

# SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

NOTATIONS ET SYMBOLES

ABREVIATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION

PARTIE I. GENERALITES SUR LE PROJET

*Chapitre I.* CONTEXTE du projet

*Chapitre II.* DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

PARTIE II. ETUDES SOMMAIRES

*Chapitre III.* ANALYSE MULTICRITERE

*Chapitre IV.* HYPOTHESES DE CALCUL

*Chapitre V.* DEFINITION DU TABLIER EN BETON PRECONTRAIT

*Chapitre VI.* DEFINITION DU TABLIER EN POUTRELLES ENROBEES

PARTIE III. PROJET DE RENFORCEMENT ET DIMENSIONNEMENT DES TABLIERS DE RIVE

*Chapitre VII.* PROJET DE RENFORCEMENT

*Chapitre VIII.* DIMENSIONNEMENT DU TABLIER DE RIVE

PARTIE IV. DIMENSIONNEMENT DES INFRASTRUCTURES

*Chapitre IX.* DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

*Chapitre X.* DIMENSIONNEMENT DES APPUIS

*Chapitre XI.* DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES

PARTIE V. EVALUATION DU PROJET

*Chapitre XII.* ETUDE FINANCIERE

*Chapitre XIII.* ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

TABLE DES MATIERES

# NOTATIONS ET SYMBOLES

$A_{ser} ou A_s$	: Section d'armatures à l'ELS
$A_u$	: Section d'armatures à l'ELU
$b$	: Dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
$b_0$	: Epaisseur brute de l'âme d'une poutre
$d$	: Hauteur utile
$e$	: Excentricité d'une résultante par rapport au centre de gravité d'une section
$E_b$	: Module de résistance
$E_p$	: Module d'élasticité des aciers de précontrainte
$E_s$	: Module d'élasticité des aciers
$F$	: Coefficient de frottement en courbure d'une armature de précontrainte
$f_e$	: Limite d'élasticité des aciers
$f_{prg}$	: Contrainte de rupture garantie pour l'armature de précontrainte
$f_{peg}$	: Contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité
$f_{bu}$	: Résistance limite à la compression relative à l'ELU
$f_{cj}$	: Résistance à la compression à j jours d'âge
$f_{ij}$	: Résistance à la traction à j jours d'âge
$h_0$	: Épaisseur d'une membrure du béton
$I$	: Moment d'inertie d'une section
$k$	: Coefficient en générale
$l_f$	: Longueur de flambement
$M$	: Moment de flexion
$M_u$	: Moment de flexion à l'ELU

$M_{ser}$  ou  $M_s$  : Moment de flexion à l'ELS

$N$  : Effort normale

$n$  : Coefficient d'équivalence acier/béton égale à 15

$s_t$  : Espacement des armatures transversales

$V$  : Effort tranchant

Notations en lettres grecques :

$\Delta$  : Variation

$\phi$  : Diamètre des armatures (parfois d'une section)

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\omega$  : Aire

$\rho$  : Rapport de dimension

$\Sigma$  : Sommation

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Résistance limite à la compression relative à l'ELS

$\sigma_{bu}$  : Contrainte admissible pour l'état limite ultime de résistance du béton

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte admissible de l'acier

$\theta$  : Coefficients sans dimensions dépendant de la durée d'application des charges

# ABREVIATIONS

BA :	Béton Armé
BAEL :	Béton Armé aux Etats Limites
BDE :	Bordereau Détail Estimatif
BP :	Béton Précontraint
BPEL :	Béton Précontraint aux Etats Limites
CMD :	Coefficient de Majoration Dynamique
CRT :	Coefficient de Répartition Transversale
EDC :	Enrobé Dense à Chaud
ELS :	Etat Limite de Service
ELU :	Etat Limite Ultime
ELUSF :	Etat Limite Ultime de Stabilité de Forme
HA :	Haute Adhérence
LI :	Ligne d'Influence
MCE :	Méthodes des Compressions Excentrées
MO	Main d'œuvre
MTRL	Matériel
MTRO	Matériau
NPBE :	Niveau des Plus Basses Eaux
PHEC :	Plus Hautes Eaux Connues
PU :	Prix Unitaire
RN :	Route Nationale
SDP :	Sous Détail des Prix
TA :	Tirant d'Air
TN :	Terrain Naturel
TPA	Tonne Par Année
VIPP :	Viaduc Isostatique à Poutre Précontrainte par Poste tension

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1) .	Comparaison des variantes selon les critères d'évaluation .....	8
Tableau 2) .	Choix multicritères .....	9
Tableau 3) .	Classification des ponts .....	12
Tableau 4) .	Coefficient de dégressivité transversal .....	13
Tableau 5) .	Valeur du coefficient $b_c$ .....	14
Tableau 6) .	Valeur du coefficient $b_t$ .....	14
Tableau 7) .	Coefficient de pondération des systèmes de charges à l'ELS et ELU .....	16
Tableau 8) .	Valeurs des coefficients $\psi$ .....	18
Tableau 9) .	Hauteur du hourdis .....	27
Tableau 10) .	Les armatures principales de la dalle .....	29
Tableau 11) .	Les armatures de répartition de la dalle .....	30
Tableau 12) .	Ratio de la dalle .....	31
Tableau 13) .	Largeur du talon de la poutre VIPP .....	40
Tableau 14) .	Valeurs de la précontrainte .....	41
Tableau 15) .	Nombres de câbles pour chaque structure .....	41
Tableau 16) .	Répartition des câbles de chaque poutre .....	42
Tableau 17) .	Ratio d'une poutre précontrainte des trois structures .....	45
Tableau 18) .	Coût estimatif sommaire des du tablier à 3 poutres en VIPP .....	46
Tableau 19) .	Coût estimatif sommaire des du tablier à 4 poutres en VIPP .....	46
Tableau 20) .	Coût estimatif sommaire des du tablier à 5 poutres en VIPP .....	47
Tableau 21) .	les contraintes dans les matériaux.....	57
Tableau 22) .	Caractéristiques des poutrelles.....	58
Tableau 23) .	Ratio du tablier en poutrelles enrobées.....	64
Tableau 24) .	Coût estimative sommaire du tablier en poutrelles enrobées .....	64
Tableau 25) .	Moments fléchissant dus aux surcharges routières.....	70
Tableau 26) .	Les moments fléchissant du tablier chargé avec l'autoclave .....	71
Tableau 27) .	Les moments fléchissant de la poutre sur un appui élastique .....	73
Tableau 28) .	Coefficient de sécurité $\gamma_M$ appliqué aux résultats des calculs théoriques .....	76
Tableau 29) .	Section théorique du renforcement.....	79
Tableau 30) .	Dimensions en [m] de la poutre BA.....	82
Tableau 31) .	Armatures d'une poutre BA .....	86
Tableau 32) .	Ratio d'une poutre en BA .....	87
Tableau 33) .	Hypothèses de calcul des appareils d'appui.....	90
Tableau 34) .	Rotation aux appuis.....	90
Tableau 35) .	Déformation des appuis due aux variations linéaires .....	91

Tableau 36) .	Efforts en [T] sollicitant un appareil d'appui .....	91
Tableau 37) .	Aire de l'appareil d'appui .....	92
Tableau 38) .	Hauteur nette d'élastomère.....	92
Tableau 39) .	Dimensions en plan de l'appareil d'appui .....	92
Tableau 40) .	Vérification au cisaillement des appareils d'appui [MPa] .....	93
Tableau 41) .	Vérification de la condition de non soulèvement d'un appareil d'appui.....	94
Tableau 42) .	Vérification de non glissement d'un appareil d'appui .....	94
Tableau 43) .	Dimension des frettes .....	94
Tableau 44) .	Coefficient de souplesse d'un appareil d'appui .....	95
Tableau 45) .	Coefficient de souplesse des piles - culées.....	96
Tableau 46) .	Effort de freinage dû à A(L) .....	96
Tableau 47) .	Répartition des efforts de freinage .....	97
Tableau 48) .	Répartition des efforts dus aux variations linéaires.....	97
Tableau 49) .	Descente des charges du tablier .....	99
Tableau 50) .	Les surcharges routières : A(L) .....	100
Tableau 51) .	CMD des surcharges routières : Bc.....	100
Tableau 52) .	Descente des charges au niveau des appuis .....	103
Tableau 53) .	Effet du vent .....	103
Tableau 54) .	Effet du courant.....	103
Tableau 55) .	Sollicitation au mur garde grève due au remblai d'accès .....	107
Tableau 56) .	Sollicitation au mur garde grève due à la surcharge de remblai.....	108
Tableau 57) .	Sollicitation due au camion Bc sur le remblai d'accès.....	109
Tableau 58) .	Sollicitations au mur garde grève dues au freinage du camion Bc.....	109
Tableau 59) .	Sollicitation au mur garde grève sur le remblai d'accès.....	110
Tableau 60) .	Sollicitations au mur en retour dues aux charges verticales $P=4T_f$ .....	113
Tableau 61) .	Sollicitations au mur en retour dues aux charges horizontales $P=2T_f$ .....	113
Tableau 62) .	Ferraillage du mur en retour .....	113
Tableau 63) .	Réduction des efforts agissant au chevet de la pile à la section d'encastrement.....	114
Tableau 64) .	Réduction des charges du chevet de la culée à la section d'encastrement.....	115
Tableau 65) .	Éléments de réduction des charges au pied du mur de front.....	117
Tableau 66) .	Efforts au pied du voile de la pile, en considérant la surcharge de l'autoclave, combinaison à l'ELS .....	118
Tableau 67) .	Efforts au pied du voile de la pile, en considérant la surcharge de l'autoclave, combinaison à l'ELS .....	119
Tableau 68) .	Ferraillage des voiles pile-culée.....	120
Tableau 69) .	Descente des charges au pied de la semelle (autoclave sur le remblai d'accès) ....	124
Tableau 70) .	Descente des charges au pied de la semelle (autoclave sur le tablier).....	125
Tableau 71) .	Effort au pied de la semelle sous pile chargée avec Bc30+freinage, combinaison à l'ELS .....	126

Tableau 72) .	Effort au pied de la semelle sous pile chargé avec Bc30+freinage, combinaison à l'ELU .....	127
Tableau 73) .	Effort au pied de la semelle sous pile chargé avec l'autoclave, combinaison à l'ELS ... ..	128
Tableau 74) .	Effort au pied de la semelle sous pile chargé avec l'autoclave, combinaison à l'ELU... ..	129
Tableau 75) .	Effort au pied de la semelle sous pile : structure soumise à un vent extrême, combinaison à l'ELS .....	130
Tableau 76) .	Effort au pied de la semelle sous pile : structure soumise à un vent extrême, combinaison à l'ELU .....	131
Tableau 77) .	tableaux de classification des sols.....	137
Tableau 78) .	Valeurs des coefficients de portance du sol : .....	137
Tableau 79) .	Effort mobilisable sous la pointe des pieux.....	138
Tableau 80) .	Choix des abaques pour la détermination de $q_s$ .....	139
Tableau 81) .	Calcul de l'effort unitaire limite mobilisable par frottement latéral d'un pieu sous culée .....	140
Tableau 82) .	Calcul de l'effort unitaire limite mobilisable par frottement latéral d'un pieu sous pile .....	140
Tableau 83) .	Les paramètres de charge d'un pieu sous culée .....	141
Tableau 84) .	Les paramètres de charge d'un pieu sous pile .....	141
Tableau 85) .	Détermination du nombre de pieux.....	141
Tableau 86) .	Justification aux ELU et ELS des pieux sous culée .....	142
Tableau 87) .	Justification aux ELU et ELS des pieux sous pile .....	143
Tableau 88) .	Valeur de $A_1$ pour le calcul du coefficient des déboursés K.....	147
Tableau 89) .	Les impacts probables.....	159
Tableau 90) .	Mesures d'atténuation proposées .....	160

# LISTE DES FIGURES

Figure 1) .	Autoclave.....	3
Figure 2) .	Plan de situation.....	4
Figure 3) .	Coupe transversale des tabliers à 3, 4, 5 poutres .....	20
Figure 4) .	Surcharges par une ou deux appliquées à la dalle .....	23
Figure 5) .	LI des efforts tranchants (section I-I).....	26
Figure 6) .	Diagramme de contrainte – déformation .....	27
Figure 7) .	Schéma de la vérification du poinçonnement.....	28
Figure 8) .	Principe de ferrailage de la dalle .....	28
Figure 9) .	Coupe transversale de la poutre .....	32
Figure 10) .	Ligne d'influence de la réaction de la poutre N°1 pour le tablier à 3, 4, 5 poutres. ....	35
Figure 11) .	Position défavorable du camion Bc pour la répartition transversale.....	36
Figure 12) .	Position défavorable du camion Bt pour la répartition transversale .....	36
Figure 13) .	Position défavorable du camion Bc pour le calcul du moment fléchissant .....	37
Figure 14) .	Position défavorable du camion Bt pour le calcul du moment fléchissant.....	37
Figure 15) .	Les contraintes admissibles d'une poutre en VIPP.....	39
Figure 16) .	Espacement des câbles.....	43
Figure 17) .	Distance des armatures de précontrainte aux parements.....	43
Figure 18) .	Schéma de principe de tracé des câbles .....	44
Figure 19) .	Poutrelle type HE.....	52
Figure 20) .	Position de l'axe neutre (AN) .....	54
Figure 21) .	Principe de disposition des armatures longitudinales .....	60
Figure 22) .	Ferrailage transversal (parallèle au ligne d'appui, vu en plan) .....	62
Figure 23) .	Vue en élévation du renforcement .....	68
Figure 24) .	Coupe (connexion poutre BP-renforcement métallique).....	69
Figure 25) .	LI des moments fléchissant .....	69
Figure 26) .	Courbe enveloppe des moments fléchissant sous les surcharges routières .....	71
Figure 27) .	Courbe enveloppe des moments fléchissant dus à la surcharges de l'autoclave .....	72
Figure 28) .	Modélisation de la structure avec renforcement.....	72
Figure 29) .	Courbe enveloppe des moments fléchissant sous des surcharges routières et sous l'autoclave sur une poutre reposant sur un appui élastique .....	73
Figure 30) .	Détermination des réactions aux appuis.....	74
Figure 31) .	Système à étudier.....	77
Figure 32) .	Système isostatique équivalent.....	78
Figure 33) .	Principe de ferrailage d'une poutre .....	83
Figure 34) .	Schéma de calcul des armatures de la poutre en béton armée.....	83
Figure 35) .	Courbe enveloppe du moment fléchissant d'une poutre en BA.....	83



Figure 36) .	Schéma d'un appareil d'appui.....	89
Figure 37) .	LI_effort du tablier : réaction de la culée .....	101
Figure 38) .	LI_effort du tablier : réaction de la pile chargée avec BC30+freinage .....	101
Figure 39) .	LI_effort du tablier : cas de la pile chargée avec autoclave [Annexe A II 5].....	103
Figure 40) .	Inventaires des charges appliquées à la culée .....	104
Figure 41) .	Inventaires des charges appliquées à la pile .....	105
Figure 42) .	Le ferrailage type du corbeau d'appui.....	105
Figure 43) .	Ferrailage type d'une dalle de transition .....	106
Figure 44) .	Schéma de calcul du mur garde grève .....	107
Figure 45) .	Schéma de calcul des poussées dues au camion $B_c$ .....	108
Figure 46) .	Distribution des charges sous l'effet de forces de freinage du camion $B_c$ .....	109
Figure 47) .	Schéma de calcul des armatures longitudinales du mur garde grève.....	110
Figure 48) .	Principe de ferrailage du mur garde grève.....	111
Figure 49) .	Géométrie prise en compte pour le calcul du mur en retour .....	111
Figure 50) .	Schéma de calcul du mur en retour .....	112
Figure 51) .	Principe de ferrailage du mur en retour.....	114
Figure 52) .	Principe de ferrailage du chevêtre .....	116
Figure 53) .	Principe de ferrailage des voiles.....	119
Figure 54) .	Schéma de calcul des actions des remblais d'accès.....	122
Figure 55) .	Schéma de calcul des actions de l'autoclave à l'entrée du pont sur la culée .....	123
Figure 56) .	Principe de ferrailage des semelles .....	134
Figure 57) .	Schéma de calcul de la pression limite équivalente des pieux .....	138
Figure 58) .	Courbes de frottement unitaire .....	140
Figure 59) .	Principe de ferrailage d'un pieu .....	144

# LISTE DES ANNEXES

<i>annexe I.</i>	DELIMITATION ET DESCRIPTION DES ELEMENTS DU PROJET.....	i
	A I 1). Plan de masse .....	i
	A I 2). Profil en long du pont .....	ii
	A I 3). CULEE.....	iii
	A I 4). PILE .....	iv
<i>annexe II.</i>	CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES .....	vii
	A II 1). PLAN D'IMPLANTATION DES POINTS DE SONDAGE .....	vii
	A II 2). Sondage pressiometrique au point d'implantation de la culée N°0:.....	viii
	A II 3). sondage pressiometrique au point d'implantation de la culée N°2 : .....	ix
	A II 4). Sondage pressiometrique au point d'implantation de la pile N°1 .....	x
<i>annexe III.</i>	SURCHARGES .....	vii
	A III 1) AUTOCLAVE.....	xi
	A III 2) SYSTEME B .....	xii
<i>annexe IV.</i>	DETAILS DE CALCUL .....	vii
	A IV 1) Prédimensionnement de la dalle en BA .....	xiii
	A IV 2) Prédimensionnement de la poutre VIPP .....	xv
	A IV 3) Rédimensionnement du tablier en poutrelles enrobées .....	xxv
	A IV 4) Prédimensionnement du tablier de rive en BA .....	xxxii
	A IV 5) Détermination des coefficients de répartition transversale (Méthode de Guyon Massonnet Bares) : cas du tablier en poutrelles enrobées .....	xxxvi
<i>annexe V.</i>	ORGANIGRAMME DE CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES EN BAEL .....	xiii
	A V 1) Flexion simple .....	xl
	A V 2) Flexion composée .....	xli
<i>annexe VI.</i>	METHODOLOGIES DE MISE EN ŒUVRE DE LA SUPERSTRUCTURE.....	xiii

## **INTRODUCTION**

L'essor du secteur minier malgache s'affiche principalement au premier rang de la course au développement. La promotion de l'exploitation minière fait maintenant partie intégrante de la vie nationale. Le projet Ambatovy constitue l'un des plus grands complexes verticalement intégrés de développement minier et industriel jamais réalisés en Afrique.

Par la suite, la création d'une telle installation capable d'accueillir et d'assurer la mise en œuvre des exploitations devient alors fondamentale autant pour les investisseurs que pour l'Etat. L'apport des technologies nouvelles issu de la science moderne est sans aucun doute l'outil nécessaire et satisfaisant à la réussite du projet. .

Le génie civil qui constitue un secteur clé dans le domaine de la construction sera également au rendez vous tout en mettant en reflet l'avancement des technologies modernes. En vue d'un mis au point du projet d'Ambatovy qui vont aboutir d'ici 2010, des grands travaux de construction sont actuellement en cours.

Bref, l'installation de l'usine de traitement des mines du « Projet Ambatovy », qui se trouve à une dizaine de kilomètre de la Cote Est de Madagascar, nécessite l'importation de matériels lourds dont l'accès au site n'est pas permis par les caractéristiques des infrastructures de la région.

En s'orientant vers une vision plus restreinte, s'ajoute la complexité de la réalisation des ouvrages qui dépasse les problèmes habituels des techniciens et ingénieurs. Attirant notre attention sur une construction d'ouvrage de franchissement de caractéristiques exceptionnelles, l'étude de ce dernier évoque l'objet de ce présent mémoire.

En tenant en vigueur les raisons susdites, avons-nous projeté d'étudier un ouvrage pour franchir le canal de Pangalana en optant pour thème : « Optimisation du choix du tablier et projet de renforcement du pont de Pangalane en vue du passage d'un autoclave pour le projet Ambatovy ». L'ouvrage comprendra cinq parties:

- ✓ La première partie donne la généralité sur le projet ;
- ✓ La deuxième partie est consacrée à l'étude sommaire ;
- ✓ La troisième partie traite le projet de renforcement ;
- ✓ La quatrième partie examine le dimensionnement des infrastructures ;
- ✓ Et la cinquième partie donne une évaluation du projet sur le plan financier et environnemental

***PARTIE 1.    GÉNÉRALITÉS SUR LE  
PROJET***

## **CHAPITRE I. CONTEXTE DU PROJET**

### **I 1 – Description du projet Ambatovy**

Ces dernières années ont été marquées par l'entrée des grandes multinationales d'extraction minière à Madagascar.

En effet, Madagascar possède d'innombrables ressources minières. Deux importants projets minerais vont aboutir d'ici 2010.

Le plus avancé est celui du Qit Madagascar Minerals (QMM) dans la région de Taolagnaro, qui consiste à l'extraction et à l'exportation de l'ilménite. Mais encore plus importante sera l'exploitation du nickel et de cobalt par les Canadiens Sherritt à Ambatovy Moramanga.

Cette dernière porte sur deux phases :

- ✓ La première sera sur la construction d'un atelier de préparation mécanique de boue de latérite au site de la mine, la construction d'un pipeline de 220 km pour le transport de la boue de latérite jusqu'à la côte, la construction d'une usine de lixiviation acide sous pression, la construction d'une raffinerie de minerais, et l'aménagement de toutes les infrastructures nécessaires, y compris la construction d'installations de production d'eau, d'électricité, de vapeur et d'acide, l'aménagement d'un parc à résidus et l'extension du port. Cette phase, réalisée avec un coût total de 2,315 Milliards d'Euro, pourra être réalisée en 3ans.
- ✓ La deuxième sera sur l'exploitation d'une mine à ciel ouvert. Cette phase achevée avec une somme environ 7Milliards d'Euro permettra de produire environ 60 000 tonnes par an (TPA) de nickel que l'on pourra négocier à la London Metal Exchange (LME), de 5600 TPA de cobalt et de 186 000TPA d'engrais à base de sulfate d'ammonium. La durée de l'exploitation du projet est estimée à 27 ans.

Le site de la mine est situé près de la ville de Moramanga, dans le plateau central de Madagascar, tandis que les installations côtières (usine de traitement, raffinerie de minerais et parc à résidus) sont situées dans la zone industrielle proche du port de Toamasina, à la Cote Est de Madagascar.

## **I 2 Acteurs du projet**

La mise de fonds nécessaire pour concrétiser le projet Ambatovy constitue l'investissement le plus lourd jamais réalisé dans le pays.

Les actionnaires sont formés d'une association dont les canadiens de la « Sherritt Dynatec » propriétaire y met 40%, « Sumitomo Corporation » du Japon 27.5%, et autant que la « Koreas Ressources Corporation », la « SNC Lavalin » en a pris 5%.

## **I 3 Définition du projet**

Le fonctionnement de l'usine, notamment le traitement qui consiste à la séparation des mines et des boues, nécessite l'importation de certains matériels lourds (Autoclaves (*figure 1*)) et les éléments constitutifs des « Tank ») et des matières premières (calcaire, charbon, soufre).

**Figure 1) . Autoclave**



Tandis que l'usine est située sur un site d'environ 80ha se trouvant aux abords de la ville de Toamasina (*figure 2*)

Pour assurer le transport on a prévu de mettre en place :

- ✓ L'Extension du port existant ;
- ✓ La construction de l'accès reliant le port et l'usine, cette route est aussi reliée à la RN2 (RN2 Bis) ;
- ✓ La construction d'un pont sur cet accès.

L'usine et le port qui sont étroitement liés sont raccordés par une piste ou voie d'accès de 10Km environ. Le principal obstacle sur cet axe est le Canal de Pangalane qui est exploité par des pirogues locales.

Figure 2) . Plan de situation



Le présent mémoire concerne l'étude d'un ouvrage franchissant cet obstacle.

Cet ouvrage doit répondre aux conditions mécaniques que demandent le passage de ces matériels lourds, notamment, les autoclaves de 1200T (*figure1*) environ et aussi permettre le passage des pirogues.

Il est à remarquer que ces autoclaves sont en nombre limités, et l'ouvrage construit sera offert à l'Etat après la phase de construction, première phase de l'exploitation.

On peut proposer deux variantes pour cette structure :

- 1 – dimensionnement du pont en considérant l'autoclave de 1200t comme dimensionnant ;
- 2 – dimensionnement du pont avec le trafic de la RN2 (Bc30) et proposition d'un renforcement provisoire permettant de faire passer les autoclaves.

Afin d'éviter le surdimensionnement de l'ouvrage pour son usage à long terme, nous optons pour la deuxième variante.

## **CHAPITRE II. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**

Dans ce chapitre, nous allons, décrire les paramètres qui délimitent les caractéristiques (données fonctionnelles et naturelles) de notre ouvrage.

### **II 1 Données naturelles**

#### **II.1.1 Caractéristiques géotechniques**

Le terrain est une donnée essentielle du problème à solutionner, sa connaissance a une importance fondamentale notamment pour l'implantation des infrastructures des ouvrages d'art.

Sa nature et sa force portante permet de déterminer le système de fondation à retenir et le type de l'ouvrage.

Des études sur les matériaux constitutifs du terrain doivent ainsi être effectuées.

Pour ce faire, on a recours à :

- ✓ Un sondage carotté du terrain qui permet d'identifier la nature des différentes couches du terrain et leurs profondeurs ;
- ✓ Un sondage pressiométrique dont les résultats seront des données essentielles pour le dimensionnement des fondations de l'ouvrage. Ce sondage permet de déterminer : la pression limite  $p_l$ , la pression de fluage  $p_f$ , et le module pressiométrique  $E$ . [Annexell]

Les caractéristiques mécaniques des sols sont ensuite déterminées au laboratoire par :

- ✓ Les essais d'identification des sols ;
- ✓ Les essais PROCTOR et CBR ;
- ✓ Les essais œdométriques et perméamètres ;
- ✓ Les essais de gonflement.

#### **II.1.2 Données hydrologiques et hydrauliques**

Suite à des études hydrologiques et hydrauliques effectuées, les valeurs suivantes sont tirées et utilisées afin de bien caler notre ouvrage.

- ✓ Le tirant d'air est de 2,50m;
- ✓ Le PHEC est de 3,50m.



## **II 2 Données fonctionnelles**

### **II.2.1 Longitudinalement (longueur et travée)**

La longueur totale d'un pont dépend du tracé en plan de la voie portée, de la géométrie des appuis par rapport à l'axe du pont, de la conception des culées et des abords sous le double point de vue économique et esthétique. La longueur est, donc, déterminée à partir de tous ces critères et des règlements régissant, selon la structure choisie, la construction des ponts. Cette longueur totale peut être fractionnée en quelques travées de nombre déterminé à partir du domaine de la portée, de l'élancement possible, des contraintes de gabarit et du profil en long, des conditions topographiques et géotechniques, du bilan économique et esthétique.

Les caractéristiques de la voie franchie (canal de Pangalana) déterminent les données fonctionnelles qui orientent la géométrie de notre ouvrage. En effet une espace entre 2 appuis d'environ 25m au moins est nécessaire au passage des pirogues. En outre, tenant compte du balancement minimal qu'on doit respecter pour assurer la stabilité des appuis, le pont doit être à trois travées symétriques de longueur chargée : 15,58m – 24,95m – 15,58m.

### **II.2.2 Transversalement**

En principe le nombre de voies de circulation d'un ouvrage d'art, est fonction de l'évolution de trafic.

Dans notre cas, la largeur de ce pont est particulièrement, délimitée à partir des dimensions du convoi exceptionnel (Annexell 1 page xi) Les dimensions des équipements sont, ainsi, définies comme suit :

$l_{\text{tabier}} = 12m$  - largeur totale du tablier ;

$l_r = 8,60m$  - largeur roulable (on a ainsi un pont à 3voies pour les trafics nationaux) ;

$tr = 1,5m$  - largeur d'un trottoir ;

$e_{\text{garde-corps}} = 0,20m$  ,  $h_{\text{garde-corps}} = 0,80$  : épaisseur et hauteur du garde-corps, en BA ;

$e_{\text{mrev}} = 0,06m$  - épaisseur moyenne du revêtement du tablier, en EDC.

On aura le type de structure du tablier après les étapes de comparaison [Partie II]

## ***PARTIE 11. ETUDES SOMMAIRES***

## **CHAPITRE III. ANALYSE MULTICRITERE**

La conception générale d'un ouvrage repose sur des facteurs d'ordre naturel, fonctionnel et architectural.

Du point de vue esthétique, il faut signaler que la variante choisie doit être compatible avec le paysage du site tout en respectant bien évidemment sa faisabilité économique et technique.

Il faut toujours tenir compte des impératifs concernés par la construction.

Afin de pouvoir choisir la variante optimale à notre projet, nous allons procéder en suivant deux étapes.

Dans une première étape, nous allons proposer les variantes qu'on pourra adopter et choisir les deux structures les plus adaptées à notre ouvrage selon une analyse multicritère dont les critères, classés dans l'ordre croissante selon la priorité, sont les suivants :

### **III 1 Les critères d'évaluation**

**1<sup>er</sup> critère** : La portée déterminante

C'est la plus grande des longueurs entre appuis consécutifs, 25m pour notre ouvrage. Elle impose sur l'élancement de la poutre, donc, sur le choix de la structure à adopter.

**2<sup>ème</sup> critère** : La technicité des entreprises locales

La possibilité de réalisation d'un projet doit être bien analysée. Plusieurs sont les structures peu exploitées, à cause des entreprises spécialisées rarement vu dans le lieu. Or la technique d'exécution influe fortement sur le coût du projet, il faut ainsi choisir une structure adaptée aux offres techniques des entreprises locales.

**3<sup>ème</sup> critère** : Le mode de construction et le délai d'exécution

La conception d'un pont est très étroitement liée à son mode de construction.

Il faut tenir compte de la disponibilité des matériaux, de l'état des lieux et de la possibilité d'emplacement des matériels adaptés au mode de construction (transport des matériaux, coffrages, bétonnage, etc.).

Le phasage de construction influe sur les dispositions constructives à respecter sur chantier. De ce mode de construction dépend le délai d'exécution. Il faut choisir un ouvrage qu'on peut réaliser en une courte durée, tout en respectant les règles de l'art.

#### 4ème critère : L'entretien

Il est nécessaire de prévoir les problèmes qui peuvent se présenter lors de la phase d'exploitation et notamment tous ceux liés à l'entretien. Le coût réel d'un pont doit intégrer à long terme les coûts d'exploitation, de surveillance, d'entretien et de réparation. Il faut bien choisir les matériaux pour limiter au maximum le coût de l'entretien.

### III 2 Comparaison des variantes selon les critères d'évaluation

Tableau 1) . Comparaison des variantes selon les critères d'évaluation

Type de structure	1	2	3	4
<b>1 – Pont à poutres précontraintes par post tension</b>	structure pratique pour une travée supérieure à 25m	grande entreprise familière à la structure	nécessité de matériels et engins spéciaux ; importation des câbles ; exécution rapide	ne requiert qu'un minimum d'entretien
<b>2 – Pont mixte acier - béton</b>	existence de poutrelles de la longueur recherchée	entreprises spécialisées rarement vues à Madagascar	nécessité des installations et d'engins spéciaux ; Difficulté de mise en œuvre de la dalle	risque de corrosion des poutrelles élevé dans une région côtière
<b>3 – Pont à tablier en poutrelles enrobées</b>	existence de poutrelles de la longueur recherchée	structure peu exploitée à Madagascar	non nécessité d'échafaudage (utilisation des coffrages perdus)	ne demande pas beaucoup d'entretien (poutrelle protégée par le béton d'enrobage)

### III 3 Choix multicritère

Nous allons noter chaque variante pour chaque critère en pondérant chacun selon l'importance par des « + ». On calcule, ensuite, la somme de points accumulés par chaque solution et en déduire l'ouvrage le mieux adapté à notre projet.

Tableau 2). Choix multicritères

<b>Critère</b> <b>Variante</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>Total</b>
<b>1</b>	+++	++	++	+	8+
<b>2</b>	++	+	+	+	5+
<b>3</b>	++	+	++	++	7+

### **III 4 Interprétations**

La structure en BA ne fait pas partie des types proposés car, elle n'est pas adaptée aux dimensions de notre ouvrage. En effet, la structure en BA est pratique pour une travée de calcul <20m. En outre, une longue travée, en BA, induit une hauteur importante de poutre qui pourra gêner le passage des pirogues en dessous.

A part que la structure est très flexible, alors n'est pas très fiable pour la fonction de notre ouvrage, une structure métallique dans cette zone côtière est exposée à un fort risque de corrosion. Celle-ci, n'est, donc, pas tenue en compte dans cette comparaison.

Les comparaisons faites ci – dessus nous permettent de déduire les conclusions suivantes :

- ✓ Les aciers du pont mixte acier – béton court un fort risque de corrosion dans cette région côtière, alors que les entretiens sont difficiles. De plus le coffrage de la dalle nécessitera des cintres dont la réalisation dans notre cas est presque impossible ;
- ✓ Le pont en BP représente la structure la plus avantageuse de tous les types proposés.
- ✓ Et le pont à poutrelles enrobées est avantageux par rapport au pont mixte. De par les poutrelles enrobées dans le béton sont protégées contre la corrosion

Dans les prochains chapitres, donc, nous procéderons à la deuxième étape de la comparaison : étude technico – économique des deux variantes : variante n°1 et n°3 pour ne garder qu'une seule qu'on adoptera pour la suite de l'étude. Cette étape comportera une conception et prédimensionnement de la travée centrale de chaque variante, suivie d'une détermination des ratios et une estimation comparative des coûts qui s'ajoute à une comparaison technique.

## CHAPITRE IV. HYPOTHESES DE CALCUL

### IV 1 Les caractéristiques des matériaux

Nous définissons dans ce paragraphe les différentes caractéristiques des matériaux utilisés, les valeurs dépendent du type de structure et sont données tout au long du dimensionnement.

#### IV.1.1 Le béton

Nous adoptons un dosage de  $350\text{kg/m}^3$  pour les appuis et de  $400\text{kg/m}^3$  pour les superstructures et les pieux.

Les contraintes caractéristiques de compression du béton, à 28 jours d'âge :  $f_{c28}$

La résistance caractéristique à la traction, à 28 jours d'âge :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

La contrainte de compression du béton à l'ELS :  $\sigma_{bs} = 0,6 f_{c28}$

La contrainte de compression du béton à l'ELU :  $\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

$\theta = 1,00$  - coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges : dans notre cas c'est-à-dire ponts-routes c'est inférieur à 1h ;

$\gamma_b = 1,5$  - coefficient de sécurité du béton pour les combinaisons fondamentales.

#### IV.1.2 Les aciers

La fissuration est préjudiciable ;

Dénomination : FeE500 Haute Adhérence ;

Limite de garantie élastique de l'acier :  $f_e$  ;

Contrainte de traction de l'acier à l'ELS :  $\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$  avec

$\eta = 1,6$  - coefficient de fissuration ;

Contrainte de traction de l'acier en à l'ELU :  $\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ , où

$\gamma_s = 1,15$  - coefficient de sécurité pour l'acier.

#### IV.1.3 Le béton armé

$$\text{Module de déformation longitudinale du béton : } \begin{cases} E_{bi} = 11000 f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ si } t < 24h \\ E_{bv} = 3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ si } t > 24h \end{cases}$$

Avec  $t$  - durée d'application ;

Module de déformation longitudinale de l'acier :  $E_a = 2.10^5 \text{ MPa}$  ;

$$\text{Coefficient d'équivalence acier-béton : } n = \frac{E_a}{E_{bi}} ;$$

Les coefficients des variations linéaires de la structure :

$$\text{Coefficient de fluage d'équivalence acier-béton : } n = \frac{E_a}{E_{bv}} (1 + K_{fl}) ;$$

Où  $K_{fl}$  - coefficient de fluage ;

Coefficient de retrait à court terme :  $\varepsilon_{ri}$  ;

Coefficient de retrait à long terme :  $\varepsilon_{rv}$  ;

Température :  $\varepsilon_{\theta}$

#### IV 2 Surcharges d'exploitation

Nous décrivons dans ce paragraphe les sources de nos données concernant les surcharges d'exploitation.

Les surcharges routières à prendre en compte dans notre cas sont fixées par le fascicule 61 titrell [6].

Les surcharges pour les ponts routes comprennent 2 systèmes : le système de surcharge A et le système de surcharge B composé de 3 sous systèmes  $B_c$ ,  $B_r$ , et  $B_t$ .

Les ponts sont divisés en 3 classes en fonction de leur largeur roulable.

**Tableau 3) . Classification des ponts**

Classe	Largeur roulable
I	$\geq 7\text{m}$
II	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
III	$\leq 5,5\text{m}$

Notre ouvrage est alors de classe I.

#### IV.2.1 Système de surcharge A

Le système de surcharge A est composé d'une charge uniformément répartie suivant la loi :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \left[ KN / m^2 \right]$$

$L$  - la longueur chargée en m

Cette densité  $A(L)$  est multipliée par un coefficient  $a_1$  assimilable à un coefficient de dégressivité transversal, donné par le tableau suivant :

**Tableau 4) . Coefficient de dégressivité transversal**

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	5
Classe du pont	I	1	1	0,9	0,75	0,7
	II	1	1,09			
	III	0,9	0,8			

La valeur obtenue  $A_1 = a_1 A$  est multipliée par un coefficient  $a_2$  et donne  $A_2$  une charge qui est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

$v$  - largeur d'une voie

$v_0 = 3,5m$  - pour des ponts de classe I

$v_0 = 3,0m$  - pour des ponts de classe II

$v_0 = 2,75m$  - 2,75 pour des ponts de classe III

$\Rightarrow a_1 = 0,90$  et  $\Rightarrow a_2 = 1,22$

Alors pour la travée centrale :  $A_1 = 1,323t / m^2$   
 $A_2 = 0,395t / m^2 \Rightarrow A(l) = 1,323t / m^2$

#### IV.2.2 Le système B

Les surcharges B schématisé en Annexe III 2 page xii sont frappées de majoration dynamique

dont le coefficient est déterminé par :  $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$

$L$  - longueur de l'élément ;

$G$  - poids total de l'ouvrage ;



$S$  - charge maximale de B qu'on peut disposer sur l'élément.

Ces surcharges comprennent :

**IV.2.2.1) Le système  $B_c$  de camion type :**

Un camion type  $B_c$  comporte 3 essieux avec des roues pneumatiques simples, gonflées avec une pression de 7 bars. La surface d'impact d'une roue arrière est de 25cm x 25cm, celle d'une roue avant est de 20cm x 20cm.

On disposera sur la chaussée au plus autant de files ou convoi de camions que la chaussée comporte de voies de circulations, soit 3 dans notre cas et l'on placera toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Une voie de circulation comporte au plus 2 camions.

En fonction du nombre de voie chargée, la surcharge  $B_c$  est affectée d'un coefficient  $b_c$ , tel que :

**Tableau 5) . Valeur du coefficient  $b_c$**

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	5
Classe du pont	I	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	II	1	1			
	III	1	0,8			

$$\Rightarrow b_c = 0,95$$

**IV.2.2.2) Le système  $B_t$  d'un tandem de deux roues de 32t :**

Ce système comporte deux essieux, tous deux à roue simple munie de pneumatique dont la surface d'impact est de 25cm x 60cm.

**Tableau 6) . Valeur du coefficient  $b_t$**

Classe	Coefficient
I	1
II	0,9

$$\Rightarrow b_t = 1$$

**IV.2.2.3) Le système  $B_r$  d'une roue isolée de 10t.**

Ce système transmet un effort de 10T à travers une surface d'impact rectangulaire de 60cm x 30cm. Ce rectangle d'impact, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

#### IV.2.3 Surcharge de trottoir

Un système local destiné à la justification des éléments de couverture du tablier (hourdis, entretoises) :

- ✓  $q_{tr} = 0,450t/m^2$  (placé pour produire l'effet le plus défavorable, les effets peuvent éventuellement cumuler avec ceux de B) ;
- ✓ une roue isolée de 6 t dont la surface d'impact est de 0,25m x 0,25m à disposer sur les trottoirs en bordure d'une chaussée.

Un système général pour le calcul des poutres principales. Il comprend une charge uniformément répartie d'intensité  $q_{tr} = 0,150t/m^2$  (à disposer sur les trottoirs bordant une chaussée).

Ce système général répond aux règles d'application suivantes :

Dans le sens longitudinal, on dispose cette charge pour qu'elle produise l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, toute la largeur du trottoir est chargée, mais on peut considérer soit qu'un seul trottoir est chargé, soit que les deux le sont, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

Cette charge est cumulable avec la charge A(l) et B<sub>c</sub> si elle peut donner un effet plus défavorable.

De plus, le système général comprend une charge de densité uniforme mais qui ne concerne que les ouvrages ne supportant qu'une circulation de piétons ou de cyclistes (passerelles).

#### IV.2.4 Efforts de freinage

Les efforts de freinage sont à considérer pour la stabilité des appuis (piles, culées) et la résistance des appareils d'appui.

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) :  $Fr(A) = kA(L)$

Où  $k = \frac{1}{20 + 0,0035S}$  - pourcentage des charges et  $S$  - la surface chargée en m<sup>2</sup>.

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B<sub>c</sub> est limité par le poids d'un véhicule :  $Fr(B_c) = 30T$  (à mettre successivement sur chacun des tabliers).

#### IV.2.5 Surcharge de l'autoclave

Cette surcharge exceptionnelle ne figure pas dans [6]. Les caractéristiques de ce convoi sont décrites dans la figure (annexe III 1 page xi) L'autoclave, roulant à moins de 5km/h n'est pas frappé de majoration dynamique (Eurocode I Partie III). Elle est supposée ne pas freiner.

### IV 3 Classification des charges

Les caractéristiques suivantes sont définies à partir des règles BAEL91 révisées 99.

#### IV.3.1 Charges permanentes, G

Les charges permanentes sont constituées par les poids du tablier du pont (le poids du revêtement, de la dalle, des garde-corps, des trottoirs et encorbellements, des poutres principales et des entretoises d'about).

Le poids propre de ces éléments est calculé à partir de leurs dimensions théoriques, en considérant les masses volumiques suivantes :

Armatures :  $7,85 \text{ T/m}^3$  ;

Béton armé :  $2,5 \text{ T/m}^3$ .

Elles incluent également le poids des équipements fixes et amovibles des superstructures, et les déformations permanentes éventuelles (dénivellations ou tassements d'appui).

#### IV.3.2 Charges variables, Q

Elles résultent de l'effet des charges d'exploitation définie ci-dessus.

Les valeurs représentatives, au sens des directives communes (DC 79), sont obtenues à partir des valeurs nominales de ce fascicule.

**Tableau 7) . Coefficient de pondération des systèmes de charges à l'ELS et ELU**

Nature de la charge	ELS	ELU
Charges de chaussées et effets annexes, charges sur remblais (articles 4, 5, 6, 7, 8)	1,2	1,07
Charges militaires et charges exceptionnelles (articles 9, 10)	1	1
Charges sur trottoirs, passerelles piétons et garde-corps (articles 11, 12, 13, 18)	1	1,07

#### **IV 4 Combinaisons des actions**

Pour la détermination des sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis, on utilise les combinaisons des actions suivantes :

$G_{\max}$  - actions permanentes dont les effets s'ajoutent à l'effet des actions variables ;

$G_{\min}$  - actions permanentes dont les effets se retranchent de l'effet des actions variables ;

$Q_1$  - ensemble des actions variables dites de base ;

$Q_i$  - ensemble des actions variables dites d'accompagnement.

##### **IV.4.1 Combinaisons vis-à-vis des états limites de service (ELS)**

Les combinaisons d'actions à considérer vis-à-vis des ELS (combinaisons rares) sont de la forme :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_0 Q_i$$

Où  $\psi_0$  - coefficient de valeur de combinaison.

##### **IV.4.2 Combinaisons vis-à-vis des états limites ultimes (ELU)**

Les combinaisons d'actions à considérer vis-à-vis des ELU sont de la forme :

$$\checkmark \text{ Combinaison fondamentale : } 1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + 1,3\sum_{i>1} \psi_0 Q_i$$

Où  $\gamma_{Q1}$  - coefficient de l'action de base tel que :

$\gamma_{Q1} = 1,35$  - pour les charges étroitement bornées (connues en grandeur et position) ou de caractère particulier (convoi particulier) ;

$\gamma_{Q1} = 1,5$  - dans les autres cas ;

$\psi_1$  - coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison fréquente ;

$\psi_2$  - coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison quasi-permanente.

Pour les ponts-routes, les coefficients  $\psi$  prennent les valeurs suivantes :

**Tableau 8) . Valeurs des coefficients  $\psi$**

Nature de la charge	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges d'exploitation sans caractères particuliers		(*)	
Pont de 1ère classe	0	0,6	0
Pont de 2ème classe	0	0,4	0
Pont de 3ème classe	0	0,2	0
Vent			
En exploitation	0	0,2	0
En exécution	1	0	-
Température			
Variation uniforme	0,6	0,5	0
Charges aléatoires d'exécution	1	-	-

(\*)- valable pour les charges reparties seulement.

## CHAPITRE V. DEFINITION DU TABLIER EN BETON PRECONTRAIN

Dans ce chapitre, nous allons définir la structure la plus optimale à la dimension de notre ouvrage, c'est-à-dire celle qui donne un coût minimal pour l'ensemble acier-béton. Pour ce faire nous proposerons une étude sommaire de trois structures : à 3, 4 et 5 poutres sous chaussées.

Tout au long de ce chapitre, nous trouverons le procédé de conception et les résultats attendus, les détails de calculs ainsi que les différents paramètres sont donnés en annexe.

### V 1 Prédimensionnement de la dalle en béton armé

Nous aurons à la fin de ce paragraphe la hauteur nécessaire de la dalle dans le cadre du prédimensionnement.

La dalle doit être conçue de telle manière qu'elle puisse :

- ✓ Résister aux efforts locaux apportés par les surcharges roulantes ;
- ✓ Transmettre les efforts locaux aux poutres principales ;
- ✓ Assurer le contreventement horizontal du tablier ;
- ✓ Participer à la flexion d'ensemble des poutres principales.

Pour une facilité de mise en œuvre, le tablier ne comporte que des entretoises d'about, au niveau des appuis. Les poutres sont ainsi reliées entre elle au niveau du hourdis.

Si  $l_x$  - distance entre nus des poutres ;

$l_y$  - distance entre nus des entretoises d'about ;

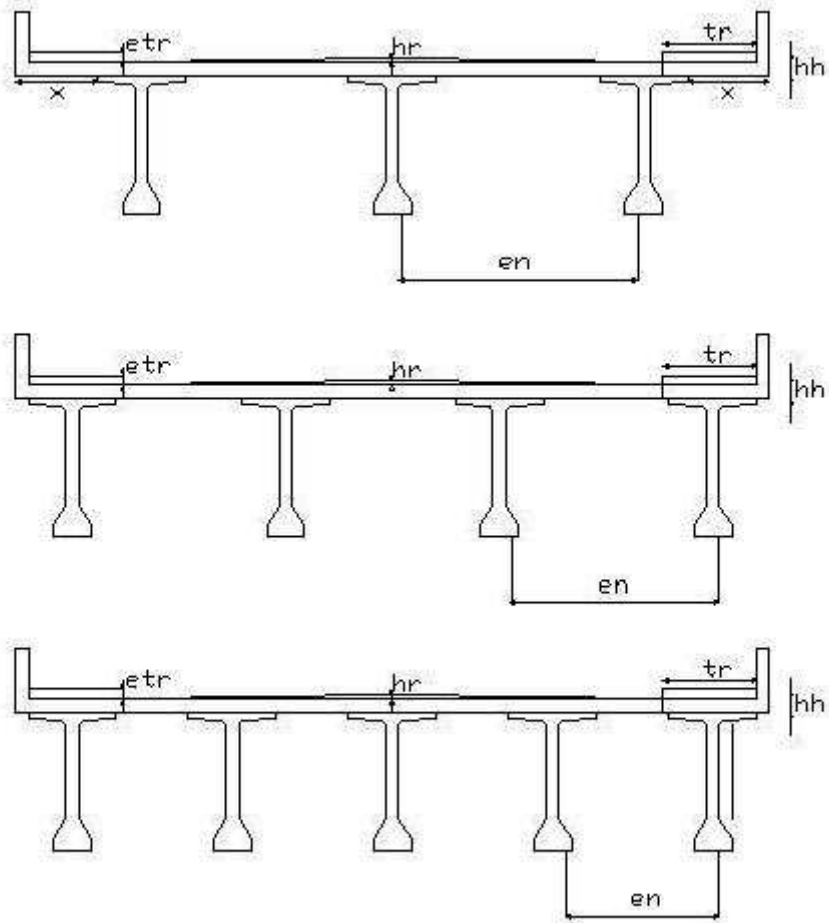
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Pour les 3 structures, d'après la **figure3**) :

n	3	4	5
$\alpha$	0,140	0,127	0,094

$\alpha < 0,4$  - la dalle porte en un seul sens.

Figure 3) . Coupe transversale des tabliers à 3, 4, 5 poutres



$n$  - nombre de poutre

$tr$  - largeur du trottoir

$e_{tr}$  - épaisseur du trottoir

$L_r$  - largeur roulable

$h_r$  - épaisseur du revêtement

$x$  - largeur de la console

$e_n$  - distance entre nus de deux poutres

$h_h$  - épaisseur de l'hourdis

### V.1.1 Détermination des charges appliquées [Annexe IV 1 page xiii]

On a ici, le type : dalle encastrée sur les deux côtés suivant la longueur du pont, c'est à dire les dalles s'appuient seulement sur les poutres principales (il n'y a que des entretoises d'about au niveau des appuis). Les efforts sont déterminés par 1ml suivant la largeur de la dalle.

c le tablier à 3 poutres, afin de respecter la règle régissant la distance entre axe des poutres VIPP  $2,50m \leq e_a \leq 3,50m$ , deux parties consoles doivent être laissées à l'extrémité des 2 poutres de rive.

#### V.1.1.1) A la partie console

##### a) Charges permanentes

Poids de l'hourdis :  $g_h = 2,5h_h$  en  $[t/m^2]$

Poids du trottoir :  $g_{tr} = 2,5e_{tr} \Rightarrow g_{tr} = 0,375[t/m^2]$

Poids du revêtement :  $g_r = 0,145[t/m^2]$

Poids du garde corps :  $g_{gc} = 0,16t/ml$

Les sollicitations dues à ces charges permanentes sont données par les formules :

$$M_g(x) = g_h \frac{x^2}{2} + g_{tr} tr \left( x - \frac{tr}{2} \right) + g_{gc} x + g_r \frac{(tr - x)^2}{2}$$

$$V_g(x) = g_h x + g_{tr} tr + g_{gc} + g_r (x - tr)$$

##### b) Charges d'exploitation

Surcharges locales :  $0,45t/m^2$  ;

Roue isolée de 6t : surface d'impact =  $0,25 \times 0,25$

Les sollicitations dues à ces charges d'exploitation :

$$M_q(x) = 0,45tr \left( x - \frac{tr}{2} \right)$$

$$V_q(x) = 0,45tr$$



c) Combinaison d'actions

A l'ELS :

$$M_{console}^{ELS} = M_g(x) + 1,2M_q(x)$$

$$V_{console}^{ELS} = V_g(x) + 1,2V_q(x)$$

A l'ELU :

$$M_{console}^{ELU} = 1,35M_g(x) + 1,07 \times 1,5M_q(x)$$

$$V_{console}^{ELU} = 1,35V_g(x) + 1,07 \times 1,5V_q(x)$$

**V.1.1.2) En travée**

a) Calculs des moments fléchissants

✓ Charges permanentes :

Poids propre de l'hourdis :  $g_h = 2,5h_h$  en  $[t/m^2]$  ;

Poids propre du revêtement :  $g_r = 0,145[t/m^2]$ .

D'où le moment fléchissant dû aux charges permanentes :

$$M_g = (g_h + g_r) \frac{e_n^2}{8}$$

✓ Charges d'exploitation:

Les surcharges de chaussée du fascicule 61 Titre II : A,  $B_c$ ,  $B_t$ , trottoir .

Pour la surcharge A  $A = 1,323t/m^2 \Rightarrow M_A = A \frac{e_n^2}{8}$  ;

Pour le système B, en considérant les 2 façons de surchargement de la **figure4)** ci dessus on a :

$$p_1 = \frac{P}{2ab_1} \text{ en } [t/m^2] \text{ - si une roue se trouve sur } e_n ;$$

$$p_2 = \frac{P}{2a(c+b_1)} \text{ en } [t/m^2] \text{ - si deux roues se trouvent sur } e_n .$$

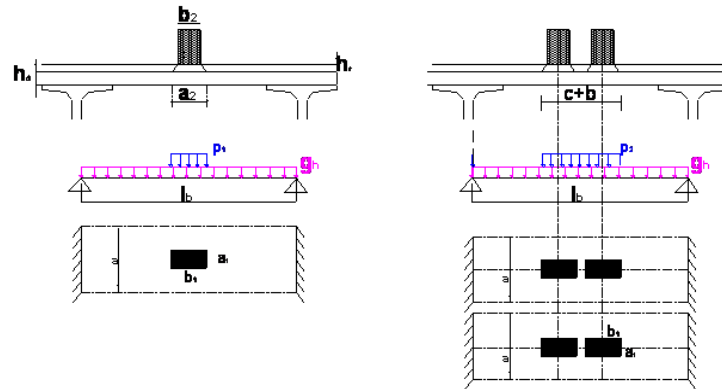
$P$  - charge par essieu telle que  $P=12T$  pour  $B_c$ , et  $P=16T$  pour  $B_t$  ;

$a$  - largeur, suivant l'axe longitudinal, influencée par le système B ;

$b_1$  - largeur, suivant l'axe transversal, influencée par le système B ;

$c$  - entraxe des deux roues tel que  $c = 0,50m$  pour  $B_c$ , et  $c = 1,00m$  pour  $B_t$

Figure 4) . Surcharges par une ou deux appliquées à la dalle



Rappelons que les charges du système B sont frappées de majoration dynamique de

$$\text{coefficient : } \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Où :

$l$  - longueur de l'élément telle que :  $l = \text{Min}\{L_r + 2tr; L\}$  en m

$L_r$  - largeur roulable en m ;

$L$  - travée de calcul en m :  $L = 1,05L_0 + 0,60$

Et si  $L_1 = 1,07L_0 + 0,65 = 24,95m$  - la longueur totale de la poutre  $\Rightarrow L_0 = 22,71$  - la longueur de la portée libre alors on a  $L = 24,50m$

$G$  - charge permanente telle que  $G = g_h L l$  en T ;

$S$  - charge maximale du système B (fonction du nombre de camion possible de placer sur la longueur du tablier, soit 6), en T.

✓ Délimitation de la largeur influencée par le système B :

La largeur suivant l'axe longitudinal du pont, influencée par l'application des surcharges B est donnée par l'expression suivante :

$$a = a_1 + \frac{e_n}{3} \text{ mais } a \geq \frac{2}{3} e_n$$

Si la valeur de  $a$  trouvée est supérieure à 1,5m (distance minimale entre les 2 essieux successifs), on détermine la largeur influencée par la formule :

$$a = \frac{1}{2}(a_1 + 1,5 + \frac{e_n}{3}) \text{ mais } a \geq \frac{1}{3}e_n + 0,8m$$

Dans ces 2 formules, la valeur de  $a_1$  est définie par :  $a_1 = a_2 + h_h + 2h_r$

$a_2$  - coté, parallèle à l'axe longitudinal du pont, de la surface d'impact de roue correspondant au système de surcharge étudié ;

La largeur suivant la coupe transversale du pont, influencée par l'application des surcharges B est :  $b_1 = b_2 + h_h + 2h_r$

$b_2$  - coté, parallèle à l'axe transversal du pont, de la surface de la roue correspondant au système de surcharge étudié.

Ainsi,

$$M_B^{1roue} = \frac{p_1 b_1}{4} \delta \left( e_n - \frac{b_1}{2} \right)$$

$$M_B^{1roue} = \frac{p_1 (b_1 + c)}{4} \delta \left( e_n - \frac{(b_1 + c)}{2} \right)$$

$$\text{et } M_B = \text{Max} \{ M_B^{1roue}, M_B^{2roue} \} \text{ de Bt ou Bc}$$

✓ Délimitation de la largeur influencée par les charges du trottoir :

A l'ELU, on considère une roue isolée de 6t dont la surface d'impact est un rectangle de côté  $a'_2$  suivant la longitudinale et  $b'_2$  suivant la transversale.

$$\text{On a } a'_1 = a'_2 + h_h + 2e_{tr}$$

$$b'_1 = b'_2 + h_h + 2e_{tr}$$

$$a' = \text{Min} \{ 1,5; a'_1 + x \}$$

$$\text{Et } p_3 = \frac{P'}{a' b'_1}$$

$$\Rightarrow M_q = \text{Max} \{ M_A; M_B \}$$

D'où les moments au centre de la travée considérée comme isostatique :

$$\text{À l'ELS : } M_0 = M_g + 1,2M_q$$

$$\text{À l'ELU : } M_0 = 1,35M_g + 1,07 \times 1,5M_q$$

Pour un calcul beaucoup plus approché, on pourra déterminer les  $M_f$  de la façon suivante :

- Au centre de la travée (ou de chaque travée) :

$$M_{0,5e_n} = 0,5M_0 \text{ si } \frac{h_h}{h} \leq \frac{1}{4}$$

$$M_{0,5e_n} = 0,7M_0 \text{ si } \frac{h_h}{h} > \frac{1}{4}$$

- Sur les appuis :

$$M_{ap} = -0,7M_0$$

Pour la structure à 3 poutres, on déterminera le moment d'encastrement du côté de la console  $M_{ap-c}$ , on compare cette valeur avec celle trouvée sur l'appui du côté de la travée et évidemment la plus grande de ces deux valeurs sera déterminante.

Pour la valeur du moment au centre de la travée voisine de la console :

Le moment positif est déterminé par le tableau 7 (cas de la structure hyperstatique en une travée) ;

Le moment négatif est égal à  $-0,25M_0$  si le moment d'encastrement du côté de la console  $M_{ap-c} \leq M_0$ , dans le cas contraire il faut utiliser la LI du moment  $M_{0,5e_n}$  et on la surcharge pour trouver la valeur du moment négatif le plus défavorable.

Le moment de calcul aux appuis :  $M_{ap} = \text{Max}\{M_{console}; M_a\}$

Mais on vérifiera que :  $M_t + \frac{1}{2}(|M_g| + |M_d|) \geq (1,2 \text{ à } 1,3) M_0$

#### b) Calcul des efforts tranchants

✓ Charges permanentes :

$$V_g = (g_h + g_r) \frac{e_n}{2}$$

✓ Charges d'exploitation

Pour la surcharge A :  $V_A = A \frac{e_n}{2}$

Pour le système B :  $V_B = \delta \frac{p_i}{2} \sum \frac{y_x}{a_x}$

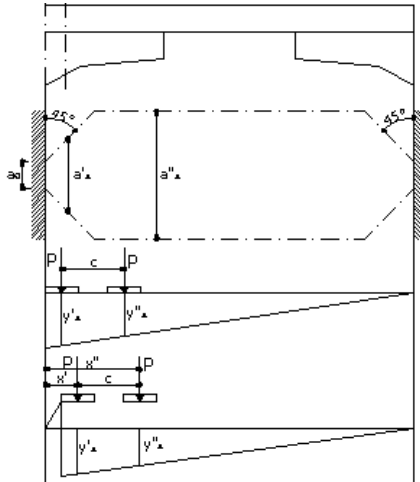
$y_x$  - ordonnée de la LI considérée

$$a_x \text{ a pour valeur : } a_x = \begin{cases} a_1 + 2x & \text{si } x \leq \frac{e_n}{6} \\ a_1 + \frac{e_n}{3} & \text{si } \frac{e_n}{6} \leq x \leq \frac{5e_n}{6} \end{cases}$$

$x$  - distance de la charge concentrée au nu de l'appui considéré ;

$x_1$  - distance de la section considérée au nu de l'appui considéré.

**Figure 5) . LI des efforts tranchants (section I-I)**



On en déduit l'effort tranchant dû aux charges d'exploitation :  $V_q = \text{Max}\{V_A; V_B\}$

D'où la combinaison :

$$V^{ELS} = V_g + 1,2V_q(x)$$

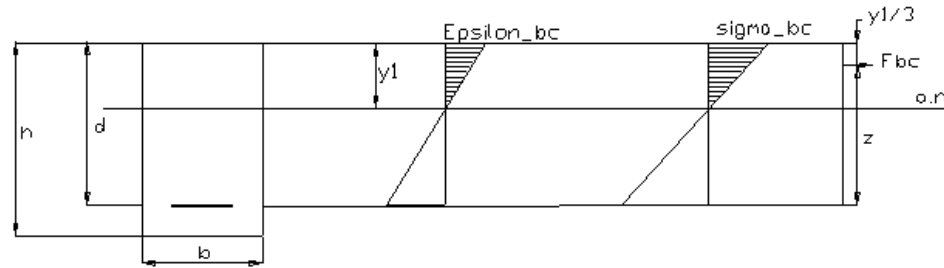
$$V^{ELU} = 1,35V_g + 1,07 \times 1,5V_q(x)$$

### **V.1.2 Calcul de la hauteur utile de la dalle [AnnexeIV 1 page xv]**

En effet la détermination de cette hauteur est faite suivant un raisonnement de calcul itératif, ce paragraphe détermine la dimension optimale.

La fissuration est préjudiciable, la section des armatures est alors déterminée à l'ELS suivant l'organigramme en [Annexe V 1 page xl].

Figure 6) . Diagramme de contrainte – déformation



L'ordonnée par rapport au centre de gravité :  $y_1 = \frac{\overline{n\sigma_{bc}}}{\overline{n\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} d$

Si  $ky_1 = \frac{\overline{n\sigma_{bc}}}{\overline{n\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$

$n$  - coefficient d'équivalence acier-béton.

Alors, le bras de levier :  $z = d - \frac{y_1}{3} = d(1 - \frac{ky_1}{3})$

Avec  $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj}$  et  $\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$

Pour déterminer la hauteur utile  $d$  :

Le moment fléchissant en travée est :  $M_{travée}^{ELS} = F_{bc} z = \overline{\sigma_{bc}} \frac{by_1}{2} z$

$\Rightarrow M_{travée}^{ELS} : \overline{\sigma_{bc}} \frac{by_1}{2} (1 - \frac{ky_1}{3}) d = \overline{\sigma_{bc}} \frac{b}{2} ky_1 d (1 - \frac{ky_1}{3}) d$

D'où  $d = \sqrt{\frac{6M_{travée}^{ELS}}{\overline{\sigma_{bc}} b ky_1 (3 - ky_1)}}$

Tableau 9) . Hauteur du hourdis

n	3	4	5
Mt [T.m]	6,755	5,997	4,272
d [cm]	16,762	15,793	13,330
hh [cm]	20,762	19,793	17,330

### V.1.3 Vérification [AnnexeIV 1 page xv]

#### V.1.3.1) Vérification à l'effort tranchant

Les vérifications des efforts tranchants sont effectuées uniquement à l'ELU. Les armatures d'effort tranchant ne sont nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

✓ bétonnage sans reprise sur toute l'épaisseur de la pièce concernée ;

$$\checkmark \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{u \max} \quad \text{avec} \quad \tau_{u \max} = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$V_u$  - effort tranchant dans une section ;

$\tau_u$  - contrainte de cisaillement du béton.

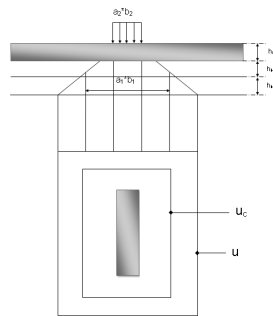
#### **V.1.3.2) Vérification au poinçonnement**

L'épaisseur de la dalle est déterminée de telle sorte que la condition au non poinçonnement suivante soit vérifiée :  $Q_u \leq 0,045 u_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$Q_u$  - charge de calcul vis à vis de l'ELU ;

$u_c$  - périmètre moyen défini au niveau du feuillet moyen,  $u_c = 2(a_1 + b_1)$ .

**Figure 7) . Schéma de la vérification du poinçonnement**



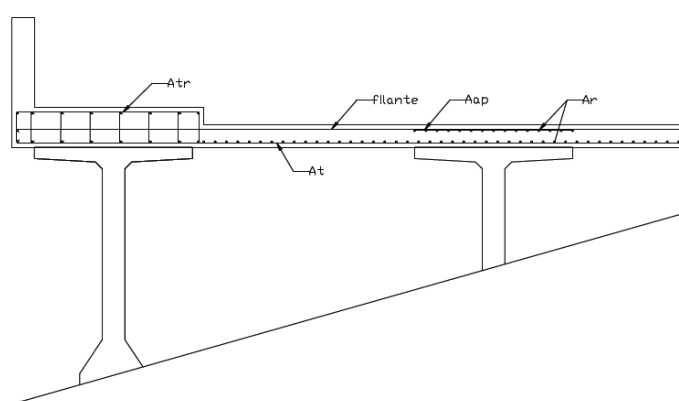
#### **V.1.4 Ferrailage de la dalle**

La nomenclature des aciers sera :  $nHA\phi$

$n$  - le nombre ;

$\phi$  - le diamètre.

**Figure 8) . Principe de ferrailage de la dalle**



**V.1.4.1) Les armatures principales en  $[cm^2 / m]$**

a) Travée :

$$A_{travée.p} = xHA\phi_x$$

Avec une longueur développée :  $L = Lr + 2tr - 2x - b_0 + 100\phi_x$

b) Appui :

$$A_{appui.p} = x'HA\phi_{x'}$$

Avec une longueur développée :  $L = Lr + 2tr - 2e + \phi_x$

**Tableau 10) . Les armatures principales de la dalle**

*En travée*

$A_{travée.p} [cm^2]$	17,887	16,853	14,224
Choix	9HA16	11HA14	10HA14
Section $[cm^2]$	18,096	16,933	15,394
Espacement $[cm]$	11,000	9,000	10,000
Longueur $[m]$	8,600	11,000	11,000
Poids $[Kg]$	122,163	146,218	132,925

*Trottoirs*

Choix	12HA6	11HA6	10HA6
Section $[cm^2]$	3,393	3,110	2,827
Longueur $[m]$	3,987	3,968	3,919
Poids $[Kg]$	10,620	9,688	8,697

*En appuis*

$A_{appui.p} [cm^2]$	11,925	11,235	9,483
Choix	11HA12	10HA12	9HA12
Section $[cm^2]$	12,441	11,310	10,179
Espacement $[cm]$	9,000	10,000	11,000
Longueur $[m]$	11,532	11,530	11,532
Poids $[Kg]$	112,621	102,365	92,144

**V.1.4.2) Les armatures de répartition**

a) Travée :

$$A_{travée.rép} = \frac{A_{travée.p}}{3} = yHA\phi_y \text{ (Existence des charges concentrées), sur la largeur } e_n$$

Avec une longueur développée :  $b - 2e$

$$\text{nombre} = \frac{y}{e_n} (Lr + 2tr)$$



b) Appui :

$$A_{appui.rép} = \frac{A_{appui.p}}{3} = y' HA\phi_{y'}, \text{ sur la largeur } e_n$$

Avec une longueur développée :  $b - 2e$

$$nombre = \frac{y'}{e_n} (Lr + 2tr)$$

Il est nécessaire de remarquer que la dalle est soumise à des charges roulantes, alors il faut mettre des armatures filantes en nappe supérieure.

Au niveau de la poutre extrême, il faut continuer les armatures vers les trottoirs.

**Tableau 11) . Les armatures de répartition de la dalle**

*En travée*

$A_{travée.rép} [cm^2]$	5,962	5,618	4,741
Choix	21HA6	20HA6	17HA6
Section [cm <sup>2</sup> ]	5,938	5,655	4,807
Espacement [cm]	16,714	15,835	13,824
Longueur [m]	0,920	0,920	0,920
Poids [Kg]	8,608	12,252	13,885
Nombre	69	73	84

*Trottoirs*

Poids [Kg]	2,219	1,554	1,110
------------	-------	-------	-------

*En appuis*

$A_{appui.rép} [cm^2]$	3,975	3,745	3,161
Choix	14HA6	14HA6	12HA6
Section [cm <sup>2</sup> ]	4,241	3,958	3,393
Espacement [cm]	13,333	10,714	11,667
Longueur [m]	0,920	0,920	0,920
Poids [Kg]	9,189	11,435	12,252
Nombre	49,573	51,279	59,234

### V.1.5 Calcul du ratio de la dalle

#### V.1.5.1) Poids de l'acier en [Kg]

$$\text{Travée.p : } P_1 = x \frac{\pi \phi_x^2}{4} (Lr + 2tr - 2e) \times 7850$$

$$\text{Appui.p : } P_2 = x' \frac{\pi \phi_x^2}{4} (Lr + 2tr - 2e + \phi_{x'}) \times 7850$$

$$\text{Travée.rép : } P_3 = y \frac{\pi \phi_y^2}{4} (b - 2e) \times 7850$$

$$\text{Appui.rép : } P_4 = y' \frac{\pi \phi_{y'}^2}{4} (b - 2e) \times 7850$$

$$\text{D'où : } P_{acier} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

#### **V.1.5.2) Volume du béton en $[m^3]$**

$$\text{Hourdis : } V_{hourdis} = (Lr + 2tr)h_h b$$

$$\text{Trottoirs : } V_{trottoir} = 2(e_{tr} tr b)$$

$$\text{Avec } b = 1,00m, \text{ d'où : } V_{béton} = V_{hourdis} + V_{trottoir}$$

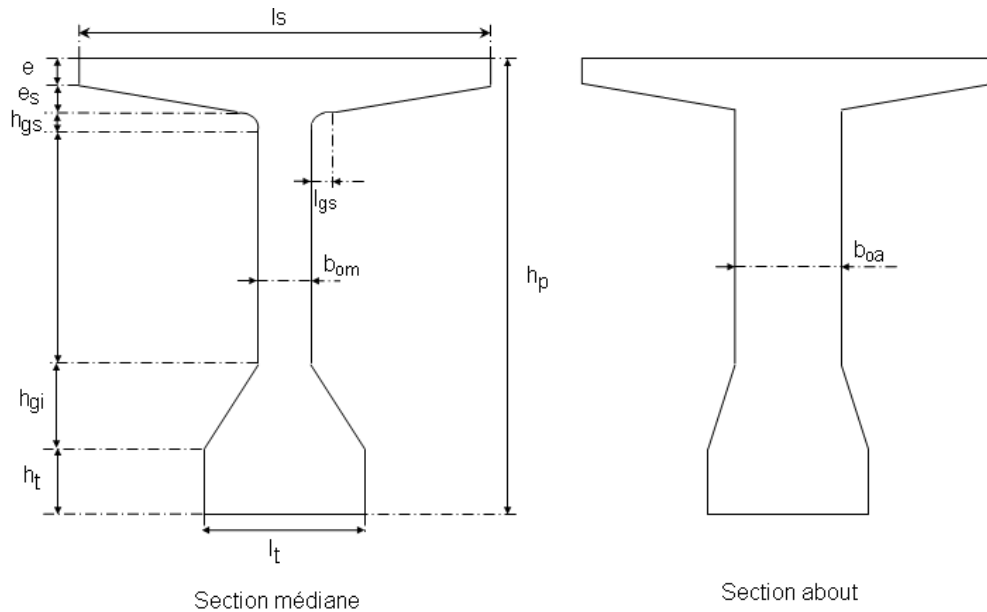
$$\text{Ainsi : } \rho_{dalle} = \frac{P_{acier}}{V_{béton}} \text{ en } [kg / m^3 / ml]$$

**Tableau 12) . Ratio de la dalle**

Poids de l'acier [Kg]	281,960	299,118	275,632
Volume du béton [m3]	3,178	3,066	2,780
RATIO [Kg/m3]	88,710	97,559	99,139

## V 2 Prédimensionnement de la poutre

**Figure 9) . Coupe transversale de la poutre**



$e_{\text{axe}}$  : entre axe des poutres

$h_p$  – hauteur de la poutre

$l_s$  – largeur de la table

$e$  - épaisseur de la table

$h_{gs}$  – hauteur du gousset supérieur

$l_{gs}$  – largeur du gousset supérieur

$b_{0m}$  – épaisseur de l'âme de la section médiane

$b_{0a}$  – épaisseur de l'âme de la section d'about

$h_{gi}$  – hauteur du gousset inférieur

$h_t$  – hauteur du talon

$l_t$  – largeur du talon

$A$  - aire de la section

$P$  - périmètre de la section

$v$  - distance du centre de gravité à la fibre supérieure

$v'$  - distance du centre de gravité à la fibre inférieure

$I_n$  - moment d'inertie passant par l'axe du centre de gravité

Et on détermine :

$C = \frac{I_n}{Av'}$  - distance entre le sommet supérieur du noyau central et le centre de gravité du

béton

$C' = \frac{I_n}{Av}$  - distance entre le sommet inférieur du noyau central et le centre de gravité du

béton

$\rho = \frac{I_n}{Avv'}$  - rendement géométrique de la section

$i^2 = \frac{I_n}{\sum A}$  - rayon de giration

### **V.2.1 Inventaire des charges appliquées [AnnexeIV 2 page xv]**

#### **V.2.1.1) Charges permanentes**

Poids des poutres :  $g_{pp} = n \times A \times 2,5 \text{ [t / ml]}$

Poids de l'hourdis :  $g_h = h_h \times (Lr + 2tr) \times 2,5 \text{ [t / ml]}$

Poids du trottoir :  $g_{tr} = 2 \times tr \times e_{tr} \times 2,5 \text{ [t / ml]}$

Poids du revêtement :  $g_r = 0,145 Lr \text{ [t / ml]}$

Poids du garde corps :  $g_{gc} = 0,16t / ml$

$\sum g = g_{pp} + g_h + g_{tr} + g_r + g_{gc}$  - la somme des charges permanentes

#### **V.2.1.2) Charges d'exploitation**

Système de charge A(l) :  $A(l) = 1,323 \text{ [t / m}^2\text{]}$

Système B (Bc, Bt, Br)

Surcharges de trottoirs : charges générales =  $0,150t / m^3$

a) Calcul du coefficient de majoration dynamique [AnnexeIV 2 page xvi]

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

$L$  - travée de calcul

$$G = L \sum g$$

$S$  - 30T x (nombre de camion possible de placer sur la travée)

b) Calcul du coefficient de répartition transversale [AnnexeIV 2 page xvi]

La longueur de la travée est supérieure à deux fois la largeur, nous choisissons la méthode de compression excentrée pour la détermination du CRT.

- **Principe**

Les poutres sont numérotées de gauche à droite. Les ordonnées de la ligne d'influence de la réaction  $R_1$  de la poutre N°1 sont données par les formules :

✓ Poutres extérieures :

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2}$$

$$y_1' = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2}$$

✓ Poutres intermédiaires :

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 a_2}{2 \sum a_i^2}$$

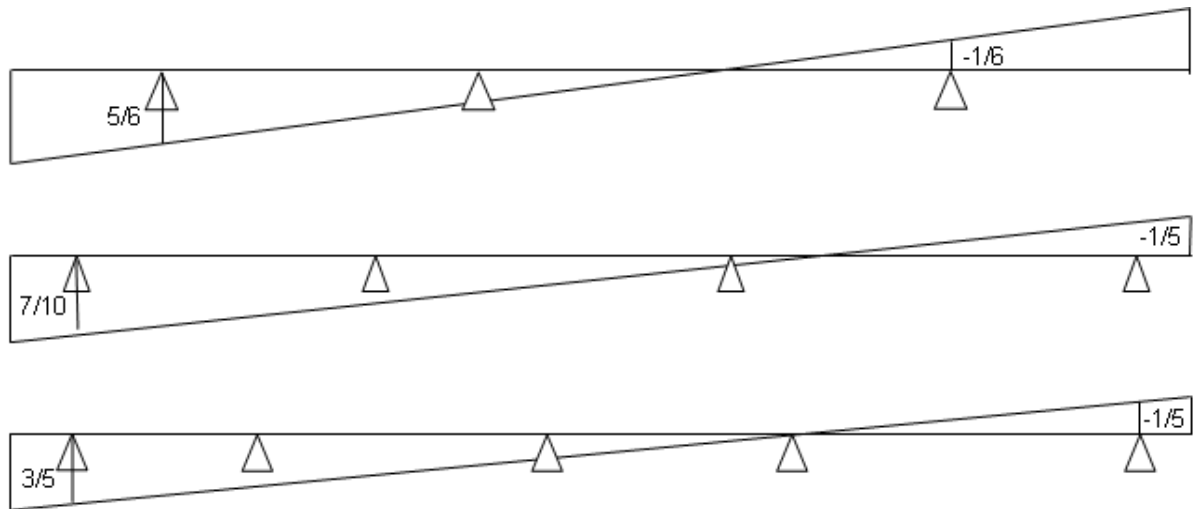
$$y_1' = \frac{1}{n} - \frac{a_1 a_2}{2 \sum a_i^2}$$

$a_1$  - entre axes des poutres extrêmes

$a_i$  - entre axes  $i$  par symétrie deux à deux

$a_2$  - entre axes des poutres intermédiaires considérées avec la symétrie

**Figure 10) . Ligne d'influence de la réaction de la poutre N°1 pour le tablier à 3, 4, 5 poutres.**



Les équations de ces lignes d'influence sont :

✓ Pour le tablier à 3 poutres

$$LI(\alpha) = \frac{5}{6} + \frac{1}{(x+ls-lr-2tr)} \alpha - \frac{\left(x + \frac{ls}{2}\right)}{(x+ls-lr-2tr)}$$

✓ Pour le tablier à 4 poutres

$$LI(\alpha) = \frac{7}{10} + \frac{9}{10(ls-lr-2tr)} \alpha - \frac{9\left(\frac{ls}{2}\right)}{10(x+ls-lr-2tr)}$$

✓ Pour le tablier à 5 poutres

$$LI(\alpha) = \frac{3}{5} + \frac{4}{5(ls-lr-2tr)} \alpha - \frac{4\left(\frac{ls}{2}\right)}{5(x+ls-lr-2tr)}$$

- **Le CRT et la répartition des charges et surcharges**

✓ Les poutres sont d'égal moment d'inertie, alors la répartition des charges

permanentes est déterminée par :  $S_{CP} = \frac{\sum g}{n}$

✓ Surcharge A(L) :  $\eta_A = \frac{1}{2} LI(tr)(\alpha_0 - tr)$

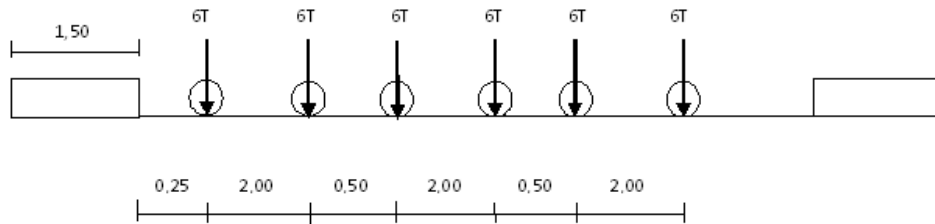
Et la répartition de la surcharge  $A(L)$  est :  $S_A = A \times Lr \times \eta_A$

✓ Système B :  $\eta = 0,5 \sum y_k$

$y_k$  - ordonnée de la position d'une roue

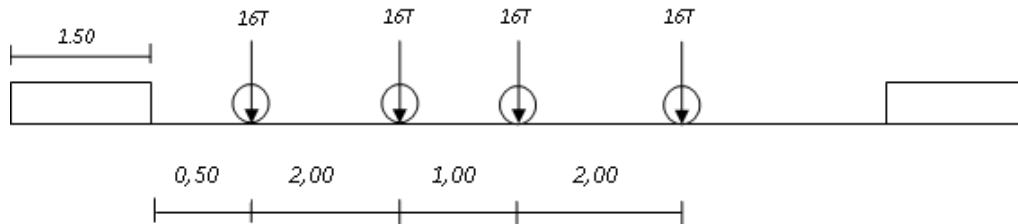
La position la plus défavorable des camions B est schématisée ci-dessous :

**Figure 11) . Position défavorable du camion Bc pour la répartition transversale**



La répartition est :  
 $Av1 = 6 \times b_c \times \delta \times \eta_{Bc}$   
 $Ar1 = 12 \times b_c \times \delta \times \eta_{Bc} = Ar2$

**Figure 12) . Position défavorable du camion Bt pour la répartition transversale**



La charge est répartie comme :  $T = 16 \times b_t \times \delta \times \eta_{Bt}$

✓ Trottoir : le CRT pour les piétons situés sur le trottoir est déterminé par la formule suivante :  $\eta_p = \Omega$

avec  $\Omega$  - aire de la LI de la réaction R1 située sur le trottoir chargé :  $\eta_p = \frac{(LI(0) + LI(tr))tr}{2}$

et  $S_p = 0,150 \times tr \times \eta_p$

## **V.2.2 Calcul des sollicitations [AnnexeIV 2 page xvi]**

### **V.2.2.1) Calcul des moments fléchissants**

Les moments fléchissants sont calculés par rapport à  $\frac{L}{2}$ .

✓ Dû aux charges permanentes :  $M_{CP} = S_{CP} \frac{L^2}{8}$

✓ Dû aux surcharges A(L) :  $M_A = S_A \frac{L^2}{8}$

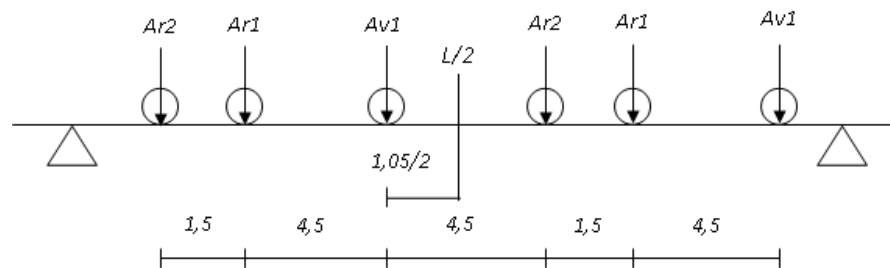
La poutre est posée sur 2 appuis simples.

Le moment fléchissant maximal sera déterminé à partir du théorème de Barré : « Le moment fléchissant est maximal au droit d'une charge lorsque cette charge et la résultante des charges du convoi se trouvent dans deux sections symétriques par rapport au milieu de la poutre ». On ne considère que la résultante du convoi qui se trouve effectivement sur la poutre

✓ Dû au système Bc :

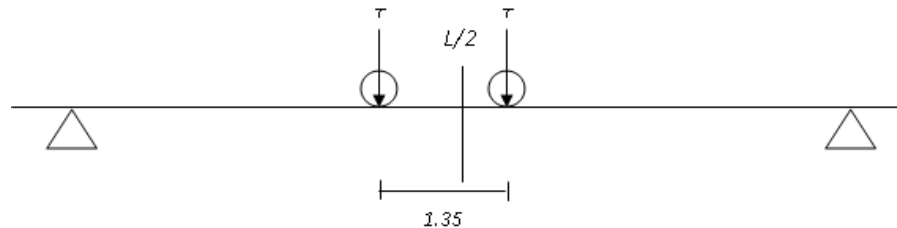
La position du système qui permet d'avoir le moment maximal est représenté par le schéma ci dessous. Avec P – la résultante des charges du convoi.

**Figure 13) . Position défavorable du camion Bc pour le calcul du moment fléchissant**



✓ Dû au système Bt :

**Figure 14) . Position défavorable du camion Bt pour le calcul du moment fléchissant**



$$\alpha < x : M(x, \alpha) = \alpha \frac{L-x}{L}$$

La ligne d'influence du moment fléchissant est : si

$$\alpha > x : M(x, \alpha) = x \frac{L-\alpha}{L}$$

D'où :

$$M_{Bc} = Ar2 \frac{L-x}{L} \alpha_1 + Ar1 \frac{L-x}{L} \alpha_2 + Av1 \frac{L-x}{L} x + Ar2 \frac{L-\alpha_3}{L} x + Ar1 \frac{L-\alpha_4}{L} x + Av1 \frac{L-\alpha_5}{L} x$$

$$M_{Bt} = \frac{T \times L}{2} \left( 1 + \frac{1,35}{L} \right)^2$$

$\alpha_i$  désigne la position de la charge par rapport à  $x = \frac{L}{2} - \frac{1,05}{2}$



Et on obtient :  $M_B = \text{Sup}\{M_{Bc}; M_{Bt}\}$

$$\checkmark \text{ dû aux piétons : } M_P = S_P \frac{L^2}{8}$$

D'où,  $M_q = \text{Sup}\{M_A; M_B\} + M_P$

### **V.2.2.2) Calcul des efforts tranchant**

Les efforts tranchants sont calculés par rapport à  $L=0$

$$\checkmark \text{ Dû aux charges permanentes : } V_{CP} = S_{CP} \frac{L}{2}$$

$$\checkmark \text{ Dû aux surcharges A(L) : } V_A = S_A \frac{L}{2}$$

Les équations de la LI de l'effort tranchant est : si

$$\alpha < x : T(x, \alpha) = -\frac{\alpha}{L}$$

$$\alpha > x : T(x, \alpha) = \frac{L - \alpha}{L}$$

$\checkmark$  Dû au système Bc :

$$V_{Bc} = Ar2LI(\alpha_1) + Ar1LI(\alpha_2) + Av1LI(\alpha_3) + Ar2LI(\alpha_4) + Ar1LI(\alpha_5) + Av1LI(\alpha_6)$$

$$\checkmark \text{ Dû au système Bt : } V_{Bt} = T\left(1 + \frac{L - 1,35}{L}\right)$$

Et on obtient :  $V_B = \text{Sup}\{M_{Bc}; M_{Bt}\}$

$$\checkmark \text{ Dû aux piétons : } V_P = S_P \frac{L}{2}$$

Puis,  $V_q = \text{Sup}\{V_A; V_B\} + V_P$

### **V.2.3 Prédimensionnement de la section de la poutre**

#### **V.2.3.1) Géométrie de la poutre**

Les géométries des poutres sont, au premier abord, déterminées en tenant compte des normes régissant les VIPP, et des types de coffrage disponibles dans le pays. Puis, pour le respect de la résistance mécanique, la largeur du talon sera prédimensionnée à partir des sollicitations auxquelles elle est soumise.

#### **V.2.3.2) Détermination de la dimension de la largeur du talon [AnnexeIV 2 page xvii]**

Le rôle du talon de la poutre est de :

- ✓ Contenir les câbles en partie inférieure de la poutre en respectant les conditions d'enrobage ;
- ✓ Résister à la compression due au moment minimal.

Cette dernière condition s'écrit en section sous critique ou sur critique par :  $\frac{I}{v'} = \frac{\Delta M}{\Delta \sigma_i}$

$v'$  - la distance du centre de gravité à la fibre inférieure telle que :  $v' = h_p - v$ , où  $v = \frac{\mu}{S}$  avec

$\mu$ - le moment statique de la section par rapport à l'axe ( $\Delta$ ) longeant la fibre supérieure et

$S$  - la section ;

$I$  - le moment d'inertie de la poutre tel que  $I = I_{\Delta} - Sv^2$  avec  $I_{\Delta}$  - le moment d'inertie par rapport à ( $\Delta$ ) :  $I_{\Delta} = I_{\Delta 1} + I_0$  (théorème de Huygens) ;

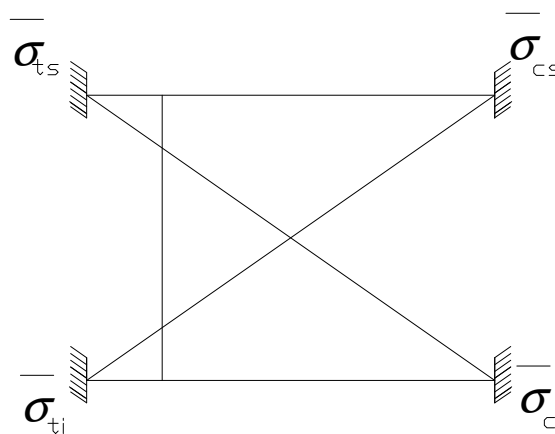
$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$M_{\max} = M_{CP} + M_q$  - moment fléchissant dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation ;

$M_{\min}$  - moment fléchissant dû aux charges permanentes.

$$\Delta \sigma_i = \sigma_{ci} - \sigma_{ti}$$

**Figure 15) . Les contraintes admissibles d'une poutre en VIPP**



$\sigma_{ci} = 0,5 f_{c28}$  - contrainte admissible du béton à la compression ;

$\sigma_{ti} = -f_{c28}$  - contrainte admissible du béton à la traction.

Les dimensions sont par la suite déterminées, selon le nombre des poutres [AnnexeIV 2 page xix]

**Tableau 13) . Largeur du talon de la poutre VIPP**

n	3	4	5
$\frac{\Delta M}{\Delta \sigma_i}$	0,5220	0,2552	0,1705
$L_T$ [m]	0,6958	0,5362	0,3964

Il est bien de rappeler que nous devons loger des câbles à l'intérieur du talon, dans la section médiane de la poutre. Par conséquent il faudra vérifier que :  $l_t \geq (2x + 1)\phi_g$

$l_t$  - largeur du talon ;

$x$  - nombre de câbles par lit ;

$\phi_g$  - diamètre de la gaine.

#### **V.2.4 Prédimensionnement des câbles**

##### **V.2.4.1) Détermination de la force de précontrainte**

###### **a) Force de précontrainte sous-critique**

$$p_1 = \frac{\Delta M}{C + C'}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$M_{\max} = M_{CP} + M_q$  - moment fléchissant dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation ;

$M_{\min}$  - moment fléchissant dû aux charges permanentes.

###### **b) Force de précontrainte sur-critique**

$$p_2 = \frac{M_{\max}}{v' - d + C}$$

Où  $d = 0,05h_p$  - distance minimale entre le barycentre des câbles réels et les fibres extrêmes à mi-travée.

En pratique, la force de précontrainte :  $P = \text{Max}\{p_1; p_2\}$ , avec une excentricité en section critique :  $e_0 = -v' + d$

**Tableau 14) . Valeurs de la précontrainte**

n	3	4	5
p1 [T]	404,866	247,894	190,434
p2 [T]	623,269	431,194	350,889
P [T]	623,269	431,194	350,889

**V.2.4.2) Détermination du nombre de câbles de précontrainte**

**a) Hypothèses**

Principe de précontrainte : Freyssinet,

Câbles : soit des torons standards T13 ;

Section nominale :  $A_{cp} = 93mm^2$

Classe : 1860MPa

Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860MPa$  ;

Contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité :  $f_{peg} = 1480MPa$  ;

Module d'élasticité des armatures de précontrainte :  $E_p = 190000MPa$  .

**b) Nombre de câbles**

Dans le cas de précontrainte par post tension, la tension de chaque câble à la sortie des organes de mise en tension est :  $\sigma_{sp}^0 \leq \text{Min}\{0,80f_{prg}; 0,90f_{peg}\}$

On estimera que la valeur totale des pertes instantanées et pertes différées est de 30%.

Alors,  $\Delta\sigma_{sp}^T = 30\% \sigma_{sp}^0$  ;

Valeur de précontrainte dans le câble après chutes et pertes de tension :  $\sigma_{sp} = (1 - 0,3) \sigma_{sp}^0$

La section théorique totale des câbles :  $A_{cp}^T = \frac{P}{\sigma_{sp}}$  ;

Et on en déduit le nombre total des câbles tel que :  $n = \frac{A_{cp}^T}{A_{cp}}$  .

**Tableau 15) . Nombres de câbles pour chaque structure**

n	3	4	5
$\sigma_{sp}^0 [MPa]$	1339	1339	1339
$\sigma_{sp} [MPa]$	937,44	937,44	937,44

Section totale des câbles

$A_{cp}^T [mm^2]$	6648,628	4599,700	3743,061
N [torons]	72	50	41
Choix	12T13	12T13	12T13

Nombre de câbles

n	5,958	4,122	3,354
n	6	5	4

Il est bien de rappeler que nous devons loger des câbles à l'intérieur du talon, dans la section médiane de la poutre. Par conséquent il faudra vérifier que :  $l_t \geq (2x+1)\phi_g$

$l_t$  - largeur du talon ;

$x$  - nombre de câbles par lit ;

$\phi_g$  - diamètre de la gaine.

**V.2.4.3) Tracé des câbles**

a) Répartition des câbles

Dans cette phase de prédimensionnement, nous allons prendre :

✓ Câbles de première famille =  $\frac{2n}{3}$  ;

✓ Câbles de deuxième famille (relevées en travée) =  $\frac{n}{3}$ .

**Tableau 16) . Répartition des câbles de chaque poutre**

n	3	4	5
1ère famille	4	3	3
2ème famille	2	2	1

b) Résistance à l'effort tranchant

Par définition :  $|V_c - \sum P_i \sin \alpha_i| \leq \bar{V}_u$

$V_c$  - effort tranchant de calcul, pouvant être  $V_{\max}$  ou  $V_{\min}$  ;

$$\bar{V}_u = \bar{\tau}_u b_{nette} Z$$

La fissuration est préjudiciable,  $\bar{\tau}_u = 3MPa$

$P_i$  - précontrainte par câble;

$\alpha$  - angle de relevage.

On a  $-\bar{V}_u \leq \sum P_i \sin \alpha_i - V_c \leq \bar{V}_u$  ; en cas extrême :  $V_{\min} - \bar{V}_u \leq P_i \sin \alpha \leq V_{\max} - \bar{V}_u$

On en déduit la valeur de l'angle de relevage.

**c) Dispositions constructives**

Une bonne disposition des câbles respecte les conditions suivantes :

Rayon de courbure des câbles de précontrainte :  $R \geq \text{Sup}\{800\phi; 4\text{cm}\}$

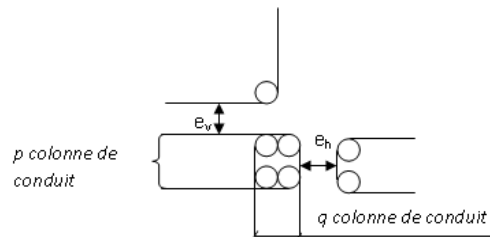
La zone de relevage des câbles en travée est comprise entre :  $\frac{l}{4}$  et  $\frac{l}{3}$  ;

Espacement des câbles :  $e_v = \text{Max} \begin{cases} \phi \text{ si } q = 1 \\ 1,2\phi \text{ si } q = 2 \\ 4\text{cm} \end{cases}$  - espacement vertical

$e_h = \text{Max} \begin{cases} 1,5\phi \text{ si } p = 1 \\ \phi \text{ si } p \leq 2 \\ 1,5\phi \text{ si } q = 2 \end{cases}$  - espacement horizontal

Avec p : ligne de conduite et q : colonne de conduite

**Figure 16) . Espacement des câbles**

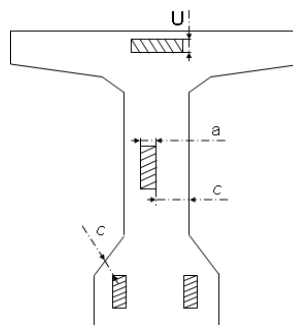


La distance minimale c entre un parement et un paquet de conduits (ou un conduit) doit vérifier la condition suivante :  $c \geq \text{Max} \left\{ \frac{3a}{4}; \phi; d \right\}$

a - dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits ;

d - enrobage

**Figure 17) . Distance des armatures de précontrainte aux parements**



d) Tracé des câbles

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué :

- d'une partie rectiligne de longueur  $\geq 40cm$  qui précède l'ancrage;
- d'une déviation verticale parabolique, dans l'âme de la poutre : d'équation  $y = K(x_K - x)^2$

✓ Tracé des câbles de la 1<sup>ère</sup> famille :

Le point de tangence de la parabole par rapport à la section d'about est :  $x_K = \frac{2|e_p|}{tg\alpha} + 0,45$  ;

$e_p$  - distance minimale entre un conduit et un parement ;

Considérant un câble équivalent de la première famille dont la valeur optimale de relevage est

$$\alpha = \text{Arc sin} \left( \frac{V_{\max} - V_{\min}}{2P} \right)$$

La disposition des câbles aux abouts est fonction de la distance entre axe minimal que doivent avoir 2 plaques d'ancrage successives.

En sachant que pour ce tracé  $x=0$  et  $y=y_0$  et il vient  $K = \frac{y_0}{x_K^2}$ , ainsi pour le traçage des

câbles, on définit :  $R = \frac{1}{2K}$  - le rayon de courbure de la parabole ;

$\alpha = \text{Arc sin} \frac{(x_K - x)}{R}$  - la déviation angulaire à l'abscisse  $x$

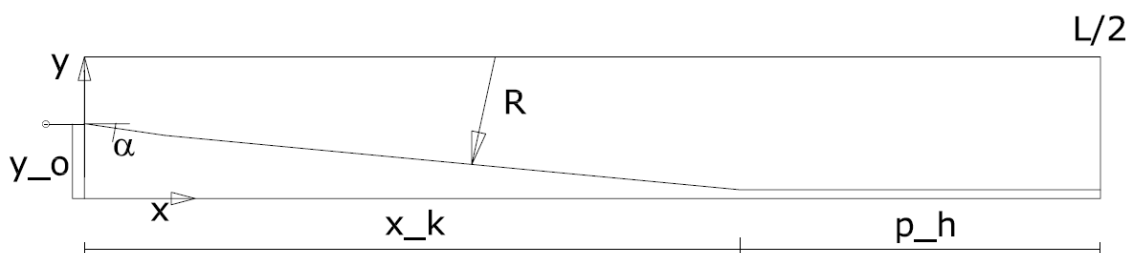
$y = K(x_K - x)^2 + e_p$  - la position du centre de gravité du câble  $i$  à la section d'abscisse  $x$  par rapport à la fibre inférieure du béton

✓ Tracé des câbles de la 2<sup>ème</sup> famille :

L'angle de sortie des câbles est de  $\alpha = \text{Arc tan } 0,40 = 21,80^\circ$

Un alignement droit d'équation  $p_h$  prise égale à la moitié de celle de la 1<sup>ère</sup> famille  $= \frac{\frac{L}{2} - x_k}{2}$  dans la zone médiane ;

Figure 18) . Schéma de principe de tracé des câbles



### V.2.5 Les armatures passives

Les poids des armatures passives sont déterminés à partir d'une coupe type de la section médiane et une coupe type de la section d'about [AnnexeIV 2 page xx, xxii]

### V.2.6 Calcul des ratios de la poutre

#### V.2.6.1) Poids des aciers actifs (ou armatures de précontrainte)

$P = P_n \times L$  - poids d'un câble où  $P_n$  - son poids nominal en  $[kg / ml]$ .

#### V.2.6.2) Poids des aciers passifs en $[Kg]$

$P_i = A_i \times L_i \times 7850$  - le poids de chaque type d'armatures, avec  $A_i$  - la section et  $L_i$  - la longueur développée.

Le poids total des aciers est obtenu par :  $P_{acier} = \sum P_i$

#### V.2.6.3) Volume du béton en $[m^3]$

$$V_{béton} = n \times A_{béton} \times L$$

$n$  - nombre de poutres ;

$A_{béton}$  - section du béton homogénéisé ;

$L$  - longueur de la poutre.

#### V.2.6.4) Ratio en $[kg / m^3]$

Le ratio de précontrainte est obtenu par :  $\rho_p = \frac{P}{V_{béton}} [kg / m^3]$  ;

Celui des armatures passives :  $\rho_A = \frac{P_{acier}}{V_{béton}} [kg / m^3]$ .

**Tableau 17) . Ratio d'une poutre précontrainte des trois structures**

n	3	4	5
Volume du béton [m3]	95	85	80
Armatures de précontrainte [Kg]	4 220	4 265	4 289
Ratio [Kg/m3]	45	50	54
Armatures passives [Kg]	11 788	12 184	12 908
Ratio [Kg/m3]	124	143	161



### V 3 Devis estimatif sommaire des matériaux

Afin de comparer les trois structures, sur le plan économique, nous allons évaluer sommairement le coût de tous les matériaux des éléments structurant le tablier (hourdis, poutres, entretoises).

**Tableau 18) . Coût estimatif sommaire des du tablier à 3 poutres en VIPP**

3 poutres				
Désignations	U	Quantités	PU (Ar)	Montant (Ar)
Béton B30	m3	88,19	358 469	31 613 802
Béton B35	m3	94,80	510 446	48 390 281
Acier HA	kg	8 205,83	12 348	101 325 614
Armatures de précontrainte	kg	4 287,92	45 540	195 271 698
Coffrage	m2	680,13	86 147	58 591 417
Revêtement	T	30,34	548 250	16 634 344
Evacuation des eaux	U	40,00	15 000	600 000
Appareils d'appui	U	3,00	388 889	1 166 667
			Total HTVA	453 593 823
			TVA (20%)	90 718 765
			Total TTC	544 312 587

**Tableau 19) . Coût estimatif sommaire des du tablier à 4 poutres en VIPP**

4 poutres				
Désignations	U	Quantités	PU (Ar)	Montant (Ar)
Béton B30	m3	86,63	358 469	31 052 989
Béton B35	m3	83,70	510 446	42 724 330
Acier HA	kg	9 117,58	12 348	112 583 891
Armatures de précontrainte	kg	3 803,59	45 540	173 215 383
Coffrage	m2	647,80	86 147	55 806 379
Revêtement	T	30,34	548 250	16 634 344
Evacuation des eaux	U	40,00	15 000	600 000
Appareils d'appui	U	4,00	388 889	1 555 556
			Total HTVA	434 172 872
			TVA (20%)	86 834 574
			Total TTC	521 007 446

**Tableau 20) . Coût estimatif sommaire des du tablier à 5 poutres en VIPP**

5 poutres				
Désignations	U	Quantités	PU (Ar)	Montant (Ar)
Béton B30	m3	81,26	358 469	29 128 518
Béton B35	m3	80,05	510 446	40 861 202
Acier HA	kg	9 995,82	12 348	123 428 402
Armatures de précontrainte	kg	3 820,29	45 540	173 975 817
Coffrage	m2	708,55	86 147	61 039 191
Revêtement	T	30,34	548 250	16 634 344
Evacuation des eaux	U	40,00	15 000	600 000
Appareils d'appui	U	5,00	388 889	1 944 445
			Total HTVA	447 611 918
			TVA (20%)	89 522 384
			Total TTC	537 134 302

#### **V 4 Méthodologies de mise en œuvre**

##### **V.4.1 Poutres :**

Confection des plaques d'abouts préfabriquées (ferraillage, coffrage, bétonnage), placé à l'extrémité du fond de moule et fait office de coffrage de cette extrémité ;

Mise en place des armatures passives et des conduits de précontrainte de la poutre contre cet about ;

Positionnement et fixation ou étalement des coffrages métalliques, à l'aide de moyens de levage (grue mobile), de manière que les joues sont plaquées sur l'about ;

Bétonnage avec de pompe à béton, de camions malaxeurs et d'aiguilles vibrantes ;

Mise en tension de la première famille des câbles de précontrainte après obtention de la résistance attendue du béton (résultat des écrasements d'éprouvettes au laboratoire) : à l'aide des vérins dont la mise en pression est effectuée au moyen des pompes à huile munies de distributeurs et de manomètre (mesure des pressions de tension et de blocage) ;

Transfert de la poutre vers l'aire de stockage, à l'aide des chariots de ripage. Ce qui libère le banc de préfabrication et les coffrages et permet de procéder à la fabrication d'une nouvelle poutre ;

Injection du coulis avec des malaxeurs et des pompes électriques fonctionnant sur courant de 220 ou 380V triphasé ;

Cachetage des ancrages (protection anti-corrosion), adoptons un cachetage béton ;

Préparation de poutre avant lancement (préparation des surfaces de reprise avant bétonnage éventuelle, déploiement d'armatures en attente,...) ;

Lancement des poutres au moyen de lanceurs. La pose comprend les étapes suivantes : - reprise des poutres sur le stock, - franchissement de la travée pour atteindre l'emplacement longitudinal définitif, - positionnement transversal des poutres. Les poutres sont lancées successivement en commençant par les poutres de rive ;

Mise en œuvre des entretoises d'about (ferraillage, coffrage, bétonnage).

#### **V.4.2 Hourdis :**

Confection des pré-dalles en BA et mise en place ;

Coffrage de la section résistante ;

Ferraillage du hourdis ;

Bétonnage ;

Mise en tension de la deuxième famille de câbles, relevés en travée dans des encoches, lorsque le béton du hourdis a atteint une résistance suffisante ;

Bétonnage définitif.

#### **V.4.3 Remarque:**

La mise en œuvre de la partie console de la structure à trois poutres doit être réalisée sur un cintre (échafaudage) qui supporte les coffrages.

### **V 5 Synthèses**

Du point de vue économique, comparant les coûts des matériaux, des trois tableaux précédents, nous constatons que la structure à quatre poutres représente l'optimale.

Du point de vue technologique, en suivant le phasage des travaux, la confection et le lancement des trois poutres peuvent être effectués dans la durée la plus courte par rapport aux autres. Par contre, étant donnée que le site est difficile d'accès (la hauteur du tirant d'air, le canal à franchir), la mise en place d'échafaudages, s'appuyant sur le sol, pour la mise en œuvre de la partie console présente une importante difficulté et constitue un inconvénient certain.

La réalisation de la structure à quatre poutres est similaire à celle à cinq poutres. De par le volume de travail réduit (nombre de poutres à confectionner et à lancer, prédalles et coffrages des

hourdis intermédiaires etc,...) pour la structure à 4 poutres, sa réalisation est effectuée en une courte durée.

En conclusion, la structure à 4 poutres est la moins coûteuse et demande moins de moyens de réalisation par rapport aux structures à 3 et 5 poutres.

La structure à 4 poutres est donc, l'optimal pour ce tablier de dimension (longueur = 25m ; largeur = 12m).

## **CHAPITRE VI. DEFINITION DU TABLIER EN POUTRELLES ENROBEES**

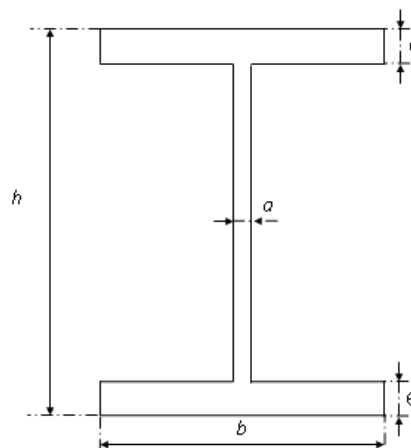
Les ponts – routes à tablier en poutrelles enrobées font partie de la famille des ponts mixtes. Il s'agit de poutrelles métalliques de hauteur constante, assez faiblement espacées et enrobées de béton.

Le principe de construction consiste à poser les poutrelles, puis à couler le béton sur un coffrage perdu reposant sur les ailes inférieures des poutrelles.

Les aciers utilisables pour les poutrelles destinées au tablier de ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées sont dans leur très large majorité fabriqués dans les nuances S235, S275, S355.

Pour notre ouvrage, on choisira les profilés laminés et la nuance S355 pour ses capacités, afin d'alléger la structure portante. Et les poutrelles utilisées sont à large aile, de type HE.

**Figure 19) . Poutrelle type HE**



### **VI 1 Calculs des sollicitations**

#### **VI.1.1 Inventaires des charges appliquées**

##### **VI.1.1.1) Charges permanents**

Poids des poutrelles :  $g_p = N \times aire \times \rho_{poutrelle}$  en  $[t / ml]$

Poids du béton :  $g_B = S \times \rho_{BA}$  en  $[t / ml]$

Poids des trottoirs :  $g_{tr} = 2 \times tr \times e_{tr} \times \rho_{BA}$  en  $[t / ml]$

Poids des corniches :  $g_{cor} = 2 \times 0,105 \times \rho_{BA}$  en  $[t/ml]$

Poids du revêtement :  $g_r = 0,145$  en  $[t/ml]$

Poids du garde corps :  $g_{gc} = 0,4$  en  $[t/ml]$

#### **VI.1.1.2) Surcharges de chaussée :**

La structure est soumise aux surcharges de chaussée  $A(L), B_r, B_c, B_t, trottoir$ .

### **VI.1.2 Calcul de la flexion longitudinale**

#### **VI.1.2.1) Les moments fléchissant bruts à L/2**

a) Dus aux charges permanentes :

$M_{CP} = Q_{sup} \frac{l^2}{8}$  où  $Q_{sup} = \sum g_i$  et  $g_i$  - le poids de l'élément i de la superstructure.

b) Dus aux surcharges d'exploitation

Surcharge A(L) :  $M_A = A \frac{l^2}{8}$

Trottoir :  $M_{tr} = 0,15 \frac{l^2}{8}$

Système B :

✓ Calcul du CMD

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

$L$  - la portée

$G$  - la charge permanente

$S$  - surcharge maximal qu'il est possible de placer sur la chaussée.

✓ Calcul des moments

Le système Bc est positionné pour obtenir le moment maximal.

$$M_{B_c} = 0,5 \left[ Ar2 \frac{L}{2} + Ar1 \left( \frac{L}{2} - 1,5 \right) + Av1 \left( \frac{L}{2} - 4,5 \right) + Ar2 \left( \frac{L}{2} - 6 \right) \right]$$

. Le tandem du système Bt est positionné pour obtenir le moment maximal.

$$M_{B_t} = 0,5T \left( \frac{L}{2} + 4,95 \right)$$

$$\text{Et, } M_B = \text{Sup} \{ M_{B_c}; M_{B_t} \}$$

Le moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitation est, donc :

$$M_q = \text{Max} \{ M_A; M_B \} + M_{tr}$$

#### **VI.1.2.2) Les moments fléchissant maximaux à L/2**

$$M_{ELS} = M_{CP} + 1,2M_q$$

$$M_{ELU} = 1,35M_{CP} + 1,07 \times 1,5M_q$$

Ces moments fléchissant sont calculés pour la largeur totale du tablier. Mais, il faut remarquer que, compte tenu de la répartition transversale des charges, toutes les fibres de la section ne sont pas également sollicitées, les charges sont à affecter d'un coefficient de répartition transversal ou CRT (Annexe IV 5 page xxxvi)).

#### **c) Calcul de la répartition des charges**

Les moments fléchissant maximaux après prise en compte du CRT, correspondant aux poutrelles d'une demi-largeur, pour les différentes surcharges est donnée par la formule :

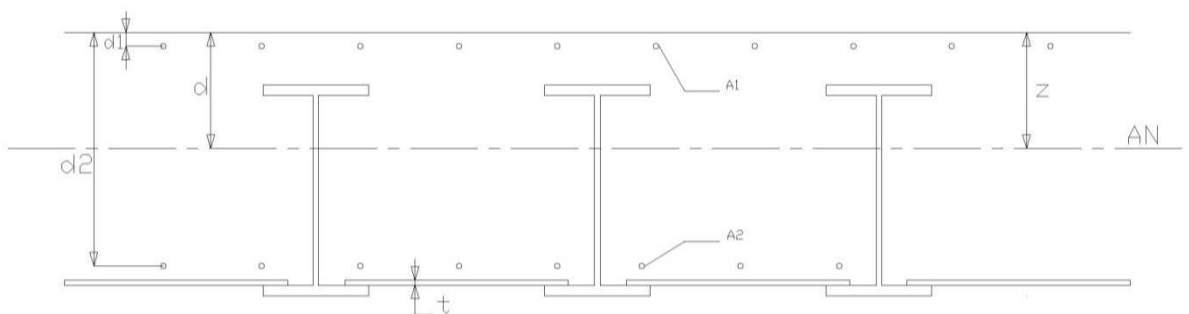
$$M_i = K_i M_{brut,i}$$

### **VI 2 Prédimensionnement de la hauteur des poutrelles**

#### **VI.2.1 Caractéristiques de la section homogénéisée**

##### **VI.2.1.1) Position du centre de gravité**

**Figure 20) . Position de l'axe neutre (AN)**



Pour la commodité d'écriture, désignons dans ce qui suit :

$$S = f_{bu}$$

$$T = \sigma_{eu}$$

$$U = f_{eu}$$

La position de l'axe neutre sera déterminée par des calculs successifs de l'ordonnée  $z$  dans les trois hypothèses suivantes jusqu'à ce que l'on trouve une valeur comprise entre l'intervalle où la formule est applicable.

$$z = \frac{NTA'}{SB} \text{ si l'axe neutre se situe dans la table supérieure } 0 < z < c;$$

$$z = \frac{N[TA' + (2T - S)]bc}{SB + N(2T - S)b}$$
 si l'axe neutre se situe dans l'aile supérieure des poutrelles  $c < z < c + e$ ;

$$z = \frac{N[Ta(h + 2c) + S[be - a(c + e)]]}{SB + N(2T - S)a}$$
 si l'axe neutre tombe dans l'âme des poutrelles  $c + e < z < c + h - e$ .

Dans le cadre du prédimensionnement de la hauteur des poutrelles, nous considérons le troisième cas (cas le plus courant).

#### VI.2.1.2) Moment d'inertie

Le moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité est définie par :

$$I = I_a + A' \left( c + \frac{h}{2} - z \right)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{Bh_b}{n} \left( z - \frac{h_b}{2} \right)^2$$

$$I_a = \left[ \frac{be^3}{12} + be \left( z - \frac{e}{2} \right)^2 \right] + \left[ \frac{h_a^3}{12} + h_a a \left( \frac{h_a}{2} - z - e \right)^2 \right] + \left[ \frac{be^3}{12} + be \left( h_a + e + \frac{e}{2} - z \right)^2 \right] -$$

moment d'inertie de l'acier seul ;

$$A' = a(h - 2e) + 2be - \text{aire fictive de calcul ;}$$

$$I_b = \frac{B h_b^3}{n 12} - \text{moment d'inertie du béton seul.}$$

$$\text{Avec } h_a = h - 2e \text{ et } h_b = h + c - e$$



Le calcul est fait pour chaque cas en considérant les effets de longue durée (n=18) et de courte durée (n=6).

#### **VI.2.1.3) Dimension fictives utilisés**

$L$  - travée de calcul ;

$$b = 300mm$$

$$e = 30mm$$

$$a = 15mm$$

$$h = 600mm$$

$$N = 15$$

#### **VI.2.1.4) Vérification à la non déformation permanente**

$$f_{eu} = \frac{f_e}{1,15}$$

$$\text{Les valeurs de contraintes limites sont : } f_{bu} = \frac{\lambda f_{c28}}{1,5}$$

$$\sigma_{lu} = \frac{\sigma_e}{1,05}$$

$$\lambda = 0,85$$

Il s'agit de s'assurer que la contrainte dans chacun des matériaux est inférieure à la contrainte limite du matériau.

Il convient de vérifier que :

$$\sum \sigma_{gsi} \leq 0,6 f_{c28} \text{ - pour le béton ;}$$

$$\sum \sigma_{gsi} \leq \frac{\sigma_e}{1,15} \text{ - pour les poutrelles ;}$$

$$\sum \sigma_{gsi} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right) \text{ - pour les armatures.}$$

#### **VI.2.1.5) Vérification des contraintes en travée**

Dues au poids propre de la poutrelle et le poids du béton frais

$$\checkmark \text{ dans l'acier des poutrelles : } \sigma_{g0} = \frac{M_{g0}}{I_a} \times v \text{ où } v = \frac{h-e}{2}$$

$$\checkmark \text{ dans le béton : } \sigma_{g0} = 0$$

Dues aux charges des superstructures et d'équipement

✓ dans l'acier des poutrelles :  $\sigma_{gsa} = \frac{M_{gs}}{I_h} \times z_a$  avec  $z_a = z - c + \frac{e}{2}$  pour l'aile

supérieure et  $z_a = z - (h + c) + \frac{e}{2}$  pour l'aile inférieure.

✓ dans le béton :  $\sigma_{gsb} = \frac{M_{gs}}{n_v I_h} \times z$

Dues aux surcharges d'exploitation

Les calculs sont identiques que pour les charges de superstructures, mais en remplaçant  $n_v$  par  $n_i$

✓ dans l'acier des poutrelles :  $\sigma_{gea} = \frac{M_{ge}}{I_h} \times z_a$

✓ dans le béton :  $\sigma_{geb} = \frac{M_{ge}}{n_i I_h} \times z$

De ces deux conditions, on déduit la valeur du moment d'inertie «  $I_h$  ». Le maximum sera prise en compte pour le calcul de la hauteur des poutrelles : «  $h$  ».

$$\text{Rappelons que : } I_h = I_a + A \left( c + \frac{h}{2} - z \right)^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{B(h+c-e)}{n} \left( z - \frac{(h+c-e)}{2} \right)^2$$

La hauteur est la solution de l'équation obtenue en substituant «  $I_h$  » dans l'expression précédente.

**Tableau 21) . les contraintes dans les matériaux**

Contrainte dans les poutrelles

$\sigma_{gs}$ [Mpa]	18,411	<308,696
$\sigma_{ge}$ [Mpa]	58,020	
$\sigma_{totale}$ [Mpa]	76,431	

Contrainte dans le béton

$\sigma_{gs}$ [Mpa]	5,776	<18,000
$\sigma_{ge}$ [Mpa]	9,670	
$\sigma_{totale}$ [Mpa]	15,446	

### VI.2.1.6) Calcul de la hauteur des poutrelles

$$M_{ge} \text{ [T.m]} = 48,077$$

$$M_{gs} \text{ [T.m]} = 15,255$$

Des équations établies pour les vérifications des contraintes en travée, on déduit :

$$\text{Dans l'acier des poutrelles : (1) : } I \geq \frac{M_{gs} \cdot z_a + M_{ge} \cdot z_a}{0,6f_{c28} + \frac{\sigma_e}{1,15}} \Leftrightarrow I \geq 0,32453637m^4$$

$$\text{Dans le béton : (2) : } I \geq \frac{M_{gs} \cdot z + M_{ge} \cdot z}{n \left( 0,6f_{c28} + \frac{\sigma_e}{1,15} \right)} \Leftrightarrow I \geq 0,18263489m^4$$

On considère l'équation (1) pour le calcul.

$$\text{De sa formule, on obtient : } I = 0,31468h^3 + 0,04547h^2 + 0,00436h - 0,00036$$

La résolution de l'inéquation donne :  $h \geq 0,64$ .

Nous retenons cette valeur et dimensionnons le tablier avec.

**Tableau 22) . Caractéristiques des poutrelles**

HE600B

h [m]	b [m]	e [m]	a [m]	aire [m²]	Iy [m4]	Iz [m4]	K [m4]
0,6400	0,3000	0,0260	0,0135	0,02415	0,00175178	0,00011720	0,00000448

### VI 3 Redimensionnement de la section

Afin de déterminer le ratio du tablier en poutrelles enrobées, nous allons redimensionner la structure avec le profilé HE600B (Annexe IV 3 page xxv)

#### VI.3.1 Calcul de $M_{rp}$

$$M_{rp} = \frac{SBz^2}{2} + N \left[ TA'(d-z) + (2T-S) \left[ be(z-c-\frac{e}{2}) + \frac{a}{2}(h_1^2 + h_2^2) \right] \right]$$

$$\begin{aligned} \text{Où } h_2 &= z + t \\ h_1 &= h - 2e - h_2 \end{aligned}$$

Avec  $t$  - épaisseur du coffrage perdu.

Pour assurer la sécurité à l'ELU de résistance, il faut que :

$M_{ul} \leq M_{rp}$  dans les sections les plus sollicitées.

$M_{ul}$  - moment ultime de calcul.

$M_{rp}$  - moment ultime résistant positif de la section mixte.

### **VI.3.2 Déformation sous charge d'exploitation**

Cette déformation doit être inférieure au 1/500 de la portée :  $f < \frac{L}{500}$

La surcharge sous laquelle est obtenue la sollicitation maximale sera déterminante. Et on y ajoute, ensuite, la flèche due aux charges des trottoirs.

Ces flèches sont calculées avec la même formule :  $f = \frac{5ML^2}{48EI}$ .

Si  $I_{hnf}$  - le moment d'inertie, ramené à l'acier, de la section résistante homogénéisée en considérant le béton tendu non fissuré ;

Et  $I_{hf}$  - le moment d'inertie, ramené à l'acier, de la section résistante homogénéisée en considérant le béton tendu fissuré.

On en déduit :  $I = \frac{I_{hnf} - I_{hf}}{2}$

$E$  - module d'élasticité de l'acier ;

$L$  - portée de la travée ;

$M$  - moment brut due à la surcharge

Le critère de limitation des flèches est vérifié si  $f = \frac{5ML^2}{48EI} < \frac{L}{500}$

### **VI.3.3 Calcul du ferraillage longitudinal**

Les armatures longitudinales assurent la non fragilité du béton. Elles doivent, par conséquent, vérifier la condition de non fragilité :  $A_{\min} \geq 0,23 \times B \times h \times \frac{f_{tj}}{f_e}$ .

Où  $B$  - largeur de la section résistante ;

$h$  - épaisseur du béton d'enrobement (hors coffrage perdu).

La section ainsi obtenue :  $A_l = x_1 H A \phi_{x_1}$

Il faut prévoir des armatures entre les poutrelles en travée si l'espacement de celles-ci est proche de la valeur maximale :  $\frac{h}{3} + 0,6$  et désignons par :  $A_2 = x_2 HA\phi_{x_2}$ .

**Figure 21) . Principe de disposition des armatures longitudinales**



### **VI.3.4 Stabilité de forme des poutrelles**

Il s'agit de vérifier que les poutrelles ne déversent pas sous leur poids et sous celui du béton frais pendant le bétonnage.

La contrainte de compression  $\sigma_f$  due à la flexion d'une poutre sous l'action de son poids propre et du poids du béton frais pendant le bétonnage ainsi que des charges éventuelles de chantier présente une sécurité suffisante vis-à-vis de la contrainte critique de déversement  $\sigma_f^*$  si :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left( 1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) \text{ si } \sigma_f^* \geq 0,75\sigma_e ;$$

$$f(\sigma_f^*) = 0,66\sigma_f^* \text{ si } \sigma_f^* \leq 0,75\sigma_e .$$

### **VI.3.5 Calcul de la contrainte de compression $\sigma_f$**

Si  $\sigma_L$  - contrainte sous le poids des poutrelles ;

$\sigma_E$  - contrainte sous le poids du béton frais et la charge forfaitaire de chantier ( $50 daN / m^2$ ).

En supposant un bétonnage en une seule phase, on a :

Le poids du béton frais :  $[bm = e_p(h_t - e) - a(h - 2e) - be] \times 2,5$

Poids propre d'une poutrelle :  $pp = Aire \times 7,85$

$$\text{Alors, } \sigma_L = \frac{pp \times L^2}{8 \times \frac{I}{h/2}} \text{ et } \sigma_L = \frac{(bm + 0,050 \times e_p) \times L^2}{8 \times \frac{I}{h/2}}$$

D'où  $\sigma_f = 1,35\sigma_L + 1,6\sigma_E$

### VI.3.6 Calcul de la contrainte critique de déversement

En première approximation :  $\sigma_f^* = \frac{E}{12} \left( \frac{\pi b}{l} \right)^2$  où  $l = 0,7L$  - longueur de flambement.

Si la condition n'est pas vérifiée, la méthode simplifiée ne permet pas en toute rigueur d'envisager un bétonnage en une seule phase. Et on procède au calcul fin suivant :  $\sigma_f^* = \frac{M^*}{I} \times \frac{h}{2}$  où

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{EI_z GK}$$

Avec :  $m_1 = \frac{m_1' \cdot pp + m_1'' \cdot bm}{pp + bm}$  - coefficient dépendant des conditions d'appui de la pièce et de la

disposition des charges.  $m_1' = 3,54$  - sous l'effet de  $pp$

$$m_1'' = 3,54 \left[ \left( 1 + \frac{2,1}{a^2} \right)^{\frac{1}{2}} + \frac{1,45}{a} \right] \text{ - sous l'effet de } bm$$

$$m_2 = \left( 1 + \frac{\pi^2}{a^2} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ - coefficient dépendant du paramètre } a \text{ tel que } a^2 = \frac{4GK}{EI_z} \cdot \frac{l^2}{h^2} .$$

La première phase de bétonnage étant à justifier selon cette condition.

La deuxième phase et les phases suivantes tiennent compte des hypothèses suivantes :

- ✓ La membrure inférieure tendue ne peut se déplacer horizontalement ni tourner librement ;
- ✓ L'âme est encastree dans le béton.

Et la contrainte critique est calculée par la formule :  $\sigma_f^* = E \left[ \frac{ba^3}{12eh^3} \right]^{\frac{1}{2}}$ .

### VI.3.7 Flexion transversale

Le calcul du coefficient de flexion transversale est donné en (Annexe IV 5 page xxxviii))

#### VI.3.7.1) Calcul de $M_y(x, y, d)$

Pour avoir la valeur de la flexion transversale pour chaque type de charge, on utilise la décomposition en série de Fourier associé à ces types de charge.

Pour une charge uniformément répartie ( $q=cte$ ) sur une longueur  $L$ , le développement en série de Fourier est de la forme :

$$q(x) = \frac{4q}{\pi} \sum_m \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi x}{L} ; m = 1; 3; 5 \text{ les harmoniques.}$$

Pour une charge concentrée  $Q$  au point d'abscisse  $d$ , le développement de la forme en série de Fourier est de la forme :

$$q(x) = \frac{2Q}{L} \sum_m \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

D'où le moment transversal, pour une largeur unité de tablier est donné par la formule suivante :

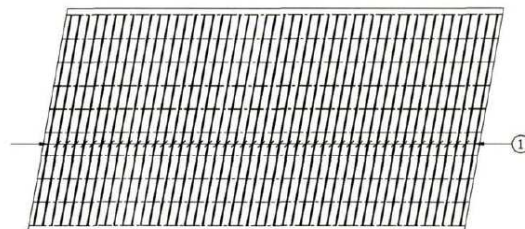
$$M_y(x, y, d) = q(x) \times \frac{b}{l} \times \mu_m(y, e)$$

Avec  $l$  - la largeur du tablier

Il est à noter que les moments transversaux pour chaque type de charges sont déterminés pour une tranche de 1m de largeur du tablier.

#### VI.3.7.2) Calcul des armatures transversales

Figure 22) . Ferrailage transversal (parallèle au ligne d'appui, vu en plan)



La fissuration est préjudiciable, les aciers inférieurs sont déterminés par le moment unitaire à l'ELS.

Et on obtient :  $A = xHA\phi_x$  avec un espacement comprise entre  $2h$  et  $25cm$ .

Les aciers supérieurs sont déterminés par la condition de pourcentage minimum : 0,2% de la section de béton comprimée sans pouvoir dépasser 5% en dehors des zones de recouvrement de ces barres. Soit  $A' = x'HA\phi_x$ ,

Ces armatures sont prolongées jusqu'aux abouts.

### **VI.3.7.3) Vérification de la section à l'ELS**

La position du centre de gravité de la section homogénéisée est obtenue par la résolution de l'équation du second degré :  $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0$

$$\text{On a : } y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$\text{L'inertie de la section : } I = \frac{by^3}{3} + n \left[ A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2 \right]$$

$$\text{Soit } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les contraintes dans les matériaux sont alors :

$$\sigma_{bc} = Ky \text{ vérifiée si } < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_s = nK(d-y) \text{ vérifiée si } < \overline{\sigma_s}$$

## **VI 4 Calcul du ratio du tablier en poutrelles enrobées**

### **VI.4.1 Poids de l'acier**

Si  $e$  est l'enrobage des armatures

a) Longitudinal (seul les aciers en face supérieure sont nécessaires) :

$$P_{L,\text{sup}} = x_1 \frac{\pi\phi_x^2}{4} \times (L-2e) \times 7850$$

$$P_{L,\text{inf}} = x_2 \frac{\pi\phi_x^2}{4} \times (L-2e) \times 7850 - \text{entre les poutrelles}$$

b) Transversale:

$$P_{t,\text{sup}} = x \frac{\pi\phi_x^2}{4} \times (B-2e+30\phi_x) \times 7850$$



$$P_{t,inf} = x' \frac{\pi \phi_x^2}{4} \times (B - 2e) \times 7850$$

$$D'où P_{acier} = \sum P_i$$

#### VI.4.2 Volume du béton :

$$\text{Section résistante : } (B \times h \times 1) - (A_{poutrelles} \times 1)$$

$$\text{Trottoirs : } 2(e_{tr} \times tr \times 1)$$

$$D'où V_{béton} = \sum V_i$$

#### VI.4.3 Poutrelles :

$$P_{poutrelle} = N \times A_{poutrelles} \times L \times 7850$$

#### VI.4.4 Ratio

$$\text{Le ratio d'armatures de ce tablier est obtenu par la formule : } \rho = \frac{P_{acier}}{V_{béton}}$$

**Tableau 23) . Ratio du tablier en poutrelles enrobées**

Profilés laminées [Kg]	69669,73
Poids de l'acier [Kg]	406,42
Volume du béton [m3]	9,02
Ratio [kg/m3/ml]	45,07

### VI 5 Devis estimatif

On définit dans ce paragraphe les prix des matériaux des éléments de la superstructure, comme on a vu au chapitre précédent.

**Tableau 24) . Coût estimative sommaire du tablier en poutrelles enrobées**

Désignations	U	Quantités	PU (Ar)	Montant (Ar)
Béton B30	m3	247,14	358 469	88 590 299
Acier HA	kg	8 957,33	12 348	110 605 088
Profilés laminés	kg	69 669,73	11 150	776 817 503
Coffrage perdu	m²	269,77	15 922	4 295 270
Coffrage	m²	50,81	86 147	4 377 249
Revêtement	T	30,55	548 250,00	16 749 860
Evacuation des eaux	U	25	15 000	375 000
Appareils d'appui	U	15	388 889	5 833 335
			Total HTVA	1 007 643 604
			TVA (20%)	201 528 721
			Total TTC	1 209 172 325

## **VI 6 Phasage des travaux et méthodologies de mise en œuvre**

Un tablier en poutrelles enrobées est réalisé comme suit :

Manutention des poutrelles : prendre les poutrelles en 2 points (à  $0,2L$  et  $0,8L$ ),  $L$  étant sa longueur avec un système à palonnier de  $0,6L$  de longueur ;

Calage (réglage des appareils d'appuis) et pose des poutrelles ;

Mise en place des coffrages perdus (fibre de ciment de 3cm d'épaisseur) sur les ailes inférieures des poutrelles, la fixation est assurée par des bandes adhésives ;

Liaisonnement des extrémités des poutrelles par des tiges filetées enfilées d'une part dans des trous situés dans la partie supérieure de l'âme et d'autre part dans un tube d'écartement entre poutrelles puis boulonnées de façon à serrer les âmes sur les tranches du tube ;

Mise en place des bordures préfabriquées (munies de dispositifs de réglage) ;

Confection des coffrages pour superstructure, fixés aux ailes inférieures des poutrelles par des cales interposés entre les plaques fibres-ciment et les profilés ;

Mise en place des armatures : les armatures transversaux inférieures sont enfilées dans les perçages des poutrelles ;

Première phase de bétonnage jusqu'à 15cm d'épaisseur (hors coffrage perdu) ;

Dernière phase de bétonnage de 59cm d'épaisseur et des superstructures (24h au moins après première phase) ;

Confection des trottoirs, gardes corps.

## **VI 7 Synthèses**

Le domaine économique et financier prend un rôle primordial dans le choix d'une structure. Comparant les deux tableaux donnant le coût du tablier en béton précontraint et celui du tablier en poutrelles enrobées, nous constatons un écart considérable. Le tablier en béton précontraint constitué de 4 poutres sous chaussées est largement moins coûteux par rapport au tablier en poutrelles enrobées.

Notons que ce sont des coûts des matériaux, sans tenir compte des mises en œuvres or la méthodologie de mise en œuvre a un impact sur le planning et que la délai d'exécution influe sur le coût, il faut également les considérer.

Analysant les méthodologies décrites précédemment, nous pouvons en déduire que :

La confection des poutres précontraintes peut être, presque en totalité, effectuée sur le site. Les matériels nécessaires à la construction existent à Madagascar. Les câbles précontraints sont les seuls matériaux à importer.

Comme il n'y a pas d'usine sidérurgique à Madagascar, les profilés doivent être commandé avec les détails nécessaires (perçage pour enfilage des armatures transversales et cintrage pour contre-flèche), la livraison de ces poutrelles sur chantier nécessite beaucoup de temps, le montage est simple et rapide mais demande beaucoup d'attention sur des petits détails.

Nous avons tenu à proposer la structure en poutrelles enrobées dans le but d'exposer ses avantages et d'inciter les investisseurs à se lancer dans ce domaine, lequel est actuellement très exploité à l'étranger ;

En plus du coût qui est optimal, faisant partie de la structure plus courante et plus classique à Madagascar, nous retenons le tablier en béton précontraint pour toute la suite de notre projet.

***PARTIE 111. PROJET DE RENFORCEMENT  
ET DIMENSIONNEMENT DES TABLIERS  
DE RIVE***

## CHAPITRE VII. PROJET DE RENFORCEMENT

Ce chapitre traite une proposition de renforcement à la travée centrale, dimensionnée au trafic du pays, pour permettre le passage du convoi exceptionnel. Comme il est décrit dans le contexte, ces convois sont en nombre limités. Dans l'établissement de cet étude, on tient compte, seulement, du passage de l'autoclave vers l'usine (pas du retour, s'il y aura lieu, à la fin du projet après 30ans).

Le renforcement proposé doit, par conséquent, être démontable et les matériaux, réutilisables dans d'autre construction. Des ossatures métalliques sont les seuls répondant à ce besoin.

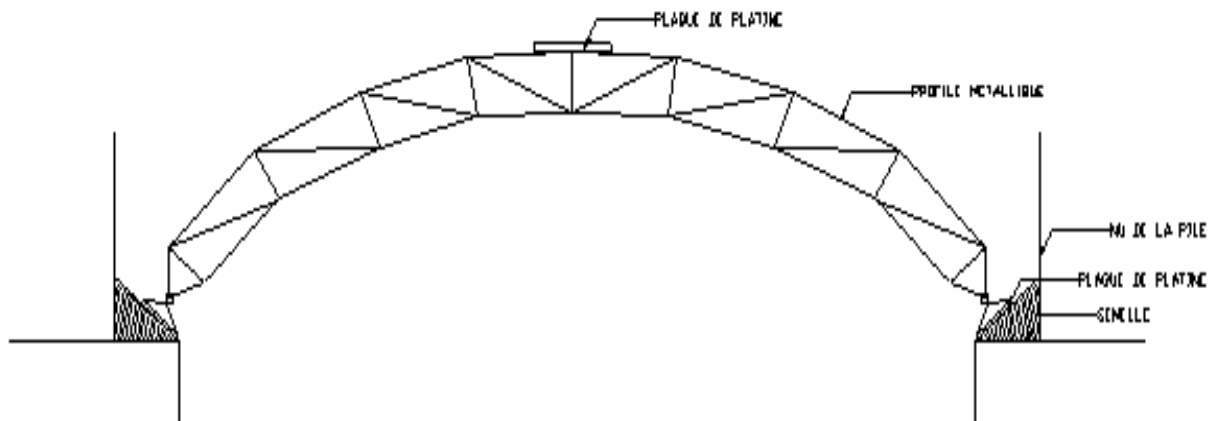
Notre étude se base sur la possibilité de réalisation de cette structure.

Pour ce faire, nous proposons un modèle architectural de l'ossature, puis vérifier si la raideur de celui-ci correspond à celui que doit avoir un appui pouvant supporter cette surcharge.

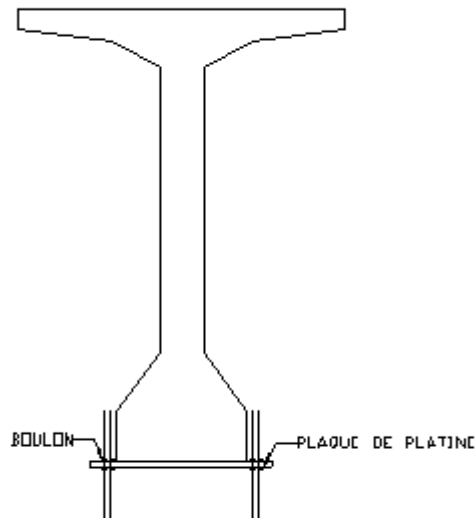
### VII 1 Géométrie de la structure

Malgré le démontage possible, il faut toujours considérer l'exploitation du canal. Ceci étant le premier critère qui a incité le choix de cette architecture.

Figure 23) . Vue en élévation du renforcement



**Figure 24) . Coupe (connexion poutre BP-renforcement métallique)**

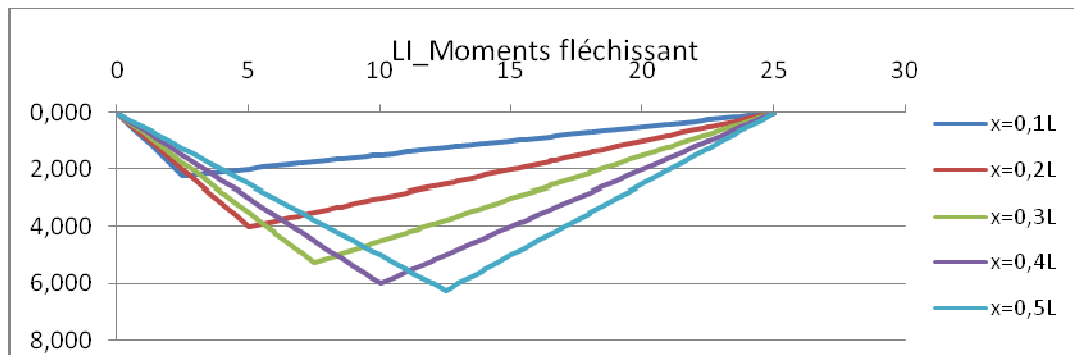


## **VII 2 Calcul des sollicitations**

### **VII.2.1 Courbe enveloppe des moments fléchissant**

Nous allons considérer 5 sections de calcul :  $0,1L; 0,2L; 0,3L; 0,4L; 0,5L$  avec  $L = 24,5m$  (travée de calcul).

**Figure 25) . LI des moments fléchissant**



#### **VII.2.1.1) Cas 1 : sans convoi exceptionnel**

Considérant la ligne d'influence, à chaque section d'étude, schématisée à la **figure 25)**, les moments fléchissant pour chaque cas est obtenue par les formules suivantes :

##### **a) Charge permanente :**

$$\checkmark 1^{\text{ère}} \text{ phase de mise en tension : } M_{CP} = g_1 (\omega_p + \omega_n)$$

$g_1$  - poids de la poutre considérée ;

$\omega_p$  - surface de la partie positive de la ligne d'influence ;

$\omega_n$  - surface de la partie négative de la ligne d'influence.

$$\checkmark 2^{\text{ème}} \text{ phase de mise en tension : } M_{CP} = \frac{1}{n} g_2 (\omega_p + \omega_n)$$

$g_2$  - poids des poutres + dalle

$$\checkmark 3^{\text{ème}} \text{ phase de mise en tension : } M_{CP} = \frac{1}{n} g_3 (\omega_p + \omega_n)$$

$g_3$  - poids propre de l'ensemble de la superstructure.

**b) Surcharges d'exploitation :**

$$M_{A(L)} = S_A \omega_p$$

$M_B = \sum P_i y_i$  (La disposition la plus défavorable de convoi dans le sens longitudinal (celle qui donne la sollicitation maximale), est déterminée en faisant déplacer le convoi sur la LI des moments fléchissant (**figure 25**) sur la section considérée.)

$$M_P = S_P \omega_p$$

**c) Combinaison d'action**

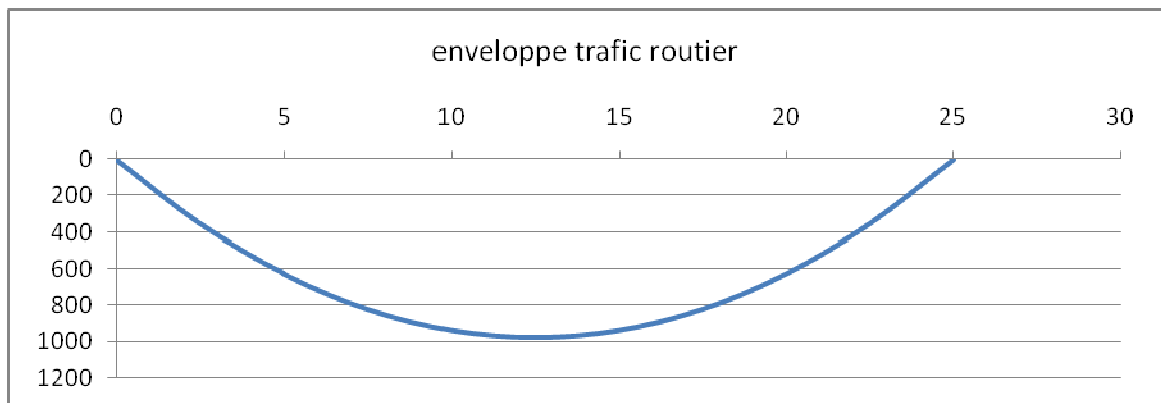
$$\text{A l'ELS : } M_f = M_{CP} + 1,2 \left[ \text{Max} \{ M_{A(L)} ; M_B \} + M_P \right]$$

$$\text{A l'ELU : } M_f = 1,35 M_{CP} + 1,07 \times 1,5 \left[ \text{Max} \{ M_{A(L)} ; M_B \} + M_P \right]$$

**Tableau 25) . Moments fléchissant dus aux surcharges routières**

Section	Moments fléchissants CP			Moments fléchissants CE				Combinaisons	
	1ère phase	2ème phase	3ème phase	A(L)	Bc	Bt	P	ELS	ELU
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1L	60	100	120	180	69	34	13	352	472
0,2L	107	178	213	320	138	68	24	625	839
0,3L	140	234	280	420	189	101	31	821	1 101
0,4L	160	268	320	480	200	135	35	938	1 258
0,5L	167	279	333	500	208	156	37	977	1 311

Figure 26) . Courbe enveloppe des moments fléchissant sous les surcharges routières



#### VII.2.1.2) Cas 2 : avec convoi exceptionnel sans renforcement

Le convoi exceptionnel est défini comme suit :

$$L = 26,6m$$

$$l = 7,94m$$

$$P = 1200T$$

$$\text{Alors on a : } q_{\text{autoclave}} = 5,568 \left[ T / m^2 \right].$$

$$\text{A l'ELS : } M_f = M_{CP} + M_{\text{autoclave}}$$

$$\text{A l'ELU : } M_f = 1,35M_{CP} + 1,35M_{\text{autoclave}}$$

La répartition des charges de l'autoclave

$$\eta_{\text{autoclave}} = 2,007$$

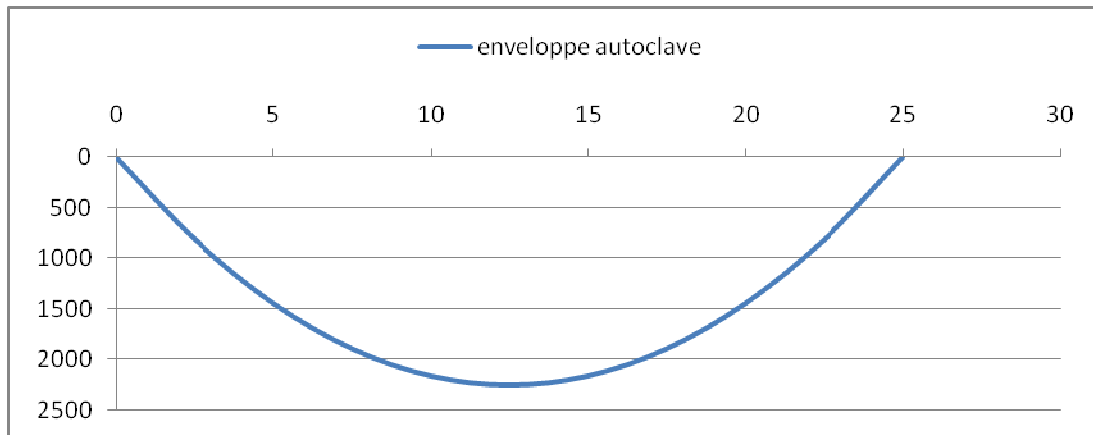
$$P_{\text{autoclave}} [T/ml] = 24,51$$

Tableau 26) . Les moments fléchissant du tablier chargé avec l'autoclave

Section	Moments fléchissants CP			CE	Combinaisons	
	1ère phase	2ème phase	3ème phase	Autoclave	ELS	ELU
0	0	0	0	0	0	0
0,1L	60	100	120	690	809	1 114
0,2L	107	178	213	1 226	1 439	1 980
0,3L	140	234	280	1 609	1 889	2 599
0,4L	160	268	320	1 839	2 158	2 971
0,5L	167	279	333	1 915	2 248	3 094



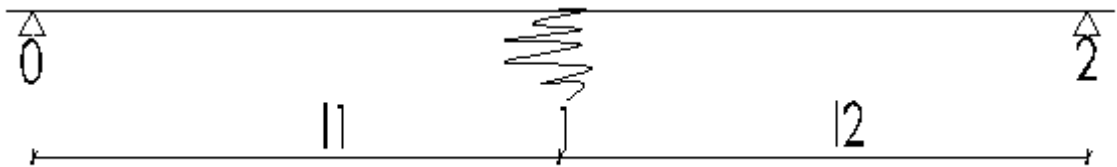
**Figure 27) . Courbe enveloppe des moments fléchissant dus à la surcharges de l'autoclave**



### **VII.2.1.3) Cas 3 : avec convoi exceptionnel avec renforcement**

L'existence du renforcement ramène la poutre à un système hyperstatique reposant en son milieu sur un appui élastique.

**Figure 28) . Modélisation de la structure avec renforcement**



Nous allons utiliser la relation des 5 moments pour déterminer les moments fléchissant de cette structure.

Les moments en travée d'abscisse  $x$  sont données par :  $M(x) = \mu(x) + M_1 \frac{x}{l}$

Et le moment en appuis 1 :  $M_1 = \frac{M(x) - \mu(x)}{\frac{x}{l}}$

Avec  $\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$

En première approximation  $x = 7,5m$

Déterminons  $M_1$  pour que le moment soit  $M(x = 7,5m) = 937T.m$  produit par le convoi normal.

$$\mu(x) = 540[T.m]$$

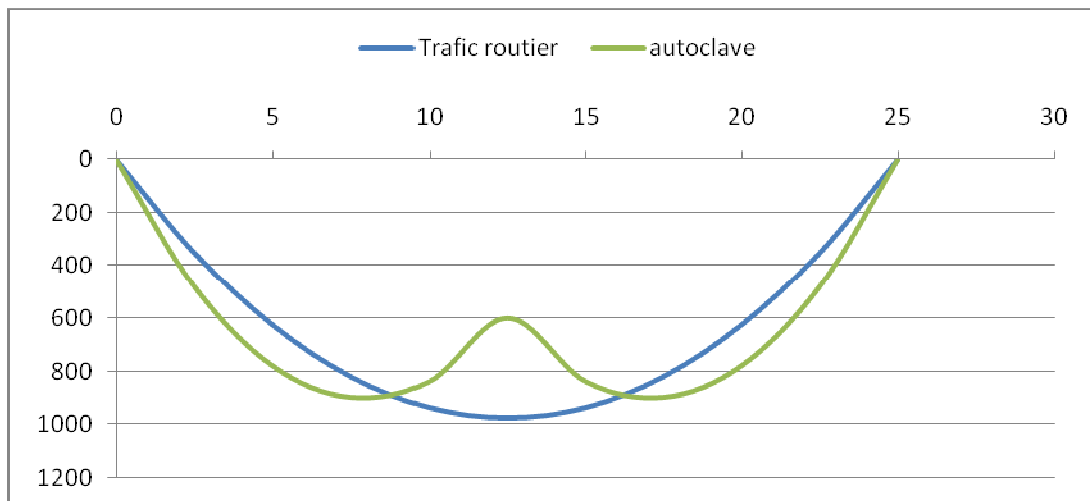
Par suite on obtient  $M_1 = 662[T.m]$

Avec la valeur  $M_1 = 600[T.m]$ , on obtient la courbe enveloppe suivante avec les valeurs du tableau.

**Tableau 27) . Les moments fléchissant de la poutre sur un appui élastique**

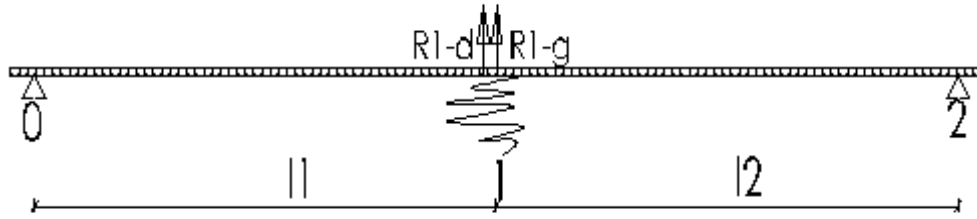
Section	Moments fléchissants CP			CE	Combinaisons	
	1ère phase	2ème phase	3ème phase	Autoclave	ELS	ELU
0	0	0	0	0	0	0
0,1L	60	100	120	188	480	648
0,2L	107	178	213	268	780	1 052
0,3L	140	234	280	172	900	1 214
0,4L	160	268	320	-77	840	1 134
0,5L	167	279	333	-343	600	810

**Figure 29) . Courbe enveloppe des moments fléchissant sous des surcharges routières et sous l'autoclave sur une poutre reposant sur un appui élastique**



### VII.2.2 Calcul des réactions aux appuis

Figure 30) . Détermination des réactions aux appuis



En considérant l'appui comme 2 appuis simples séparés on a :  $R'_1 = R_1^g + R_1^d = \frac{ql_1}{2} + \frac{ql_2}{2} = ql_1$

Avec  $q = q_{CP} + q_{autoclave}$

$$R1 [T] = 157,975$$

La réaction exercée par l'appui  $A_i$  sur la poutre continue :  $R_i = R'_i + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$

$$R [T] = 215,616$$

### VII.2.3 Détermination du coefficient de raideur $k_1$ de l'appui élastique

Nous allons déterminer dans ce paragraphe la raideur  $k_1$  que doit avoir un appui pour supporter l'effet de cette surcharge.

Relation des 5 moments :

$$\begin{aligned} & \frac{k_{i-1}}{l_{i-1} l_i} M_{i-2} + \left[ b_i - \frac{k_{i-1}}{l_i} \left( \frac{1}{l_{i-1}} + \frac{1}{l_i} \right) - \frac{k_i}{l_i} \left( \frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) \right] M_{i-1} + \left[ c_i + a_{i+1} + \frac{k_{i-1}}{l_i^2} + k_i \left( \frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) + \frac{k_{i+1}}{l_{i+1}^2} \right] M_i \\ & + \left[ b_{i+1} - \frac{k_i}{l_{i+1}} \left( \frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) - \frac{k_{i+1}}{l_{i+1}} \left( \frac{1}{l_{i+1}} + \frac{1}{l_{i+2}} \right) \right] M_{i+1} + \frac{k_{i+1}}{l_{i+1} l_{i+2}} M_{i+2} \\ & = \theta_1^d - \theta_1^g - \frac{k_{i+1}}{l_i} R'_{i-1} + k_i \left( \frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) R'_i - \frac{k_{i+1}}{l_{i+1}} R'_{i+1} \end{aligned}$$

Alors, dans notre cas on a :  $\left[ c_1 + a_2 + k_1 \left( \frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right)^2 \right] M_1 = \theta_1^d - \theta_1^s - k_1 \left( \frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) R_1'$

$$c_1 = \frac{l_1}{3EI_1}$$

$$a_2 = \frac{l_1}{3EI_2}$$

Avec  $EI$  constant :  $c_1 = a_2$

$$\text{On en déduit : } k_1 = \frac{\theta_1^d - \theta_1^s - 2c_1 M_1}{\left[ \left( \frac{2}{l_1} \right)^2 M_1 + \frac{2}{l_1} R_1' \right]}$$

Dans laquelle  $\theta_1^d = -\theta_1^s = -\frac{ql^3}{24EI}$  les rotations des travées 1 et 2 par rapport à l'appui 1.

$$\text{Finalement, donc, } k_1 = \frac{-2 \frac{ql^3}{24EI} - 2c_1 M_1}{\left[ \left( \frac{2}{l_1} \right)^2 M_1 + \frac{2}{l_1} R_1' \right]}. \text{ On a : } \theta_1^d = -\theta_1^s = \frac{ql^3}{24EI}$$

Alors  $k_1 = 2,21.10^{-8} m.N^{-1}$

#### **VII.2.4 Détermination du coefficient $k_2$ caractéristiques de l'appui élastique**

Le déplacement de la structure s'exprime par:  $\delta = k_2 R$ .

Or dans une structure réticulée  $\delta = \int \frac{NN_1}{ES} ds$

On en déduit, donc :  $k_2 = \frac{1}{R} \int \frac{NN_1}{ES} ds$

$N_1$  - effort dans la barre de la structure rendue isostatique ;

$N$  – effort dans la barre de la structure ;

$E$  – module d'élasticité de la structure ;

$S$  – section de la barre.

**VII.2.4.1) Détermination de la section de la structure**

La traction est le mode de fonctionnement le plus simple pour un élément en acier. C'est aussi celui qui permet d'exploiter totalement la capacité résistante du matériau : les fibres de la section transversale peuvent être supposées soumises à une contrainte identique et celle-ci, lors d'un accroissement progressif de la sollicitation, suit, en principe exactement le diagramme de comportement de l'acier mis en évidence par l'essai conventionnel de traction. Ainsi l'effort ultime

dans une section transversale d'aire  $A$  est :  $\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$

Où  $f_y$  - valeur nominale de la limite d'élasticité ;

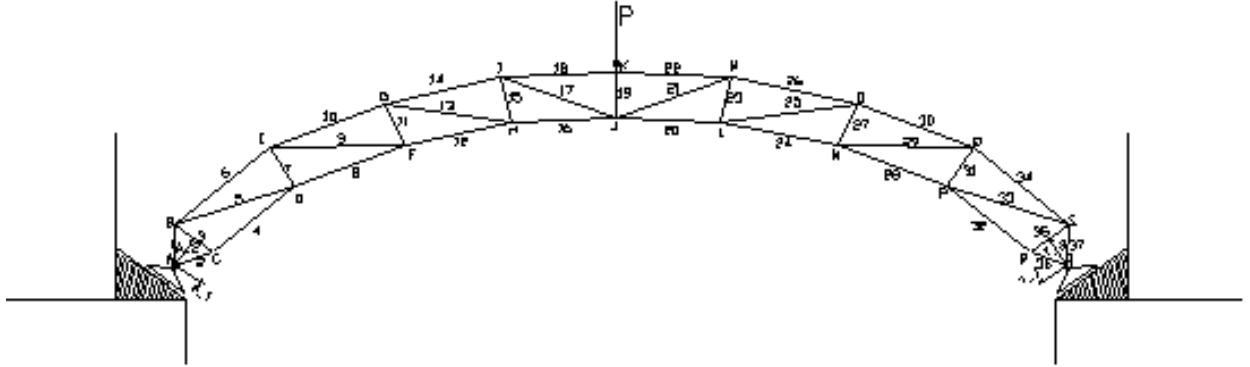
$\gamma_{M_0}$  - coefficient partiel de sécurité portant sur la résistance en section par référence à la limite d'élasticité.

**Tableau 28) . Coefficient de sécurité  $\gamma_M$  appliqué aux résultats des calculs théoriques**

Critère d'Etat Limite Ultime		Contrainte référence	Coefficient	Valeur
Résistance de la section	Partie courante	$f_y$	$\gamma_{M_0}$	1,10
	Section nette tendue	$f_u$	$\gamma_{M_1}$	1,25
	Avec voilement local prématuré	$f_y$	$\gamma_{M_2}$	1,10
Stabilité d'élément	Déversement	$f_y$	$\gamma_{M_1}$	1,10
	Flambement			
	Voilement de cisaillement			

**VII.2.4.2) Détermination des réactions d'appui et des efforts dans les barres**  
**(méthode des forces)**

**Figure 31) . Système à étudier**



Le système est intérieurement isostatique et extérieurement hyperstatique. En effet, le système des forces extérieures équivalent à zéro ne suffit pas pour déterminer les réactions aux appuis, tandis que les efforts dans chaque barre peuvent être calculés au moyen de l'équation de la statique si ces réactions sont connues.

Degré d'hyperstaticité :

$$d = b + r - 2a$$

$b$ - nombre de barres ;

$r$  - nombre des réactions aux appuis ;

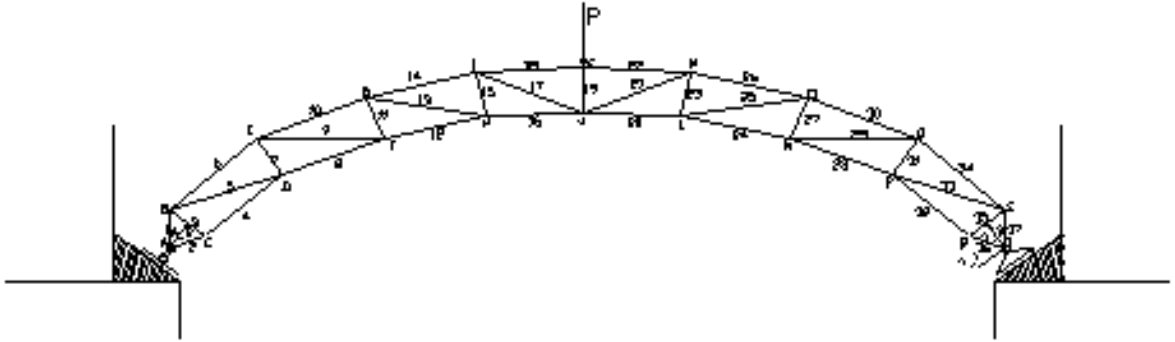
$a$ - nombre d'articulations.

$$\Rightarrow d = 1$$

### VII.2.4.3) Résolution du système

Soit le système équivalent isostatique :

**Figure 32) . Système isostatique équivalent**



La résolution de ce système nous permet d'avoir  $N_p$  - les efforts dans les barres due à la force extérieure P.

On résout, ensuite, le système de la **figure 31)** avec.  $A_1 = 1$

On obtient  $\delta_{ik} = \sum N_i N_k l_i$

Résoudre l'équation canonique,  $\delta_{11} A_1 = -\delta_{1p}$

On obtient ainsi toutes les réactions aux appuis :

$$P [T] = 215,616$$

$$A_1 [T] = 143,293$$

$$A_2 [T] = 107,808$$

$$T_1 [T] = -143,293$$

$$T_2 [T] = 107,808$$

On détermine ensuite, les efforts dans les barres par la formule :  $N = N_p + N_1 A_1$

On en déduit la section et le moment d'inertie selon le respect des conditions de la limite d'élasticité  $\Rightarrow A_i = \frac{N_i}{\sigma_e}$  et de non flambement  $\Rightarrow I_i = \frac{N_i l_i^2}{\pi E_i}$ .

Tableau 29) . Section théorique du renforcement

Barres	li	N1	Np	$\delta_{11}$	$\delta_{1p}$	Ni	Section, cm <sup>2</sup>	lmin, cm <sup>4</sup>
1	0,90	0,426	-107,808	0,163	-41,296	-46,821	19,924	-19,213
2	0,90	-1,307	0,000	1,538	0,000	-187,326	79,713	-76,869
3	1,20	0,443	0,000	0,235	0,000	63,445	26,998	46,284
4	2,60	-1,114	0,000	3,227	0,000	-159,632	67,929	-546,685
5	3,10	-2,896	319,954	26,006	-2 872,791	-95,077	40,458	-462,881
6	2,90	2,435	-319,954	17,201	-2 259,776	29,030	12,353	123,684
7	1,20	-0,199	-17,336	0,048	4,149	-45,918	19,539	-33,498
8	2,60	-4,004	315,029	41,674	-3 279,191	-258,650	110,064	-885,788
9	3,10	-1,635	338,261	8,283	-1 714,028	104,038	44,271	506,506
10	2,90	3,901	-617,961	44,120	-6 990,052	-59,046	25,126	-251,568
11	1,20	-0,252	-21,244	0,076	6,418	-57,318	24,390	-41,814
12	2,60	-5,626	639,230	82,287	-9 349,972	-166,901	71,021	-571,577
13	3,10	0,670	56,573	1,393	117,569	152,635	64,951	743,099
14	2,90	3,296	-668,933	31,514	-6 394,885	-196,568	83,646	-837,488
15	1,20	-1,031	110,062	1,275	-136,160	-37,662	16,026	-27,475
16	2,60	-5,068	707,014	66,767	-9 315,299	-19,126	8,139	-65,499
17	3,10	-0,163	292,955	0,083	-148,484	269,527	114,692	1312,186
18	2,90	3,465	-925,112	34,822	-9 296,529	-428,573	182,372	-1825,959
19	1,20	0,000	-151,044	-0,242	0,000	-151,044	64,274	-110,189
20	2,90	3,465	-925,112	34,822	-9 296,529	-428,573	182,372	-1825,959
21	3,10	-0,163	292,955	0,083	-148,484	269,527	114,692	1312,186
22	2,60	-5,068	707,014	66,767	-9 315,299	-19,126	8,139	-65,499
23	1,20	-1,031	110,062	1,275	-136,160	-37,662	16,026	-27,475
24	2,90	3,296	-668,933	31,514	-6 394,885	-196,568	83,646	-837,488
25	3,10	0,670	56,573	1,393	117,569	152,635	64,951	743,099
26	2,60	-5,626	639,230	82,287	-9 349,972	-166,901	71,021	-571,577
27	1,20	-0,252	-21,244	0,076	6,418	-57,318	24,390	-41,814
28	2,90	3,901	-617,961	44,120	-6 990,052	-59,046	25,126	-251,568
29	3,10	-1,635	338,261	8,283	-1 714,028	104,038	44,271	506,506
30	2,60	-4,004	315,029	41,674	-3 279,191	-258,650	110,064	-885,788
31	1,20	-0,199	-17,336	0,048	4,149	-45,918	19,539	-33,498
32	2,90	2,435	-319,954	17,201	-2 259,776	29,030	12,353	123,684
33	3,10	-2,896	319,954	26,006	-2 872,791	-95,077	40,458	-462,881
34	2,60	-1,114	0,000	3,227	0,000	-159,632	67,929	-546,685
35	1,20	0,443	0,000	0,235	0,000	63,445	26,998	46,284
36	0,90	-1,307	0,000	1,538	0,000	-187,326	79,713	-76,869
37	0,90	0,426	-107,808	0,163	-41,296	-46,821	19,924	-19,213
Somme				721,184	-103 340,653			



Le coefficient  $k_2$  est alors :

$$q [\text{rad}] = 1,571$$

$$Q [\text{T}] = 0,000$$

$$R [\text{T}] = 215,616$$

$$d\mu/dx = 0,000$$

$$N [\text{T}] = 215,616$$

$$S [\text{m}^2] = 0,209$$

$$d [\text{m}] = 0,001$$

$$\Rightarrow k_2 \leq k_1$$

Ce qui signifie que le moment réel sur appui est inférieur au moment adopté ( $M_1 = 600T.m$ )

On peut conclure le renforcement du pont est envisageable au moment du passage de l'autoclave.

Plusieurs sont les types de profilés métalliques qu'on peut choisir pour la réalisation de la structure mais des conditions doivent être respectées telles que :

- ✓ Les conditions mécaniques précitées (limite d'élasticité, non flambement), par conséquent, on se réfère à la fois à la section et au moment d'inertie ;
- ✓ Le moyen d'assemblage : pour mieux rentabiliser le projet, il faut adopter des structure facile à mettre en œuvre ;

Le plus possible, on oriente le choix vers des matériaux réutilisables dans d'autres travaux.

## **CHAPITRE VIII. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER DE RIVE**

Etant donnée la longueur de la travée de rive (15,585m), une structure en béton armée sera optimale.

Pour cette longueur, qui n'est pas très longue et le coût moins cher du béton armé nous allons dimensionner cette travée, en considérant les sollicitations dues au convoi exceptionnel.

### **VIII 1 Dimensionnement de la dalle**

Nous retenons la même épaisseur du hourdis que celle de la travée centrale. Le principe de ferrailage est le même que celui de la dalle du tablier en béton précontraint (cf Partiel chapitre V §1). Les détails de calcul sont en (Annexe IV 4 page xxxii).

### **VIII 2 Dimensionnement de la poutre**

Nous allons procéder comme suit pour avoir une dimension optimale de la poutre.

Les sollicitations dues aux charges d'exploitation sont calculées de la même manière que celles de la poutre en BP (Annexe IV 4 page xxxiii).

#### **VIII.2.1 Calcul de l'épaisseur de l'âme et la hauteur utile estimées de la poutre**

On notera par :

$d$  - la hauteur utile de la poutre ;

$b_0$  - l'épaisseur de l'âme de la poutre.

Soit  $\rho_p$  - le pourcentage d'armatures principales

$$\rho_p = \frac{A}{b_0 d} \times 100$$

Et 
$$\psi = \frac{b_0}{d}$$

Pour trouver les dimensions estimées de la poutre, on fera varier :

$\rho_p$  de 1% à 2% et  $\psi$  de 0,25 à 0,50.

La hauteur utile de la poutre est donnée par la formule :

$$d = 4,77 \sqrt[3]{\frac{M_{\max}}{\sigma_s \times \rho_p \times \psi}} = 5,11 \sqrt[3]{\frac{M_{\max}}{f_e \times \rho_p \times \psi}}$$

Et la retombée de la poutre sera :  $R_p = d + e - h_h$  avec  $e$  - enrobage.

L'épaisseur de l'âme de la poutre est :  $b_0 = \psi \times d$

$b_0$  doit satisfaire les conditions suivantes :  $b_0 \geq 2 \times 3 + n \times \phi_A + (n - 1)c_0$ .

Avec :  $\phi_A$  - diamètre maximal des armatures tendues utilisées ;

$n$  et  $(n - 1)$  - nombre de barres isolées sur une même nappe et nombre d'intervalle entre elles ;

$c_0$  - distance entre les parois intérieures de deux barres successives ( $c_0 \geq 5cm$  pour permettre la vibration du béton).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant mais les détails de calcul sont mis en annexe.

$$M_{\text{ELS}} [\text{T.m}] = 408,712$$

$$\rho_p = 1,000$$

$$\psi = 0,300$$

$$f_e [\text{Mpa}] = 500,000$$

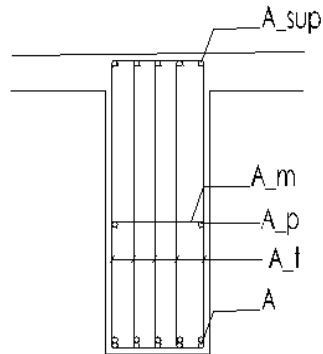
**Tableau 30) . Dimensions en [m] de la poutre BA**

d	1,648
e	0,050
Rp	1,500
bo	0,600
h	1,698

### VIII.2.2 Détermination des armatures

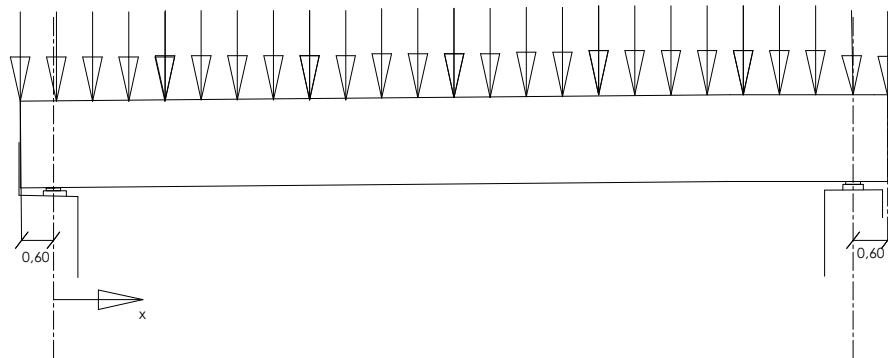
Les armatures sont déterminées comme suit :

Figure 33) . Principe de ferrailage d'une poutre



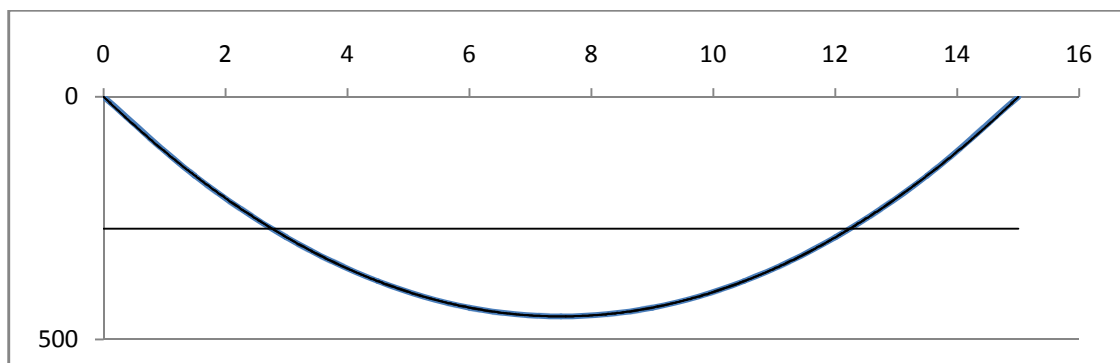
On constate que le moment dû à l'autoclave est prépondérant

Figure 34) . Schéma de calcul des armatures de la poutre en béton armée



L'équation de la surcharge est :  $y = \frac{S_{CP} + (S_{autoclave} + S_P)}{2} x(L - x)$

Figure 35) . Courbe enveloppe du moment fléchissant d'une poutre en BA



**VIII.2.2.1) Calcul des moments résistants**

$$M_{r1} = A_1 \times \sigma_s \times z$$

$$M_{r2} = (A_1 + A_2) \times \sigma_s \times z$$

$$M_{r3} = (A_1 + A_2 + A_3) \times \sigma_s \times z$$

$$M_{r3} = (A_1 + A_2 + A_3 + A_4) \times \sigma_s \times z$$

$$z = d \left( 1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right)$$

✓ Pour le 1<sup>er</sup> lit :

$$A_1 = x_1 HA \phi_{x_1}$$

$$\text{Longueur développée : } (L + 2 \times 0,60) - 2e + 2\phi_{x_1} \times (4,125\pi + 8) = l_{lit\_1}$$

✓ Pour le 2<sup>ème</sup> lit :

$$A_2 = x_2 HA \phi_{x_2}$$

$$\text{Longueur développée : } 2 \left[ \frac{L}{2} - X_1 + 0,8h \right] = l_{lit\_2}$$

$$\text{Avec } M_{r2} = \frac{S_{CP} + S_{autoclave}}{2} X_1 (L - X_1) \Rightarrow X_1 > 0$$

✓ Pour le 3<sup>ème</sup> lit :

$$A_3 = x_3 HA \phi_{x_3}$$

$$\text{Longueur développée : } 2 \left[ \frac{L}{2} - X_2 + 0,8h \right] = l_{lit\_3}$$

$$\text{Avec } M_{r3} = \frac{S_{CP} + S_{autoclave}}{2} X_2 (L - X_2) \Rightarrow X_2 > 0$$

✓ Pour le 4<sup>ème</sup> lit :

$$A_4 = x_4 HA \phi_{x_4}$$

$$\text{Longueur développée : } 2 \left[ \frac{L}{2} - X_3 + 0,8h \right] = l_{lit\_4}$$

$$\text{Avec } M_{r4} = \frac{S_{CP} + S_{autoclave}}{2} X_3 (L - X_3) \Rightarrow X_3 > 0$$

**a) Armatures supérieures**

Elles seront calculées à partir du moment sur appuis :  $M_{app} = (S_{CP} + S_{autoclave}) \frac{0,60^2}{2}$

$$\rightarrow A_{sup} = x_{sup} HA \phi_{x_{sup}}$$

$$\text{De longueur développée : } 2 \left[ \frac{L}{4} + 0,60 - 2e + \phi_{x_{sup}} \right] = l_{sup}$$

**b) Armatures de peau**

Elles doivent avoir une section supérieure ou égale à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction.

$$A_{peau} = x_p HA \phi_{x_p}$$

$$\text{De longueur développée : } (L + 2 \times 0,60) - 2e = l_{peau}$$

**c) Armatures transversales**

$$A_t = x_t HA \phi_{x_t}$$

$$\text{Avec : } \phi_{x_t} = \begin{cases} \leq \text{Min} \left\{ \phi_l; \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35} \right\} \\ \geq \frac{\phi_l}{3} \end{cases} \text{ et pouvant être : } \phi_{x_t} = \begin{cases} 6 \\ 8 \\ 10 \\ 12 \end{cases}$$

On calculera, ensuite  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$  avec  $V_u$  - effort tranchant maximal

$$\text{Et vérifier que : } \tau_u \leq \text{Min} \begin{cases} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 4MPa \end{cases} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

Calcul de l'écartement  $s_{t0}$

$$s_{t0} = \frac{0,9 A_t}{b_0 (\tau_{u0} - 0,3 f_{tj})} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d}$$

$V_{u0}$  - effort tranchant réduit

Le nombre d'armatures transversales dans le sens longitudinal sera :

$$N_{\hat{a}me} = 2 \left[ \frac{\frac{L}{4} + 0,60}{s_{t0}} + \frac{\frac{L}{4}}{\text{Min}(2s_{t0}; 40\text{cm})} \right]$$

Et les longueurs développées des armatures :

$$\text{Cadre} : 2 \left[ b_0 + h - 4e + \phi_t (4,125\pi + 10) \right] = l_{cadre}$$

$$\text{Etrier} : h - 2e + 2\phi_t (4,125\pi + 10) = l_{étrier}$$

#### **d) Armatures de montage**

$$\text{D'où } A_{mont} = x_1 H A \phi_{mont}$$

$$\text{De longueur développée : } 2 \left( \frac{L}{4} + 0,4l_s \right) = l_{mont}$$

**Tableau 31) . Armatures d'une poutre BA**

Armatures principales

A [cm²] 110,083 cm²

		Choix	Section [cm²]	Longueur m	Poids [Kg]
lit_1		5HA32	40,21	15,626	493,274
lit_2		5 HA32	40,21	10,183	321,452
lit_3		5 HA25	24,54	8,332	160,531
lit_4		5 HA20	15,71	7,145	88,103
			120,68	41,287	1 063,360

Armatures supérieures

Asup [cm²]	0,000	5HA10	3,93	7,013	21,617
------------	-------	-------	------	-------	--------

Armatures de peau

longueur de paroi 2,000

A [cm²]>	3,000	5HA12	5,65	14,285	63,412
----------	-------	-------	------	--------	--------

Armatures d'âme

At[cm²]>		5HA8	2,51		
τu [kg/cm²]	21,630	OK!			
τu_max [kg/cm²]	30,000				
st_0 [cm]	14,774				
cadre				4,563	219,135
étrier				3,435	
Nombre	58				

Armatures de montage

φ <sub>t</sub>	10,000	5HA10	3,93	7,593	23,405
----------------	--------	-------	------	-------	--------

### VIII.2.3 Calcul du ratio

#### VIII.2.3.1) Calcul du poids des aciers

##### e) Armatures principales

$$1^{\text{ère}} \text{ lit} : P_1 = A_1 \times l_{\text{lit}_1} \times 7850$$

$$2^{\text{ème}} \text{ lit} : P_2 = A_2 \times l_{\text{lit}_2} \times 7850$$

$$3^{\text{ème}} \text{ lit} : P_3 = A_3 \times l_{\text{lit}_3} \times 7850$$

$$4^{\text{ème}} \text{ lit} : P_4 = A_4 \times l_{\text{lit}_4} \times 7850$$

##### f) Armatures supérieures

$$P_5 = A_{\text{sup}} \times l_{\text{sup}} \times 7850$$

##### g) Armatures de peau

$$P_6 = A_{\text{peau}} \times l_{\text{peau}} \times 7850$$

##### h) Armatures d'âme

$$P_7 = N_{\text{âme}} \frac{\pi \phi_t^2}{4} (l_{\text{cadre}} + (x_1 - 2) l_{\text{étrier}}) 7850$$

##### i) Armatures de montage

$$P_8 = A_{\text{mont}} \times l_{\text{mont}} \times 7850$$

$$\text{D'où : } P_{\text{acier}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8$$

#### VIII.2.3.2) Volume du béton [m³]

Le ratio étant ramené à la retombée de la poutre, on a :

$$V_{\text{béton}} = R_p \times b_0 \times (L + 2 \times 0,60)$$

#### VIII.2.3.3) Le ratio

$$\text{Et le ratio de la poutre sera : } \rho = \frac{P_{\text{acier}}}{V_{\text{béton}}} \text{ en } [Kg / m^3]$$

Tableau 32) . Ratio d'une poutre en BA

P_acier [kg]	1 390,930
V_béton [m3]	12,947
Ratio [Kg/m3]	107,437

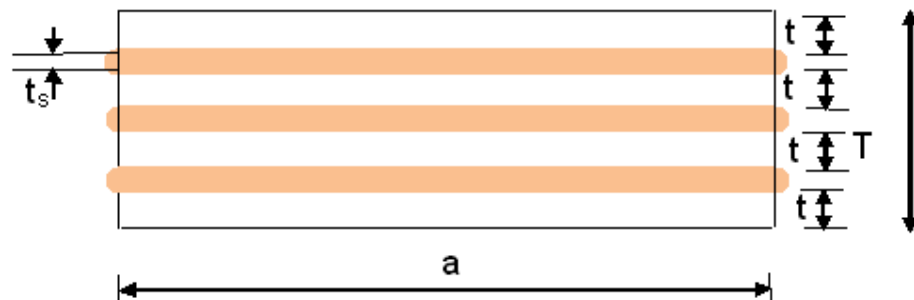


***PARTIE IV. DIMENSIONNEMENT DES  
INFRASTRUCTURES***

## CHAPITRE IX. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Les appareils, placés entre une structure et ses supports, sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan. Ils permettent en même temps d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et les translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées. Nous optons pour les appareils d'appui en élastomère fretté, de par son caractère économique, ne nécessitant théoriquement aucun entretien, outre la facilité de mise en œuvre par rapport au béton rétréci et l'acier.

Figure 36) . Schéma d'un appareil d'appui



### Notations

$b$  : le côté de plus grande dimension, perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

$a$  : le côté de plus petite dimension pour permettre le maximum de rotation, parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

$n$  : nombre de feuillets élémentaires d'élastomères ;

$t$  : épaisseur de la couche élémentaire ;

$t_s$  : épaisseur d'une frette intermédiaire ;

$A$  : aire de l'appareil d'appui ;

$T$  : hauteur nominale de l'appareil d'appui.

Les caractéristiques mécaniques

$G_K = 0,80 MPa$  - module de calcul de cisaillement dans le cas d'un effort statique ;

$G_{dyn} = 2G_K$  - module de calcul de cisaillement dans le cas d'un effort dynamique ;

$\sigma_{\text{lim}} = 15 \text{ MPa}$  - compression limite.

$$c = \frac{T}{G \times S} \text{ - coefficient de répartition ;}$$

Où  $S$  - surface totale de néoprène par ligne d'appui.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ - module de déformation instantané du béton ;}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ - module de déformation différé du béton.}$$

**Tableau 33) . Hypothèses de calcul des appareils d'appui**

	Tablier en VIPP	Tablier en BA
$f_{c\_28}$ [Mpa]	35,000	30,000
$L$ [m]	25,000	15,585
$E_i$ [Mpa]	35 982	34 180
$E_v$ [Mpa]	12 103	11 497
$I$ [m <sup>4</sup> ]	0,948	0,169
$h_{\text{poutre}}$ [m]	2,080	1,500
$G_K$ [Mpa]	0,800	0,800
$G_{\text{dyn}}$ [Mpa]	1,600	1,600

## **IX 1 Evaluation des déformations**

### **IX.1.1 Rotation d'appui [rad]**

- sous les charges permanentes :  $\alpha_g = \frac{gl^3}{24E_v I}$
- sous les surcharges :  $\alpha_q = \frac{ql^3}{24E_i I}$

**Tableau 34) . Rotation aux appuis**

Rotation [rad]	Culée	Pile
Charges permanentes	-0,024023	-0,033689
A(L)	-0,000496	-0,000252
Bc	-0,000056	-0,000010
Autoclave	-0,003226	-0,005751

### **IX.1.2 Variations linéaires**

- retrait :  $\Delta r = \varepsilon_r \times l$
- température :  $\Delta t = \varepsilon_\theta \times l$

**Tableau 35) . Déformation des appuis due aux variations linéaires**

Raccourcissement [m]	Culée	Pile
Retrait à court terme	0,003117	0,004059
Retrait à long terme	0,004676	0,006088
Température	0,001559	0,002500
Allongement [m]		
Température	0,004676	0,007500

**IX.1.3 Détermination des réactions d'appui**

Les efforts normaux sollicitant les appareils d'appui sont déduits des réactions d'appuis dues aux différents cas de charges en divisant par le nombre de plaques par ligne d'appui.

**Tableau 36) . Efforts en [T] sollicitant un appareil d'appui**

	Sous poutre BA	Sous poutre VIPP
G	29,549	59,382
A(l)	16,690	37,045
Bc	13,519	31,018
Trottoirs	0,601	1,688
Autoclave	50,224	141,580

$$A \text{ l'ELS : } R_{\max} = \max \left\{ \begin{array}{l} R[G+1, 2\{\max\{A; B\} + P\}] \\ R[G + Autoclave] \end{array} \right.$$

$$A \text{ l'ELU : } R_{\max} = \max \left\{ \begin{array}{l} R[1,35G+1,605\{\max\{A; B\} + P\}] \\ R[1,35G+1,35Autoclave] \end{array} \right.$$

	Sous poutre BA	Sous poutre VIPP
R_ELS	79,773	200,961
R_ELU	107,693	271,298

**IX 2 Dimensionnement de l'appareil d'appui****IX.2.1 Détermination de l'aire de l'appareil d'appui**

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement  $\tau_N$  apparaissent au niveau du plan de fretage. La valeur maximale de cette contrainte est égale à :

$$\tau_N = \frac{1,5\sigma_m}{\beta} \quad \text{où } \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} - \text{coefficient de forme de l'appareil d'appui}$$

$$\text{et } \sigma_m = \frac{N}{ab} - \text{contrainte moyenne de compression.}$$

Pour les ponts-routes,  $\sigma_m \leq 15 \text{ MPa}$ .

On en déduit :  $ab \geq \frac{N}{150} [cm^2]$ .

**Tableau 37) . Aire de l'appareil d'appui**

	Sous poutre BA	Sous poutre VIPP
ab [mm] >	531,818	1 339,743

### **IX.2.2 Détermination de la hauteur nette d'élastomère**

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme.

La déformation  $u_1$  de l'appareil, due au retrait, fluage et dilatation, étant connue permet de déterminer l'angle de distorsion, la contrainte et l'effort correspondants :

$$tg \gamma_1 = \frac{u_1}{T}$$

$$\tau_{H_1} = G_K tg \gamma_1 = G_K \frac{u_1}{T}$$

$$H_1 = ab \tau_{H_1} = G_K ab \frac{u_1}{T}$$

Le cisaillement est dans ce cas limité par :  $\tau_{H_1} \leq 0,5G$  soit  $tg \gamma_1 \leq 0,5$  alors  $T \geq 2u_1$ .

On choisit le nombre et dimensions de feuillets qu'il est possible d'avoir en tenant compte des efforts mécaniques qu'ils peuvent subir dans leurs plans de frettage.

**Tableau 38) . Hauteur nette d'élastomère**

	Sous poutre BA	Sous poutre VIPP
T[m] >	0,034	0,023
T[mm]	50,000	40,000
	5feuillets de 10mm	4feuillets de 10mm

### **IX.2.3 Dimensions en plan de l'appareil**

En fonction de leurs dimensions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par instabilité élastique.

La hauteur nette d'élastomère est limitée en fonction de la plus petite dimension, pour assurer le non flambement de l'appareil, par :  $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ .

On choisit ainsi  $a$  et  $b$  avec  $a < b$ .

**Tableau 39) . Dimensions en plan de l'appareil d'appui**

	BA	VIPP
a_min [mm]	250	200
a_max [mm]	500	400

On adopte

a [mm]	250	300
b [mm]	350	400

Coefficient de forme d'un appareil d'appui

	BA	VIPP
$\beta$	8,571	7,292

### IX 3 Vérifications

#### IX.3.1 Vérification des contraintes de cisaillement

Il convient de vérifier la condition :  $\tau_H = \tau_{H_1} + 0,5\tau_{H_2} \leq 0,7G$  - contrainte conventionnelle de calcul.

La somme des contraintes de cisaillement doit respecter la condition :  $\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$

Avec  $\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t$ ,  $\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$  étant l'angle de rotation, exprimé en radian, d'un feuillet élémentaire.

On a à considérer, pour cette vérification du cisaillement, les 3 cas suivants :

**Cas1** : charge permanente (CP) + retrait et fluage (inst) + température;

**Cas2** : CP+charge d'exploitation maximale ( $Q_{max}$ ) +retrait et fluage (diff) + température ;

**Cas3** : CP + charge d'exploitation minimale + retrait et fluage (diff) + température.

**Tableau 40) . Vérification au cisaillement des appareils d'appui [MPa]**

	t_N	t_H	t_α	Σ
Cas1	8,233	1,496	18,624	28,354
Cas2	8,802	2,316	17,259	28,377
Cas3	11,320	1,247	17,012	29,579

On remarque que, dans tous les cas :  $\Sigma \tau < 5G = 40MPa$  . Les contraintes au cisaillement sont vérifiées.

#### IX.3.2 Vérification de la condition de non soulèvement

La condition de non soulèvement suivante est à vérifier lorsque les contraintes de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre des valeurs semblables à celles dues à l'effort

$$\text{normal : } \alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

**Tableau 41) . Vérification de la condition de non soulèvement d'un appareil d'appui**

	BA	VIPP	
Autoclave			
$\sigma_m$ [T/cm <sup>2</sup> ]	385,210	954,396	
$\frac{3}{b} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$	0,027	0,046	OK!
A(l)			
$\sigma_m$ [T/cm <sup>2</sup> ]	299,527	656,990	
$\frac{3}{b} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$	0,021	0,032	OK!

**IX.3.3 Vérification de non glissement :**

$$H \leq fN$$

Où  $f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{\max}}$  - car les faces des appareils en contact avec la structure sont des feuillets élastomères ;

$H$  - effort horizontal maximal appliqué à l'appareil d'appui.

**Tableau 42) . Vérification de non glissement d'un appareil d'appui**

	BA	VIPP	
$\sigma_{\max}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	385,210	954,396	
f	0,102	0,101	
N [T]	343,978	1 152,025	
fN [T]	34,934	115,927	
H [T]	14,834	15,166	OK!

**IX 4 Dimensionnement des frettes**

L'épaisseur des frettes doit respecter les conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} ; t_s \geq 3mm$$

$\sigma_e$  - limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif des frettes.

**Tableau 43) . Dimension des frettes**

	BA	VIPP
$\sigma_{m,\max}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	55,364	100,247
$\sigma_e$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	2 350,00	2350
$t_s$ [mm] >	0,808	1,493
$t_s$ [mm]	3	3

## **IX 5 Calcul des efforts horizontaux en tête des appuis d'un ouvrage**

Les efforts se répartissent en fonction de la souplesse de chaque appui.

### **IX.5.1 Calcul des coefficients de souplesse**

- Appareil d'appui :  $\frac{1}{K_{app}} = \frac{T}{nGab}$

**Tableau 44) . Coefficient de souplesse d'un appareil d'appui**

		Culée	Pile
a [mm]		250	300
b [mm]		350	400
T [mm]		50	40
n		7	4
$1/K_{app} [mm/T]$	(inst)	0,5102	0,52083
	(diff)	1,02041	1,04167

- Voile de la pile :  $\frac{1}{K_{voile}} = \frac{h_1^3}{3EI_1}$

$h_1$  - hauteur de la voile ;

$I_1$  - moment d'inertie de la voile.

$E_i$  - module d'élasticité instantané du béton :  $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

$E_v$  - module d'élasticité différé du béton :  $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$

- Chevêtre :  $\frac{1}{K_{ch}} = \frac{(h_2 + h_1)^3 - h_1^3}{3EI_2}$

$h_2$  - hauteur du chevêtre ;

$I_2$  - moment d'inertie du chevêtre.

Le coefficient de souplesse de la pile est donné par la somme du coefficient de souplesse des appareils d'appui, de la voile et du chevêtre.

- Culée : le coefficient de souplesse des culées, étant suffisamment rigides, est égal au coefficient de souplesse des appareils d'appui.



**Tableau 45) . Coefficient de souplesse des piles - culées**

Coefficients		Culée	Pile
Inst	ch	0,510204	0,520833
	p	0	0,000775
	total 1/K	0,510204	0,521608
Diff	ch	1,020408	1,041667
	p	0	0,002221
	total 1/K	1,020408	1,043887

**IX.5.2 Distributions des efforts de freinage :**

De par la vitesse de roulement très lente <10km/h de l'autoclave, celui-ci est supposé ne pas freiner. Tandis que les surcharges de chaussée des systèmes A et B<sub>c</sub> sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

**IX.5.2.1) Freinage due à A(L) :**

Le calcul est mené à partir du fascicule 61 titre II qui fournit la valeur de freinage dû à A(L) la plus défavorable : ouvrage entièrement chargé.

$$H[A(L)] = \frac{A(L)}{20 + (0,0035 \times S)}$$

S - étant la surface chargée en m<sup>2</sup>.

**Tableau 46) . Effort de freinage dû à A(L)**

	BA	VIPP
L [m]	15,385	23,79
l [m]	8,6	8,6
A(l) [t/m <sup>2</sup> ]	1,812	1,395
Charge total [T]	242,928	299,828
Pourcentage de charge	0,049	0,048
H[A(l)]	11,868	14,448

**IX.5.2.2) Freinage dû au système B<sub>c</sub>**

Parmi les camions B<sub>c</sub> que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Chaque essieu d'un camion du système B<sub>c</sub> peut développer un effort de freinage égal à son poids. Les efforts de freinage développés par le système B<sub>c</sub> ne sont pas susceptibles de majorations pour les effets dynamiques.

La force horizontale de freinage agissant sur l'appui i est donnée par :  $H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} H_f$

Pour le calcul de la répartition des efforts de freinage, nous utilisons les coefficients de souplesse instantanés des appuis.

**Tableau 47) . Répartition des efforts de freinage**

Coefficients		Culée	Pile
A(l)	1/K	0,51	0,522
	%	0,494	0,505
	Hi [T]	5,868	7,294
Bc	Hi [T]	14,834	15,165

### IX.5.3 Les variations linéaires

Les calculs sont réalisés selon la méthode définie dans le bulletin N°4 du SETRA.

$$\Delta_i - \Delta_1 = \sum_1^{i-1} \Delta l_i = d_i \text{ avec } d_i = \varepsilon \times l_i - \text{raccourcissement du tablier au niveau de l'appui}$$

$$\text{On calcule ensuite : } \Delta_1 = -\sum \left( \frac{d_i}{K_i} \right) \left[ \sum \frac{1}{K_i} \right]^{-1} ;$$

$K_i$  - rigidité de l'appui  $i$  (instantané ou différé s'il s'agit de calculer la distribution des efforts dus à la variation à court ou à long terme).

$$\text{On en déduit : } \Delta_i = d_i + \Delta_1 ;$$

Le déplacement de chaque appui

$$\checkmark \text{ Pour la culée : } \Delta_0 = -\sum \left( \frac{d_i}{K_i} \right) \left[ \sum \frac{1}{K_i} \right]^{-1} ;$$

$$\checkmark \text{ Pour la pile : } \Delta_1 = d_1 - \sum \left( \frac{d_i}{K_i} \right) \left[ \sum \frac{1}{K_i} \right]^{-1} .$$

Calcul de la distribution des efforts par la formule :  $H_i = K_i \Delta_i$

**Tableau 48) . Répartition des efforts dus aux variations linéaires**

$\varepsilon =$	0,0002	
Retrait [inst]	Culée	Pile
1/K	0,510	0,522
K	1,960	1,917
di [mm]	0,000	3,000
$\Delta i$ [mm]	-5,500	-2,500
H [T]	-10,780	-4,840

$\varepsilon = 0,0003$ 

Retrait [diff]	Culée	Pile
1/K	1,020	1,044
K	0,980	0,958
di [mm]	0,000	4,500
$\Delta i$ [mm]	-8,250	-3,750
H [T]	-8,085	-3,627

 $\varepsilon = 0,00001$ 

Raccourcissement -10°C

	Culée	Pile
1/K	1,020	1,044
K	0,980	0,958
di [mm]	0,000	1,500
Di [mm]	-2,750	-1,250
H [T]	-2,695	-1,209

Allongement 30°C

	Culée	Pile
1/K	1,020	1,044
K	0,980	0,958
di [mm]	0,000	4,500
Di [mm]	8,250	3,750
H [T]	8,085	3,627

## CHAPITRE X. DIMENSIONNEMENT DES APPUIS

### X 1 Hypothèses

Nous considérons dans les calculs de l'infrastructure les réactions suivantes :

- Les réactions du tablier provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ;
- Les réactions provenant de mouvement des surcharges (efforts de freinage) ;
- Les variations linéaires dues à la température, au retrait et au fluage.

Nous optons pour les appareils d'appuis en élastomère frettés.

### X 2 Descente des charges

#### X.2.1 Charges permanentes

Tableau 49) . Descente des charges du tablier

	$\rho$ [T/m3]	L [m]	e [m]	h [m]	P [T]
<b>Tablier en BA</b>					
Charges permanentes					
poids propre poutre	2,5	15,585	0,6	1,5	17,533
poids propre entretoise	2,5	1,09	0,7	1,3	1,240
poids propre dalle	2,5	15,585	1,69	0,1979	6,516
					25,289
<b>Superstructures</b>					
Trottoirs	2,5	15,585	1,5	0,15	5,756
Garde-corps	2,5	15,585	0,2	0,8	6,234
Revêtement	2,4	15,585	8,6	0,06	9,650
					21,640
Poids par ligne d'appui					198,660
Poids du tablier					397,319

#### Tablier en VIPP

Charges permanentes					
poids propre poutre	2,5	24,99	1	0,853	26,646
poids propre entretoise	2,5	2,98	0,35	1,43	1,864
poids propre dalle	2,5	24,99	3,367	0,1979	20,814
					49,324

Superstructures					
Trottoirs	2,5	24,99	1,5	0,15	14,760
Garde-corps	2,5	24,99	0,2	0,8	9,996
Revêtement	2,4	24,99	8,6	0,06	15,474
					40,230

Poids par ligne d'appui					237,527
Poids du tablier					475,054

### X.2.2 Surcharges d'exploitation

Pour le système A(L), toutes les voies chargées représentent le cas le plus défavorable.

**Tableau 50) . Les surcharges routières : A(L)**

	BA	VIPP
a1	0,95	0,95
a2	1,22	1,22
L_min[m]	0,60	0,59
A(L)_min[T/m²]	3,578	3,581
L_max[m]	14,99	24,38
A(L)_max[T/m²]	1,812	1,413

Le tablier peut comporter 3 files de 2 camions (soit 6 camions) de type Bc

**Tableau 51) . CMD des surcharges routières : Bc**

	BA	VIPP
G [T]	397,319	475,054
S [T]	162,000	171,000
δ	1,159	1,119

$$bc = 0,95$$

$$Ar [T/roue] = 5,700$$

$$Av [T/roue] = 2,850$$

q(Ar) [T/m²]	91,20	91,20
q(Av) [T/m²]	71,25	71,25

La surcharge de l'autoclave est assimilée à une charge uniformément répartie :

$$q_{autoclave} = \frac{1200}{26,6 \times 7,94} = 5,682 [T / m^2]$$

Trottoirs :  $q_P = 0,15 [T / m^2]$ , à combiner seulement avec les surcharges routières du fascicule 62 titre I.

### X.2.3 Détermination des efforts

Les efforts dues aux différentes surcharges précitées sont obtenues en chargeant les lignes d'influence suivantes :

Figure 37) . LI\_effort du tablier : réaction de la culée

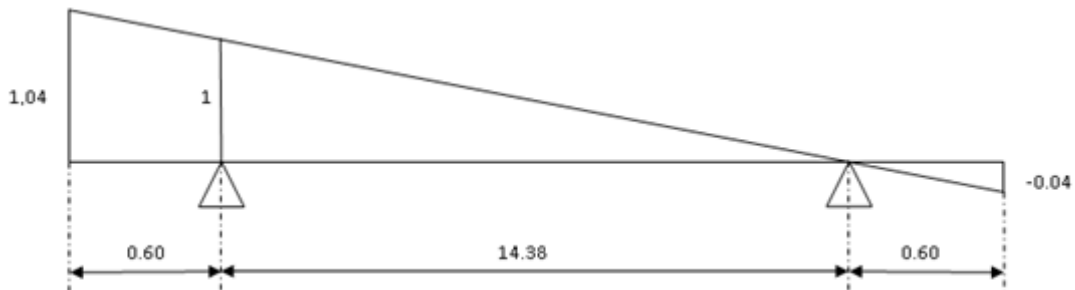
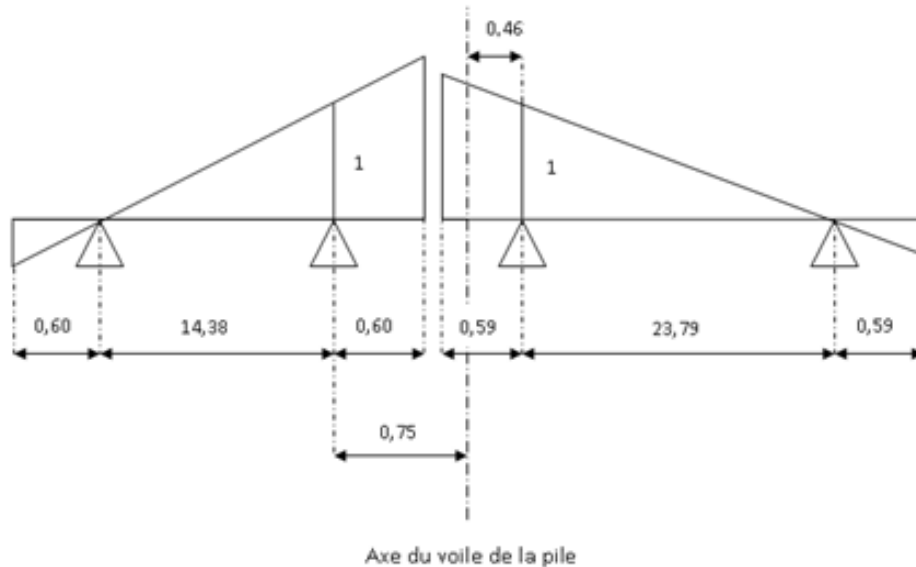


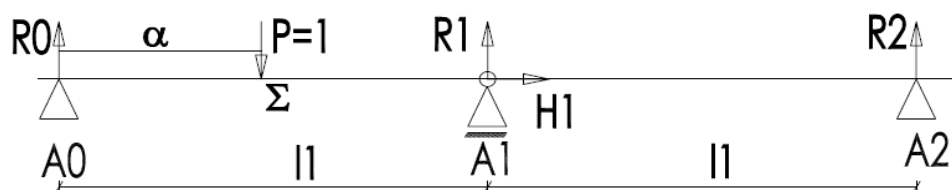
Figure 38) . LI\_effort du tablier : réaction de la pile chargée avec BC30+freinage



Au moment où l'autoclave passe, le renforcement est activé, ainsi la poutre repose sur un appui élastique et les réactions sont déterminées comme suit :

#### a) Réactions aux appuis

Cas 1 : la charge  $P \in A_0A_1$



Les moments sont :

$$M_0 = M_2 = 0 ;$$

$$M_1 = \frac{(\theta_1^d - \theta_1^s) + k \left( \frac{2}{l_1} \right) R_1^0}{k \left( \frac{2}{l_1} \right)^2 + 2c_1}$$

Avec

$$\theta_1^d = 0$$

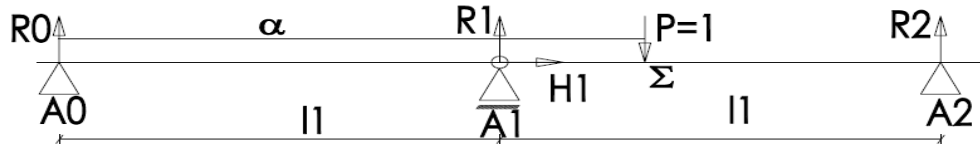
$$\theta_1^s = \frac{1}{6EI} \frac{\alpha(l_1 - \alpha)(l_1 + \alpha)}{l_1}$$

$$R_1^0 = \frac{\alpha}{l_1}$$

D'où la fonction d'influence de l'appui  $A_0$

$$R_0^1 = \left( 1 - \frac{\alpha}{l} \right) + \frac{M_1(\alpha)}{l}$$

Cas 2 : la charge  $P \in A_1 A_2$



$$\theta_1^d = -\frac{1}{6EI} \frac{(2l - \alpha)(\alpha - l_1)(2l_1 - \alpha)}{l_1}$$

$$\theta_1^s = 0$$

$$R_0^1 = 1 - \frac{\alpha}{l}$$

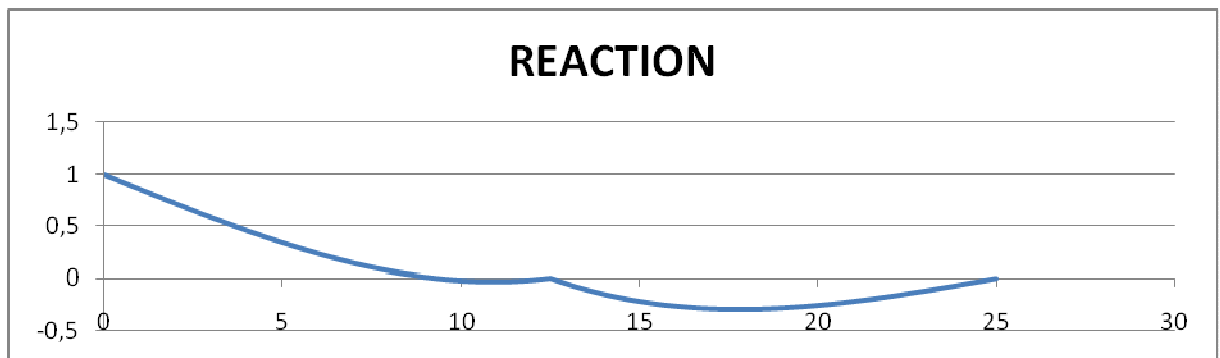
La fonction d'influence

$$R_0^1 = \frac{M_1(\alpha)}{l}$$

En variant  $\alpha$  on a la ligne d'influence de la réaction  $R_0^1$  de l'appui  $A_0$  et en chargeant la partie positive de cette ligne d'influence, on obtient les efforts exercés par les différentes surcharges.

La réaction de l'appui s'ajoutera aux actions normales agissant sur la pile.

**Figure 39) . LI\_effort du tablier : cas de la pile chargée avec autoclave [Annexe A II 5]**



**Tableau 52) . Descente des charges au niveau des appuis**

	BA	VIPP	BA - VIPP
CP	198,66	237,53	436,19
A(L)	116,83	148,18	182,63
Bc	96,84	128,37	
Bc	60,71	69,74	130,45
Autoclave	351,57	290,49	
Autoclave	309,38	255,63	565,01
Trottoirs	1,69	2,74	4,43

BA – seule la travée de rive en BA est chargée

VIPP – seule la travée centrale en VIPP est chargée

BA – VIPP – les deux travées sont chargées simultanément

**Tableau 53) . Effet du vent**

	BA	VIPP
W_ext[T]	9,97	18,63
W_nor [T]	2,49	4,66

**Tableau 54) . Effet du courant**

C_ext [T]	15,76
C_nor[T]	3,94

Les infrastructures seront dimensionnées pour le convoi exceptionnel.

Des culées massives à mur de front et des piles en voile massive en béton armé sur lesquelles on placera un chevêtre qui servira d'assise pour l'ensemble du tablier toutes les deux avec des semelles de fondation reposant sur une assise formée par des groupes de pieux seront conçues pour l'ouvrage.



Ces deux appuis ont pour rôle de transmettre les charges et surcharges venant de la superstructure au sol de fondation de l'ouvrage.

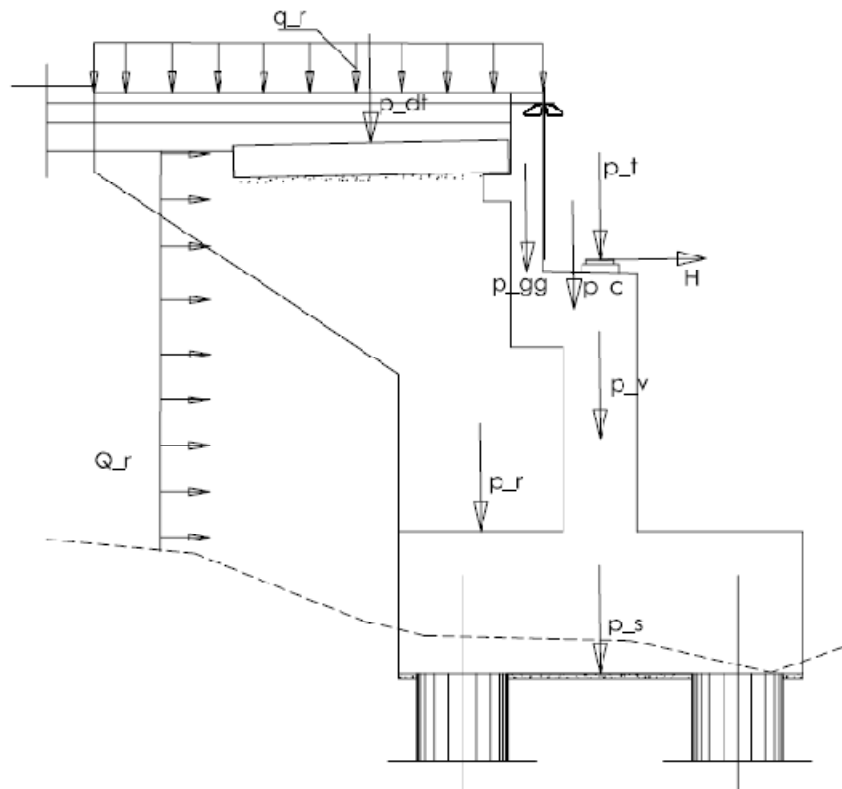
Les efforts sont déterminés par rapport à l'axe d'appui du tablier et la base supérieure du sommier d'appui

Les calculs des efforts agissant sont effectués avec prise en compte d'une excentricité additionnelle :

- défaut d'implantation des appareils d'appui :  $\pm 0,05$  ;
- défaut de verticalité du fut :  $\pm 0,05$

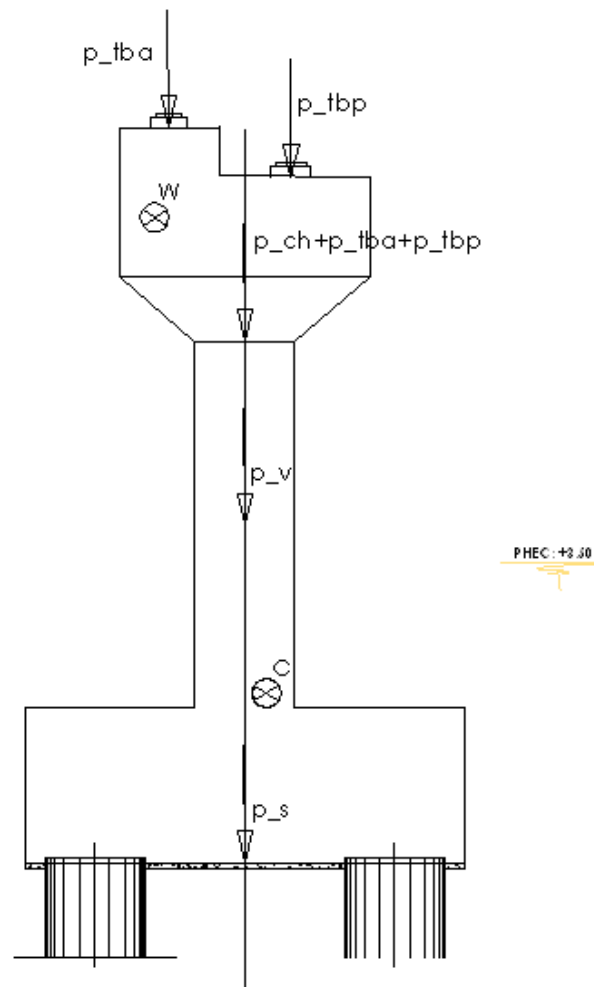
#### **X.2.4 Inventaires des charges appliqués**

**Figure 40) . Inventaires des charges appliquées à la culée**



- $P_t$  : Poids du tablier ;
- $P_{gg}$  : Poids du garde grève ;
- $P_c$  : Poids du chevêtre ;
- $P_r$  : Poids du mur en retour;
- $P_v$  : Poids du mur de front ;
- $Q_r$  : Poids du remblai ;
- $P_s$  : Poids de la semelle.

**Figure 41) . Inventaires des charges appliquées à la pile**

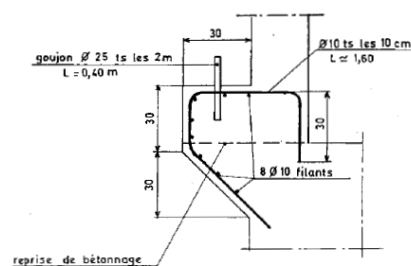


- P\_tba : poids du tablier en BA ;
- P\_tbp : poids du tablier en VIPP

### **X.2.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition :**

Le ferrailage type du corbeau d'appui est défini en coupe transversale par schéma ci-après et règne sur toute la largeur de la dalle de transition [Bibliographie Appuis des tabliers page : 24]

**Figure 42) . Le ferrailage type du corbeau d'appui**

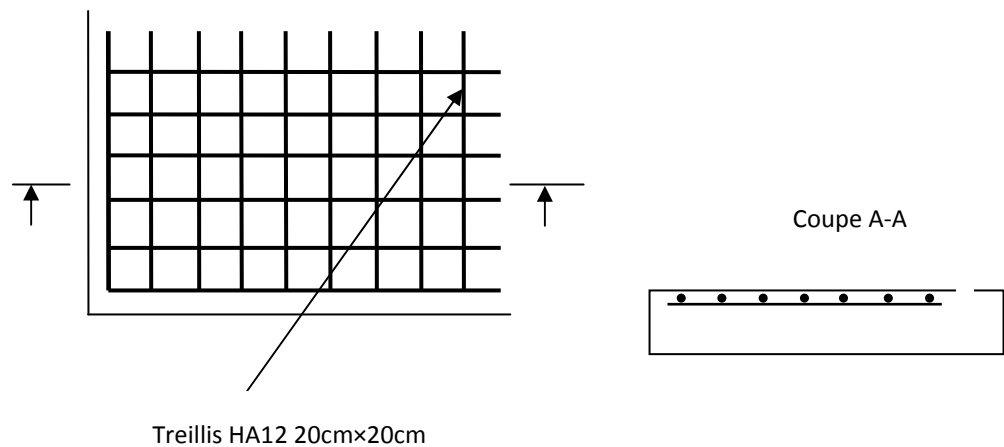


### **X.2.6 Dalle de transition :**

La dalle de transition a pour rôle d'annuler l'affaissement du remblai à cause de la discontinuité des matériaux (Béton rigide - chaussée souple) .Elle est assimilée à une plaque reposant sur une base élastique et s'appuie sur le corbeau.

Habituellement, la dalle de transition est une plaque en béton armé de 30cm d'épaisseur .L'armature de la dalle est constituée des treillis de HA12 avec une maille 20×20 comme la figure ci-dessous l'indique.

**Figure 43) . Ferrailage type d'une dalle de transition**



La longueur de la dalle de transition est déterminée par :

$$l = \text{Inf} \left[ 6m; \text{sup} \left( 3m; 0,6H \right) \right], \text{ alors } l = 3m$$

L'épaisseur est constante égale à 35cm.

### **X.2.7 Mur garde grève**

Le mur garde grève a pour rôle de séparer l'ouvrage du remblai. Il doit assister aux efforts de poussée de terre, aux efforts de freinage et aux efforts transmis par la dalle de transition (figure 40). Pour le calculer, on le considère comme un corbeau.

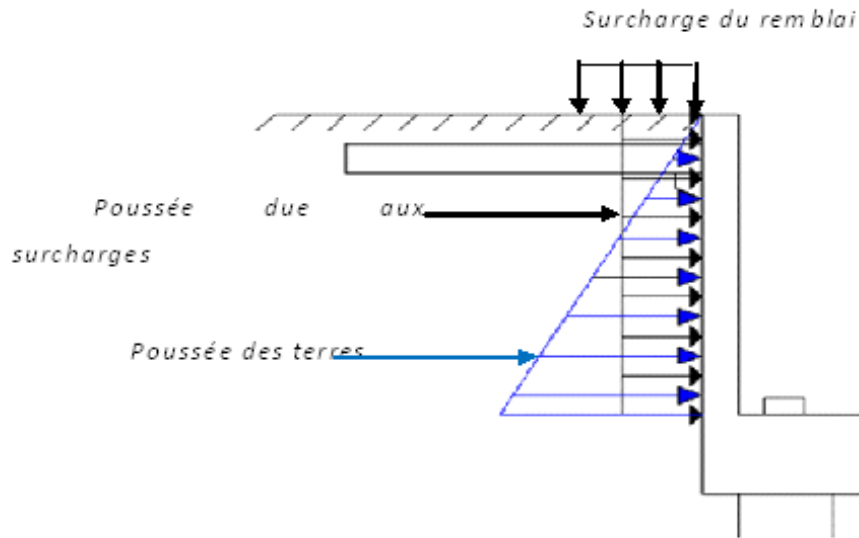
#### **X.2.7.1) Calcul des sollicitations**

$h$  - hauteur (fonction de la hauteur du tablier et des dispositions d'appui) = 1,83m ;

$e$  - épaisseur définie par  $e = \text{Sup} \left\{ 0,35; \frac{h}{8} \right\}$ , alors  $e = 0,35m$  ;

$L$  - longueur = 12m ;

Figure 44) . Schéma de calcul du mur garde grève



a) Poussées dues au sol du remblai d'accès:

La poussée de terre suit une distribution triangulaire d'intensité  $q_r = k_{a\gamma} \times \gamma_h \times h$

La résultante de cette poussée appliquée à 1/3 au dessus du point d'encastrement est définie

par :  $Q_r = \int_0^h (k_{a\gamma} \times \gamma_h \times h) dh$

$k_{a\gamma} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$  - coefficient de poussée due au remblai d'accès.

$\varphi$  - angle de frottement interne ;

$\gamma_h$  - poids volumique humide.

- Le moment fléchissant :  $M_r = \frac{Q_r h}{3}$
- L'effort tranchant :  $V_r = Q_r$

Tableau 55) . Sollicitation au mur garde grève due au remblai d'accès

j [rad]	0,524
k <sub>aγ</sub>	0,333
g <sub>h</sub> [T/m <sup>3</sup> ]	2,100
q <sub>r</sub> [T/m <sup>2</sup> ]	1,281
Q <sub>r</sub> [T/ml]	1,172
M <sub>r</sub> [T.m/ml]	1,072
V <sub>r</sub> [T/ml]	1,172

b) Poussées dues à la surcharge de  $q = 1T / m^2$  sur le sol du remblai d'accès

La distribution de la poussée étant rectangulaire :

$$Q_{sr} = q_{sr} h \text{ avec } q_{sr} = k_{aq} q, \quad k_{aq} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - \text{coefficient de poussée due à la surcharge.}$$

La charge est appliquée à la moitié de la hauteur  $h$ .

- Le moment fléchissant :  $M_{sr} = \frac{Q_{sr} h}{2}$
- L'effort tranchant :  $V_{sr} = Q_{sr}$

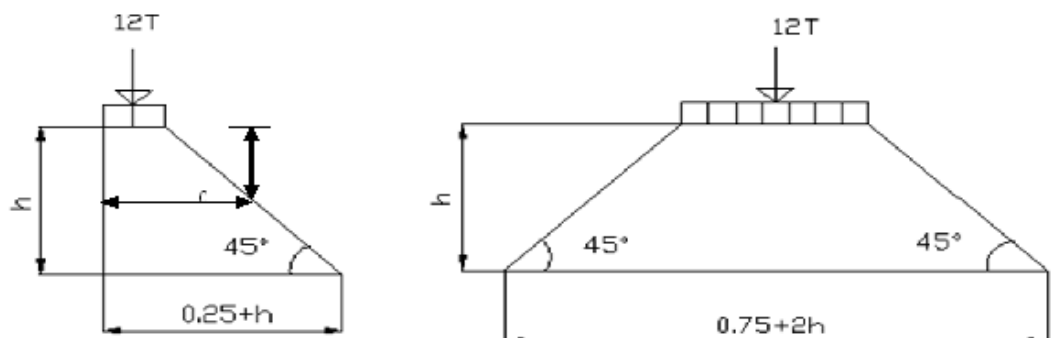
**Tableau 56) . Sollicitation au mur garde grève due à la surcharge de remblai**

$q$ [t/m <sup>2</sup> ]	1,000
$\varphi$ [rad]	0,524
$k_{aq}$	0,333
$q_{sr}$ [T/m <sup>2</sup> ]	0,333
$Q_{sr}$ [T/ml]	0,305
$M_{sr}$ [T.m/ml]	0,279
$V_{sr}$ [T/ml]	0,305

c) Poussées due à la surcharge de camion  $B_c$  sur le sol du remblai d'accès :

Les charges réelles, soit deux roues de 6T distantes de 0,50m sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12T répartie un rectangle de 0,25m x 0,75m circonscrit aux carrés d'impact de chacune des deux roues arrières, distant de 0,50m, dont l'effet produit la sollicitation la plus défavorable.

**Figure 45) . Schéma de calcul des poussées dues au camion  $B_c$**



On tient comme hypothèse de calcul l'angle de répartition de charge égal à 45°.

- Le moment fléchissant :  $M_c = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$ , où  $K = \delta \times b_c \times k_{aq} \times k$

$\delta = 1$  - Coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblai

$k = 1,2$  - coefficient de pondération.

- L'effort tranchant :  $V_c = \int_0^h 12K(0,25+x)dx$

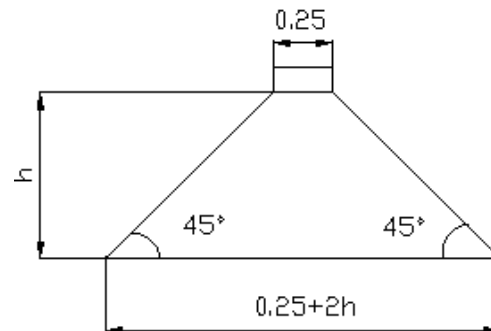
**Tableau 57) . Sollicitation due au camion Bc sur le remblai d'accès**

P [T]	12
K	0,597
M [T.m/ml]	1,538
V [T/ml]	0,696

**d) Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc**

On considère un essieu lourd au contact du mur garde grève et l'on néglige l'effet de l'essieu à 1,50m en arrière et on prend comme hypothèse que la distribution de charge est de 45° comme indique la figure.

**Figure 46) . Distribution des charges sous l'effet de forces de freinage du camion Bc**



- Le moment fléchissant :  $M_F = \frac{Ph}{0,25 + 2h}$

- L'effort tranchant :  $V_F = \frac{P}{0,25 + 2h}$

Le surchargement n'est pas toujours simultané ; la surcharge totale due aux camions types Bc (poussée des charges locales +freinage) est la plus défavorable pour le mur garde grève que d'autres charges sans freinage.

**Tableau 58) . Sollicitations au mur garde grève dues au freinage du camion Bc**

P [T]	6
M_f [T.m/ml]	2,808
V_f [T/ml]	1,535

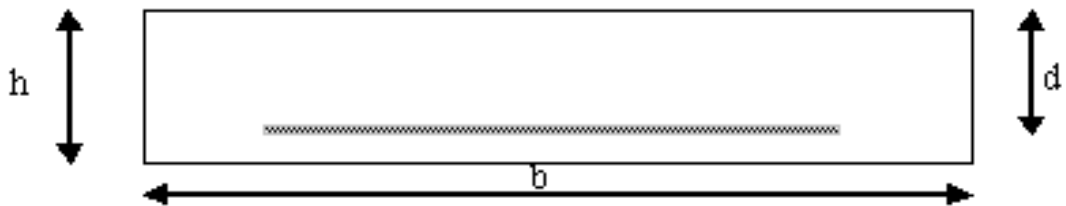
**Tableau 59) . Sollicitation au mur garde grève sur le remblai d'accès**

Désignation	M [T.m/ml]	V [T/ml]
ELS	5,768	4,508
ELU	17,293	13,403

**X.2.7.2) Calcul des armatures**

- Armatures longitudinales

**Figure 47) . Schéma de calcul des armatures longitudinales du mur garde grève**



$$Z [m] = 0,284$$

$$A_{ser} [cm^2/ml] = 8,127$$

$$\text{Choix : } 8HA12$$

$$A_{réelle}[cm^2/ml] = 9,048$$

- Armature de répartition :  $A_r = \frac{A_l}{3}$  soit des 6HA8 par mètre de la largeur.
- Vérification de la contrainte tangente

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

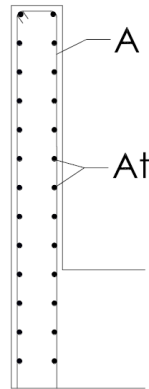
$$\tau_u [MPa] = 0,447$$

$$\tau_{u\max} [MPa] = 4,000$$

OK!

$$\text{Espacement } s_t \leq 15 \times 1,2 = 18cm$$

**Figure 48) . Principe de ferrailage du mur garde grève**



### **X.2.8 Mur en retour**

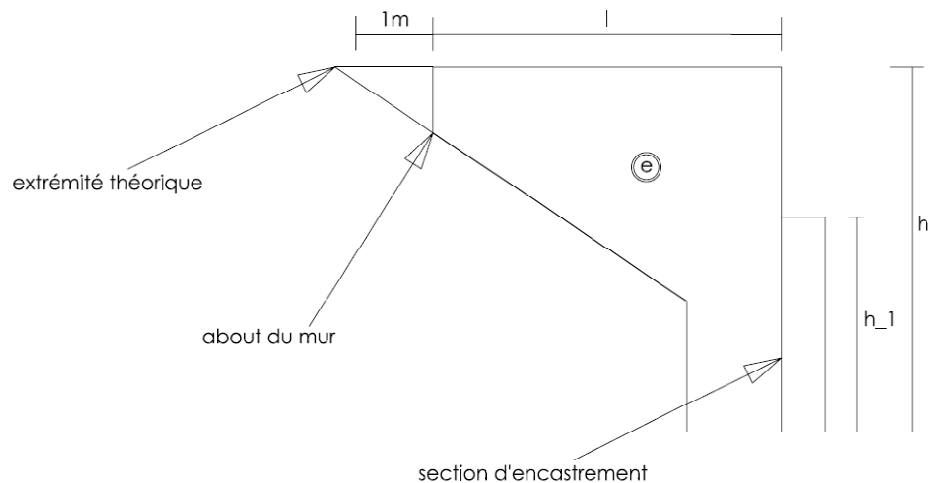
Le mur en retour a pour rôle de soutenir les remblais d'accès, il fonctionne comme un mur de soutènement. Ce mur est sollicité par :

- son poids propre, y compris superstructures ;
- la poussée de remblai ;
- les charges concentrées :
  - ✓ une charge verticale de 4T appliquée à 1m de l'extrémité théorique (à l'about) du mur.
  - ✓ une charge horizontale de 2T appliquée à 1m de l'extrémité théorique du mur.

Les valeurs retenues pour ces charges sont conventionnelles et permettent de représenter :

- les actions appliquées en cours de construction ;
- les poussées sur le mur à des charges locales sur le remblai ;
- les charges accidentelles appliquées au mur en retour en service.

**Figure 49) . Géométrie prise en compte pour le calcul du mur en retour**



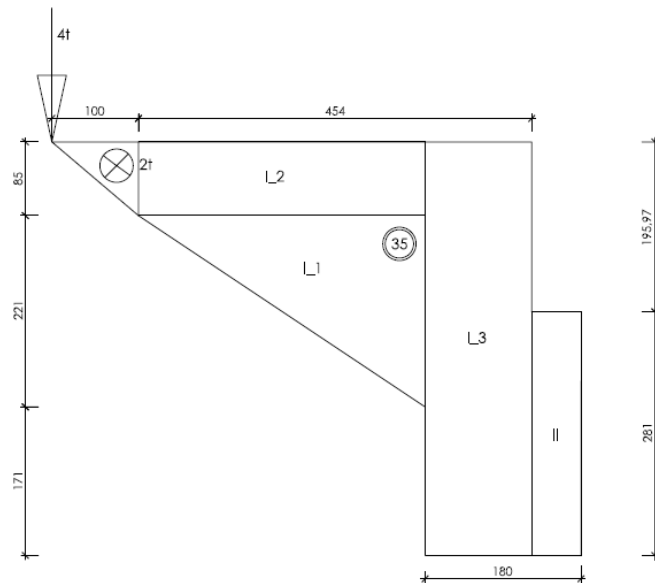


L'épaisseur du mur en retour est donnée par la formule :  $e = \frac{l+2}{20}$  ;

La hauteur :  $h = \frac{2}{3}l$  ;

La hauteur du poteau :  $h_1 = \frac{2}{3}h$

**Figure 50) . Schéma de calcul du mur en retour**



Soit  $S_{li}$  - la section de chaque élément

Et  $X_g, Y_g$  - position du centre de gravité de l'ensemble par rapport au point d'extrémité théorique

$$X_g [m] = 3,864$$

$$Y_g [m] = -1,693$$

#### **X.2.8.1) Calculs des sollicitations**

##### **a) Due aux charges verticales**

$$\text{A l'ELS : } M = 2,5 \sum S_{li} \times e \times X_g + 4L$$

$$V = 2,5 \sum S_{li} \times e + 4$$

$$\text{A l'ELU : } M = 1,35 \times 2,5 \sum S_{li} \times e \times X_g + 1,5 \times 4L$$

$$V = 1,35 \times 2,5 \sum S_{li} \times e + 1,5 \times 4$$

**Tableau 60) . Sollicitations au mur en retour dues aux charges verticales  $P=4Tf$**

	M [T.m]	V [T]
ELS	69,774	17,358
ELU	96,919	24,034

**b) Dues aux charges horizontales**

Elles sont constituées d'une force concentrée de  $2tf$  et d'une poussée répartie sur la surface du mur, d'intensité uniforme égale à  $\frac{h}{3} + 0,5 \left[ T/m^2 \right]$ .

$$\text{A l'ELS : } M = \left( \frac{h}{3} + 0,5 \right) \sum S_{li} \times X_g + 2L$$

$$\text{A l'ELU : } M = 1,35 \left( \frac{h}{3} + 0,5 \right) \sum S_{li} \times X_g + 1,5 \times 2L$$

**Tableau 61) . Sollicitations au mur en retour dues aux charges horizontales  $P=2Tf$**

	M [T.m]	V [T]
ELS	189,412	48,672
ELU	257,069	66,007

**X.2.8.2) Détermination des armatures**

Il convient de calculer successivement les armatures destinées à assurer : la prise des moments dus aux charges verticales et ceux dus aux charges horizontales.

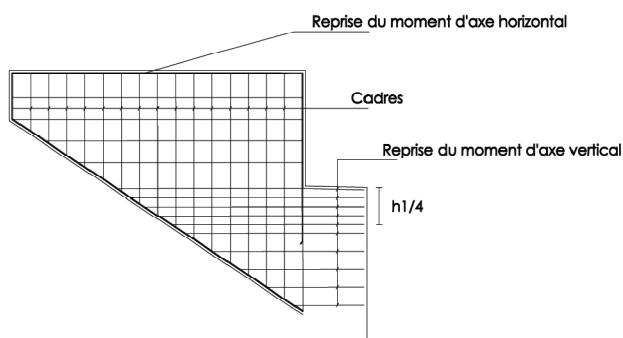
Vérification de la contrainte tangente : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

$$\text{si } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Tableau 62) . Ferrailage du mur en retour**

	Verticaux	Horizontaux
d [m]	3,01	0,30
b [m]	1	4,54
As_th [cm <sup>2</sup> /m]	10,29	61,73
Choix	12HA12	40HA14
As_pr [cm <sup>2</sup> ]	11,31	62,33
Ar_th [cm <sup>2</sup> /m]	3,43	20,78
Choix	8HA8	19HA12
Ar_pr [cm <sup>2</sup> /m]	4,02	21,49
Vérification		
$\tau_u$ [MPa]	0,08	0,48
$\tau_{u\max}$ [MPa]	1,40	1,40

**Figure 51) . Principe de ferrailage du mur en retour**



### **X.2.9 Chevêtres**

Étant donné que  $d > a$  (**figure 52**), les chevêtres sont assimilés à une console courte. Les efforts sont déterminés par rapport à l'axe d'appui du tablier et la base supérieure du sommier d'appui. Les charges du chevrete sont excentrées, donc produisent des moments de flexion transversale (d'axe parallèle au chevrete) et de torsion qui sont repris dans la zone d'encastrement du chevrete sur le voile.

Comme notre ouvrage est mixte, il y a lieu d'une différence de hauteur entre les deux poutres, nous avons, par conséquent un chevrete en redan pour les deux piles.

**Tableau 63) . Réduction des efforts agissant au chevrete de la pile à la section d'encastrement**

Désignations	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Charge permanente</b>							
	Volume [m3]						
Chevrete1	6,000	15,00		0,78		11,70	0,00
Chevrete2	30,000	75,00		0,43		32,25	0,00
Chevrete3	13,650	34,13		0,00			
Moment dû à l'excentricité accidentelle						6,21	-6,21
Total charge permanente		<b>124,13</b>				<b>50,16</b>	<b>-6,21</b>
<b>2. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage [T]		18,20		1,70		30,95	0,00
Effet du vent normal [T]		14,80		1,15		17,02	0,00
Total surcharges d'exploitation		<b>0,00</b>				<b>47,96</b>	<b>0,00</b>
Total à l'ELS [T/ml]		<b>10,34</b>				<b>8,18</b>	<b>-0,52</b>
Total à l'ELU [T/ml]		<b>13,96</b>				<b>11,04</b>	<b>-0,70</b>

**Tableau 64) . Réduction des charges du chevêtre de la culée à la section  
d'encastrement**

	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Charge permanente</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	13,481	33,70		0,29		9,77	0,00
Garde grève	7,686	19,22		0,80		15,37	0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle						2,65	-2,65
Total charge permanente		<b>52,92</b>				<b>27,79</b>	<b>-2,65</b>
<b>2. Surcharge d'exploitation</b>							
Autoclave		5,68		0,29		1,65	0,00
Total surcharges d'exploitation		<b>5,68</b>				<b>1,65</b>	<b>0,00</b>
Total à l'ELS [T/ml]		<b>10,09</b>				<b>3,96</b>	<b>-0,22</b>
Total à l'ELU [T/ml]		<b>13,62</b>				<b>5,35</b>	<b>-0,30</b>

**X.2.9.1) Calcul des armatures**

Les armatures calculées de la manière suivante :

$$\text{Excentricité : } e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$\text{Soit } \rho_1 = \frac{d}{a} \text{ et on retient } \rho = \text{Min}(\rho_1; \rho_2)$$

$$\rho_2 = 4$$

$$\text{Cisaillement : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = \text{Min}\{0,03(2 + \rho) f_{c28}\}$$

$$\text{Bras de levier : } Z = \text{Min}\{0,7d(1 + 0,1\rho); 1,2a(0,80 + 0,20\rho)\}$$

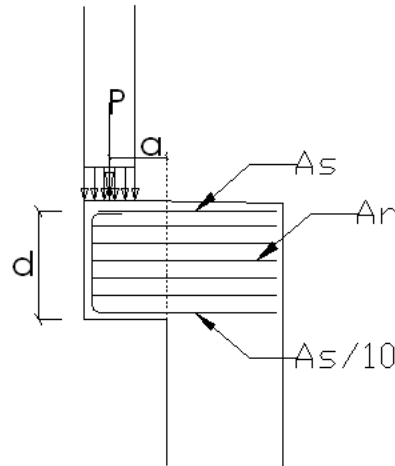
$$\text{Armatures supérieures : } A_s = \frac{M_u \gamma_s}{Z f_e}$$

$$\text{Armatures inférieures : } \frac{A_s}{10}$$

Armatures de répartition :  $\sum A_r = \lambda A_s$  avec  $\lambda = \frac{1}{4} \left( \rho + \frac{12\tau_u}{f_{c28}} - 1 \right)$  et  $\lambda \geq \frac{1}{10}$

Armatures à répartir =  $A_r = \frac{A_s}{10} = (\lambda - 0,1) A_s$

Figure 52) . Principe de ferrailage du chevêtre



#### X.2.9.2) Les armatures des chevêtres

	Chevêtre culée	Chevêtre pile
d [m]	0,76	1,00
a [m]	0,39	0,09
e [m]	0,39	0,79
$\rho_1$	1,95	11,11
$\rho_2$	4,00	4,00
$\rho$	1,95	4,00
$\tau_u$ [Mpa]	0,18	0,14
$\tau_u \text{ lim}$ [Mpa]	3,55	5,40
z [m]	0,64	0,98
z [m]	0,56	0,17
Z [m]	0,56	0,17

##### Armature principale

A [cm <sup>2</sup> ]	2,21	14,69
Choix	3HA10	8HA16
A [cm <sup>2</sup> /ml]	2,36	16,08

##### Armature de répartition

$\lambda$	0,26	0,76
$\sum A_r$ [cm <sup>2</sup> ]	0,60	12,29
Choix	3HA10	11HA12
A [cm <sup>2</sup> /ml]	0,79	12,44

### X.2.10 Voiles

Les charges appliquées au mur de front ou voile frontal de la culée sont :

- Poids propre (du mur en retour, de la dalle de transition, du mur garde grève, du mur de front) :  $P_i = 2,5 \times V_i$
- Réactions du tablier sous les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ;
- Surcharges de la dalle de transition ;
- Poussée de terre ;
- Poussée de surcharge de remblai :  $q = 1T/m^2$ .

**Tableau 65) . Eléments de réduction des charges au pied du mur de front**

Désignation	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Réaction du tablier	198,66						
Variations différées		4,03	-4,03	2,96	2,96	11,91	-11,91
Moment dû à l'excentricité accidentelle							
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>198,66</b>	<b>4,03</b>	<b>-4,03</b>			<b>11,91</b>	<b>-11,91</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Sommier	13,481	33,70			-0,80		-26,96
Garde grève	7,686	19,22			-0,10		-1,92
Dalle de transition	12,600	31,50			-0,84		-26,46
Mur en retour	14,999	37,50			-2,64		-98,99
Mur de front	18,261	45,65					0,00
Remblai sur la dalle de transition	29,737	62,45			-0,84		-52,46
Remblai à l'arrière de la culée	260,20	0,00	181,95	1,61		292,95	0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle							
<b>Total charge permanente</b>	<b>230,01</b>	<b>181,95</b>	<b>0,00</b>			<b>292,95</b>	<b>-206,79</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Autoclave à l'entrée	102,41				-2,50	0,00	-256,02
Surcharge de l'autoclave sur le remblai		45,91		2,04		93,65	0,00
Surcharge de la dalle de transition		18,86		2,71		51,11	0,00
Poussée de la surcharge de remblai		39,62		1,94		76,86	0,00
<b>Total surcharges d'exploitation</b>	<b>102,41</b>	<b>104,39</b>	<b>0,00</b>			<b>221,63</b>	<b>-256,02</b>

4. Variation de température							
Variation de température (moyenne)		2,70	-2,70	2,96	-2,96	7,98	7,98
<b>Total à l'ELS</b>	<b>531,08</b>	<b>293,06</b>	<b>-6,72</b>			<b>500,00</b>	<b>-466,74</b>
<b>Total à l'ELU</b>	<b>636,45</b>	<b>392,00</b>	<b>-5,43</b>			<b>571,42</b>	<b>-560,52</b>

Tandis que le voile de la pile est soumis aux :

- Poids propre (du chevêtre et du voile) :  $P_i = 2,5 \times V_i$
- Réactions du tablier sous les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ;
- Effet du vent et effet du courant ;

**Tableau 66) . Efforts au pied du voile de la pile, en considérant la surcharge de l'autoclave, combinaison à l'ELS**

Désignations	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Poids du tablier BA	198,66				-0,75	0,00	-148,99
Poids du tablier VIPP	118,76			0,46		54,63	0,00
Autoclave sur BA-VIPP	565,01						
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						11,88	-11,88
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>882,43</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>77,34</b>	<b>-171,70</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle						11,00	-11,00
<b>Total charge permanente</b>	<b>219,94</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>11,00</b>	<b>-22,17</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		0,00	0,00	2,96	2,96	0	0
Effet du vent normal [T]		0,00	0,00	6,28	6,28	0	0
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		3,66	-3,66	2,96	2,96	11	-11
<b>Total à l'ELS</b>	<b>1 102,37</b>	<b>7,32</b>	<b>-7,32</b>			<b>99,17</b>	<b>-204,71</b>

**Tableau 67) . Efforts au pied du voile de la pile, en considérant la surcharge de l'autoclave, combinaison à l'ELS**

Désignations	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Poids du tablier BA	362,06				-0,75	0,00	-271,54
Poids du tablier VIPP	216,45			0,46		99,57	0,00
Autoclave sur BA-VIPP	1029,73						
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						10,82	-10,82
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>1191,28</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>121,22</b>	<b>-293,20</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle						11,00	-11,00
<b>Total charge permanente</b>	<b>219,94</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>11,00</b>	<b>-22,17</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		0,00	0,00	2,96	2,96	0	0
Effet du vent normal [T]		0,00	0,00	6,28	6,28	0	0
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		3,66	-3,66	2,96	2,96	11	-11
<b>Total à l'ELU</b>	<b>1 411,22</b>	<b>7,32</b>	<b>-7,32</b>			<b>143,05</b>	<b>-326,20</b>

Les voiles sont soumis à une flexion composée. Les armatures se calculent suivant l'organigramme en annexeV 2 page xli.

**Figure 53) . Principe de ferrailage des voiles**

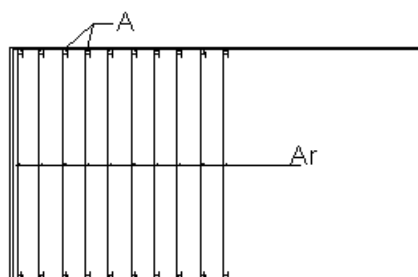




Tableau 68) . Ferrailage des voiles pile-culée

Dimensionnement à l'ELU		
	Mur de front de la culée	Voile de la pile
b	1,00	1,00
d	0,75	0,95
Mu [T.m]	560,52	143,05
Nu [T]	636,45	1411,22
e_u [m]	0,88	0,10
$\psi_1$	0,47	0,83
$\xi$	0,17	
e_NC [m]	0,14	
$\chi$		0,20
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
Mu_fictif [T.m]	74,60	74,10
$\mu_u$	0,08	0,05
$\alpha_u$	0,10	0,06
Au_fictif [cm <sup>2</sup> ]	25,34	19,55
Au[cm <sup>2</sup> /ml]	25,20	19,24
Choix	9HA20	4HA25
A [cm <sup>2</sup> /ml]	28,27	19,63
Vérification à l'ELS		
Ns [T]	531,08	1102,37
Ms [T.m]	500,00	99,17
e_s [m]	0,94	0,09
c [m]	-0,54	0,41
As	28,27	19,63
A's	0,00	0,00
p [m <sup>2</sup> ]	-0,55	-0,41
q [m <sup>2</sup> ]	-0,11	-0,19
$\Delta$	-0,01	0,03
$\phi$	0,82	
$\alpha$	0,86	
z_1 [m]	0,82	
z_2 [m]	-0,61	
z_3 [m]	-0,21	
y_ser [m]	0,28	
I [m <sup>4</sup> ]	0,01	
Vérification		
$\sigma_{bc}$ [Mpa]	12,54	
$\sigma_s$ [Mpa] =	209,52	
Conclusion	Les contraintes dans les matériaux sont vérifiées, on retient la section obtenue à l'ELU	

t [m]		0,17
u [m]		0,56
z [m]		0,80
y_ser [m]		1,21
I [m4]		0,60
Vérification		
$\sigma_{bc}$ [Mpa]		17,99
$\sigma_s$ [Mpa] =		58,50
Conclusion		Les contraintes dans les matériaux sont vérifiées, on retient la section obtenue à l'ELU

### X.2.11 Semelles

Pour le calcul des semelles sur pieux, on va utiliser la méthode générale de calcul des bielles.

On considère que l'effort est transmis par deux bielles de béton comprimé dont l'axe a une inclinaison  $\theta$  ; pour que le fonctionnement soit correct, il faut que cet angle soit compris entre 45° et 55°.

#### X.2.11.1) Conception

##### a) La hauteur utile

Elle est déterminée par la condition :  $0,5 \left( b' - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left( b' - \frac{b}{2} \right)$

Avec  $b'$  - entre axe des pieux

et  $b$  - le diamètre d'un pieu

$b' = 3m$  et  $b = 1m$ , on a  $1,25m \leq d \leq 1,75m$ , prenons  $d = 1,50m$

##### b) La largeur

En principe, la largeur de la semelle est fonction du nombre de pieux. Or le nombre de pieux dépend de la capacité portante d'un pieu.

Tout d'abord, nous allons dimensionner la semelle en considérant le critère de la résistance du béton : la largeur doit vérifier :  $b_s \geq \frac{P_u}{0,2df_{c28}}$  avec  $b_s \geq \phi_{pieux} + 6 \text{ à } 10cm$

On ajustera, ensuite, quand on obtiendra le nombre de pieux exact.

La longueur de la semelle est de 12m.

### X.2.11.2) Descente des charges au pied de la semelle sous culée

On considèrera 2 cas :

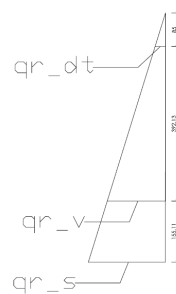
**Cas1** : autoclave à l'entrée du pont qui est un cas défavorable pour la flexion générale de la culée et des pieux sous culée.

**Cas2** : autoclave sur le tablier qui est un cas défavorable pour la stabilité vis-à-vis du sol.

En considérant le cas n°1, on à calculer les actions suivantes :

#### a) Actions des remblais d'accès

**Figure 54) . Schéma de calcul des actions des remblais d'accès**



$$q_{r\_dt} = k_{a\gamma} \gamma_h H_1 ; q_{r\_v} = k_{a\gamma} \gamma_h H_2 ; q_{r\_s} = k_{a\gamma} \gamma_h (H_1 + H_2 + H_3)$$

Où  $k_{a\gamma} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$  - coefficient de poussée due au remblai d'accès.

$\varphi$  - angle de frottement interne ;

$\gamma_h$  - poids volumique humide.

On a :

$$\gamma_h \text{ [t/m}^3\text{]} = 2,100$$

$$\varphi \text{ [}^\circ\text{]} = 0,524$$

$$k_{a\gamma} = 0,333$$

Alors :

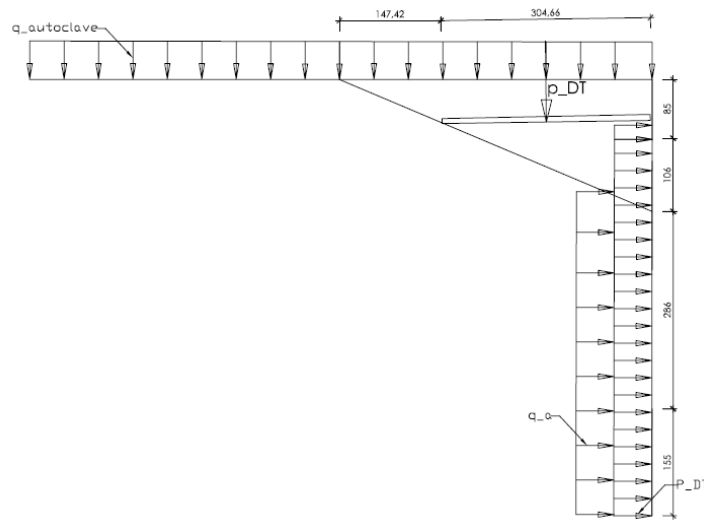
$$q_{r\_1} \text{ [T/m}^2\text{]} = 0,595$$

$$q_{r\_2} \text{ [T/m}^2\text{]} = 2,674$$

$$q_{r\_3} \text{ [T/m}^2\text{]} = 3,759$$

b) Actions de la dalle de transition

**Figure 55) . Schéma de calcul des actions de l'autoclave à l'entrée du pont sur la culée**



La dalle de transition, le remblai et la surcharge dessus exercent une poussée horizontale sur la paroi du mur de front et de la semelle.

L'action des remblais

$$Q_r \text{ [T/ml]} = 3,30$$

$$V_r \text{ [T/m}^2\text{]} = 4,24$$

L'action de la dalle de transition :

$$g_{dt} \text{ [T/ml]} = 0,45$$

$$q_{dt} \text{ [T/ml]} = 0,99$$

L'action de l'autoclave :

$$q_{autoclave} \text{ [T/m}^2\text{]} = 5,68$$

$$q_{autoclave\_v} \text{ [T/m}^2\text{]} = 1,89$$

$$q_{autoclave\_v} \text{ [T/m]} = 3,83$$

**Cas1 : Autoclave sur le remblai d'accès**

**Tableau 69) . Descente des charges au pied de la semelle (autoclave sur le remblai d'accès)**

	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Réaction du tablier	198,66						
Variations différées		4,03	-4,03	4,51	4,51	18,15	-18,15
Moment dû à l'excentricité accidentelle						9,93	-9,93
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>198,66</b>	<b>4,03</b>	<b>-4,03</b>			<b>28,09</b>	<b>-28,09</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	13,48	33,70			-0,29	0,00	-9,61
Garde grève	7,69	19,22			-0,80	0,00	-15,37
Dalle de transition	12,60	31,50			-2,50	0,00	-78,75
Mur en retour	15,00	37,50			-2,50	0,00	-93,74
Mur de front	18,26	45,65			0,00	0,00	0,00
Semelle	81,84	204,60			0,00	0,00	0,00
Remblai sur la dalle de transition	29,74	62,45			-2,50	0,00	-156,12
Remblai à l'arrière de la culée	260,20		181,95	2,13		387,56	0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle						21,73	-21,73
<b>Total charge permanente</b>	<b>434,61</b>	<b>181,95</b>	<b>0,00</b>			<b>409,29</b>	<b>-375,32</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Autoclave à l'entrée	102,41				-2,50	0,00	-256,02
Surcharge de l'autoclave sur le remblai		35,23		2,04		71,86	0,00
Surcharge de la dalle de transition		14,47		2,71		39,22	0,00
Poussée de la surcharge de remblai		59,83		1,94		116,06	0,00
<b>Total surcharges d'exploitation</b>	<b>102,41</b>	<b>109,53</b>	<b>0,00</b>			<b>227,15</b>	<b>-256,02</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		2,70	-2,70	4,51	-4,51	12,15	12,15
<b>Total à l'ELS</b>	<b>735,68</b>	<b>320,11</b>	<b>-6,72</b>			<b>722,11</b>	<b>-647,27</b>
<b>Total à l'ELU</b>	<b>841,05</b>	<b>335,25</b>	<b>-5,43</b>			<b>753,86</b>	<b>-758,86</b>

**Cas2 : Autoclave sur le tablier**

**Tableau 70) . Descente des charges au pied de la semelle (autoclave sur le tablier)**

		N[T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+)[T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>								
Réaction du tablier		550,23						
Variations différées			4,03	-4,03	2,96	-2,96	11,91	11,91
Moment dû à l'excentricité accidentelle							55,02	-55,02
<b>Total réaction d'appui</b>		<b>550,23</b>	<b>4,03</b>	<b>-4,03</b>			<b>66,94</b>	<b>-43,11</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>								
	Volume [m3]							
Sommier	13,48	33,70				-0,29	0,00	-9,61
Garde grève	7,69	19,22				-0,80	0,00	-15,37
Dalle de transition	12,60	31,50				-2,50	0,00	-78,75
Mur en retour	15,00	37,50				-2,50	0,00	-93,74
Mur de front	18,26	45,65				0,00	0,00	0,00
Semelle	81,84	204,60				0,00	0,00	0,00
Remblai sur la dalle de transition	29,74	62,45				-2,50	0,00	-156,12
Remblai à l'arrière de la culée	260,20		181,95		2,13		387,56	0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle							43,46	-43,46
<b>Total charge permanente</b>		<b>434,61</b>	<b>181,95</b>	<b>0,00</b>			<b>431,02</b>	<b>-397,05</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>								
Autoclave à l'entrée		0,00				-3,24	0,00	0,00
Surcharge de l'autoclave sur le remblai			0,00		2,04		0,00	0,00
Surcharge de la dalle de transition			0,00		2,71		0,00	0,00
Poussée de la surcharge de remblai			59,83		1,94		116,06	0,00
<b>Total surcharges d'exploitation</b>		<b>0,00</b>	<b>59,83</b>	<b>0,00</b>			<b>116,06</b>	<b>0,00</b>
<b>4. Variation de température</b>								
Variation de température (moyenne)			2,70	-2,70	2,96	-2,96	7,98	7,98
<b>Total à l'ELS</b>		<b>984,84</b>	<b>260,47</b>	<b>-6,72</b>			<b>645,22</b>	<b>-432,18</b>
<b>Total à l'ELU</b>		<b>1 177,42</b>	<b>268,15</b>	<b>-5,43</b>			<b>678,08</b>	<b>-455,25</b>

**X.2.11.3) Descente des charges au pied de la semelle sous piles**

Nous allons considérer 3 cas

**Cas1 : Bc30+freinage**

**Tableau 71) . Effort au pied de la semelle sous pile chargée avec Bc30+freinage, combinaison à l'ELS**

Combinaisons d'actions à l'ELS							
Désignations	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Réaction du tablier BA	271,51				-0,75	0,00	-203,63
Réaction du tablier VIPP	321,22			0,46		147,76	0,00
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						16	-16
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>592,73</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>174,65</b>	<b>-230,53</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Semelle	81,84	204,60		0,00	0,00		
Moment dû à l'excentricité accidentelle						21,23	-21,23
<b>Total charge permanente</b>	<b>424,54</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>21,23</b>	<b>-32,40</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		18,20	-18,20	2,96	2,96	54	-54
Effet du vent normal [T]		14,80	-14,80	6,28	6,28	93	-93
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>33,00</b>	<b>-33,00</b>			<b>146,81</b>	<b>-146,81</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		3,66	-3,66	2,96	2,96	11	-11
<b>Total à l'ELS</b>	<b>1 017,26</b>	<b>40,32</b>	<b>-40,32</b>			<b>353,52</b>	<b>-420,57</b>

**Tableau 72) . Effort au pied de la semelle sous pile chargé avec Bc30+freinage, combinaison à l'ELU**

Combinaisons d'actions à l'ELU							
Désignations	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Réaction du tablier BA	365,63				-0,75	0,00	-274,22
Réaction du tablier VIPP	432,59			0,46		198,99	0,00
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						22	-22
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>798,22</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>231,46</b>	<b>-306,69</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Semelle	81,84	204,60		0,00	0,00		
Moment dû à l'excentricité accidentelle						21,23	-21,23
<b>Total charge permanente</b>	<b>424,54</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>21,23</b>	<b>-32,40</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		22,76	-22,76	2,96	2,96	67	-67
Effet du vent normal [T]		22,20	-22,20	6,28	6,28	139	-139
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>44,95</b>	<b>-44,95</b>			<b>206,74</b>	<b>-206,74</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		4,94	-4,94	2,96	2,96	15	-15
<b>Total à l'ELU</b>	<b>1 222,76</b>	<b>53,55</b>	<b>-53,55</b>			<b>474,05</b>	<b>-560,45</b>



**Cas2 : Autoclave**

**Tableau 73) . Effort au pied de la semelle sous pile chargé avec l'autoclave, combinaison à l'ELS**

	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Poids du tablier BA	198,66				-0,75	0,00	-148,99
Poids du tablier VIPP	118,76			0,46		54,63	0,00
Autoclave sur BA-VIPP	565,01						
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						5,94	-5,94
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>882,43</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>71,40</b>	<b>-165,77</b>
<b>Réaction du renforcement [T]</b>	<b>107,81</b>	<b>177,13</b>		<b>0,81</b>	<b>-1,93</b>	87,32	-341,87
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Semelle	81,84	204,60		0,00	0,00		
Moment dû à l'excentricité accidentelle						21,23	-21,23
<b>Total charge permanente</b>	<b>424,54</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			21,23	-32,40
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		0,00	0,00	2,96	2,96	0	0
Effet du vent normal [T]		0,00	0,00	6,28	6,28	0	0
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		3,66	-3,66	2,96	2,96	11	-11
<b>Total à l'ELS</b>	<b>1 414,78</b>	<b>184,45</b>	<b>-7,32</b>			<b>190,79</b>	<b>-550,87</b>

**Tableau 74) . Effort au pied de la semelle sous pile chargé avec l'autoclave, combinaison à l'ELU**

	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Poids du tablier BA	268,19				-0,75	0,00	-201,14
Poids du tablier VIPP	160,33			0,46		73,75	0,00
Autoclave sur BA-VIPP	762,76						
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						8,02	-8,02
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>1 191,28</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>92,60</b>	<b>-219,99</b>
<b>Réaction du renforcement [T]</b>	<b>107,81</b>	<b>177,13</b>		<b>0,81</b>	<b>-1,93</b>	87,32	-341,87
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Semelle	81,84	204,60		0,00	0,00		
Moment dû à l'excentricité accidentelle						21,49	-21,49
<b>Total charge permanente</b>	<b>429,84</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			21,49	-32,66
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		0,00	0,00	2,96	2,96	0	0
Effet du vent normal [T]		0,00	0,00	6,28	6,28	0	0
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		4,94	-4,94	2,96	2,96	15	-15
<b>Total à l'ELU</b>	<b>1 728,94</b>	<b>185,74</b>	<b>-8,60</b>			<b>216,04</b>	<b>-609,15</b>

**Cas3 : Vent extrême sans convoi**

**Tableau 75) . Effort au pied de la semelle sous pile : structure soumise à un vent extrême, combinaison à l'ELS**

Désignations	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Réaction du tablier BA	198,66				-0,75	0,00	-148,99
Réaction du tablier VIPP	237,53			0,46		109,26	0,00
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						12	-12
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>436,19</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>131,97</b>	<b>-171,70</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle						11,00	-11,00
<b>Total charge permanente</b>	<b>219,94</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>11,00</b>	<b>-22,17</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		0,00	0,00	2,96	2,96	0	0
Effet du vent extrême [T]		28,60	-28,60	4,73	4,73	135	-135
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>28,60</b>	<b>-28,60</b>			<b>135,27</b>	<b>-135,27</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		3,66	-3,66	2,96	2,96	11	-11
<b>Total à l'ELS</b>	<b>656,12</b>	<b>35,92</b>	<b>-35,92</b>			<b>289,07</b>	<b>-339,97</b>

**Tableau 76) . Effort au pied de la semelle sous pile : structure soumise à un vent extrême, combinaison à l'ELU**

Désignations	N [T]	H (+) [T]	H (-) [T]	e (+) [m]	e (-) [m]	M(+) [T.m]	M(-) [T.m]
<b>1. Réaction d'appui</b>							
Réaction du tablier BA	268,19				-0,75	0,00	-201,14
Réaction du tablier VIPP	320,66			0,46		147,50	0,00
Variations différées		3,66	-3,66	2,96	2,96	10,83	-10,83
Moment dû à l'excentricité accidentelle						16	-16
<b>Total réaction d'appui</b>	<b>588,85</b>	<b>3,66</b>	<b>-3,66</b>			<b>174,37</b>	<b>-228,01</b>
<b>2. Charge permanente culée</b>							
	Volume [m3]						
Chevêtre	49,65	124,13			-0,09	0,00	-11,17
Fût	38,33	95,81		0,00	0,00		0,00
Moment dû à l'excentricité accidentelle						11,00	-11,00
<b>Total charge permanente</b>	<b>219,94</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>11,00</b>	<b>-22,17</b>
<b>3. Surcharge d'exploitation</b>							
Freinage		0,00	0,00	2,96	2,96	0	0
Effet du vent normal [T]		42,90	-42,90	4,73	4,73	203	-203
<b>Total charge d'exploitation</b>		<b>42,90</b>	<b>-42,90</b>			<b>202,90</b>	<b>-202,90</b>
<b>4. Variation de température</b>							
Variation de température (moyenne)		<b>4,94</b>	<b>-4,94</b>	<b>2,96</b>	<b>2,96</b>	<b>15</b>	<b>-15</b>
<b>Total à l'ELU</b>	<b>808,79</b>	<b>51,50</b>	<b>-51,50</b>			<b>402,89</b>	<b>-467,70</b>

En comparant ces tableaux, on constate que le cas2 est défavorable pour la stabilité de l'ouvrage.

#### X.2.11.4) Calcul des armatures des semelles

##### a) Equations d'équilibre

Les équations d'équilibre donnent, pour les deux files de pieux :

$$R_1 = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{b'} \text{ et } R_2 = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{b'}$$

Nous avons des réactions positives, donc, le cas le plus défavorable pour le calcul des armatures sera :  $R_1$

Cette réaction se décompose en  $F_c$  dans les bielles et  $F$  dans les armatures.

$$F_c = \frac{R_1}{\sin \theta} \text{ et } F = \frac{R_1}{\tan \theta} \text{ avec } \theta = \text{Arc tan} \frac{4d}{(2b' - b)}$$

$$\theta [\text{rad}] = 0,8761$$

**b) Etat limite ultime de compression des bielles**

Les conditions régissant la résistance du béton sont définies comme suit :

La section droite d'une bielle vaut  $S_s = \left( L \times \frac{l}{2} \right) \sin \theta$  en partie supérieure et  $S_i = S_0 \sin \theta$  en partie inférieure.

$L$  - longueur du mur de front ;

$l$  - largeur du mur de front ;

$\theta$  - angle d'inclinaison des bielles ;

$S_0$  - section totale d'une file de pieux.

La contrainte de compression du béton vaut respectivement :

$$\sigma_{bc,s} = \frac{F_c}{S_s}$$

$$\sigma_{bc,i} = \frac{F_c}{S_i}$$

La contrainte maximale de compression du béton à l'ELU doit être  $< 0,9 f_{c28}$

**c) Etat limite de cisaillement du béton**

Désignons cette limite par  $\tau_{ou} \leq 0,1 f_{c28}$

$$\text{Avec : } \tau_{ou} = \frac{V_u}{b_s d} = \frac{\frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{b'}}$$

Pu [T]	Mu [T.m]	R1 [T]	Fc [T]	F [T]	Fc/Ss [MPa]	Fc/Si [MPa]	0,9fc_28 [Mpa]	$\tau_{u0}$ [Mpa]	Observation
841	754	672	875	560	2,52	4,83	27	1,02	Culée
1 729	216	936	1 219	780	3,02	6,73	27	1,42	Pile

### X.2.11.5) Ferrailage de la semelle

#### a) Armatures principales inférieures (1<sup>er</sup> lit)

La section d'acier principale inférieure devrait être  $A_i = \frac{F}{\sigma_s}$ , mais les essais conduisent à

$$\text{majorer cette valeur de 10\%, d'où : } A_i = \frac{1,1 \left( \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{b'} \right) \left( b' - \frac{b}{2} \right)}{2d\sigma_s}$$

Et la section doit vérifier la condition de non fragilité :  $A_{\min} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$

Ces armatures doivent être ancrées totalement à partir du nu extérieur des pieux. Il est nécessaire d'ajouter les armatures suivantes pour équilibrer des efforts de torsion éventuels.

#### b) Armatures complémentaires

- Armatures supérieures :  $A_s \geq 0,1A_i$  environ
- Armatures transversales

Des armatures transversales verticales constituées de cadres ou étriers représentant, sur une

longueur égale à d, un pourcentage défini par :

$$\begin{cases} \frac{A_v}{b_s d} = \frac{1}{4} \frac{\tau_{ou}}{f_{t28}} \frac{A_i}{b_s d} \\ A_v \geq 0,20 \frac{A_i}{b_s d} \end{cases}$$

Des armatures transversales horizontales constituées de cadres répartis entre les armatures inférieures et supérieures. Les armatures de la semelle sont données en (Annexe III 4 page xl)

On fixera un espacement de 15cm entre deux armatures horizontales. Il existe, donc 5 lits d'armatures horizontales entre les armatures inférieures et supérieures dont la section totale doit

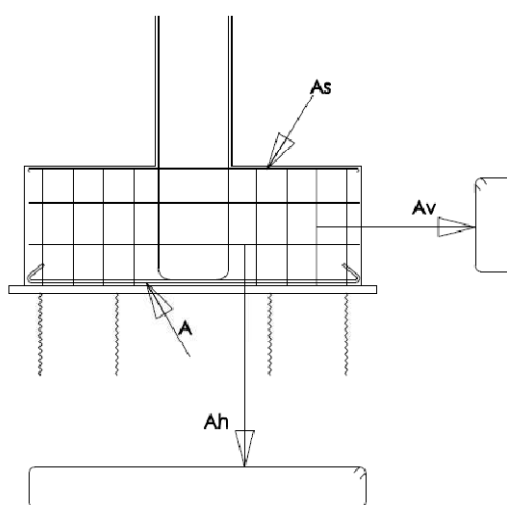
vérifier l'équation suivante :  $\frac{A_h}{b_s S_h} = 0,002$

	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>h</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Observation
A th[cm <sup>2</sup> ]	12,93	1,29	1,37	13,20	Culée
A pr[cm <sup>2</sup> ]	5HA20=15,71	2HA10=1,57	2HA10=1,57	12HA12=13,57	
A th[cm <sup>2</sup> ]	26,44	2,64	3,91	13,20	Pile
A pr[cm <sup>2</sup> ]	6HA25=29,45	2HA14=3,08	2HA12=4,52	12HA12=13,57	

A th – section théorique

A pr – section pratique

Figure 56) . Principe de ferrailage des semelles



## **CHAPITRE XI.     DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES**

### **XI 1 Hypothèses**

Les calculs sont établis suivant le fascicule 62 titre V concernant le calcul des fondations des ouvrages du génie civil.

Les principes de justification des fondations profondes conformes à la théorie générale du calcul aux états limites consistent, pour un état limite donné, à vérifier que la charge axiale de calcul reste égale ou inférieure à la charge maximale de l'élément de fondation.

Les résultats des essais pressiométriques entrepris sur le site **Annexe II** montrent que le sol résistant au point d'implantation des culées se situe à une profondeur de 20m, celui au point d'implantation de la pile est à 23m.

Ainsi nous optons pour une fondation profonde pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Nous choisirons des pieux forés boues, mis en œuvre sans refoulement du sol.

Et nous allons adopter les dimensions précédentes comme profondeurs minimales d'ancrage des pieux.

### **XI.1.1 Combinaison d'actions et sollicitations**

Les sollicitations (efforts internes) dans les fondations profondes sont calculées à partir des actions (efforts externes).

#### **XI.1.1.1) Vis-à-vis des ELU**

##### **c) Combinaisons fondamentales**

$$1,125S \left\{ 1,2G_{\max} + 0,9G_{\min} + \gamma_{Gw} G_w + [\gamma_{SN} G_{SN}] + \gamma_{SP} G_{SP} + \gamma_{FW} F_w + \gamma_{F_1 Q_1} Q_{1k} + \Sigma 1,15 \psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

$G_{\max}$  - actions permanentes défavorables ;

$G_{\min}$  - actions permanentes favorables ;

$G_w$  - actions des pratiques statiques de l'eau ;

$G_{SN}$  - actions éventuelles de frottement négatif ;



$G_{SP}$  - actions éventuels de poussées latérales ;

$F_w$  - actions hydrodynamiques ;

$Q_{1k}$  - valeurs caractéristiques de l'action variable ;

$\psi_{0i} Q_{ik}$  - valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

#### d) Combinaisons accidentelles

$$S \{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + [G_{SN}] + G_{SP} + F_w + F_A + \psi_{11} Q_{1k} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ik} \}$$

$F_A$  - valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\psi_{11} Q_{1k}$  - valeur fréquente d'une action variable  $Q_1$

$\psi_{2i} Q_{ik}$  - valeur quasi – permanente d'une autre action  $Q_i$

#### **XI.1.1.2) Vis-à-vis des ELS**

##### a) Combinaisons rares

$$S \{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + [G_{SN}] + G_{SP} + F_w + Q_{1k} + \Sigma \psi_{0i} Q_{ik} \}$$

##### b) Combinaisons quasi – permanente

$$S \{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + [G_{SN}] + G_{SP} + F_w + \Sigma \psi_{2i} Q_{ik} \}$$

### **XI 2 Principe de dimensionnement des pieux**

#### **XI.2.1 Détermination des paramètres de charge**

##### **XI.2.1.1) Effort limite mobilisable sous la pointe**

$$Q_{pu} = A q_u$$

$A$  - section de la pointe ;

$q_u$  - contrainte de rupture relative au terme de pointe.

$$\text{Tel que } q_u = K_p \times p l_e^*$$

Où  $K_p$  - facteur de portance, fonction de la nature du terrain est à déterminer à partir du **Tableau 77)** et du type de sol d'ancrage **Tableau 76)**;

Tableau 77). tableaux de classification des sols

CLASSE DE SOL			Pressiomètre $P_l$ (MPa)	Pressiomètre $P_c$ (MPa)
Argiles – Limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B	argiles et limons fermes	1,2-2,0	3,0-6,0
	C	argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables – Graves	A	Lâches	<0,5	<5
	B	Moyennement compacts	1,0-2,0	8,0-15,0
	C	Compacts	>2,5	>20
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	Altérées	1,0-2,5	>5,0
	C	Compactes	>3,0	-
Marnes	A	tendres	1,5-4,0	-
Marno-calcaires	B	Compacts	>4,5	-
Roches (1)	A	Altérées	2,5-4,0	-
	B	Fragmentées	>4,5	-

(1) L'appellation des roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présente des module pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Type de sol d'ancrage : SABLES-GRAVES B

Tableau 78). Valeurs des coefficients de portance du sol :

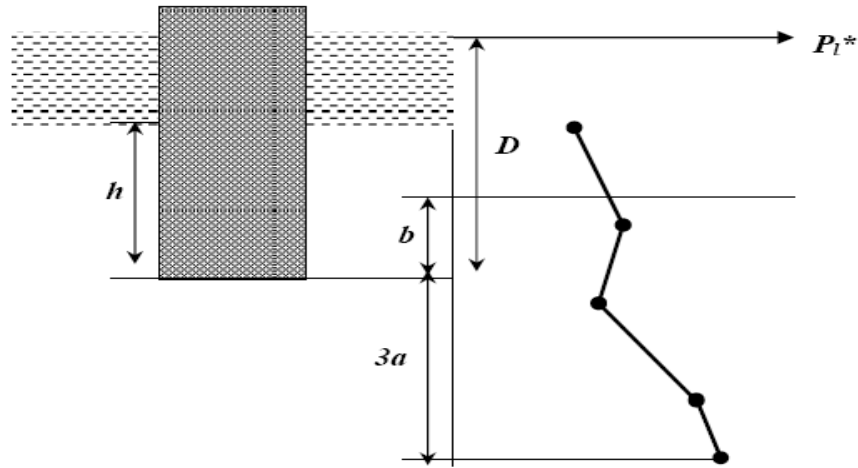
Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles - Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables - Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (voir C1)	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1) (voir C2)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de  $K_p$  pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus

Le facteur de portance des pieux sous pile et sous culée :  $K_p = 1,10$

$p_l^*$  - pression limite nette équivalente : du résultat des essais pressiométrique (Annexe V page li, lii), à l'aide du schéma de calcul ci-dessous.

**Figure 57) . Schéma de calcul de la pression limite équivalente des pieux**



$$p_l^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz$$

$$a = \frac{B}{2} \text{ si } B > 1m$$

$a = 0,50m$  dans le cas contraire.

$B$  - largeur de l'élément de la fondation ;

$$b = \min(a; h) = 0,5$$

$$p_{le}^* = 2,21 \text{ (pour les pieux sous culée)}$$

$$p_{le}^* = 1,20 \text{ (pour les pieux sous pile)}$$

Notre pieu est de : diamètre  $B = 1m$ , périmètre  $P = 3,14m$ , aire  $A = 0,79m$

**Tableau 79) . Effort mobilisable sous la pointe des pieux**

	Culée	Pile
Kp	1,10	1,10
p <sub>le</sub> [Mpa]	2,10	1,20
q <sub>u</sub> [MPa]	2,31	1,32
Q <sub>pu</sub> [T]	181,43	103,67

***XI.2.1.2) Effort limite mobilisable par frottement latéral***

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

$P$  - périmètre du pieu

$q_s(z)$  - frottement latéral unitaire limite à la cote  $z$ .

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette  $pl_e^*$  (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la **figure 58)**

Le choix de la courbe se fait en fonction de la nature du sol et de l'élément de la fondation.

A partir de ces courbes et des résultats des essais pressiométriques, on peut en déduire la valeur de  $q_s$ . Par conséquent, la valeur de l'effort limite mobilisable par frottement latéral est obtenue en multipliant  $q_s$  par le périmètre de l'élément de fondation.

**Tableau 80) . Choix des abaques pour la détermination de  $q_s$**

	Argiles Limon			Sables Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	$Q_1$	$Q_1, Q_2^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$	—			$Q_1$	$Q_3$	$Q_4, Q_5^{(1)}$	$Q_3$	$Q_4, Q_5^{(1)}$	$Q_6$
Foré boue	$Q_1$	$Q_1, Q_2^{(1)}$		$Q_1$	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	$Q_1$	$Q_3$	$Q_4, Q_5^{(1)}$	$Q_3$	$Q_4, Q_5^{(1)}$	$Q_6$
Foré tubé (tube récupéré)	$Q_1$	$Q_1, Q_2^{(3)}$		$Q_1$	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3, Q_4^{(3)}$	$Q_3$	$Q_4$	—
Foré tubé (tube perdu)		$Q_1$		$Q_1$		$Q_2$	(4)			$Q_2$	$Q_3$	—
Puits <sup>(5)</sup>	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$	—			$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$	$Q_4$	$Q_5$	$Q_6$
Métal battu fermé	$Q_1$	$Q_2$		$Q_2$		$Q_3$	(4)			$Q_3$	$Q_4$	$Q_4$
Battu préfabri- qué béton	$Q_1$	$Q_2$		$Q_3$			(4)			$Q_3$	$Q_4$	$Q_4$
Battu moulé	$Q_1$	$Q_2$		$Q_2$		$Q_3$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$	$Q_3$	$Q_4$	—
Battu enrobé	$Q_1$	$Q_2$		$Q_3$		$Q_4$				$Q_3$	$Q_4$	—
Injecté basse pression	$Q_1$	$Q_2$		$Q_3$			$Q_2$	$Q_3$	$Q_4$	$Q_5$		—
Injecté haute pression <sup>(6)</sup>	—	$Q_4$	$Q_5$	$Q_5$		$Q_6$	—	$Q_5$	$Q_6$	$Q_6$		$Q_7^{(7)}$

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.  
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).  
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.  
(4) Dans le cas de craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.  
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).  
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.  
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (voir C).

Figure 58) . Courbes de frottement unitaire

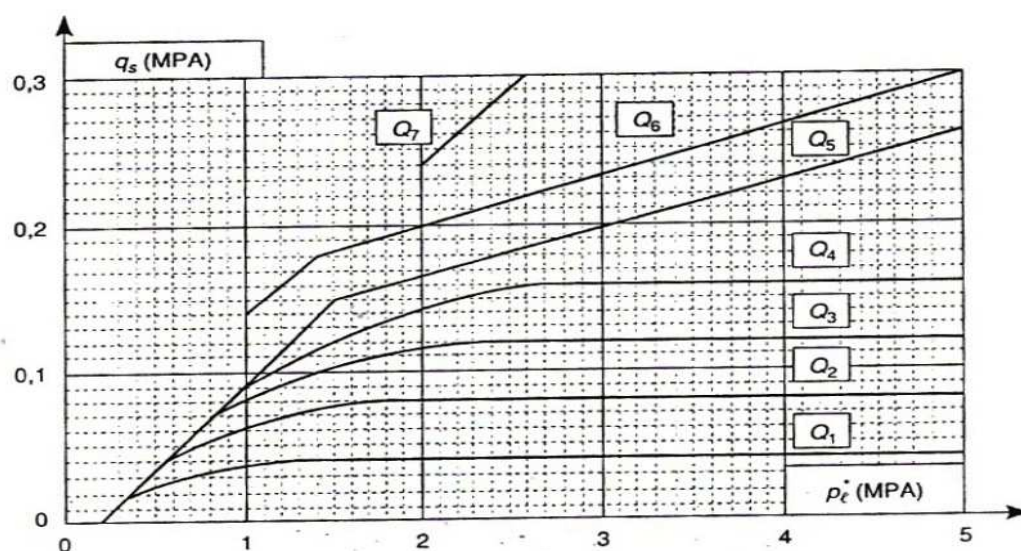


Tableau 81) . Calcul de l'effort unitaire limite mobilisable par frottement latéral d'un pieu sous culée

Pieux forés à la boue								
Sol	De	A	pl [Mpa]	Classe de sol	pl référence	Courbes	qs[T/m²]	qs[T/m²]
C_1	0m	4m	0,530	A	< 0,5	Q_1	2,40	2,40
C_2	4m	8m	1,130	B	1,0-2,0	Q_2	6,70	6,70
C_3	8m	12m	1,450	B	1,0-2,0	Q_2	7,60	7,60
C_4	12m	19m	2,380	B	1,0-2,0	Q_2	9,00	9,00

$$\text{D'où : } Q_{su} = 403,804[T]$$

Tableau 82) . Calcul de l'effort unitaire limite mobilisable par frottement latéral d'un pieu sous pile

Pieux forés à la boue								
Sol	De	A	pl [Mpa]	Classe de sol	pl référence	Courbes	qs[T/m²]	qs[T/m²]
C_1	0m	4m	1,740	B	1,0-2,0	Q_2	8,00	8,10
C_2	4m	16m	2,340	B	1,0-2,0	Q_2	8,00	8,20
C_3	16m	22m	2,110	B	1,0-2,0	Q_2	8,00	8,20

$$\text{D'où : } Q_{su} = 540,08[T]$$

**XI.2.1.3) Charge limite d'un pieu**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

$Q_{pu}$  - effort limite mobilisable sous pointe ;

$Q_{su}$  - effort limite mobilisable par frottement latéral.

**XI.2.1.4) Charge de fluage d'un pieu**

$Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7Q_{su}$  - élément mis en œuvre sans refoulement du sol.

**Tableau 83) . Les paramètres de charge d'un pieu sous culé**

Charges limites	Charges de fluage
$Q_u[T] = 595,853$	$Q_c[T] = 378,687$
$Q_{tu}[T] = 403,804$	$Q_{tc}[T] = 282,663$

**Tableau 84) . Les paramètres de charge d'un pieu sous pile**

Charges limites	Charges de fluage
$Q_u[T] = 644,360$	$Q_c[T] = 430,196$
$Q_{tu}[T] = 540,080$	$Q_{tc}[T] = 378,056$

**XI.2.1.5) Détermination du nombre de pieux**

$$\left| \begin{array}{l} n_u \geq 1,6 \frac{N_u}{Q_u} \\ n_s \geq 1,6 \frac{N_s}{Q_s} \end{array} \right. \Rightarrow n \geq \text{Max}\{n_u; n_s\}$$

**Tableau 85) . Détermination du nombre de pieux**

	Culée	Pile
Poussée latérale	240,000	289,800
Force normale transmise au pied de la semelle à l'ELS	735,680	1 414,778
Force normale transmise au pied de la semelle à l'ELU	841,053	1 728,936
Pieu	39,270	45,160
N (ELS) [T]	975,68+39,27ns	1414,78+45,16ns
N (ELU) [T]	841,05+39,27ns	1728,94+45,16ns
ns	4,942	6,324
nu	2,525	4,835
n	6	8

**XI.2.1.6) Résistance à la compression du béton**

Les calculs justificatifs des pieux sont conduits à partir d'une résistance conventionnelle du

$$\text{béton : } f_c = \frac{\inf \{f_{cj}; f_{c28}; f_{c\max}\}}{k_1 k_2}$$

On a des pieux forés à la boue :  $k_1 = 1,20$  et des pieux appartenant au groupe B :  $k_2 = 1,05$

En ELS la contrainte moyenne de compression du béton sur la seule section comprimée est limitée à  $0,3f_c$  ;

$$\text{En ELU } \sigma_{bc} = \frac{0,85f_c}{\gamma_b}$$

La compression du béton :

$$\text{ELS} = 470,24 \text{ [T]}$$

$$\text{ELU} = 888,23 \text{ [T]}$$

**XI.2.2 Justifications de la stabilité de l'ouvrage**

La charge axiale Q appliquée sur le pieu considéré doit être comprise entre les limites suivantes :

Q\_max – la valeur maximale autorisée pour Q en compression ;

Q\_min – la valeur minimale autorisée pour Q en arrachement.

**Tableau 86) . Justification aux ELU et ELS des pieux sous culée**

ELU	Q_min [T]	Q_max [T]	Q [T]
Combinaisons fondamentales	-288,431	425,609	266,744
Combinaisons accidentelles	-310,618	496,544	310,187
ELS	Q_min [T]	Q_max [T]	Q [T]
Combinaisons rares	-201,902	344,261	212,399
Combinaisons quasi-permanentes	0,000	270,491	139,963

La stabilité de l'ouvrage est assurée.



**Tableau 87) . Justification aux ELU et ELS des pieux sous pile**

ELU	Q_min [T]	Q_max [T]	Q [T]
Combinaisons fondamentales	-385,771	460,257	321,506
Combinaisons accidentelles	-415,446	536,967	287,961
ELS	Q_min [T]	Q_max [T]	Q [T]
Combinaisons rares	-270,040	391,087	123,660
Combinaisons quasi-permanentes	0,000	307,283	217,828

La stabilité de l'ouvrage est assurée.

### **XI.2.3 Calcul des armatures**

Les pieux sont soumis aux compressions simples.

#### **c) Hypothèses de calcul :**

- on suppose que la semelle de liaison est rigide ;
- on néglige l'interaction sol-pieu ;
- les pieux sont soumis à la compression simple ;
- les matériaux utilisés sont :

$$f_{c28} [\text{Mpa}] = 25,000$$

$$f_{bc} [\text{Mpa}] = 5,950$$

$$f_{bu} [\text{Mpa}] = 11,240$$

$$f_e [\text{Mpa}] = 500,000$$

$$\sigma_a [\text{Mpa}] = 333,333$$

#### **d) Principe**

$$\lambda = \frac{4L_f}{D} \text{ avec } L_f = \frac{L}{\sqrt{2}}$$

$$\text{Si } \lambda \geq 50$$

#### **e) Détermination des armatures à l'ELUSF (ELU de Stabilité des Formes):**

Pour les éléments comprimés, c'est l'ELUSF qui est déterminant. La condition de stabilité des formes se traduit par un minimum d'armatures longitudinales.



$$A_u \geq \frac{k\beta R_u - \theta B_r \frac{f_{bc}}{0,9}}{0,85 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$B_r$  - Section réduite du pieu, obtenue par réduction de 1cm de la périphérie

$k=1$  et  $\theta=1$

Si  $50 \leq \lambda \leq 70$

$$\beta = \frac{0,85\lambda^2}{\gamma_b}$$

$$A_u \geq \text{Max}\{4\text{cm}^2\text{u}; 0,2\% B\}$$

Avec u : périmètre de la section en mètres

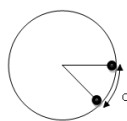
Il est bien de remarquer que :

- La section des pieux est entièrement comprimée, alors en tête, la section d'armature armature doit être au moins égale à 0,5% de la section du béton du pieu ;
- Les armatures de répartition sont à l'intérieures et de la spire (souvent avec du HA12)

#### f) Résultats

	Pieux sous culée (page 143)	Pieux sous pile (page 143)
Lf [m]	14,14	16,26
$\lambda$	56,57	65,05
$\beta$	18,13	23,98
Ru [T]	595,85	644,36
Br [cm <sup>2</sup> ]	0,75	0,75
Au th [cm <sup>2</sup> ]	36,37	52,78
Choix	8HA25	12HA25
Au pr [cm <sup>2</sup> ]	39,27	58,90
At th [cm <sup>2</sup> ]	12,12	17,59
Choix	12HA12	16HA12
At pr [cm <sup>2</sup> ]	13,57	18,10
st [cm]	37,50	37,50
Spire	HA12	HA12
Pas [cm]	30,00	30,00

Figure 59) . Principe de ferrailage d'un pieu



$$c = \frac{\pi D}{n}$$

## ***PARTIE V.      EVALUATION DU PROJET***

## CHAPITRE XII. ETUDE FINANCIERE

### XII 1 DEVIS QUANTITATIF

Désignation	Unité	Longueur(m)	Largeur(m)	e ou h(m)	Nombre	Quantité	Ratio	Unité
<b>I: SUPERSTRUCTURE</b>								
Revêtement:								
Enduit d'imprégnation	T	55	8,6		1	0,57	1,2	Kg/m <sup>2</sup>
EDC 6cm	T	55	8,6	0,06	1	28,38	2,4	T/m <sup>3</sup>
<b>Dalle</b>								
Béton Q350	m <sup>3</sup>	55	11,6	0,20	2	297,55	2,5	T/m <sup>3</sup>
Acier HA	kg					29 028,68	97,56	Kg/m <sup>3</sup>
Coffrage	m <sup>2</sup>	55	11,6	0,20	2	1 410,75		
<b>Entretoises des travées en BA</b>								
Béton Q350	m <sup>3</sup>	1,09	1,30	0,70	24	23,81	2,5	T/m <sup>3</sup>
Acier HA	kg					2 673,61	112,31	Kg/m <sup>3</sup>
Coffrage	m <sup>2</sup>	1,09	1,30	0,70	24	86,33		
<b>Entretoises de la travée VIPP</b>								
Béton Q350	m <sup>3</sup>	3,167	1,58	0,35	6	10,51	2,5	T/m <sup>3</sup>
Acier HA	kg					1 180,17	112,31	Kg/m <sup>3</sup>
Coffrage	m <sup>2</sup>	3,167	1,58	0,35	6	66,70		
<b>Poutres BA</b>								
Béton Q350	m <sup>3</sup>	15,585	1,5	0,6	14	196,37	2,5	T/m <sup>3</sup>
Acier HA	kg					21 097,46	107,44	
Coffrage	m <sup>2</sup>	15,585	1,5	0,6	14	785,48		
<b>Poutres préfabriquées</b>								
Béton Q400	m <sup>3</sup>				4	85,20	2,5	T/m <sup>3</sup>
Acier HA	kg					12 139,33	142	Kg/m <sup>3</sup>
Armature de précontrainte	kg					3 742,81	44	
Coffrage métallique	m <sup>2</sup>					784,86		
<b>Equipements</b>								
Appareils d'appui 250X350	U				28	28,00		
Appareils d'appui 300X400	U				8	8,00		
Garguolle	U				110	110,00	1	U/ml
Joint de chaussée	ml		8,60		3	21,00		

Désignation	Unité	Longueur(m)	Largeur(m)	e ou h(m)	Nombre	Quantité	Ratio	Unité
<b>II: INFRASTRUCTURE</b>								
<b>PILE</b>								
<b>Voile en BA</b>								
Béton Q350	m3	10,5	3,65	1	2	76,65	2,5	T/m3
Acier HA	kg					7 833,63	102,2	Kg/m3
Coffrage métallique	m²	10,5	3,65	1		167,90		
<b>Chevêtre</b>								
Béton Q350	m3				2	99,30	2,5	T/m3
Acier HA	kg					9 749,27	98,18	Kg/m3
Coffrage	m2					119,75		
<b>Semelle</b>								
Béton Q350	m3	12	1,55	5	2	186,00	2,5	T/m3
Acier HA	kg					13 429,20	72,2	Kg/m3
Coffrage	m2					105,40		
<b>Pieux</b>								
Forage	m3				12	218,04		
Béton Q350	m3				12	218,04		T/m3
Acier HA	kg					15 236,64	69,88	Kg/m3
<b>CULEE</b>								
<b>Dalle de transition</b>								
Béton Q350	m3	12	0,35	3	2	25,20	2,5	T/m3
Acier HA	kg					1 457,82	57,85	Kg/m3
Coffrage	m2					21,00		
<b>Mur garde grève</b>								
Béton Q350	m3	12	1,83	0,35	2	15,37		T/m3
Acier HA	kg					1 960,24	127,52	Kg/m3
Coffrage	m2					90,40		
<b>Mur en retour</b>								
Béton Q350	m3				4	60,00		T/m3
Acier HA	kg				4	4 409,12	73,49	Kg/m3
Coffrage	m2				4	143,72		
<b>Mur de front</b>								
Béton Q350	m3	11,3	2	0,8	2	36,16		T/m3
Acier HA	kg					2 354,38	65,11	Kg/m3
Coffrage	m2					96,80		
<b>Semelle</b>								
Béton Q350	m3	12	1,55	4,4	2	163,68		T/m3
Acier HA	kg					12 681,93	77,48	Kg/m3
Coffrage	m2					101,68		

Désignation	Unité	Longueur(m)	Largeur(m)	e ou h(m)	Nombre	Quantité	Ratio	Unité
<b>Corbeau d'appui</b>								
Béton Q350	m3				2	2,43		T/m3
Acier HA	kg					174,96	72	Kg/m3
Coffrage	m2					13,04		
<b>Chevêtre</b>								
Béton Q350	m3	12	0,82	1,37	2	26,96		T/m3
Acier HA	kg					1 912,12	70,92	Kg/m3
Coffrage	m2					43,85		
<b>Pieux</b>								
Forage	m3				12	189,60		T/m3
Béton Q350	m3					189,60		T/m3
Acier HA	kg					14 690,21	77,48	Kg/m3

## **XII 2 CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES**

Le coefficient des déboursés est obtenue par la formule :  $K = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3(1 + T)}$

Les valeurs de  $A_i$  sont représentées dans le tableau suivant (pour une Entreprise virtuelle)

**Tableau 88) . Valeur de  $A_i$  pour le calcul du coefficient des déboursés  $K$**

Origine de frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie de frais	Indice de composition de chaque catégorie	$A_i = \sum a_i$
Frais généraux proportionnels au déboursé	- Frais d'agence et patente ; - Frais de chantier ; - Frais d'étude et de Laboratoire ; - Assurance	$a_1 = 5\%$ $a_2 = 7\%$ $a_3 = 10\%$ $a_4 = 5\%$	$A_1 = 27\%$
Bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de revient	- Bénéfice net et impôt ; - Aléas technique ; - Aléas de révision de prix ; - Frais généraux	$a_5 = 25\%$ $a_6 = 2\%$ $a_7 = 2\%$ $a_8 = 10\%$	$A_2 = 39\%$
Frais proportionnel au prix de règlement avec TVA	- Frais de siège	$a_9 = 0$	$A_3 = 0$

Alors,  $K = 1,8$

On entend par :

1 - Frais de chantier, tous les éléments tels que :

- ✓ Salaires, charges, frais de déplacements ;
- ✓ Logement de chantier, mobilier, installation diverse de non comprise dans l'installation de chantier.

2 - Frais d'études et de laboratoire, tous les éléments tels que :

- ✓ Frais de laboratoire au titre des essais de convenance d'agrément de contrôle ;
- ✓ Frais d'études ;
- ✓ Frais de conception et de plan.

3 - Aléas de révision des prix : tous les éléments rémunérant les aléas à la révision des prix ;

4 - Aléas techniques : aléas et imprévus technique (évacuation, accident).

**XII 3 SOUS DETAIL DES PRIX(les prix sont en MGA)**

N°: 01  
 Désignation de prix: **BETON ARME DOSE A 400**  
 Rendement: 25 m3/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Petits outillages	U	1	J	1	50 600	51 207			
Pervibrateurs	U	4	J	1	35 420	143 380			
Central béton	U	1	J	1	607 200	614 486			
Malaxeur	U	3	J	1	354 200	1 075 351			
TOTAL MATERIEL=									1 884 424,96
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
Chef de chantier	hj	1	H	1	1 822		1 822		
Chef d'équipe	hj	1	H	8	1 214		9 715		
Ouvriers spécialisés	hj	2	H	8	850		13 601		
Manœuvres	hj	8	H	8	708		45 338		
TOTAL MAIN D'ŒUVRE=									70 475,68
<b>MATERIAUX</b>									
Ciments	T	0,4	T	9,8	506 000			4 958 800	
Sables	m <sup>3</sup>	0,4	m3	9,8	5 060			49 588	
Gravillons	m <sup>3</sup>	0,8	m3	19,6	43 516			852 914	
TOTAL MATERIAUX									5 861 301,60
<b>K= 1,8</b>						Total des déboursés=			<b>7 816 202,24</b>
						Prix unitaire K.D/R =			<b>574 251,59</b>
						Prix unitaire arrondi=			<b>574 252,00</b>

N°: 02  
 Désignation de prix: **BETON ARME DOSE A 350**  
 Rendement: 26 m3/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Petits outillages	U	1	J	1	50 600	50 600			
Pervibrateurs	U	4	J	1	35 420	141 680			
Central béton	U	1	J	1	607 200	607 200			
Malaxeur	U	3	J	1	354 200	1 062 600			
TOTAL MATERIEL=									192 280,00
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
Chef de chantier	hj	1	H	1	1 822		1 822		
Chef d'équipe	hj	1	H	8	1 214		9 715		
Ouvriers spécialisés	hj	2	H	8	850		13 601		
Manœuvres	hj	8	H	8	708		45 338		
TOTAL MAIN D'ŒUVRE=									70 475,68
<b>MATERIAUX</b>									
Ciments	T	0,35	T	9,1	506 000			4 604 600	
Sables	m3	0,4	m3	10,4	5 060			52 624	
Gravillons	m3	0,8	m3	20,8	43 516			905 133	
TOTAL MATERIAUX									5 562 356,80
<b>K= 1,8</b>						Total des déboursés=			<b>5 825 112,48</b>
						Prix unitaire K.D/R =			<b>403 277,02</b>
						Prix unitaire arrondi=			<b>403 278,00</b>

N° 03  
 Désignation de prix: **BETON ARME DOSE A 250**  
 Rendement: 26 m3/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Petits outillages	U	1	J	1	50 600	50 600			
Pervibrateurs	U	4	J	1	35 420	141 680			
Central béton	U	1	J	1	607 200	607 200			
Malaxeur	U	3	J	1	354 200	1 062 600			
TOTAL MATERIEL=									192 280,00
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
Chef de chantier	hj	1	H	1	1 822		1 822		
Chef d'équipe	hj	1	H	9	1 214		10 930		
Ouvriers spécialisés	hj	1	H	9	850		7 651		
Manœuvres	hj	4	H	30	708		85 008		
TOTAL MAIN D'ŒUVRE=									105 409,92
<b>MATERIAUX</b>									
Ciments	T	0,25	T	6,5	506 000			3 289 000	
Sables	m3	0,4	m3	10,4	5 060			52 624	
Gravillons	m3	0,8	m3	20,8	43 516			905 133	
TOTAL MATERIAUX									4 246 756,80
<b>Total des déboursés=</b>									<b>4 544 446,72</b>
<b>Prix unitaire K.D/R =</b>									<b>314 615,54</b>
<b>Prix unitaire arrondi=</b>									<b>314 616,00</b>

N°: 04  
 Désignation de prix: **ENROBE DENSE A CHAUD**  
 Rendement: 140 T/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Finisseur	U	1	h	8	50 600	404 800			
Compacteur à jante lisse 10T	U	1	h	8	75 900	607 200			
Compacteur à jante lisse 6T	U	1	h	8	50 600	404 800			
Camion benne (12m3)	U	4	h	8	25 300	809 600			
Central enrobé									
<b>TOTAL MATERIEL=</b>									4 554 000,00
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
Chef de chantier	hj	1	H	8	1 822		14 573		
Chef d'équipe	hj	4	H	9	1 214		43 718		
Ouvriers spécialisés	hj	1	H	9	850		7 651		
Manœuvres									
<b>Chauffeurs</b>	hj	6	H	8	1 518		72864		
Mécaniciens	hj	4	H	8	1 518		48576		
<b>TOTAL MAIN D'ŒUVRE=</b>									312 060,32
<b>MATERIAUX</b>									
Bitume 80/100									
Gravillons 0/12,5	m3	0,95	m3	133	49 000				
<b>TOTAL MATERIAUX</b>									31 619 000,00
<b>Total des déboursés=</b>									<b>36 485 060,32</b>
<b>Prix unitaire K.D/R =</b>									<b>469 093,63</b>
<b>Prix unitaire arrondi=</b>									<b>469 094,00</b>



N°: 05  
 Désignation de prix: Couche d'imprégnation  
 Rendement: 15 T/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Lot de petit outillage	fft	1	fft	1	45 540	45 540			
Balayeur	U	1	h	4	35 420	141 680			
Rependeur	U	1	h	8	41 239	329 912			
TOTAL MATERIEL=									511 000,00
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
Chef de chantier	hj	1	H	1	1 822		1 822		
Chef d'équipe	hj	3	H	9	1 214		32 789		
Manœuvres	hj	18	H	8	708		102 010		
TOTAL MAIN D'ŒUVRE=									136 620,00
<b>MATERIAUX</b>									
Cut back 0/1	T	1	T	15	1 518 000			22 770 000	
TOTAL MATERIAUX									22 770 000,00
K= 1,8									
Total des déboursés=									23 417 620,00
Prix unitaire K.D/R =									2 810 114,40
Prix unitaire arrondi=									2 810 115,00

N°: 06  
 Désignation de prix: Aciers HA  
 Rendement: 4210 kg/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Lot de petit outillage	Fft	1	Fft	1	121 946	121 946			
TOTAL MATERIEL=									121 946,00
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
<i>Façonnage</i>									
Chef de chantier	hj	2	H	2	1 619		6 477		
Chef d'équipe	hj	5	H	4	1 214		24 288		
Ferrailleurs	hj	32	H	8	810		207 258		
Manœuvre	hj	21	H	8	708		119 011		
<i>Montage</i>									
Chef d'équipe	hj	2	H	2	1 214		4 858		
Ferrailleurs	hj	4	H	4	850		13 601		
Manœuvre	hj	1	H	8	1 518		12 144		
TOTAL MAIN D'ŒUVRE=									387 636,48
<b>MATERIAUX</b>									
Acier	kg	1	kg	4210	7 337			30 888 770	
Fil de fer recuit	kg	0,06	kg	252,6	3 593			907 491	
Ecarteur	U	0,027	U	113,7	1 619			184 054	
TOTAL MATERIAUX=									31 980 315,22
K= 1,8									
Total des déboursés=									32 489 897,70
Prix unitaire K.D/R =									13 891,17
Prix unitaire arrondi=									13 892,00

N°: 07  
 Désignation de prix: Coffrage  
 Rendement: 75 m²/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Lot de petit outillage	Fft	1	Fft	6	151 800	910 800			
TOTAL MATERIEL=									910 800,00
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
Chef d'équipe	hj	1	H	1	1 214		1 214		
Ouvriers spécialisés	hj	2	H	4	850		6 801		
Manœuvre	hj	8	H	8	708		45 338		
TOTAL MAIN D'ŒUVRE=									53 352,64
<b>MATERIAUX</b>									
Élément métallique	U	1	U	37,5	25 300			948 750	
Etais	U	1	U	150	14 168			2 125 200	
TOTAL MATERIAUX=									3 073 950,00
<b>Total des déboursés=</b>									<b>4 038 102,64</b>
<b>K= 1,8</b>									<b>Prix unitaire K.D/R = 96 914,46</b>
									<b>Prix unitaire arrondi= 96 915,00</b>

N°: 08  
 Désignation de prix: FORAGE DES PIEUX  
 Rendement: 200 m3/jour

Désignation	Unité	Quantité	Coût			Dépense			Total
			U	Q	PU	MTRL	MO	MTRO	
<b>MATERIEL:</b>									
Pelles	U	1	h	8	253 000	2 024 000			
Pompe PDM	U	2	h	8	42 504	680 064			
Groupe électrogène	U	1	h	8	2 125	17 002			
Trax 950E	U	1	h	8	50 600	404 800			
pompe trido	Mois	1	Mois	1	202 400	202 400			
Camion benne	U	2	h	4	50 600	404 800			
Poste soudure autonome	U	2	h	8	50 600	809 600			
TOTAL MATERIEL=									4 542 665,60
<b>MAIN D'ŒUVRE</b>									
Chef de chantier	hj	1	H	8	1 822		14 573		
Chef d'équipe	hj	2	H	8	1 214		19 430		
Manœuvres	hj	8	H	8	708		45 338		
Chauffeurs	hj	1	H	8	1 518		12 144		
soudeur	hj	1	H	2	1 417		2 834		
Boueur	hj	4	H	8	759		24 288		
Magasinier	hj	2	H	8	1 214		19 430		
Foreur	hj	12	H	8	759		72 864		
Mécaniciens	hj	2	H	2	1 822		7 286		
TOTAL MAIN D'ŒUVRE=									218 187,20
<b>MATERIAUX</b>									
Bentonite	t	0,07188	t	14,38	389 620			402 557	
Gaz oil	L	8	L	4587	2 226			10 091 400	
Lubrifiant	L	1	L	72	3 846			273 600	
Baguette ordinaire	Etui	1	Etui	4	13 814			54 600	
Baguettes de rechargement	Etui	1	Etui	5	43 020			212 550	
Baguettes de découpe	Etui	1	Etui	4	23 074			91 200	
Baguettes NF59	Etui	1	Etui	6	26 767			158 700	
Baguette inox	Etui	1	Etui	2	32 030			63 300	
TOTAL MATERIAUX=									11 347 906,60
<b>Total des déboursés=</b>									<b>16 108 759,40</b>
<b>K= 1,8</b>									<b>Prix unitaire K.D/R = 144 978,83</b>
									<b>Prix unitaire arrondi= 144 979,00</b>

**XII 4 BORDEREAU DES DETAILS ESTIMATIFS**

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU	Montant
<b>100</b>	<b>PRIX GENERAUX</b>				
101	Installation et repli de chantier	Fft	1	250 000 000	250 000 000,00
102	Sondages et études géotechniques	Fft	1	100 000 000	100 000 000,00
				<b>Total</b>	<b>350 000 000,00</b>
<b>200</b>	<b>TERRASSEMENT</b>				
202	Remblais d'accès aux abords des ponts	m3	962,85	90 000	86 656 500,00
204	Protection (accès)	m²	0	0	0,00
				<b>Total</b>	<b>86 656 500,00</b>
<b>300</b>	<b>ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE</b>				
	<b>Chaussée</b>				
302	Revêtement BB (6cm)	T	76,067	469 094	35 682 573,40
				<b>Total</b>	<b>35 682 573,40</b>
	<b>Dalle+Trottoir+Garde corps+Poutre tablier de rive</b>				
303	Béton Q350	m3	243,20	569 204	138 429 039,80
304	Acier HA	kg	10 353,93	13 892	143 836 849,80
305	Coffrage	m2	699,64	26 409	18 476 792,80
				<b>Total</b>	<b>300 742 682,40</b>
	<b>Entretoises</b>				
306	Béton Q350	m3	68,63	569 204	39 062 997,40
307	Acier HA	kg	10294,11	13 892	143 005 801,20
308	Coffrage	m2	256,12464	26 409	6 763 995,60
				<b>Total</b>	<b>188 832 794,20</b>
	<b>Poutres VIPP</b>				
309	Béton Q400	m3	85	574 252	48 983 695,60
310	Acier HA	kg	12 184	13 892	169 261 595,40
311	Armature de précontrainte	Kg	4 265	40 000	170 607 426,80
312	Coffrage	m2	784,86	26 409	20 727 281,40
				<b>Total</b>	<b>409 579 999,20</b>
<b>400</b>	<b>ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE</b>				
	<b>Pile</b>				
	<b>Voile</b>				
401	Béton Q350	m3	76,65	569 204	43 629 486,60
402	Acier HA	kg	4852,1	13 892	67 405 373,20
403	Coffrage métallique	m2	316,5	26 409	8 358 448,60
				<b>Total</b>	<b>119 393 308,40</b>

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU	Montant
<b>Chevêtre</b>					
404	Béton Q350	m3	13,6	569 204	7 741 174,40
405	Acier HA	kg	1335,2	13 892	18 548 598,40
406	Coffrage	m2	30,6	26 409	808 115,40
				<b>Total</b>	<b>27 097 888,20</b>
<b>Semelle de liaison</b>					
407	Béton Q350	m3	26,6	569 204	15 140 826,40
408	Acier HA	kg	1920,5	13 892	26 679 586,00
409	Coffrage	m2	32,2	26 409	850 369,80
				<b>Total</b>	<b>42 670 782,20</b>
<b>Pieux sous pile</b>					
410	Forage	m3	78,8	144 979	11 424 345,20
411	Béton Q350	m3	78,8	569 204	44 853 275,20
412	Acier HA	kg	5507,5	13 892	76 510 190,00
				<b>Total</b>	<b>132 787 810,40</b>
<b>Culée</b>					
<b>Dalles de transition</b>					
413	Béton Q250	m3	2,7	314 616	849 463,20
414	Béton Q350	m3	16,2	569 204	9 221 104,80
415	Acier HA	kg	937,2	13 892	13 019 582,40
416	Coffrage	m2	4,5	26 409	118 840,60
				<b>Total</b>	<b>23 208 991,00</b>
<b>Mur garde grève</b>					
417	Béton Q350	m3	1,647	569 204	937 479,00
418	Acier HA	kg	210,02544	13 892	2 917 673,40
419	Coffrage	m2	109,8	26 409	2 899 708,20
				<b>Total</b>	<b>6 754 860,60</b>
<b>Mur en retour</b>					
420	Béton Q350	m3	20,6	569 204	11 725 602,40
421	Acier HA	kg	1516,8	13 892	21 071 385,60
422	Coffrage	m2	143,7	26 409	3 794 973,40
				<b>Total</b>	<b>36 591 961,40</b>
<b>Corbeau d'appui</b>					
423	Béton Q350	m3	2,4	569 204	1 366 089,60
424	Acier HA	kg	174,9	13 892	2 429 710,80
425	Coffrage	m2	13	26 409	343 317,00
				<b>Total</b>	<b>4 139 117,40</b>

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU	Montant
<b>Mur de front</b>					
426	Béton Q350	m3	61,4	569 204	34 949 125,60
427	Acier HA	kg	4000,4	13 892	55 573 556,80
428	Coffrage	m2	166,4	26 409	4 394 457,60
				<b>Total</b>	<b>94 917 140,00</b>
<b>Semelle de liaison</b>					
429	Béton Q350	m3	72	569 204	40 982 688,00
430	Acier HA	kg	5578,6	13 892	77 497 911,20
431	Coffrage	m2	5578,6	26 409	147 325 247,40
				<b>Total</b>	<b>265 805 846,60</b>
<b>Pieux sous culée</b>					
432	Forage	m3	36,2	144 979	5 248 239,80
433	Béton Q350	m3	36,2	569 204	20 605 184,80
434	Forage	m3	2802,7	13 892	38 935 108,40
				<b>Total</b>	<b>64 788 533,00</b>
<b>500</b>	<b>Equipement</b>				
502	Appareils d'appui	U	12	162 000	1 944 000,00
503	Gargouille	ml	98	46 016	4 509 568,00
504	Panneau de signalisation	U	2	288 486	576 972,00
505	Joint de chaussée	ml	21	120 000	2 520 000,00
506	Peinture pour marquage horizontal	M2	32,4	32 275	1 045 710,00
				<b>Total</b>	<b>10 596 250,00</b>
				<b>TOTAUX</b>	<b>2 163 655 077,00</b>

Le coût d'investissement s'élève à **DEUX MILLIARDS CENT SOIXANTE TROIS MILLIONS SIX CENT CINQUANTE CINQ MILLES SOIXANTE DIX SEPT ARIARY.**

## **CHAPITRE XIII. ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX**

Actuellement, l'importance de la préservation de l'environnement est reconnue par la loi malgache. Madagascar a maintenant un grand défi ce qui est de répondre à la question : « comment réduire la pauvreté tout en préservant l'environnement ? » D'où l'adoption de la loi portant Charte environnementale Malagasy et la promulgation du décret relatif à la Mise En Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE), plus précisément du décret 99-954, ce qui impliquent une obligation pour les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement d'être soumis soit à une Etude d'Impact Environnemental (EIE), soit à un Programme d'Engagement Environnemental (PREE), selon la nature technique, l'ampleur de ces projets et la sensibilité de leurs milieux d'implantation.

### **XIII 1 Présentation du promoteur**

Bref, le projet revient à une société de la Madagascar Mineral Investments Ltd (MMI), sa filiale malgache à 100 %, la Korea Resources Corporation (KORES), la Sumitomo Corporation (Sumitomo), et la SNC-Lavalin Inc. (SNC). Compte tenu des exigences fiscales à Madagascar, l'actif du projet doit être réparti entre deux sociétés : l'Ambatovy Minerals Société anonyme (AMSA) et la Sherritt – Dynatec Madagascar Société anonyme (DMSA). Les actions de la MMI, société de droit malgache, sont détenues à 100 % par la Sherritt – Dynatec, qui est une des plus grandes transnationales dans l'exploitation de minerais et de métaux dans le monde.

### **XIII 2 Portée des impacts à évaluer :**

Voici les éléments particuliers à examiner qui figurent les impacts sur :

- ✓ La santé et la sécurité de la population ainsi que l'environnement naturel au niveau du patrimoine naturel dans un contexte transfrontière ou global
- ✓ L'environnement social (par exemple, le déplacement et la réinstallation des populations) ; l'économie locale (conditions de substance et emploi), l'exploitation des sols et des ressources locales ; les institutions sociales, notamment l'infrastructure et la prise de décisions au niveau local, les structures sociales et services annexes existants ; les groupes de population socialement vulnérable (par exemple, les populations pauvres) ;

- ✓ Par ailleurs, il faut considérer les incidences cumulatives et celles qui sont secondaires ou dérivées. L'ensemble de ces impacts doit, dans la limite du raisonnable, faire l'objet d'une évaluation environnementale et sociale de même que les effets générés durant le cycle de vie du projet.

### **XIII 3 Les sources d'impact :**

Comme notre projet fait partie de la construction l'axe reliant la RN2 et le port, alors en tenant compte des investigations effectuées sur terrain et de la nature technique des travaux de construction à mener, on distingue plusieurs catégories de sources d'impacts sur:

#### **XIII.3.1 Les travaux prévus**

Les travaux mentionnés ci-après peuvent influencer l'environnement et peuvent être considérés comme source d'impact :

- ✓ Installation de chantier (base, aire de stockage, aire de Préfabrication..) ;
- ✓ Extraction et transport des matériaux utiles ;
- ✓ Préparation des enrobés ;
- ✓ Remise en état des sites d'exploitation, fermeture et repli de chantier.

Les travaux mentionnés ci-dessus, ne sont qu'à titre indicatif, mais sont en relation directe avec l'étude d'impact environnemental.

En dehors des travaux liés directement à la construction de l'ouvrage, on peut aussi mentionner les éléments suivants :

- ✓ Les expropriations de certains terrains privés ;
- ✓ L'exploitation des carrières et des gîtes d'emprunts ;
- ✓ Les stations de concassage ;
- ✓ Le recrutement des ouvriers.

Les travaux de construction à entreprendre pourraient avoir des impacts positifs ou négatifs sur les composantes environnementales existantes. L'identification des impacts probable est inspirée à partir de :

- ✓ La description à l'état initial de l'environnement sur le milieu physique, biologique et humain ;

- ✓ La description des interventions afférentes aux travaux de construction de l'axe ;
- ✓ Les carrières et les gîtes d'emprunts.

Parmi les travaux associés au projet de construction de la route de pont, on peut citer l'exploitation des gîtes d'emprunt et de la carrière. De telles exploitations peuvent ainsi engendrer des impacts négatifs sur l'environnement si on ne respecte pas les prescriptions environnementales

### **XIII.3.2 Evaluation des impacts :**

#### **XIII.3.2.1) La méthodologie d'évaluation des impacts**

Trois critères doivent être considérés afin d'avoir beaucoup plus d'objectivité sur l'évaluation des impacts : l'intensité, la portée et la durée. Ces critères relateront ensuite l'importance des impacts. Leur identification permettra ensuite de définir les mesures d'atténuations des impacts jugés mineur, moyen et majeur, et d'élaborer le Plan environnementale relatif aux travaux de construction envisagés dans le projet.

Concernant les trois critères utilisés, les définitions suivantes ont servi d'outil d'appréciation des impacts identifiés :

L'intensité peut être forte, moyenne ou faible. Elle est :

- ✓ Forte si l'impact remet en cause de la totalité du projet et altère le milieu récepteur ;
- ✓ Moyenne si l'impact réduit partiellement la qualité du milieu récepteur ;
- ✓ Faible si l'impact ne modifie pas trop le milieu récepteur.

La portée peut être régionale, locale ou ponctuelle. Elle est :

- ✓ Régionale si l'impact ressenti par une grande partie de la population et s'étend en surface. Dans le cadre de cette étude, le Fivondronana de Tamatave est pris comme référence.
- ✓ Local si l'impact est senti par l'environnement immédiat du projet, c'est-à-dire dans la zone du projet.
- ✓ Ponctuelle si l'impact est senti dans une petite aire bien définie.

La durée peut être longue, moyenne ou courte. Elle est

- ✓ Longue est si l'effet est ressenti sur une longue période et indéterminée ;



- ✓ Moyenne si la période est assez courte et déterminée ;
- ✓ Courte si la période est très courte puis passagère.

### **XIII.3.2.2) Evaluation des impacts :**

#### **a) Phase préparatoire :**

Durant la période de recrutement des ouvriers, l'afflux de la population avoisinante est probable, étant donné la proximité d'une nouvelle source de revenu.

Le transport et la circulation des engins peuvent entraîner :

- ✓ L'altération de la qualité de l'air par la poussière ;
- ✓ Une gêne à la circulation ;
- ✓ L'augmentation du bruit aux bords des lieux de construction et de l'infrastructure.

L'accès à ce projet traverse des terrains privés et des habitations.

La population concernée risque de perdre leurs activités.

#### **b) Phase de constructions :**

Durant la phase de construction, l'augmentation du bruit et de la poussière aux bords de lieux de construction peut perturber la population environnante.

L'altération de la qualité de l'air par la poussière, pourraient provoquer de destruction ou la modification de la couverture végétale.

La préparation et la mise en œuvre des produits noirs pourraient avoir comme conséquence la contamination de la nappe phréatique et des eaux de surface. Une dégradation de la santé des travailleurs et de la population avoisinante pourrait également être due à l'émission de gaz nocif provenant des produits noirs (bitumes).

La réalisation des appuis de l'ouvrage pourrait contaminer le Canal de Pangalana, alors que certains habitants, notamment les habitants le long du Canal utilisent cette eau pour des usages ménagers.

Durant l'exploitation de la carrière (tirs à l'explosif, concassage, stockage) des maladies pulmonaires irréversibles dues aux poussières de carrière pourraient survenir à la population environnante et aux ouvriers. Il y a également risque d'augmentation du bruit due aux tirs à l'explosif.

Les travaux d'emprunt (Décapage, Buttage, Extraction, Excavation) pourraient entraîner l'amorçage d'érosions déjà significatives au niveau de certains sites d'extractions. Ces travaux pourraient aussi l'accélération du ruissellement des eaux de pluie.

Une augmentation des risques d'accident routier est à craindre lors du transport de matériaux.

*c) Phase d'exploitation :*

A la fin de la phase de construction du projet, des trafics induits circuleront cet axe. D'une façon générale, l'augmentation du trafic pourrait provoquer une augmentation du risque d'accidents routiers. En outre, la présence des infrastructures aurait comme conséquence majeure l'afflux des constructions illicites aux abords de la nouvelle infrastructure.

Le tableau suivant synthétise les impacts probables susceptibles de se produire durant la réalisation du projet et la construction du projet. De plus il définira l'importance des impacts identifiés selon l'analyse multicritère mentionnée auparavant.

**Tableau 89) . Les impacts probables.**

Activités/sources d'impact	Impacts	Intensité	Portée	Durée	Importance
<b>SUR LE MILIEU PHYSIQUE</b>					
Transport et circulation des engins	Altération de la qualité de l'air par la poussière ;	Moyenne	Locale	Courte	Moyenne
	Gêne à la circulation.	Moyenne	Locale	Courte	Moyenne
Préparation et Mise en œuvre des Produits noirs	Contamination de la nappe phréatique et des eaux de surface	Forte	Ponctuelle	Moyenne	Moyenne
Installation de chantier	Pollution du sol et de l'eau par les déchets de chantier	Forte	Locale	Moyenne	Moyenne
Extraction gîtes d'emprunt	Erosion et déstabilisation du sol	Forte	Ponctuelle	Longue	Majeure
Exploitation de carrière. Travaux d'emprunt	Amorçage d'érosion	Forte	Ponctuelle	Longue	Majeure
Fermeture du chantier	Modification de la topographie et destruction de la beauté du paysage	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
<b>SUR LE MILIEU BIOLOGIQUE</b>					
Installation de chantier. Préparation et Mise en œuvre des produits noirs	Destruction ou modification de la couverture végétale	Moyenne	Ponctuelle	Longue	Moyenne
Exploitation de carrière	Migration forcée à la suite de la perturbation de l'habitat	Moyenne	Ponctuelle	Courte	Mineure

SUR LE MILIEU HUMAIN					
Recrutement des ouvriers	Afflux des populations aux alentours	Forte	Régionale	Courte	Moyenne
Manipulation, préparation des produits noirs	Atteinte à la santé des travailleurs et des populations avoisinantes due à l'émission de gaz nocif provenant des produits noirs	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Transport des matériaux et circulation des engins, machinerie et des équipements	Augmentation du risque d'accidents routiers ;	Forte	Régionale	Longue	Majeure
	Encombrement des voies publiques ;	Forte	Régionale	Moyenne	Majeure
	Gêne à la circulation des véhicules.	Forte	Régionale	Longue	Majeure
	Nuisances sonores dues au passage fréquent de camions	Forte	Régionale	Moyenne	Moyenne
Travaux de construction	Augmentation du bruit et de la poussière aux abords des lieux de construction et de l'infrastructure	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Campement temporaire des ouvriers	Risques de propagation du VIH /SIDA	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Fin de chantier	Reconversion d'activités pour les ouvriers	Moyenne	Régionale	Moyenne	Majeure
Exploitation de la nouvelle infrastructure	Afflux des constructions illicites aux abords de la nouvelle infrastructure	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne

### **XIII 4 Mesures d'atténuation :**

Il s'agit de l'ensemble des précautions ou moyens à entreprendre afin de minimiser et même d'annuler les impacts négatifs des travaux de réhabilitation sur l'environnement et la population. Concernant les mesures d'atténuation proposées, le tableau suivant récapitule les actions à entreprendre :

**Tableau 90) . Mesures d'atténuation proposées**

Impact probable	Mesures d'atténuation
Altération de la qualité de l'air par les poussières	Eviter de travailler durant les périodes de vent ; Limiter la vitesse de croisière dans les agglomérations ; Arroser périodiquement les pistes en terre (surtout aux environs immédiats des zones d'habitants)
Gêne à la circulation	Eviter le transport durant les heures de pointe ; Information du public sur la tenue du projet ; Choisir le tracé qui pourrait éviter les agglomérations

Impact probable	Mesures d'atténuation
Contamination de la nappe phréatique et des eaux de surface	Disposer des plans d'urgences opérationnels en cas de déversement accidentel ; Eviter les zones perméables, proches des cours d'eau, proches des habitants lors de l'implantation de l'unité de fabrication des produits noirs
Pollution du sol et de l'eau par les déchets de chantier	Disposer un plan de gestion des déchets de chantier
Erosion et déstabilisation du sol	Respect des règles d'art pendant les travaux d'extraction ; Disposer de plans de fermeture et d'aménagement pour chaque gîte utilisé
Amorçage d'érosion	Respect des règles d'art pendant les travaux d'extraction ; Disposer des plans de fermeture et d'aménagement pour chaque carrière utilisée
Destruction ou modification de la couverture végétale	Planter toutes les installations connexes en dehors des zones boisées
Afflux des populations aux alentours	Prioriser le recrutement local ;
Atteinte à la santé des travailleurs et des populations avoisinantes due à l'émission de gaz nocif provenant des produits noirs	Port de masques obligatoires pour les ouvriers ; Implantation du site de préparation d'enrobée éloignée des zones d'habitants ; Eviter de travailler pendant la période de vent
Augmentation du risque d'accidents routiers	Eviter le transport durant les heures de pointe ; Information du public sur la tenue du projet ; Choisir le tracé qui pourrait éviter les agglomérations ; Limiter la vitesse de croisière en passage des zones habitées
Encombrement des voies publiques	Eviter le transport durant les heures de pointe ; Information du public sur la tenue du projet ; Utiliser les matériaux de transport qui respectent les normes applicables à Madagascar (Toutes les véhicules devraient avoir une attestation de conformité à la mise en circulation délivrée par la Direction des Transports du MTPT)
Gêne à la circulation des véhicules	Eviter le transport durant les heures de pointe ; Information du public sur la tenue du projet ; Disposer des agents de circulation ou de panneaux de signalisation
Nuisances sonores dues au passage fréquent de camions	Eviter de travailler durant les heures de repos (surtout la nuit) ; Maintenir les véhicules utilisés en bon état
Maladies pulmonaires	Port de masques obligatoires pour les ouvriers ; Implantation du site de préparation d'enrobée éloignée des zones d'habitations
Propagation du VIH-SIDA	Distribution gratuite de préservatifs aux ouvriers ; Organisation de séances d'information sur le SIDA ; Incitation au dépistage volontaire

Impact probable	Mesures d'atténuation
Augmentation du bruit et des poussières aux abords des lieux de construction et de l'infrastructure	Eviter de travailler durant les périodes de vent ; Limiter la vitesse de circulation dans les agglomérations ; Arroser périodiquement les pistes en terre (surtout aux environs immédiats des zones d'habitations) ; Eviter les travaux bruyants durant les heures de repos (surtout la nuit)
Plus value foncière et risque de recrudescence de litiges fonciers affectant notamment les propriétés traditionnelles non enregistrées	Expropriation raisonnable (reloger les expropriés) ; Concertation avec les populations concernées ; Choisir un tracé qui évitera autant que possible la traversée des habitations et des champs de cultures
Perte d'activités et de revenus	Vérifier avec les agriculteurs l'utilisation prévue de leurs terroirs avant les travaux ; Effectuer les travaux de façon à nuire le moins possible aux cultures et aux pratiques culturelles existantes (durée, période, étendue) ; Favoriser la création d'emploi et la reconversion d'activités
Reconversion d'activités pour les ouvriers	Favoriser la création d'emploi et la reconversion d'activités
Afflux des constructions illicites aux abords de la nouvelle infrastructure	Réaliser des aménagements paysagers aux abords des nouvelles infrastructures ; Elaborer des textes limitant les zones constructibles dans les environs de l'axe

### **XIII 5 Résumé**

La mise en place d'un ouvrage de franchissement tel que le pont de Pangalana représentera un atout significatif pour le projet Ambatovy et ensuite l'Etat Malagasy. L'extension du développement urbain, commerciale, résidentiel au Sud-ouest de Tamatave est considérablement favorisée. Le pont de Pangalana constitue un aménagement structurant pour le développement économique de Tamatave.

Pour ce qui est des éléments du milieu physique, il n'y a pas d'impact considérable qui touchent la modification de la topographie, ni du recouvrement

En ce qui concerne le milieu biologique, aucune espèce faunique ou floristique rare, menacée ou endémique à Madagascar n'est présente dans les différents secteurs d'implantation du pont de Pangalana.

La construction du pont entraîne des impacts négatifs temporaires sur le milieu humain. En période de construction.

La construction du pont entraîne des impacts positifs considérable et majeur sur l'environnement social surtout dans le milieu du transport des biens et des personnes.

Toutefois des mesures d'accompagnement doivent être formulées de manière à limiter les impacts à un niveau acceptable pour le milieu naturel, la population, les activités et les biens et infrastructures.

## CONCLUSION

L'étude et la conception d'un pont relèvent énormément d'application et de compétence visant à déterminer une variante la plus optimum. La conception du pont découle d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale. Ainsi, la phase d'étude sommaire au cours de laquelle on choisit cette variante, s'avère très importante pour les concepteurs.

Des deux types de structure les plus adaptés à la travée centrale de longueur 25 m et de largeur 12m, un pont à quatre poutres sous chaussée est l'optimum. Cette travée est dimensionnée pour le trafic routier du pays. Pour son usage éventuel, notamment le passage de l'autoclave de 1200 tonnes, elle sera renforcée par un appui en arc formé par des profilés assemblés par des boulons qu'on pourra démonter et utiliser ailleurs. Le coût des ossatures seront à rattraper par ses réutilisations.

Nous avons tenu à proposer la structure en poutrelles enrobées dans le but d'inciter les investisseurs à s'élancer dans ce domaine, vu l'image architecturale qu'il offre.

La réalisation de ce mémoire de fin d'étude nous a permis de voir les différentes étapes de la conception de différentes structures.

Le présent mémoire est surtout l'application de toutes les connaissances et formations acquises durant toutes les années d'études d'ingéniorat. L'élaboration de ce travail est déjà une étape dans le milieu professionnel et une incitation aux recherches scientifiques et techniques.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1]. ALBIGES M. et COIN André, *Resistance des matériaux appliquée, Tome 1*, Edition EYROLLES, 575pages
- [2]. Cahier de prescription commune Fascicule 61 Titres I à IV, 1964, Conception et épreuves des ouvrages d'art de Madagascar, Imprimerie nationale de Madagascar, 85 pages.
- [3]. CALGARO J. A., et VIRLOGEUX M., 1987, *Projet de construction des ponts, généralités, Fondations, appuis, ouvrages courants*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- [4]. CHARON P., *Exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L. 83*.
- [5]. CHAUSSIN R., *Béton précontraint, Technique de l'ingénieur*, 78 pages.
- [6]. COURBON J., *Resistance des matériaux Tome 1*.
- [7]. COURBON J., *Resistance des matériaux Tome 2*.
- [8]. DREUX G., 1984, *Cours pratique du béton précontraint, Règles BPEL*, Edition Eyrolles.
- [9]. Fascicule n° 62- Titre I - Section II, Avril 1999, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites –BPEL 91 révisé 99*, 399 pages.
- [10]. Fascicule n° 62- Titre V, *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en Génie Civil*, 188pages.
- [11]. Fascicule N° 62- Titre V, *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, ,189 pages.
- [12]. FRANK R. *Technique de l'ingénieur C-248*
- [13]. FRANK R., *Fondations profondes*, 45 pages.
- [14]. FREYSSINET, *Agrément de procédé de précontrainte*,41pages
- [15]. GRATTESAT G., 1978, *Conception des ponts*, Editions Eyrolles.
- [16]. GUERRIN, *Traité du Béton Armé -III*, 123 pages.
- [17]. MASSONNET Ch., Janvier 1962, *COMPLEMENTS A LA METHODE DE CALCUL DES PONTS A POUTRES MULTIPLES*, ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS; Quinzième Année, N°169.
- [18]. Ministère de l'équipement et du logement et du ministère des transports, Fascicule61-TitreII, *Conception et épreuves des ouvrages d'art*, 71 pages
- [19]. MOREL J., *Formulaire de construction métallique CM 66 + Additif 80*
- [20]. Mougin J.-P., troisièmes tirage 2004, *BAEL 91 modifié 99 et DTU associés*, EYROLLES deuxième Edition 2000, 287pages



- [21]. PERCHAT J. et ROUX J., 1999, Pratique du BAEL 91, cours avec exercices corrigés, EYROLLES, 444 pages.
- [22]. PICARD A, 1985, Béton précontraint Tome 2, Gaëtan Morin éditeur, 294 pages.
- [23]. PICARD A., 1983, Béton précontraint Tome 1, Gaëtan Morin éditeur, 355pages.
- [24]. RAJOELINANTENAINA S., Cours de pont, ESPA
- [25]. SETRA LCPC, Conception des ponts, 162 pages.
- [26]. SETRA, Appuis des tabliers, PP 73 1.3.2 Calculs complémentaires, Ferrailages types, 64 pages.
- [27]. SETRA, Décembre 1974, Appareils d'appuis en élastomère fretté, Min. de l'équipement, , 50 pages
- [28]. SETRA, Décembre 1985, Ponts dalle à poutrelles ajourées précontraints, Guide de conception.
- [29]. SETRA, Février 1996, Ponts à Poutres Préfabriquées Précontraintes par post-tension, Guide de conception.
- [30]. SETRA, Janvier 1999, Guide du projeteur ouvrage d'art – Ponts courant, SETRA, 356 pages.
- [31]. SETRA, Mai 1972, Calcul de hourdis de ponts, 182pages
- [32]. SETRA, Mai 1995, Ponts routes à tablier en poutrelles enrobées, 115pages.
- [33]. THONIER H., 1991, Le projet de béton armé, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

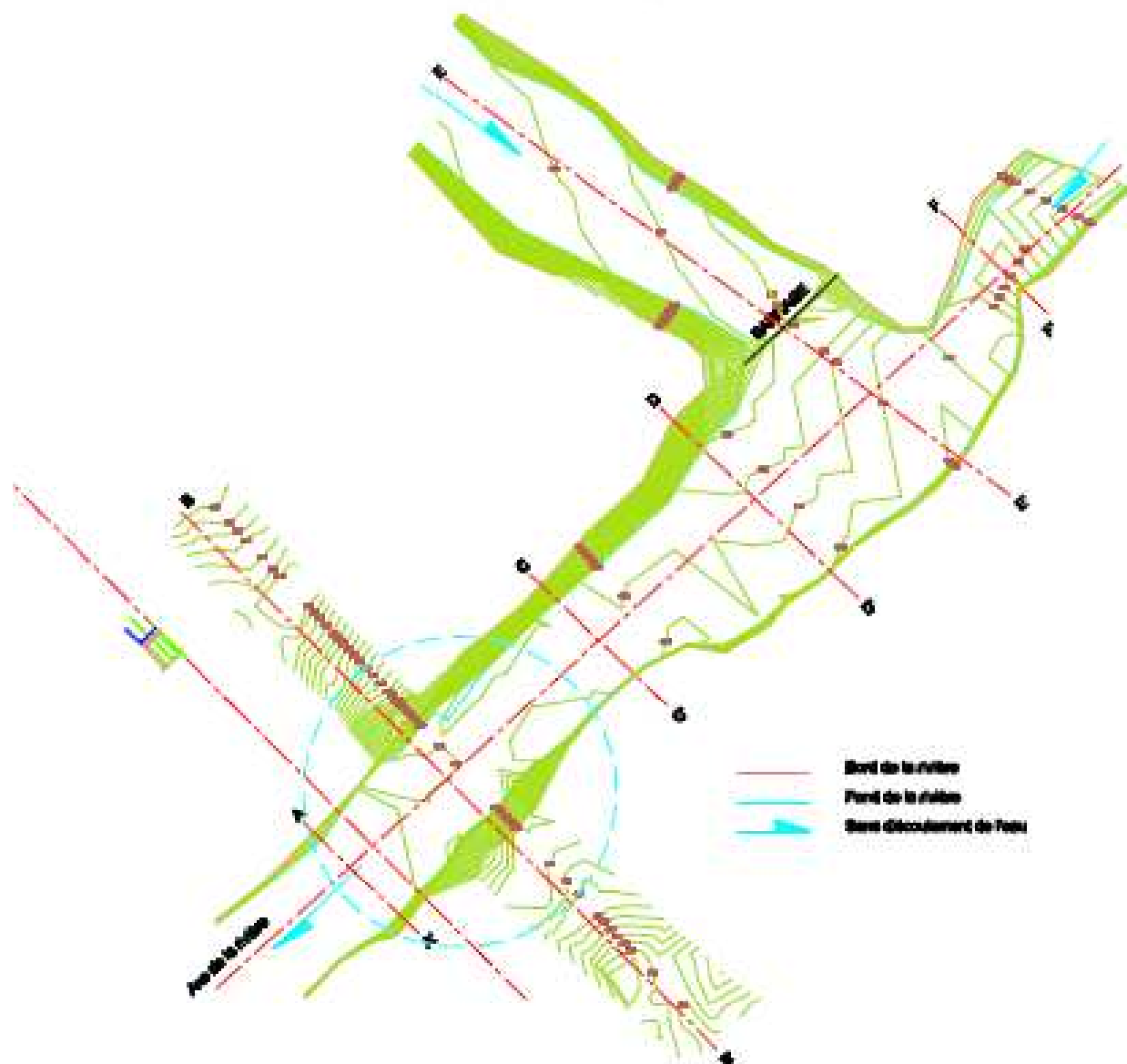
#### Webiographie

- [34]. [www.geniecivil.org](http://www.geniecivil.org)
- [35]. [www.librecours.org](http://www.librecours.org)
- [36]. [www.scorec.rpi.edu](http://www.scorec.rpi.edu)
- [37]. [www.technique-ingenieur.fr](http://www.technique-ingenieur.fr)

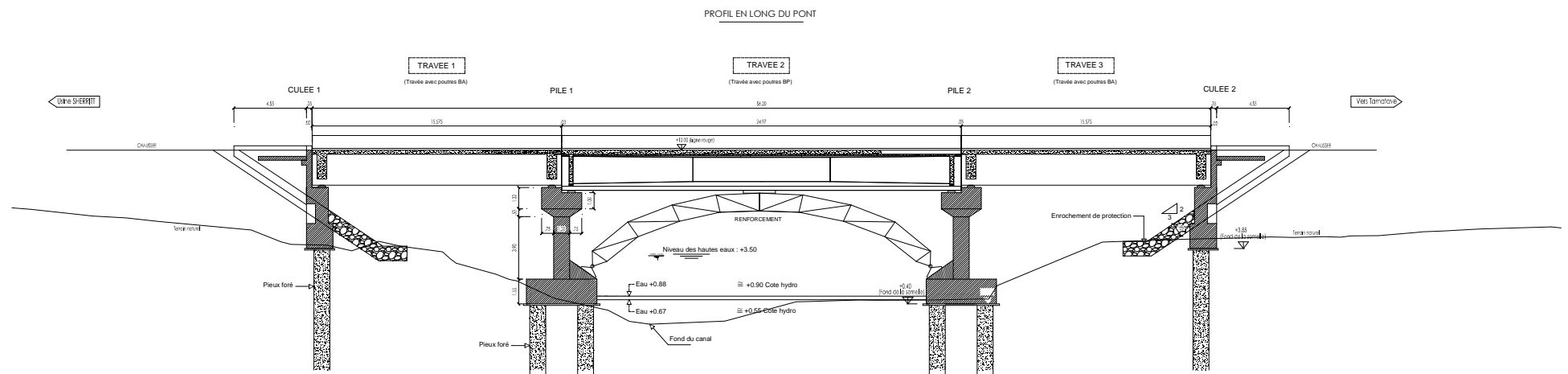
# **ANNEXES**

***ANNEXE 1. DELIMITATION ET DESCRIPTION DES  
ELEMENTS DU PROJET***

## PROJET DE PONT TAMATAVE

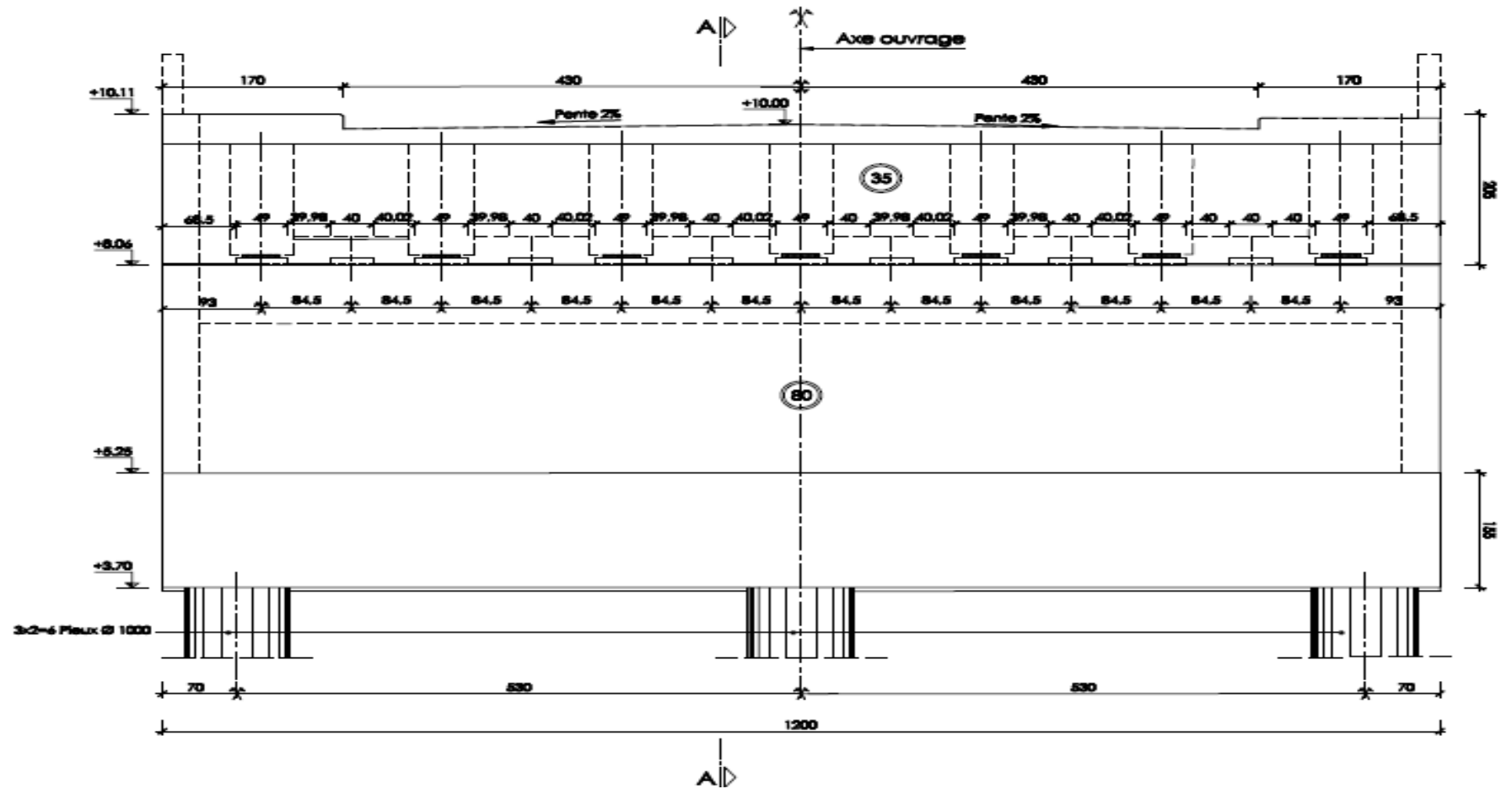


**A / 2).**      **Profil en long du pont**

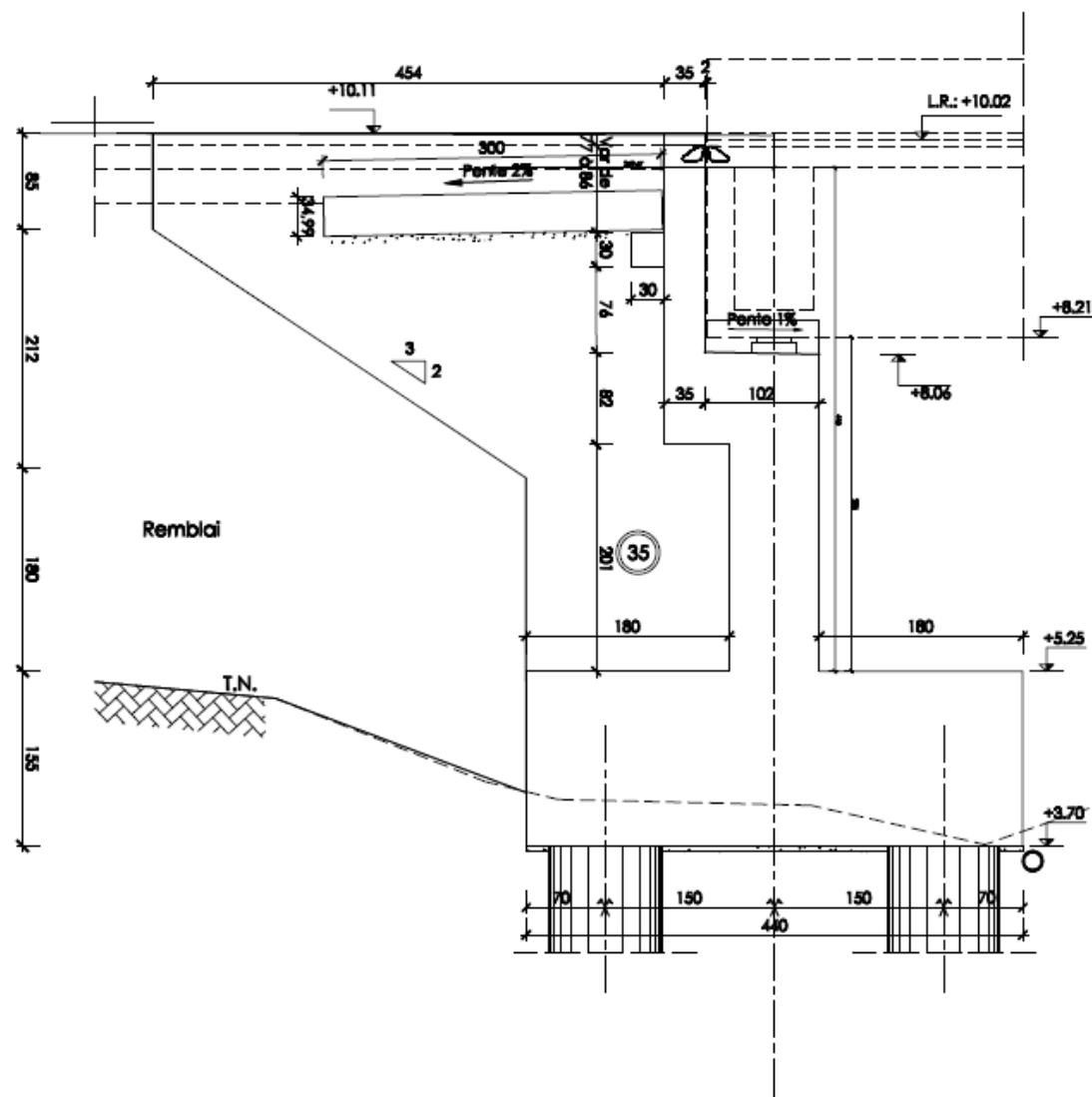


A13). CULEE

a) Elévation culée

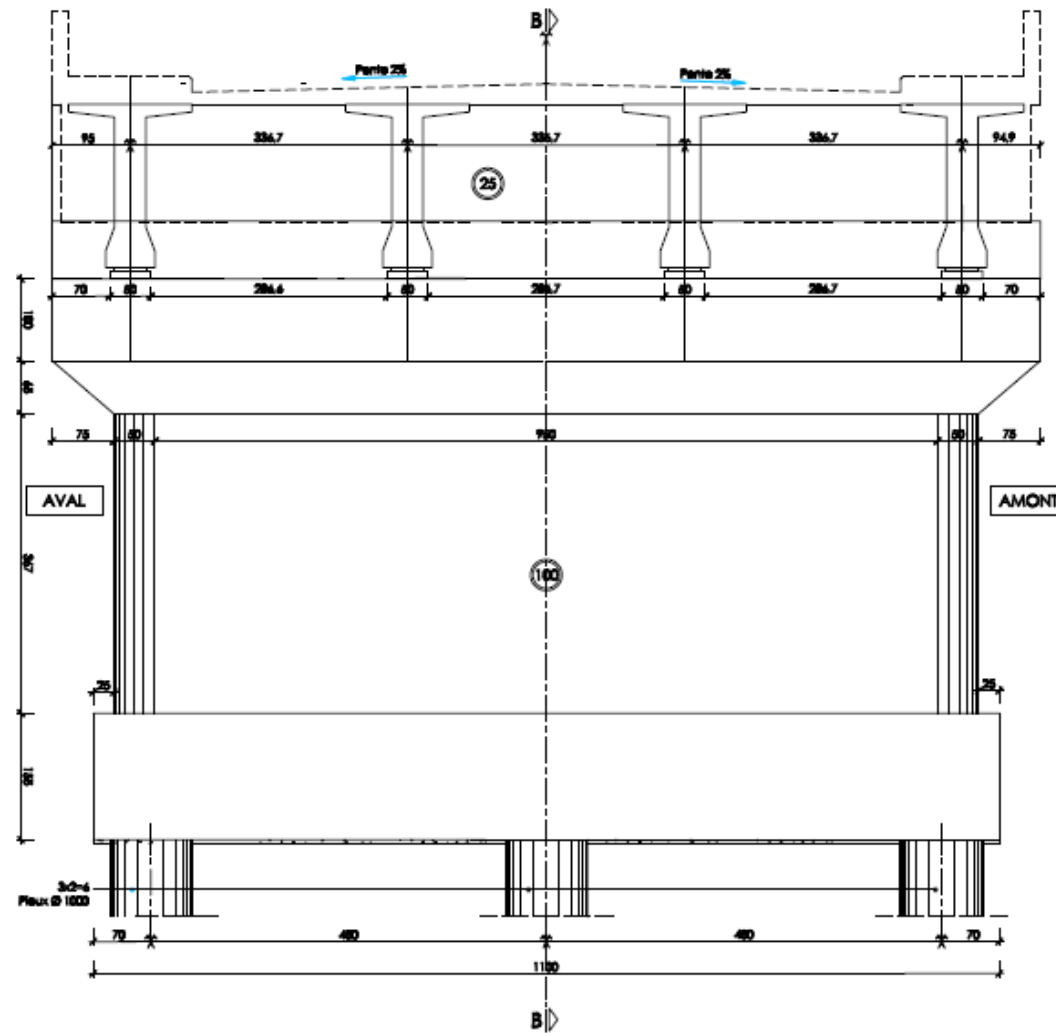


b) COUPE A – A



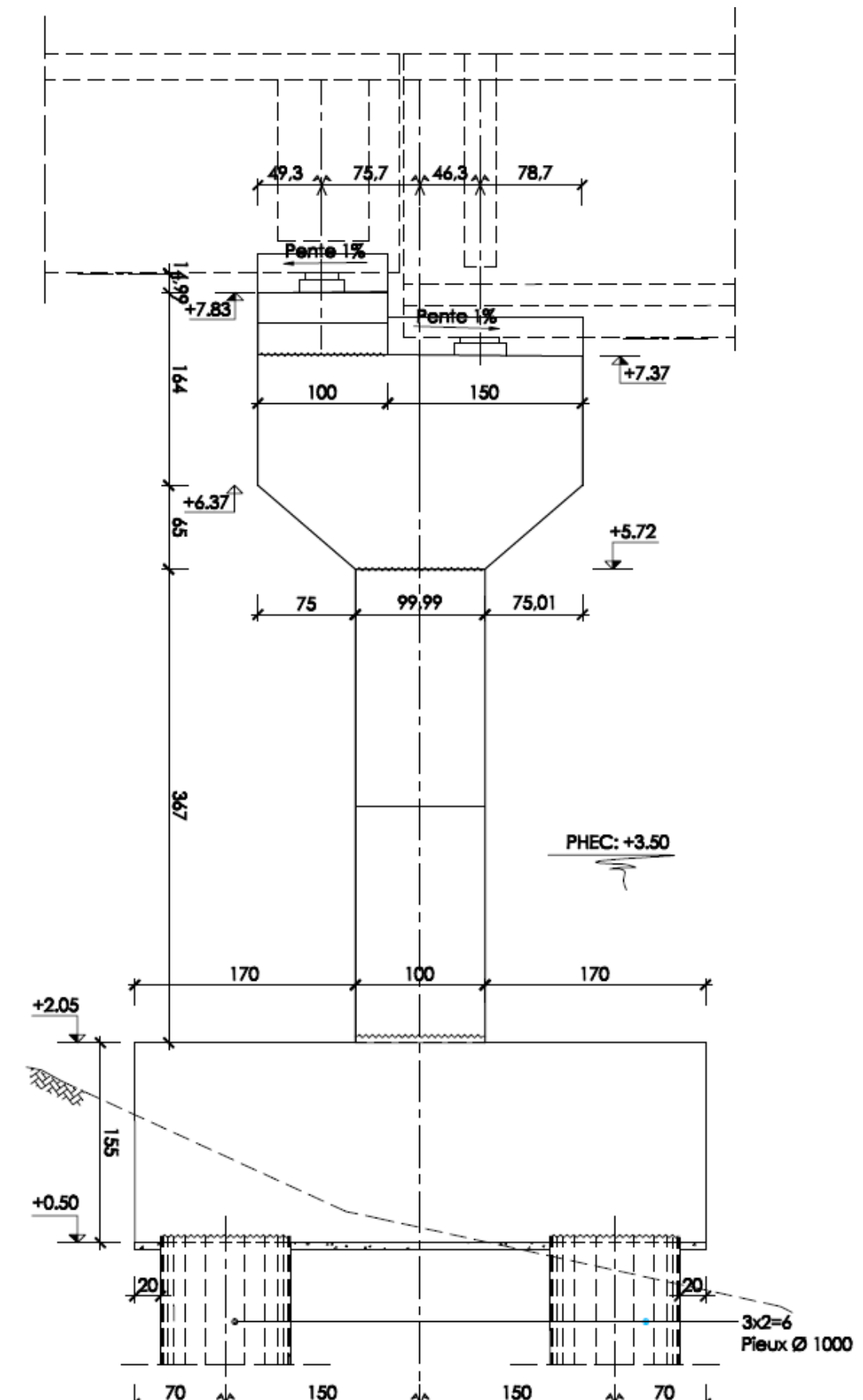
A 14). PILE

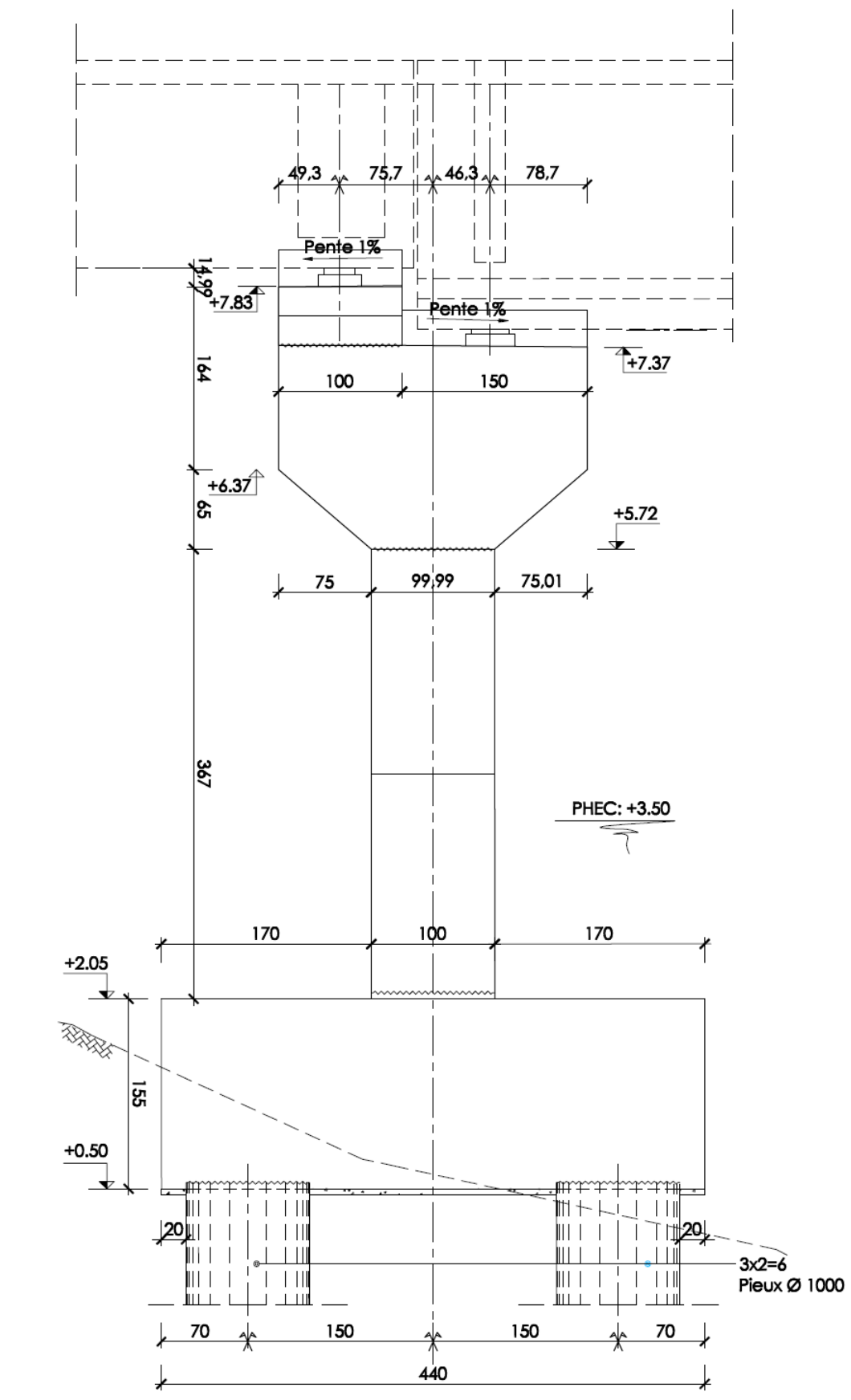
c) Elévation de la pile





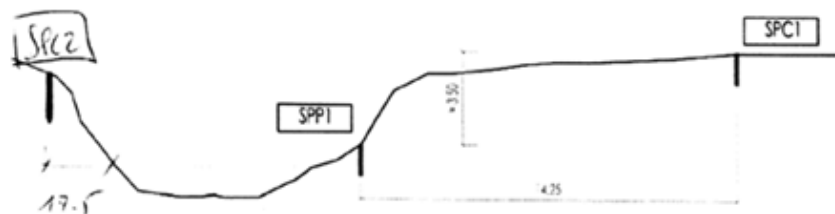
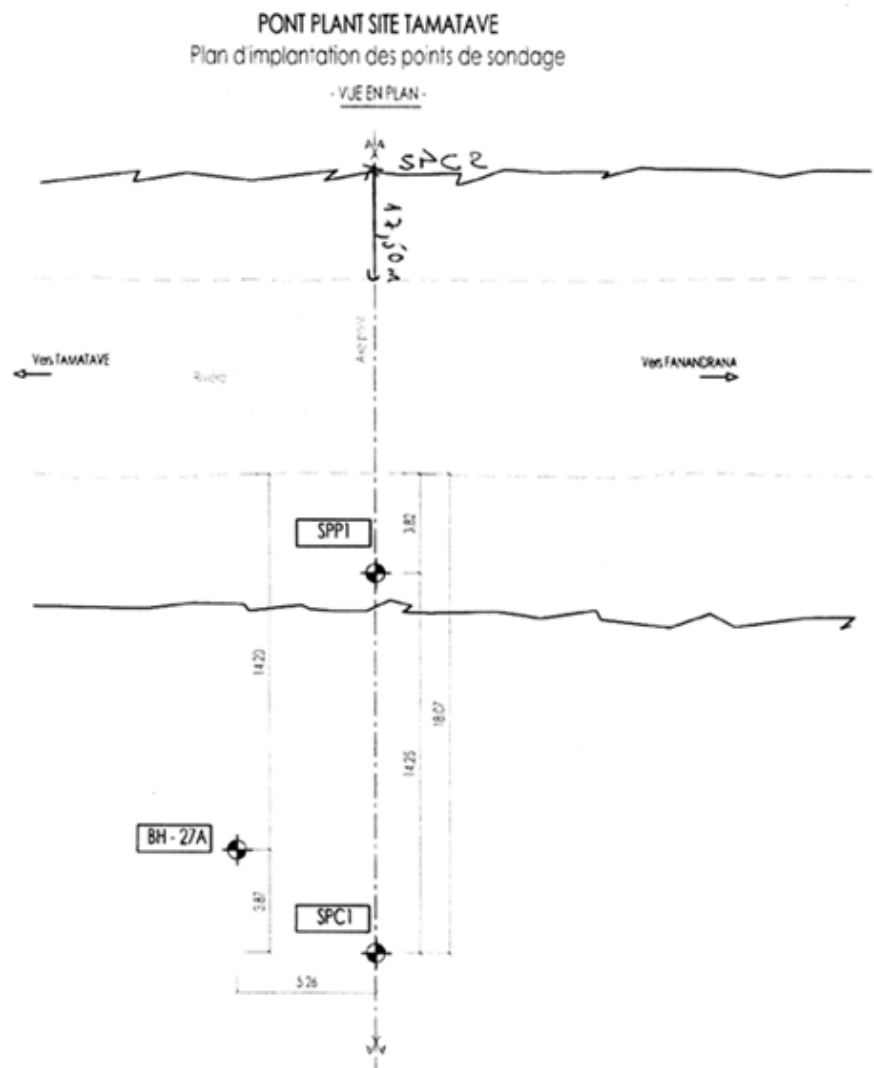
d) Coupe B – B





***ANNEXE 11. CARACTERISTIQUES  
GÉOTECHNIQUES***

**A // 1). PLAN D'IMPLANTATION DES POINTS DE SONDAGE**



A II 2). Sondage pressiometrique au point d'implantation de la culée :

## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SPC1

Chantier : PONT DYNATEC TAMATAVE

Localisation

Date : 09/06/07

Client : COLAS B.E.

- X :

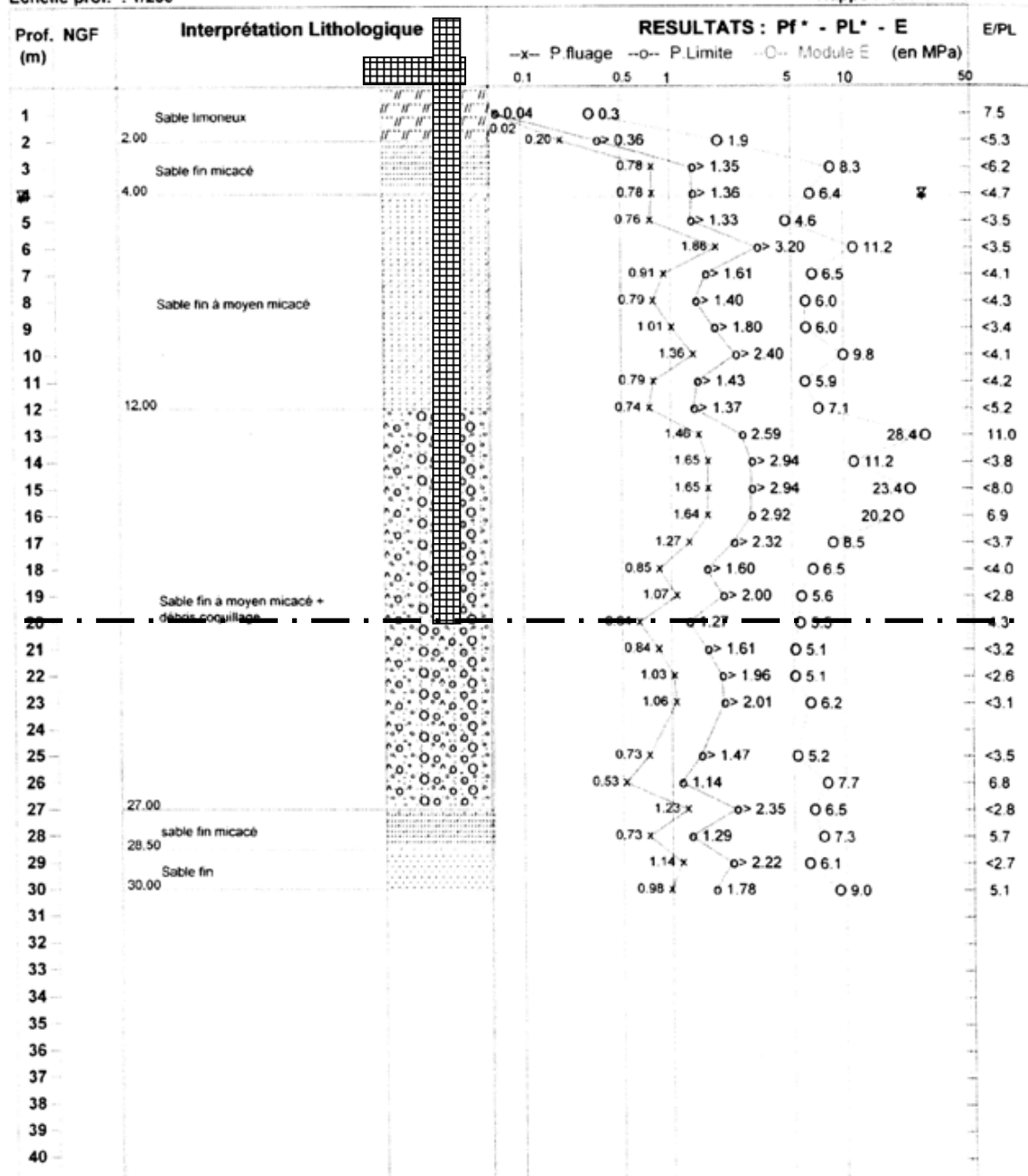
Dossier : 23007

- Y :

- Z :

Echelle prof. : 1/200°

Nappe : eau à 4.10 m.



Outils de forage

Taillant 44

30.00 m

TUBAGES

HQ

25.00 m

DATES D'EXECUTION

09/06/07

00.00 m

OBSERVATIONS: Sonde diamètre 44 dans un tube fendu

ESPRESS Version 5.9

A // 3). sondage pressiometrique au point d'implantation de la culée N°2 :

## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SPC2

Chantier : PONT DYNATEC PORT SEC TAMATAMBA

Date : 21/06/07

Client : COLAS B.E.

Dossier : AFF 23 007

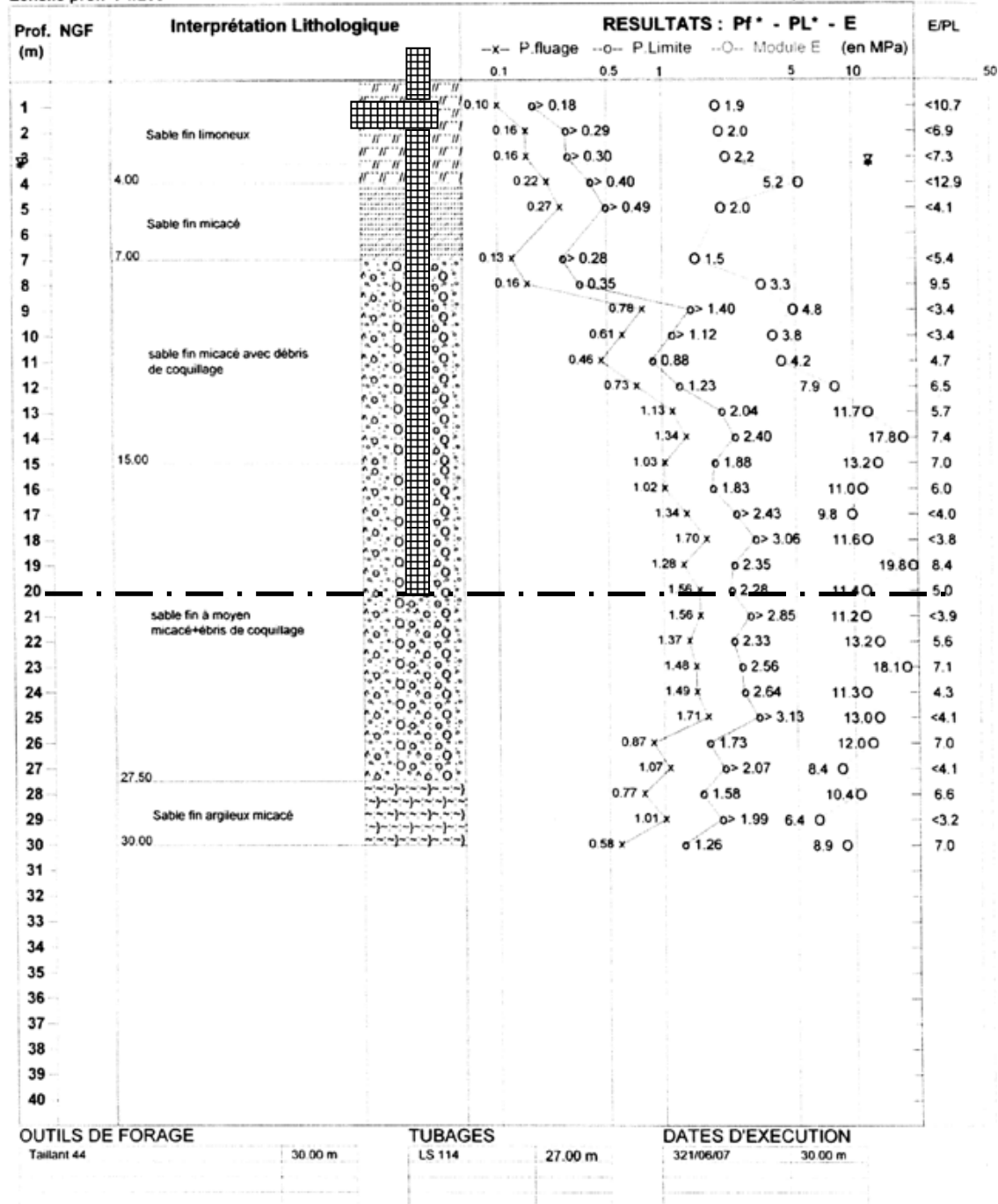
- X :

- Y :

- Z :

Echelle prof. : 1/200°

Nappe : eau à 3.25 m.



ESPRESS Version 5.9 - Dépouillement d'essais selon norme NF P 94-110

***A II 4).***

### Sondage pressiometrique au point d'implantation de la pile N°1

**SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SPP1**

**Chantier : PONT DYNATEC PORT SEC TAMATAVE**

Date : 16/06/07

**Client : COLAS B.E.**

**Dossier : AFF 23 007**

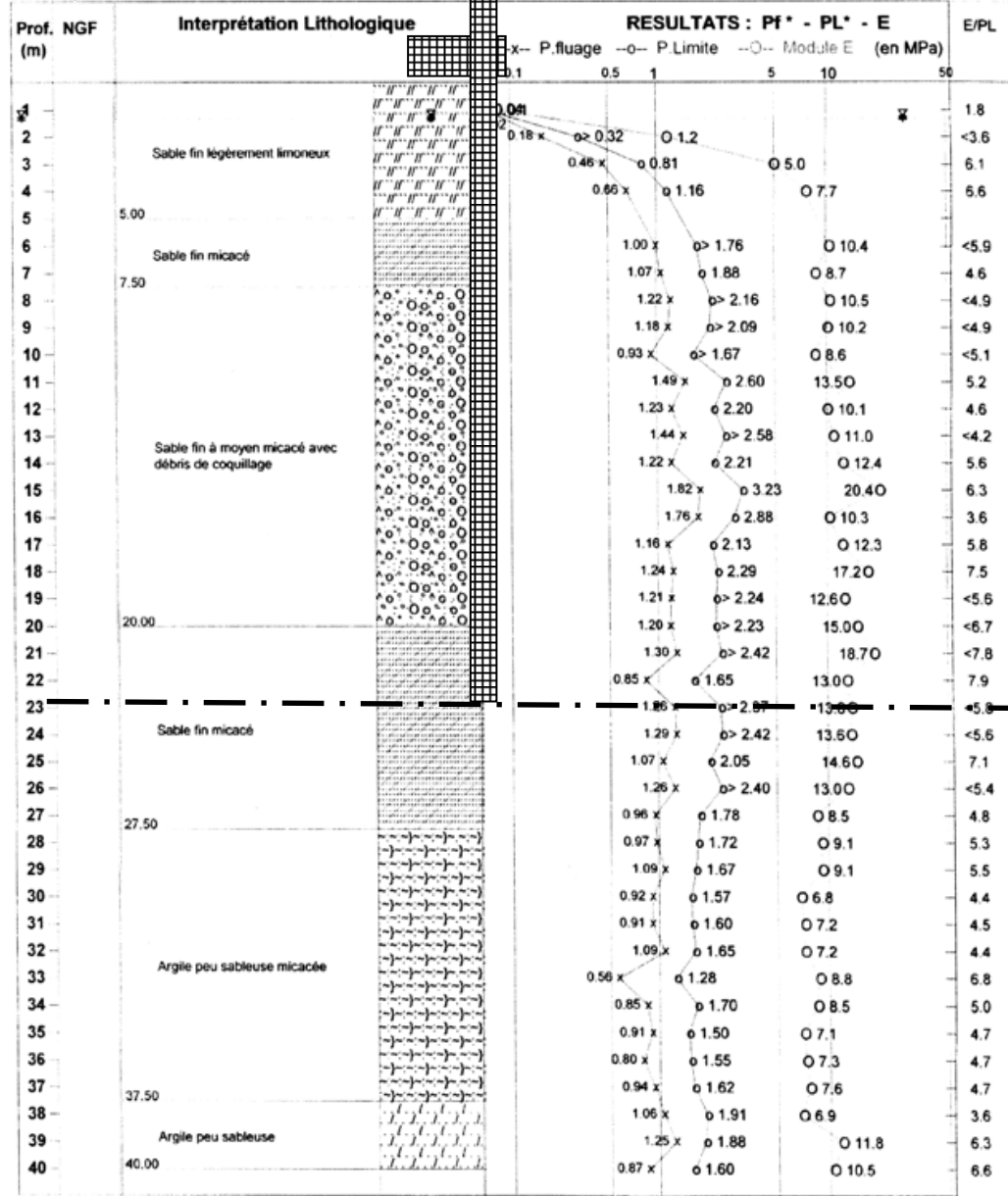
-X:

-Y:

**-Z:**

Echelle prof. : 1/200\*

**Nappe : eau à 1.30 m.**



## OUTILS DE FORAGE

Tallant 44

40.00 m

TUBAGES

HQ

27.50 m

### DATES D'EXECUTION

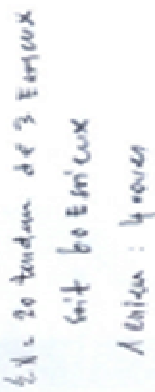
16/06/07

40.00 m

## *ANNEXE 999. SURCHARGES*



01/01/2010 - 01/01/2011



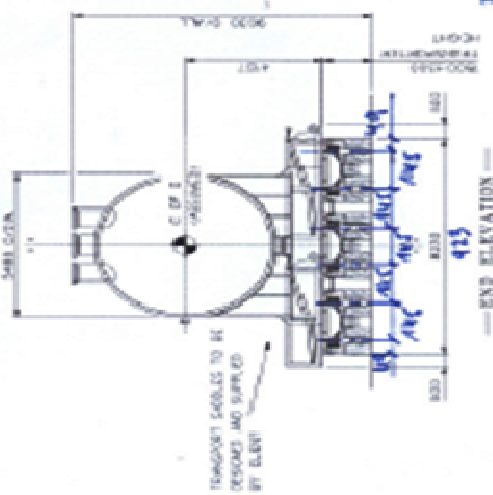
— FRONT ELEVATION —

LOGO NAME		
13. MATCH & TWEAKING		
13.1. MATCH OF ALL DATA	0.000	
13.2. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.3. MATCH OF DATA	0.000	
13.4. MATCH OF LOG	0.000	
13.5. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.6. MATCH OF LOG	0.000	
13.7. MATCH OF DATA	0.000	
13.8. MATCH OF LOG	0.000	
13.9. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.10. MATCH OF LOG	0.000	
13.11. MATCH OF DATA	0.000	
13.12. MATCH OF LOG	0.000	
13.13. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.14. MATCH OF LOG	0.000	
13.15. MATCH OF DATA	0.000	
13.16. MATCH OF LOG	0.000	
13.17. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.18. MATCH OF LOG	0.000	
13.19. MATCH OF DATA	0.000	
13.20. MATCH OF LOG	0.000	
13.21. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.22. MATCH OF LOG	0.000	
13.23. MATCH OF DATA	0.000	
13.24. MATCH OF LOG	0.000	
13.25. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.26. MATCH OF LOG	0.000	
13.27. MATCH OF DATA	0.000	
13.28. MATCH OF LOG	0.000	
13.29. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.30. MATCH OF LOG	0.000	
13.31. MATCH OF DATA	0.000	
13.32. MATCH OF LOG	0.000	
13.33. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.34. MATCH OF LOG	0.000	
13.35. MATCH OF DATA	0.000	
13.36. MATCH OF LOG	0.000	
13.37. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.38. MATCH OF LOG	0.000	
13.39. MATCH OF DATA	0.000	
13.40. MATCH OF LOG	0.000	
13.41. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.42. MATCH OF LOG	0.000	
13.43. MATCH OF DATA	0.000	
13.44. MATCH OF LOG	0.000	
13.45. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.46. MATCH OF LOG	0.000	
13.47. MATCH OF DATA	0.000	
13.48. MATCH OF LOG	0.000	
13.49. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.50. MATCH OF LOG	0.000	
13.51. MATCH OF DATA	0.000	
13.52. MATCH OF LOG	0.000	
13.53. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.54. MATCH OF LOG	0.000	
13.55. MATCH OF DATA	0.000	
13.56. MATCH OF LOG	0.000	
13.57. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.58. MATCH OF LOG	0.000	
13.59. MATCH OF DATA	0.000	
13.60. MATCH OF LOG	0.000	
13.61. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.62. MATCH OF LOG	0.000	
13.63. MATCH OF DATA	0.000	
13.64. MATCH OF LOG	0.000	
13.65. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.66. MATCH OF LOG	0.000	
13.67. MATCH OF DATA	0.000	
13.68. MATCH OF LOG	0.000	
13.69. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.70. MATCH OF LOG	0.000	
13.71. MATCH OF DATA	0.000	
13.72. MATCH OF LOG	0.000	
13.73. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.74. MATCH OF LOG	0.000	
13.75. MATCH OF DATA	0.000	
13.76. MATCH OF LOG	0.000	
13.77. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.78. MATCH OF LOG	0.000	
13.79. MATCH OF DATA	0.000	
13.80. MATCH OF LOG	0.000	
13.81. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.82. MATCH OF LOG	0.000	
13.83. MATCH OF DATA	0.000	
13.84. MATCH OF LOG	0.000	
13.85. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.86. MATCH OF LOG	0.000	
13.87. MATCH OF DATA	0.000	
13.88. MATCH OF LOG	0.000	
13.89. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.90. MATCH OF LOG	0.000	
13.91. MATCH OF DATA	0.000	
13.92. MATCH OF LOG	0.000	
13.93. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.94. MATCH OF LOG	0.000	
13.95. MATCH OF DATA	0.000	
13.96. MATCH OF LOG	0.000	
13.97. MATCH OF TRANSDUCERS	0.000	
13.98. MATCH OF LOG	0.000	
13.99. MATCH OF DATA	0.000	
14.00. MATCH OF LOG	0.000	

100

1. SOLY HEIGHT OF AUTOCOLANE = 8074a

COUS { classe par roue = 4,89 T  
pression de gonflage = 1,05 Pa  
 $S = 0,008 \text{ m}^2$  ( $0,125 \text{ m}^2$ )

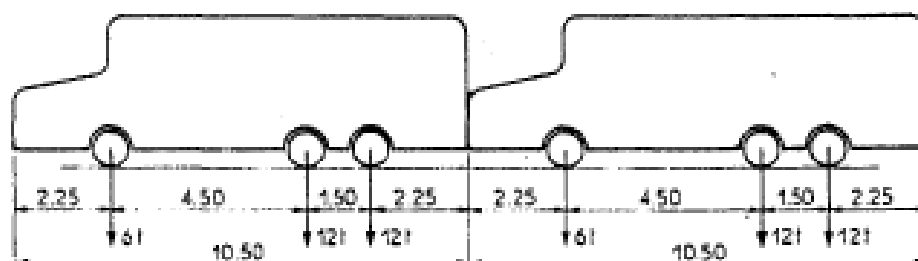


—END ELEVATION—

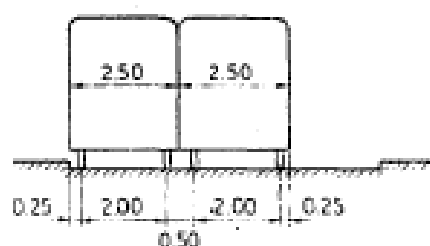
A III 2) SYSTEME B

**Système Bc**

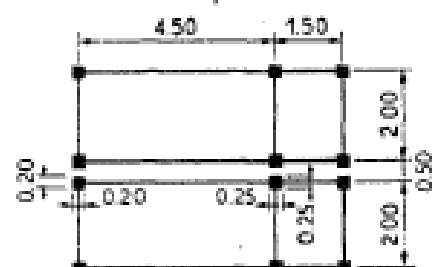
Longitudinalement  
(Masses relatives à une file de cornues)



Transversalement

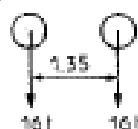


En plan

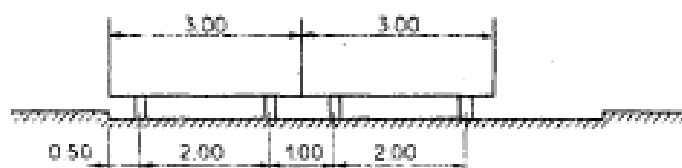


**Système B1**

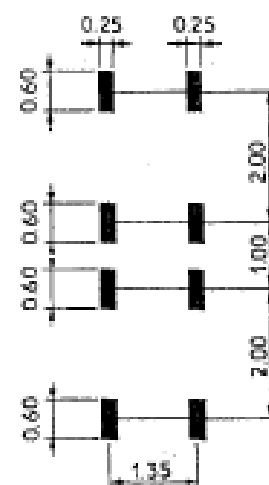
Longitudinalement  
(pour un seul tandem)



Transversalement



En plan



**Système Br**

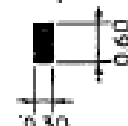
Long<sup>t</sup>



Transv<sup>t</sup>



En plan



## *ANNEXE IV. DETAILS DE CALCUL*

## A IV 1) Prédimensionnement de la dalle en BA

### HYPOTHESES

L_calcul [m] =	24,500		
Lr [m] =	8,600		
gtr [T/m²] =	0,375		
gr [T/m²] =	0,145		
ggc [T/m²] =	0,400		
n	3	4	5

### MOMENTS FLECHISSANTS

#### Console

x [m]	1,300
Mg(x) [T.m]	1,297
Mq(x) [T.m]	0,371
Mconsole [T.m]	1,743

#### Travée

en [m]	3,510	3,167	2,350
Mg [T.m]	1,070	0,809	0,359
Ma [T.m]	2,037	1,659	0,913

#### CMD

G [T]	156,310	142,100	106,575
S [T]	180,000	180,000	180,000
$\delta$	1,255	1,265	1,299

#### Bc

a2	0,250	0,250	0,250
a1	0,640	0,620	0,570
b2	0,250	0,250	0,250
b1	0,640	0,620	0,870
c	0,500	0,500	0,500
a	1,153	1,143	1,118
p1	7,379	7,606	8,222
Mbc_1 [T.m]	6,614	5,989	4,447
p2	3,575	3,644	3,825
Mbc_2 [T.m]	5,526	4,883	3,286

#### Bt

a2	0,300	0,300	0,300
a1	0,640	0,620	0,570
b2	0,600	0,600	0,600
b1	0,940	0,920	0,870
c	1,000	1,000	1,000
a	1,153	1,143	1,118
p1	7,379	7,606	8,222
Mbt_1 [T.m]	6,614	5,989	4,447
p2	3,575	3,644	3,825
Mbt_2 [T.m]	5,526	4,883	3,286

n	4	5	6
Mb_1 [T.m]	6,614	5,989	4,447
Mb_2 [T.m]	5,526	4,883	3,286

Mq [T.m]	6,614	5,989	4,447
----------	-------	-------	-------

Mo_ELS [T.m]	9,007	7,996	5,696
--------------	-------	-------	-------

Les moments de calcul :

Mt [T.m]	6,755	5,997	4,272
Ma [T.m]	4,503	3,998	2,848
Map [T.m]	4,503		

Mt+1/2( Mg + Md ) [T.m]	12,385	10,994	7,832
1,25Mo [T.m]	11,259	9,995	7,120

Vérifiée

#### EFFORTS TRANCHANTS

Vg [T/ml]	1,220	1,021	0,611
Va [T/ml]	2,322	2,095	1,555

Bc

x'	0,295	0,285	0,260
ax'	1,180	1,140	1,040
yx'	0,916	0,910	0,889
x''	0,795	0,785	0,760
ax''	1,760	1,626	1,303
yx''	0,774	0,752	0,677
Vbc [T/ml]	9,152	9,569	10,708

Bt

x'	0,470	0,460	0,435
ax'	1,580	1,540	1,440
yx'	0,866	0,855	0,815
x''	1,470	1,460	1,435
ax''	1,810	1,676	1,353
yx''	0,581	0,539	0,389
Vbt [T/ml]	8,725	8,871	8,868

Vq [T/ml]	9,152	9,569	10,708
-----------	-------	-------	--------

V(ELU) [T/ml]	16,335	16,737	18,011
---------------	--------	--------	--------

#### HAUTEUR UTILE DE LA DALLE

Durée d'application des charges <24heures

fc_28 [Mpa] =	30,000		
$\sigma_{sb}$ [Mpa] =	250,000		
$\sigma_{bc}$ [Mpa] =	18,000		
Ea [Mpa] =	200 000,000		
Eb [Mpa] =	34 180,000		
n =	5,851		
ky1 =	0,296		
b [cm] =	100,000		
d [cm]	16,762	15,793	13,330
enrobage [cm]	4,000	4,000	4,000
hh [cm]	20,762	19,793	17,330

#### VERIFICATION

*Effort tranchant*

$\tau_{u\_max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	14,000	14,000	14,000
$\tau_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	9,745	10,597	13,512

Verifiée

*Poinçonnement*

Qu	16 334,796	16 736,674	18 011,120
uc	236,000	228,000	208,000
0,045*uc*hh*(fc28/1,5)	44 099,363	40 615,914	32 441,580

Pas de risque de poinçonnement

#### A IV 2) Prédimensionnement de la poutre VIPP

L [m]	25		
Lcalcul [m]	24,97		
Lr [m]	8,600		
n =	3	4	5
x [m]	1,300	0,000	0,000
e_axe [m]	3,750	3,367	2,550
gtr	1,125	1,125	1,125
gr	1,247	1,247	1,247
ggc	0,400	0,400	0,400
gh	6,021	5,740	5,026
gpp	9,480	8,530	8,005

Surcharges

A(L) [T/m <sup>2</sup> ]	1,323	1,323	1,323
--------------------------	-------	-------	-------

CMD

G [T]	456,279	425,540	394,593
S [T]	180,000	180,000	180,000

$\delta$	1,121	1,124	1,128
Br [T]	10,000	10,000	10,000

Bc

Bc (3voies)	0,950	0,950	0,950
Av1 [T]	6,000	6,000	6,000
Ar1 [T]	12,000	12,000	12,000
Ar2 [T]	12,000	12,000	12,000

Bt

bt	1,000	1,000	1,000
T [T]	16,000	16,000	16,000
Trottoir [T/m <sup>2</sup> ]	0,150	0,150	0,150

CRT

y1	0,833	0,700	0,600
y'1	-0,167	-0,200	-0,200
alpha0	9,383	8,606	8,350
A(L)	1,177	0,562	0,368
Br	0,434	0,305	0,259
Bc	1,353	0,897	0,729
Bt	1,029	0,732	0,604
Trottoirs	1,472	1,050	0,894

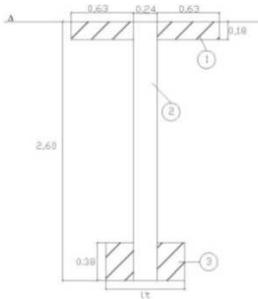
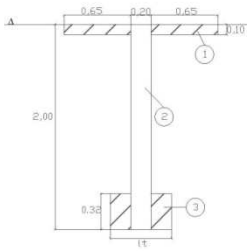
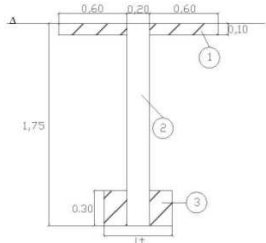
REPARTITION DES CHARGES [T]

Sa	13,392	6,399	4,187
Br	4,860	3,434	2,920
Av1	8,641	5,748	4,690
Ar1	17,281	11,495	9,381
Ar2	17,281	11,495	9,381
T	18,449	13,160	10,901
Sp	0,331	0,236	0,201

MOMENTS FLECHISSANT [T.m]

Ma	1 044	499	326
Mbc	314	209	170
Mbt	243	173	143
Mp	52	37	31
Mq	1 095	536	358

# PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE (largeur talon)

n	3	4	5
Décomposition de la section en rectangle :			
S	$0,3800l_t + 0,8508$	$0,3200l_t + 0,5300$	$0,3000l_t + 0,4700$
$\mu$	$0,9160l_t + 0,8316$	$0,6990l_t + 0,4065$	$0,6080l_t + 0,3120$
$I_{\Delta}$	$2,2250l_t + 1,0564$	$1,2980l_t + 0,4003$	$0,9820l_t + 0,2683$
I	$\frac{0,0170(l_t^2 + 119,6417l_t + 32,1581)}{l_t + 2,2390}$	$\frac{-0,2289(l_t^2 - 3,3827l_t - 0,6406)}{l_t + 1,6563}$	$\frac{-0,2502(l_t^2 - 2,1667l_t - 0,3831)}{l_t + 1,5667}$
$v'$	$\frac{3,2086}{l_t + 2,2390} + 0,1895$	$\frac{2,3476}{l_t + 1,6563} - 0,1844$	$\frac{2,1351}{l_t + 1,5667} - 0,2767$
$\frac{I}{v'}$	$\frac{-169,5843(l_t + 2,2390)}{(l_t + 2,2390)(l_t + 19,1709)} + 0,0895l_t + 8,9909$	$\frac{1,2412(l_t + 1,6563)(l_t^2 - 3,3827l_t - 0,6406)}{(l_t - 11,0747)(l_t + 1,6563)}$	$\frac{0,9042(l_t^2 - 2,1667l_t - 0,3831)}{l_t - 6,1496}$
$\frac{\Delta M}{\Delta \sigma_i}$	0,5220	0,2552	0,1705
$l_t$	0,6958	0,5362	0,3964



### Dimensions de la section des poutres

hp [m]	2,600	2,080	1,750
b [m]	1,500	1,500	1,400
e [m]	0,180	0,100	0,100
es [m]	0,050	0,070	0,060
hgs [m]	0,150	0,120	0,060
lgs [m]	0,150	0,150	0,070
bom [m]	0,240	0,200	0,200
boa	0,600	0,380	0,380
hgi [m]	0,300	0,270	0,240
ht [m]	0,200	0,230	0,180
lt [m]	0,800	0,600	0,600
A [m <sup>2</sup> ]	1,264	0,853	0,640
V [m]	1,210	0,933	0,803
V' [m]	1,390	1,147	0,947
In [m <sup>4</sup> ]	2,212	0,948	0,523
C	1,259	0,969	0,862
C'	1,446	1,191	1,016
rô	1,041	1,039	1,073
i <sup>2</sup>	1,750	1,112	0,816

### EFFORTS DUS AUX CHARGES PERMANENTES

S g [T/ml]	18,273	17,042	15,803
Scp [T/ml]	6,091	4,261	3,161
M_cp[T.m]	474,721	332,054	246,325

### EFFORTS TRANCHANTS [T/ml]

Vcp	76,047	53,193	39,459
Va	167,199	79,887	52,278
Vbr	4,860	3,434	2,920
Vbc	62,010	41,249	33,662
Vbt	35,900	25,608	21,213
Vp	4,134	2,950	2,512
Vq	171,333	82,836	54,790
Vmin	76,047	53,193	39,459
Vmax	247,379	136,029	94,249

### CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

Mmin [T.m]	474,721	332,054	246,325
Mmax [T.m]	1 570,070	867,572	604,027
ΔM [T.m]	1 095,349	535,518	357,703
d [m]	0,130	0,104	0,088
e0 [m]	-1,260	-1,043	-0,859
σ lim.max [Mpa]	21,000	21,000	21,000

p1 [T]	404,866	247,894	190,434
p2 [T]	623,269	431,194	350,889
P [T]	623,269	431,194	350,889
Section	Sur critique	Sur critique	Sur critique
Vérification	2 249,534	1 543,406	1 154,406

Estimation de la tension initiale

fpeg [Mpa]	1488	1488	1488
fprg [Mpa]	1860	1860	1860
$\sigma_{po}$ [Mpa]	1339	1339	1339

Valeur de la précontrainte après chute et perte de tension

$\Delta\sigma_{po}$ [Mpa]	401,76	401,76	401,76
$\sigma_{sp}$ [Mpa]	937,44	937,44	937,44

Section totale des câbles

Acp totale [mm <sup>2</sup> ]	6648,628	4599,700	3743,061
-------------------------------	----------	----------	----------

Avec des 12T13 on a :

$$Acp [mm^2] = 1116$$

Nombre de câbles

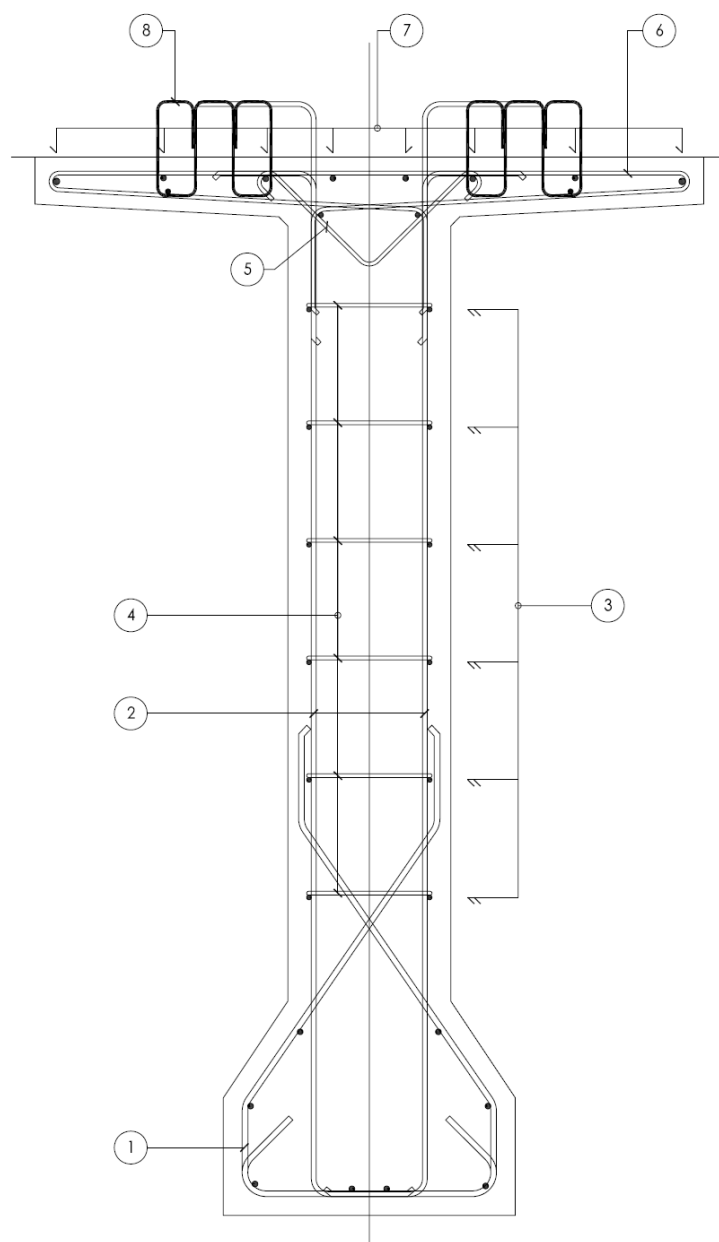
n	5,958	4,122	3,354
N [câbles]	6	5	4
1ère famille	4	3	3
2ème famille	2	2	1

Tracé des câbles

Zone de relevage	L/4		
Câble N°	Longueur [m]		
1	25,090	25,107	25,028
2	25,474	25,948	25,660
3	26,276	26,938	26,664
4	27,548	21,283	14,766
5	28,650	15,324	
6	17,240		
Longueur total [m]	150,278	114,601	92,118
Poids nominale [Kg/ml]	8,760	8,760	8,760
Poids des câbles [Kg]	3949	4016	4035

## Armatures passives

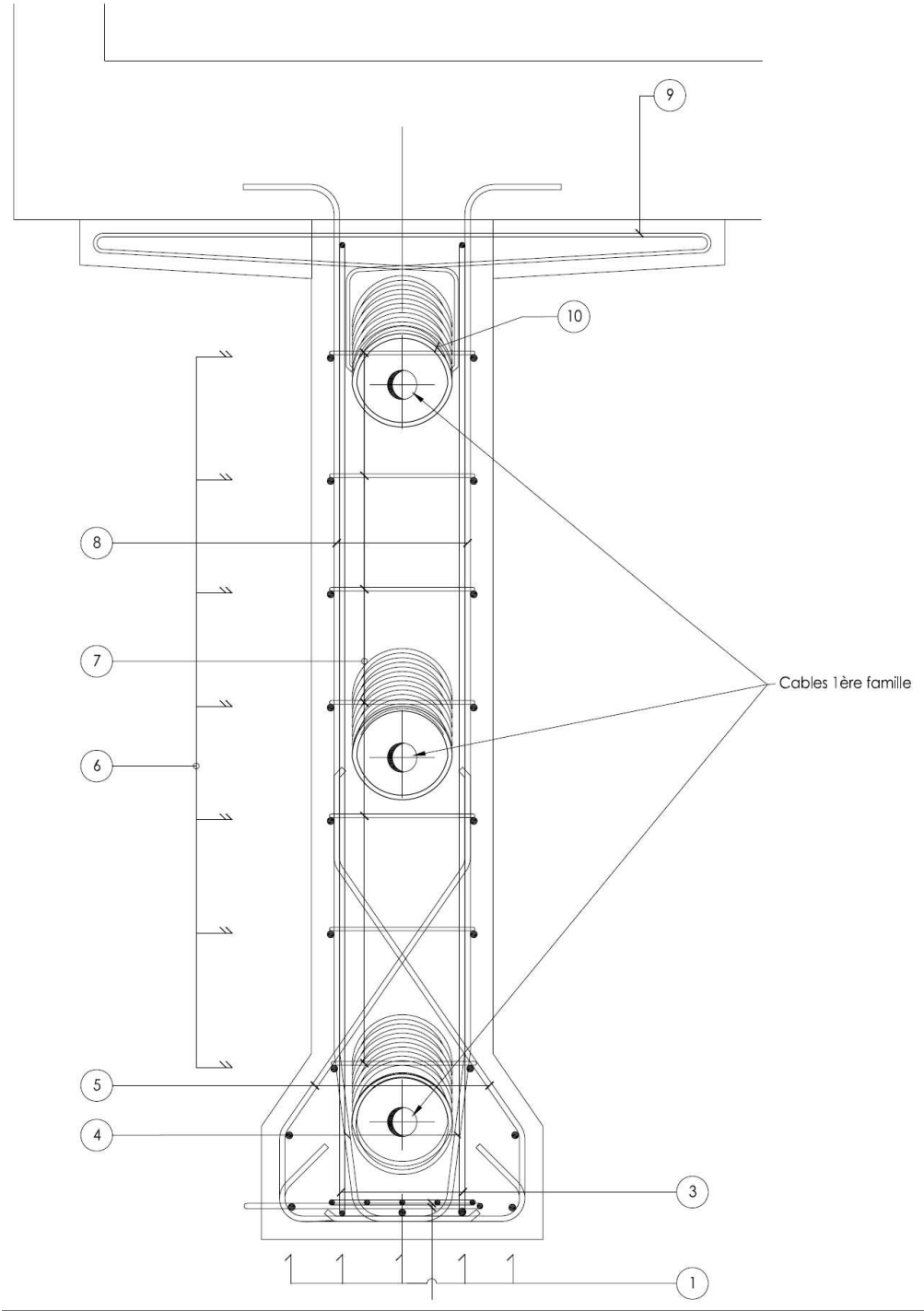
### Section médiane

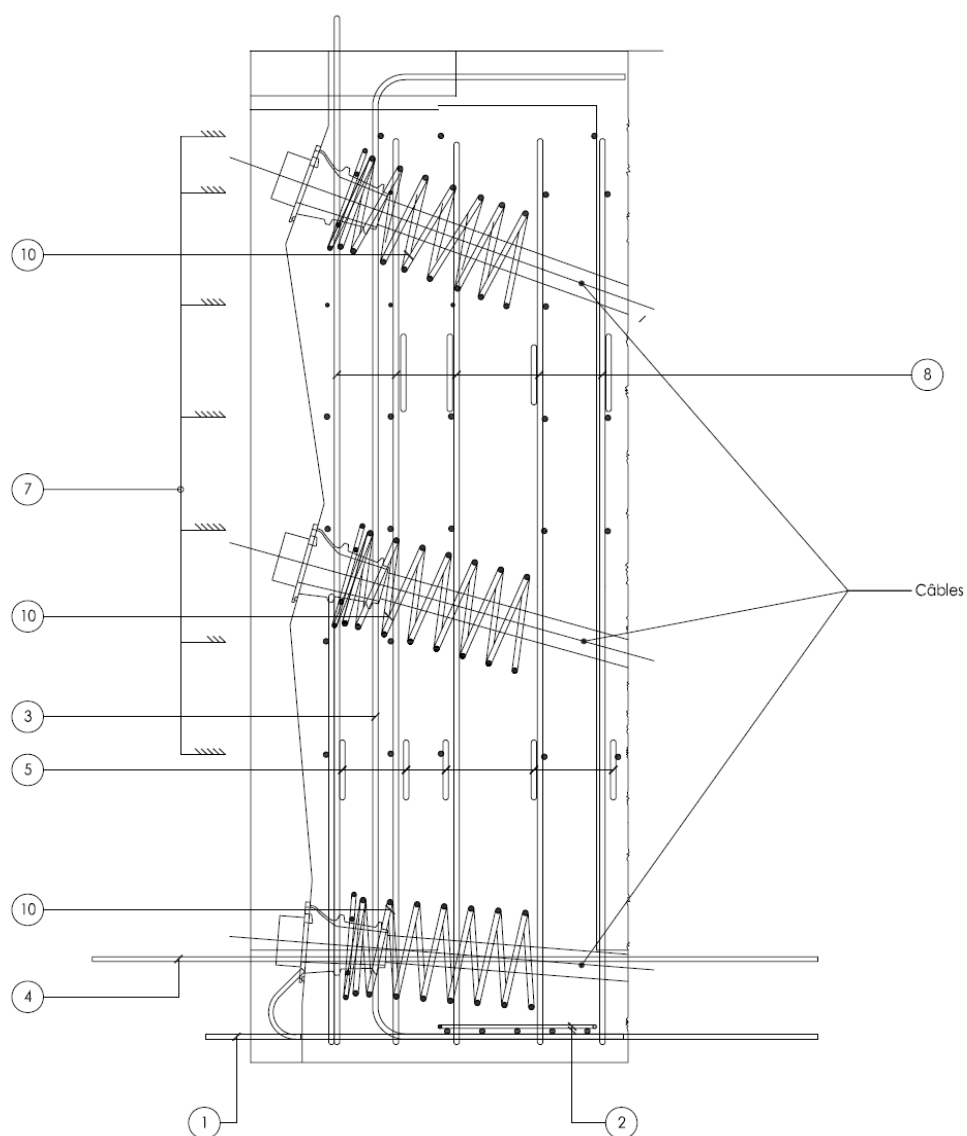


1	2HA12	2HA12	2HA12
Section [cm <sup>2</sup> ]	2,26	2,26	2,26
longueur [m]	2,298	1,937	1,686
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	391,72	330,11	287,40
2	2HA10	2HA10	2HA10
Section [cm <sup>2</sup> ]	1,57	1,57	1,57
longueur [m]	2,960	2,360	2,110
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	350,39	279,37	249,77

3	2HA10	2HA10	2HA10
Section [cm <sup>2</sup> ]	1,57	1,57	1,57
longueur [m]	0,510	0,510	0,430
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	249,60	249,60	249,60
4	9HA8	7HA8	5HA8
Section [cm <sup>2</sup> ]	4,52	3,52	2,51
longueur [m]	0,360	0,320	0,320
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	122,73	84,85	60,61
5	1HA8	1HA8	1HA8
Section [cm <sup>2</sup> ]	0,50	0,50	0,50
longueur [m]	0,976	0,976	0,976
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	36,97	36,97	36,97
6	1HA8	1HA8	1HA8
Section [cm <sup>2</sup> ]	0,50	0,50	0,50
longueur [m]	2,168	2,168	2,068
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	82,14	82,14	78,35
7	2HA12	2HA12	2HA12
Section [cm <sup>2</sup> ]	2,26	2,26	2,26
longueur [m]	25,860	25,860	25,860
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	344,38	344,38	321,42
8	2HA6	2HA6	2HA6
Section [cm <sup>2</sup> ]	0,57	0,57	0,57
longueur [m]	1,330	1,330	1,330
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	56,68	56,68	56,68
TOTAL 1 [Kg]	1634,62	1464,11	1340,81

Section d'about





1	6HA10	5HA10	5HA10
Section [cm <sup>2</sup> ]	4,71	3,93	3,93
longueur [m]	24,000	24,000	24,000
nombre [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	88,78	73,98	73,98

2	1HA10	1HA10	1HA10
Section [cm <sup>2</sup> ]	0,79	0,79	0,79
longueur [m]	0,87	0,67	0,67
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	213,49	164,16	164,16
3	1HA10	1HA10	1HA10
Section [cm <sup>2</sup> ]	0,79	0,79	0,79
longueur [m]	4,52	3,61	3,04
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	16,71	13,37	11,25

4	1HA10	1HA10	1HA10
Section [cm <sup>2</sup> ]	0,79	0,79	0,79
longueur [m]	3,18	2,54	2,14
espacement [cm]	25,000	25,000	25,000
Poids [Kg]	11,76	9,40	7,91
5	2HA12	2HA12	2HA12
Section [cm <sup>2</sup> ]	2,26	2,26	2,26
longueur [m]	2,30	1,94	1,69
espacement [cm]	25,00	25,00	25,00
Poids [Kg]	24,48	20,63	17,96
6	2HA10	2HA10	2HA10
Section [cm <sup>2</sup> ]	1,57	1,57	1,57
longueur [m]	0,51	0,51	0,43
espacement [cm]	25,00	25,00	25,00
Poids [Kg]	15,60	15,60	15,60
7	9HA8	7HA8	5HA8
Section [cm <sup>2</sup> ]	4,52	3,52	2,51
longueur [m]	0,36	0,32	0,32
espacement [cm]	25,00	25,00	25,00
Poids [Kg]	7,67	5,30	3,79
8	1HA8	1HA8	1HA8
Section [cm <sup>2</sup> ]	0,50	0,50	0,50
longueur [m]	2,17	2,17	2,07
espacement [cm]	25,00	25,00	25,00
Poids [Kg]	5,13	5,13	4,90
9	2HA12	2HA12	2HA12
Section [cm <sup>2</sup> ]	2,26	2,26	2,26
longueur [m]	2,59	1,99	1,74
espacement [cm]	10,00	10,00	10,00
Poids [Kg]	107,20	58,81	41,13
<b>TOTALE 2 [Kg]</b>	<b>490,82</b>	<b>366,41</b>	<b>340,69</b>

<b>TOTALE [Kg]</b>	<b>6376,32</b>	<b>7322,05</b>	<b>8407,48</b>
--------------------	----------------	----------------	----------------

Le ratio de la poutre

n	3	4	5
Volume du béton [m3]	95	84	80
Armatures de précontrainte [Kg]	4 288	3 804	3 820
Ratio [Kg/m3]	45	45	48
Armatures passives [Kg]	6 376	7 322	8 407
Ratio [Kg/m3]	67	87	105

### A IV 3) Rédimensionnement du tablier en poutrelles enrobées

#### HYPOTHESES

L [m]	24,50
l [m]	8,60
tr [m]	1,50
etr [m]	0,15
c [m]	0,10
ht [m]	0,74
N [poutrelles]	15,00
entraxe [m]	0,80
B [m]	11,60
t [m]	0,03

#### MOMENTS FLECHISSANT BRUT A L/2

##### Charges permanentes

	Section [m <sup>2</sup> ]
SR	8,282
poutrelles enrobées	0,245
béton	8,037

poutrelles	Poids [t/ml]	Moments [t.m]
béton SR	2,844	1721
Trottoirs	20,093	
Corniche	1,125	84
revêtement	0,525	39
garde corps	0,145	41
G	0,400	
Mf	25,132	1886

##### Surcharges d'exploitation

Ma [T/m <sup>2</sup> ]	1,323	99
------------------------	-------	----

##### B

CMD	1,394
-----	-------

##### Bc

Av1 [T]	6,000	84
Ar1 [T]	12,000	129
Ar2 [T]	12,000	147
MBc		180

##### Bt

T [T]	16,000	
MBt		138
Trottoir [T/m <sup>2</sup> ]	0,150	11



# MOMENTS FLECHISSANTS MAXIMAUX A L/2

Cas de charges	Moment brut [T.m]	largeur chargée ou nb de files	Moment brut total [T.m]	Coefficient					Moment total majoré et pondéré [T.m]	
				bc	bt	delta	ELS	ELU	ELS	ELU
SR	1721		1721				1	1,35	1721	2323
Trottoirs	84		84				1	1,35	84	114
Corniches	39		39				1	1,35	39	53
charges amovibles	41		41				1,3	1,755	53	72
A(L) (3voies chargées)	99	8,60	854				1,2	1,605	1024	1370
3 convois Bc	180	3	540	0,95		1,394	1,2	1,605	648	867
2 tandems Bt	138	2	275		1	1,394	1,2	1,605	330	442
Trottoirs-g/le	11	3,00	34				1,2	1,605	41	54

MOMENTS FLECHISSANTS MAXIMAUX A L/2 APRES PRISE EN COMPTE DU CRT

CAS n°	Charges	Moments moyens par unité de largeur [T.m]	p0		p1		p2		p3		p4		p5		p6		p7	
			neta	M	neta	M	neta	M	neta	M	neta	M	neta	M	neta	M	neta	M
1	SR	200		200		200		200		200		200		200		200		200
2	Trottoirs	10		10		10		10		10		10		10		10		10
3	Corniches	5		5		5		5		5		5		5		5		5
4	Revêtement	6		6		6		6		6		6		6		6		6
5	A(L) 3 voies	118	0,446	53	0,451	53	0,456	54	0,462	55	0,468	55	0,475	56	0,482	57	0,489	58
6	3 convois Bc	75	0,486	36	0,489	37	0,491	37	0,493	37	0,495	37	0,497	37	0,498	37	0,499	37
7	2 tandems Bt	38	0,488	19	0,494	19	0,500	19	0,506	19	0,512	19	0,517	20	0,522	20	0,527	20
8	Trottoirs-g/le	5	1,279	6	1,294	6	1,310	6	1,326	6	1,344	6	1,363	6	1,382	6	1,403	7
a	Max{5,6,7}	118		53		53		54		55		55		56		57		58
Moment maximal				279		280		281		282		282		283		284		285
Moment maximal à l'ELU [t.m]			3308															
Moment maximal à l'ELS [t.m]			2456															

VERIFICATION DE LA SECTION  
ELU de résistance

S [MPa]	17
T [MPa]	338
U [MPa]	435
A' [m²]	0,023538
d [m]	0,42

axe neutre

z	0,605	>0,10	l'an ne se situe pas dans la table sup
z	0,131	>0,130	l'an ne se situe pas dans la semelle sup
z	0,179	<0,714	l'an tombe dans l'âme des poutrelles

Moment résistant de flexion positive de la section

Mrp [T.m]	3409	<3308
-----------	------	-------

ELS

Vérification à la non déformation permanente

Aa	0,202500
Sao	0,085050
lao	0,026277
hb	0,714000

Caractéristique des sections ramenées à l'acier	n	bras de levier zi/i=1-4	Inertie	inertie/bras de levier (m3)
Poutrelles seules		0,3070	0,0263	0,0856
Section mixte homogénéisée avec béton tendu résistant	6	0,2521	0,0856	0,3397
		0,3619		0,2366
		0,3651		0,2345
		0,3489		0,2454
	18	0,2633	0,0464	0,1762
		0,3507		0,1322
		0,3763		0,1233
		0,3377		0,1373
Section mixte homogénéisée avec béton tendu fissuré	6	0,0968	0,0412	0,4252
		0,5172		0,0796
		0,2098		0,1962
		0,5042		0,0817
	18	0,1750	0,0349	0,1996
		0,4390		0,0796
		0,2880		0,1213
		0,4260		0,0820

Vérification des contraintes en travée  
 Calcul des contraintes dans l'acier  
 Pour les ailes supérieures (z1)

	n	Mt ELS [MN.m]	I/v [m3]	sigma T	sigma T	Moyen
Poutrelles + béton mou		17,2096	0,0856			201,066
Superstructure	18	1,7696	0,1762	10,044		9,454
	18	1,7696	0,1996		8,865	
Charges d'exploitation	6	5,5769	0,3397	16,418		14,766
	6	5,5769	0,4252		13,115	
Contrainte totale [Mpa]						225,286 <308,7 OK !

Pour les ailes inférieures (z2)

	n	Mt ELS[MN.m]	I/v [m3]	sigma T	sigma T	Moyen
Poutrelles + béton mou		17,2096	0,0856			201,066
Superstructure	18	1,7696	0,1322	13,382		17,809
	18	1,7696	0,0796		22,236	
Charges d'exploitation	6	5,5769	0,2366	23,575		46,811
	6	5,5769	0,0796		70,048	
Contrainte totale [Mpa]						265,686 <308,7 OK!

Calcul des contraintes dans le béton (z3)

	n	Mt ELS[MN.m]	I/v [m3]	sigma T	Moyen
Superstructure	18	1,7696	2,2190	0,797	2,387
	18	1,7696	2,1835	0,810	
Charges d'exploitation	6	5,5769	1,4072	3,963	2,368
	6	5,5769	1,1774	4,737	
Contrainte totale [Mpa]					4,755 <18,000 OK!

Vérification sous charge d'exploitation (flèche)

Due au max{A,B}

M[MN.m]	5,400
L [m]	25
E [Mpa]	210000
I [m]	0,063398134
fc [m]	0,026406253

Due aux trottoirs

M[MN.m]	0,338
L [m]	25
E [Mpa]	210000
I [m]	0,063398134
ft [m]	0,001651078
f	0,028 < 0,05 OK!

### Vérification des contraintes critiques de déversement

bm [T/ml]	1,39
pp [T/ml]	0,19
$\sigma_L$ [T/m <sup>2</sup> ]	2 598,36
$\sigma_E$ [T/m <sup>2</sup> ]	19 581,23
$\sigma_f$ [T/m <sup>2</sup> ]	34 837,75
$\sigma * f$ [T/m <sup>2</sup> ]	52,85
$f \sigma * f$ [T/m <sup>2</sup> ]	3 488,16

<  $\sigma_f$  : Le bétonnage en une seule phase est impossible

Lors de la première phase

G	84 000,00
a <sup>2</sup>	43,92
m'1	3,54
m''1	4,40
m2	1,11
m1	4,30
M*[T.m]	59,04
sigma * f [T/m <sup>2</sup> ]	10 785,78
f sigma * f [T/m <sup>2</sup> ]	35 061,84

Calcul des armatures longitudinales

Supérieures

B [m]	11,600	espacement 37 cm
h [m]	0,684	
ftj [Mpa]	2,400	
fe [Mpa]	500	
A [cm <sup>2</sup> ]	87,60	
Choix	32HA20	
Section [cm <sup>2</sup> ]	100,53	
Longueur [m]	1,00	
Poids [Kg]	78,92	

entre poutrelles

Choix	42HA20	espacement 34 cm
Section [cm <sup>2</sup> ]	131,95	
Longueur [m]	1,00	
Poids [Kg]	103,58	

Etudes de la flexion transversale

	q	1	3	5	q(x)	
Section résistante [T/ml]	22,937	1,000	-0,333	0,200	25,310	
Superstructure [T/ml]	2,195	1,000	-0,333	0,200	2,422	
A(L) [T/ml]	1,323	1,000	-0,333	0,200	12,555	
B	Q	1	3	5	q(x)	d
Bc [T/ml]	36	-0,6855	-0,492	-0,034	-3,56	-3,75
Bt [T/ml]	32	-0,5681	0,7479	-0,566	-1,009	-3
Trottoirs [T/ml]	0,150	1,000	-0,333	0,200	0,331	

#### Calcul des moments transversaux

Système de surcharge	ELU	ELS
Section résistante	17,084	12,655
Superstructure	1,635	1,574
A(L)	10,075	7,533
B	0,776	2,254
Trottoirs	0,266	0,199
Moment total[T.m]	28,795	21,762

#### Calcul des armatures transversales inférieures

enrobage [m]	0,050
bo [m]	1,000
d [m]	0,634
M [T.m]	21,762
alpha1	0,3064
z [m]	0,57
A [cm <sup>2</sup> ]	15,29
Choix	5HA20
Section [cm <sup>2</sup> ]	15,71
Longueur [m]	11,50
Poids [Kg/ml]	141,80

#### Supérieures

Choix	5HA20
Section [cm <sup>2</sup> ]	5,65
Longueur [m]	12,10
Poids [Kg/ml]	53,71

#### Corniches

Choix	5HA8
Section [cm <sup>2</sup> ]	2,51
Longueur [m]	4,70
Poids [Kg/ml]	18,55

#### Trottoirs

Choix	5HA8
Section [cm <sup>2</sup> ]	2,51
Longueur [m]	1,00
Poids [Kg/ml]	3,95

#### Calcul du ratio

Profilés laminées [Kg]	69669,73
Poids de l'acier [Kg]	406,42
Volume du béton [m3]	9,02
Ratio [kg/m3/ml]	45,07

#### A IV 4) Prédimensionnement du tablier de rive en BA

a) Dalle

L[m] =	15,585
L_calcul [m] =	14,385
Lr[m] =	8,600
n =	7

##### MOMENTS FLECHISSANTS

Console

x [m]	0,630
Mg(x) [T.m]	0,338
Mq(x) [T.m]	-0,081
Mconsole [T.m]	0,240

Travée

en [m]	1,100
Mg [T.m]	0,097
Ma [T.m]	0,200

CMD

$\delta =$  1,332

Bc

a1	0,568
b1	0,568
a	1,217
p1	8,679
Mbc_1 [T.m]	1,340
p2	4,616
Mbc_2 [T.m]	0,929

Bt

a1	0,618
b1	0,918
a	1,142
p1	7,630
Mbt_1 [T.m]	1,495
p2	3,652
Mbt_2 [T.m]	0,329

Autoclave 5,682

M_autoclave	1,318
Mq [T.m] =	1,495
Mo_ELS [T.m] =	1,891
Mt [T.m]	1,418
Ma [T.m]	0,946
Map [T.m]	0,946

Mt+1/2( Mg + Md ) [T.m]	2,600
1,25Mo [T.m]	2,364

#### EFFORTS TRANCHANTS

Vg	0,352
Va	0,728

Bc

x'	0,284
ax'	1,136
yx'	0,742
x''	0,784
ax''	0,935
yx''	0,287
Vbc	7,678

Bt

x'	0,459
ax'	1,536
yx'	0,583
x''	1,459
ax''	0,985
yx''	-0,326
Vbt	0,512

V\_autoclave 3,125

Vq	7,678
V(ELU)	12,798

Vérifications

Effort tranchant

$\tau_{u\_max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	14,000
$\tau_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	8,105

Poinçonnement

Qu	12 798,173
uc	227,160
0,045*uc*hh*(fc28/1,5)	40 459,468

b) Poutre

n	7
L [m]	14,385
Lr	8,600
Lr+2tr	11,600
Inventaires des charges	
Charges permanentes [T/ml]	
g_pp [T]	17,777
g_h [T]	5,740



g <sub>tr</sub>	1,125
g <sub>r</sub> [T]	2,993
g <sub>gc</sub>	0,400
G	28,035

#### Charges d'exploitation

A(L) [T/m <sup>2</sup> ]	1,728
Bc	6t - 12t -12t
Bt	16t - 16t
Br	6t
Trottoirs [T/m <sup>2</sup> ]	0,150
Autoclave [T/m <sup>2</sup> ]	5,682

#### CMD $\delta$

B	1,226
---	-------

#### CRT $\eta$

A(L)	1,328
Bc	0,524
Bt	0,437
Trottoirs	0,657
Autoclave	1,323

#### Répartition des charges S [T/m]

CP	4,005
A(L)	2,819

#### Bc

Av1	0,523
Ar1	1,046
Ar2	1,046

T	1,225
P	0,021
Autoclave	11,796

#### Moments fléchissants [T.m]

CP	103,593
A(L)	72,912
Bc	7,787
T	8,001
P	0,546
Autoclave	305,118

M <sub>ELS</sub> 1	191,743
M <sub>ELS</sub> 2	408,712
M <sub>ELS</sub> [T.m] = 408,712	

#### Efforts tranchants [T/m]

CP	28,806
A(L)	20,274
Bc	2,744

T	2,334
P	0,152
Autoclave	84,844

V_ELU 1	71,672
V_ELU 2	153,427
V_ELU [T/m] = 153,427	

Hauteur utile estimée de la poutre

$$\rho_p = 1\%$$

$$\psi = 0,3$$

$$f_e [\text{Mpa}] = 500$$

d [m]	1,648
enrobage [m]	0,050
Rp [m]	1,500

Epaisseur de l'âme

b0 [m]	0,600
Vérification [m]	0,420

Hypothèses du calcul des armatures

$$\sigma_{bc} [\text{Mpa}] = 18$$

$$\sigma_s [\text{Mpa}] = 250$$

$$n = 5,851$$

$$\alpha_1 = 0,296$$

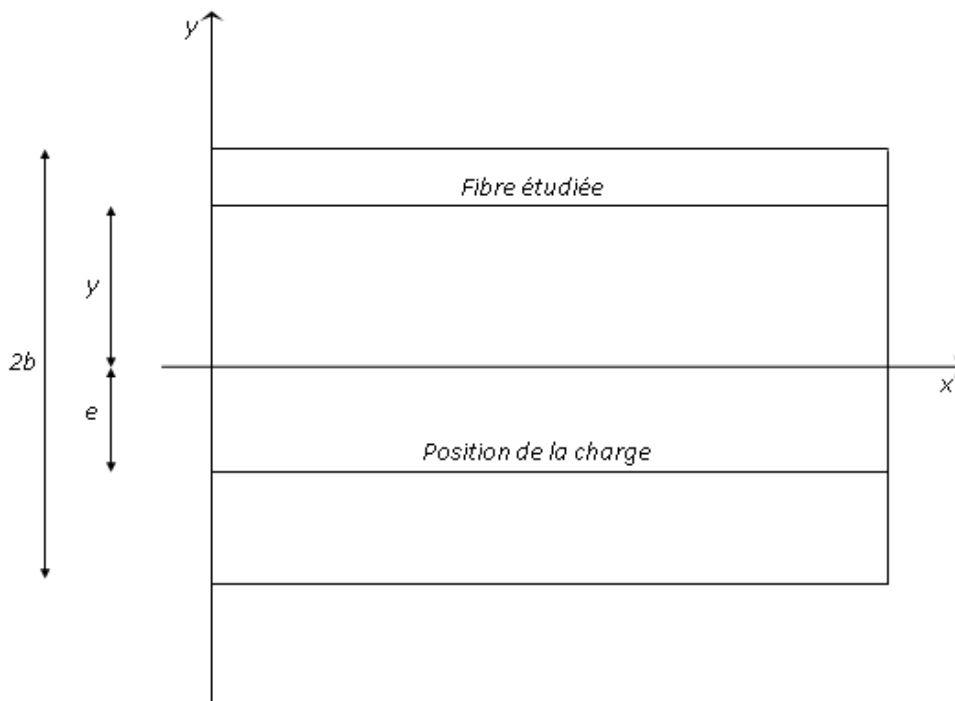
**A IV 5) Détermination des coefficients de répartition transversale (Méthode de Guyon Massonnet Bares) : cas du tablier en poutrelles enrobées**

**a) Coefficient de répartition transversal**

Pour tenir compte de l'excentricité des superstructures et des charges d'exploitation sur les moments fléchissant longitudinaux, le tablier est divisé en bande.

Les coefficients  $K$  par lesquels il faut multiplier le moment moyen que supporterait une bande élémentaire pour tenir compte de l'excentricité sont obtenues par la méthode de Guyon - Massonnet - Barès.

On assimile un système d'axes (Ox, Oy) au tablier du pont :



$b$  - demi - largeur

$L$  - portée

$y$  - ordonnée de la fibre étudiée

$e$  - excentricité de la charge  $P=1$  par rapport à la fibre moyenne

Pour un tablier en poutrelles enrobées, la résistance à la torsion est maximum, alors le paramètre de torsion  $\alpha=1$ . Le paramètre d'entretoisement est ainsi défini par :  $\theta = \frac{b}{L}$

Les formules de Guyon-Massonnet-Barès donnent les LI de K sur la largeur utile pour une fibre donnée. Les charges d'exploitation sont déplacées sur le profil en travers sur les zones qui leur sont permises.

On retient pour chaque type de charge le coefficient relatif à la fibre la plus sollicitée ; il est appliqué à l'ensemble de la section droite.

Pour ce faire, on étudie la charge P=1 sur plusieurs fibres de ces bandes.

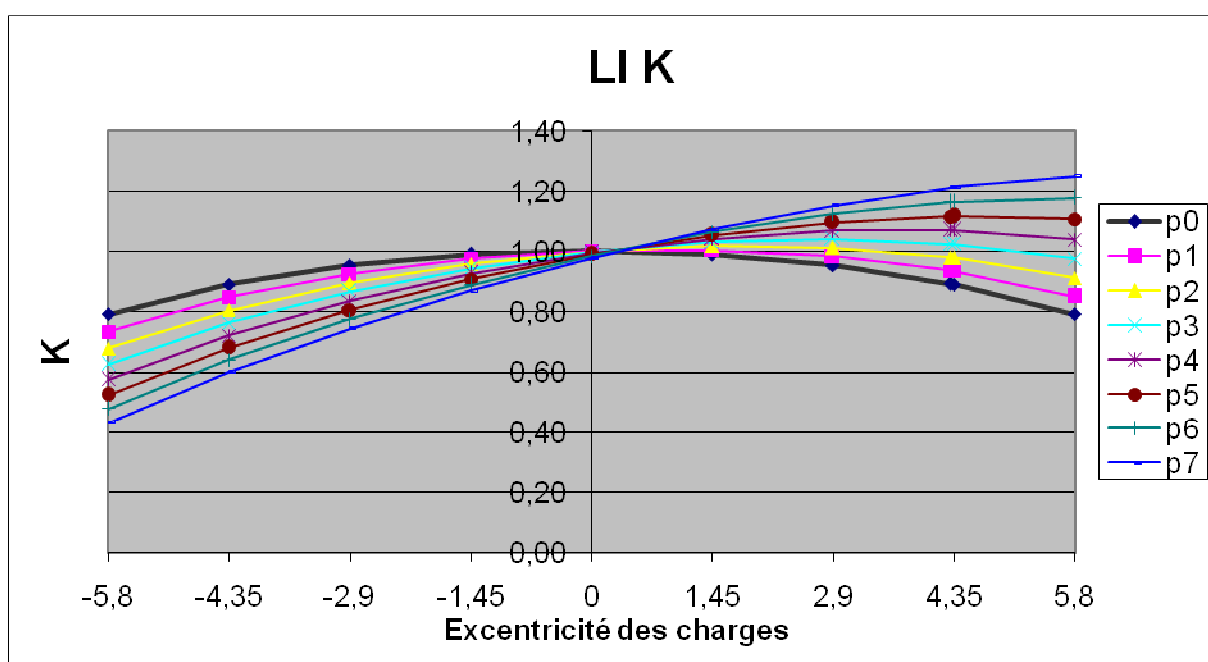
En posant :  $\psi = \frac{\pi e}{b}$ ,  $\beta = \frac{\pi y}{b}$ ,  $\sigma = \theta\pi$ , et  $\chi = \pi - |(\beta - \psi)|$

K a pour expression :

$$K = \frac{\sigma}{2sh^2\sigma} (\sigma ch\sigma + sh\sigma) ch\theta\chi - \theta\chi sh\sigma sh\theta\chi + \frac{P_\beta P_\psi}{(3sh\sigma ch\sigma) - \sigma} + \frac{Q_\beta Q_\psi}{(3sh\sigma ch\sigma) + \sigma}$$

Où  $P_u = (\sigma ch\sigma - sh\sigma) ch\theta u - \theta u sh\sigma sh\theta u$   
 $Q_u = (2sh\sigma + \sigma ch\sigma) sh\theta u - \theta u sh\sigma ch\theta u$

(u pouvant prendre la valeur de  $\beta$  ou  $\psi$ )



Pi étant le CRT de la poutre N°i compté à partir de la poutrelle centrale N°0.

A partir des LI de K sur la largeur utile pour les différentes fibres étudiées, les valeurs des coefficients K pour chaque type de charge peuvent être déduites des expressions suivantes :

$$A(L) : K_A = \frac{A_{LI}}{L_c}$$

$A_{LI}$  - aire de la LI

$L_c$  - largeur chargée

$$B : K_{B_i} = \frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$$

Avec  $P_i = 6T, 12T, 12T$  pour Bc et  $P_i = 16T$  pour Bt

$K_i$  - ordonnées de la LI pour chaque position de la charge

$$\text{Trottoirs : } K_P = \frac{A_{LI}}{L_c}$$

#### b) Flexion transversale

La flexion transversale est déterminée par la méthode de Guyon-Massonnet-Barès avec prise en compte du coefficient de flexion transversale.

Il est bien de mentionner que la méthode de calcul employée suppose en faisant abstraction de la présence des poutrelles et en considérant ainsi la dalle comme homogène et isotrope.

Pour une charge P infiniment étroite, d'étalement  $2c$ , le moment transversal dans une section  $x$  située sur la fibre  $y$ , est donnée par :

$$M_y(x, y, d) = \sum_m P \times \frac{2b'}{\pi c} \times \frac{1}{m} \times \sin \frac{m\pi c}{\lambda'} \times \sin \frac{m\pi d}{\lambda'} \times \sin \frac{m\pi x}{\lambda'} \times \mu_m(y, e)$$

$x$  - abscisse longitudinale de la section étudiée ;

$y$  - abscisse transversale de la fibre étudiée par rapport à l'axe mécanique ;

$d$  - abscisse longitudinale au centre de la charge ;

$e$  - abscisse transversale de la charge par rapport à l'axe mécanique ;

$m$  - numéro de l'harmonique ;

L'étude sera effectuée à la section mi-portée. Alors,  $x = \frac{L}{2}$  avec  $L$  - travée de calcul et

$y = 0m$  - la fibre étudiée est l'axe longitudinal du pont.

c) Calcul de  $\mu_m(y, e)$

Avec les notations :  $\psi = \frac{\pi e}{b}$ ,  $\beta = \frac{\pi y}{b}$ ,  $\sigma = \theta\pi$ ,  $\chi = \pi - |(\beta - \psi)|$ ,  $\nu$  - coefficient de Poisson

tel que  $\nu = 0$  à l'ELU et  $\nu = 0,2$  à l'ELS

$$\mu_m = \frac{-1}{4\sigma \sin^2 \sigma} \left[ \frac{\{[(1-\nu)\sigma \operatorname{ch}\sigma - (3+\nu)\operatorname{sh}\sigma]\operatorname{ch}\theta\beta - (1-\nu)\theta\beta \operatorname{sh}\sigma \operatorname{sh}\theta\beta\} \{[(1-\nu)\sigma \operatorname{ch}\sigma - (1+\nu)\operatorname{sh}\sigma]\operatorname{ch}\theta\psi - (1-\nu)\theta\psi \operatorname{sh}\sigma \operatorname{sh}\theta\psi\}}{(3+\nu)\operatorname{sh}\sigma - (1-\nu)\sigma} \right. \\ + \frac{(1-\nu)^2 [\sigma \operatorname{ch}\sigma \operatorname{sh}\theta\beta - \theta\beta \operatorname{sh}\sigma \operatorname{ch}\theta\beta] [(\sigma \operatorname{ch}\sigma + 2\operatorname{sh}\sigma)\operatorname{sh}\theta\psi - \theta\psi \operatorname{sh}\sigma \operatorname{sh}\theta\psi]}{(3+\nu)\operatorname{sh}\sigma \operatorname{ch}\sigma + (1-\nu)\sigma} \\ \left. + [(1-\nu)\sigma \operatorname{ch}\sigma \operatorname{ch}\theta\chi - (1+\nu)\sigma \operatorname{sh}\sigma \operatorname{ch}\theta\chi - (1-\nu)\theta\chi \operatorname{sh}\sigma \operatorname{sh}\theta\chi] \right]$$

Cette expression donne la LI du coefficient de flexion transversale  $\mu_m(y, e)$  pour les harmoniques 1, 3, 5 sur la largeur utile pour la fibre étudiée.

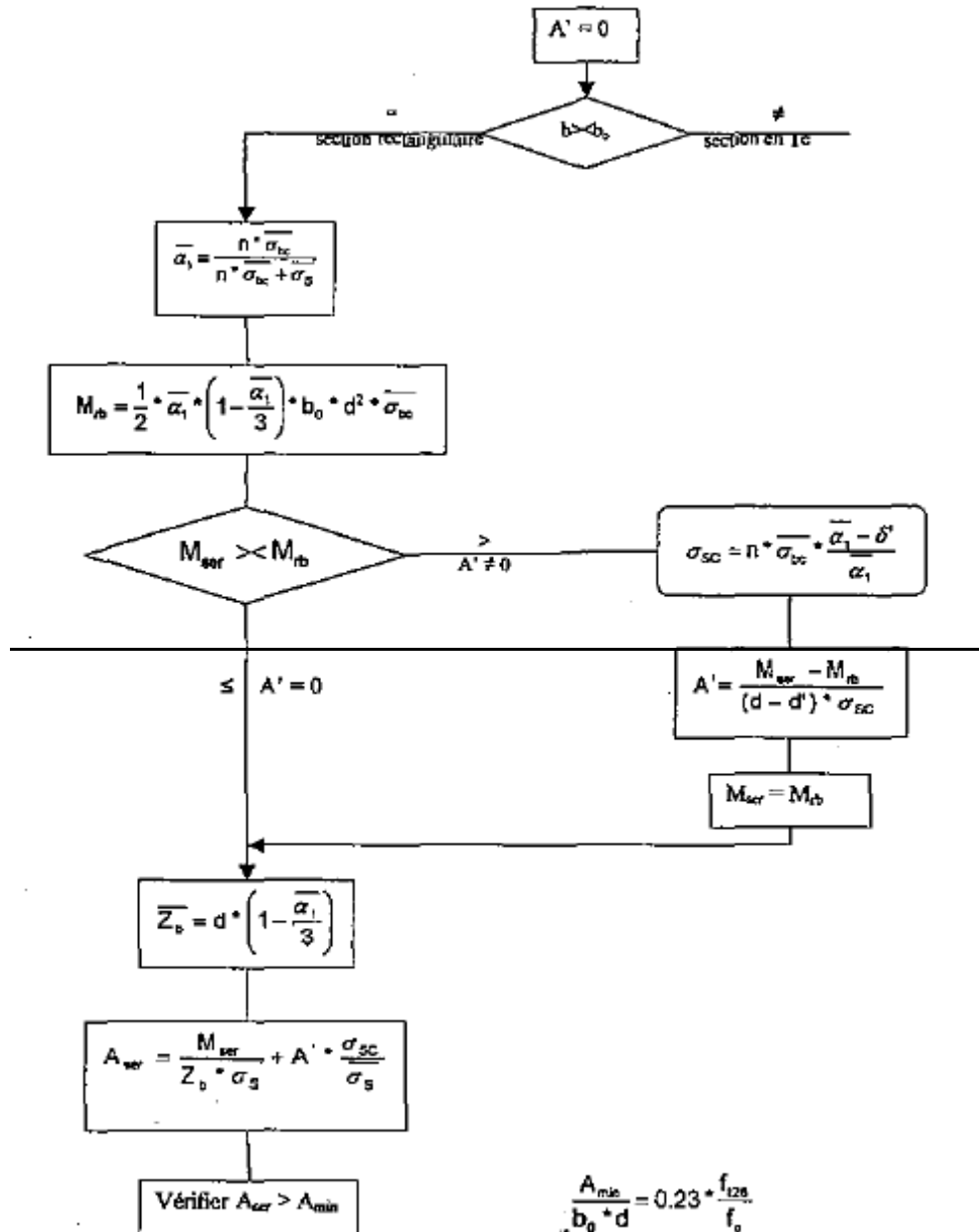
Comme pour le calcul du CRT « K », la largeur roulable, les trottoirs et toutes les charges sont étalés au niveau de la fibre moyenne de la traverse.

Ainsi à partir des LI de  $\mu_m(y, e)$ , on obtient les valeurs de  $\mu_m$  associées à chaque type de charge.

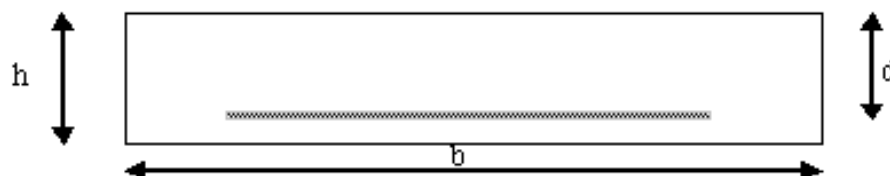
***ANNEXE V. ORGANIGRAMME DE CALCUL DES  
SECTIONS D'ARMATURES EN BAEI***

## A V 1) Flexion simple

### a) Algorithmme



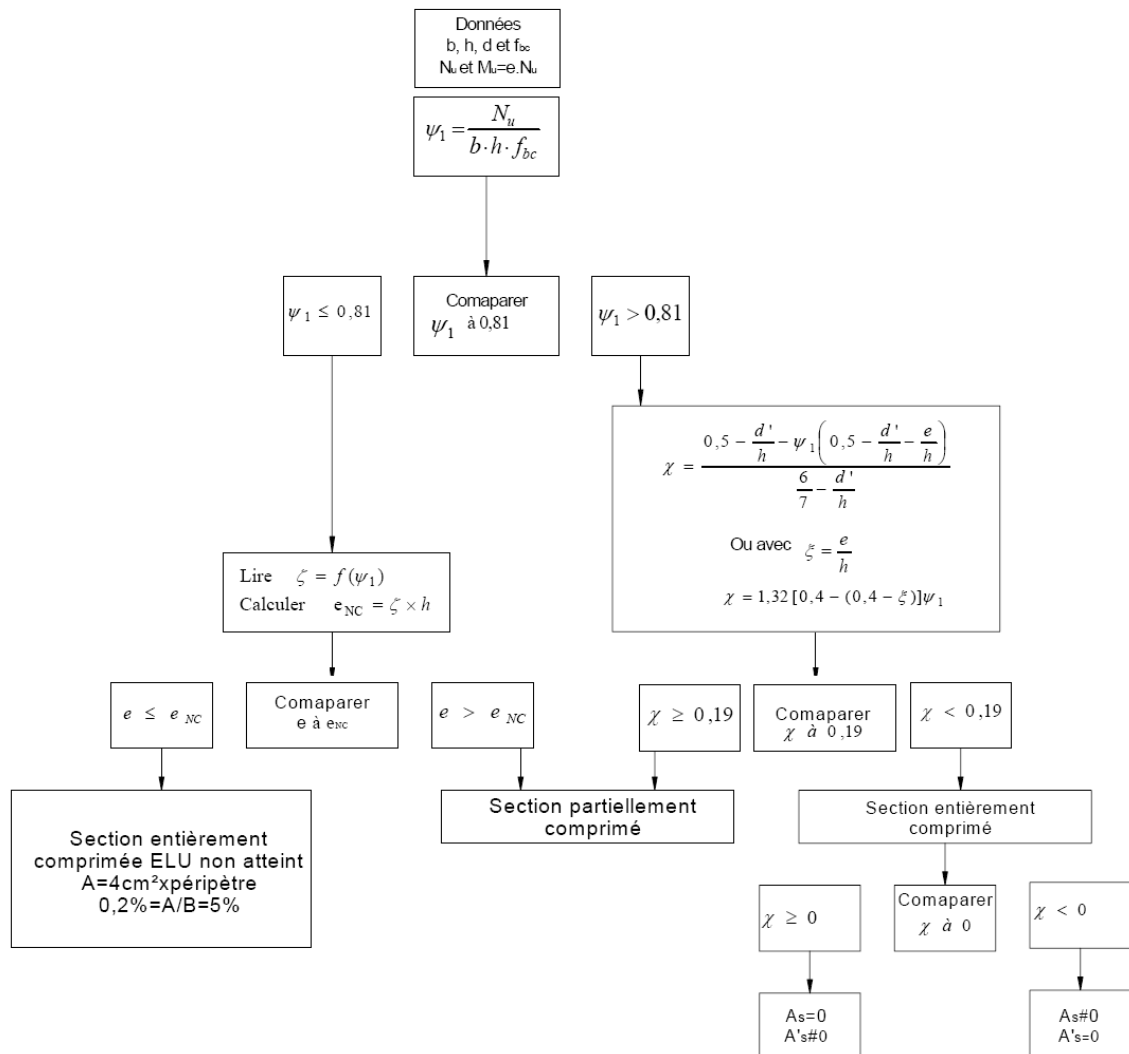
### b) Schéma de calcul d'une section soumise à une flexion simple



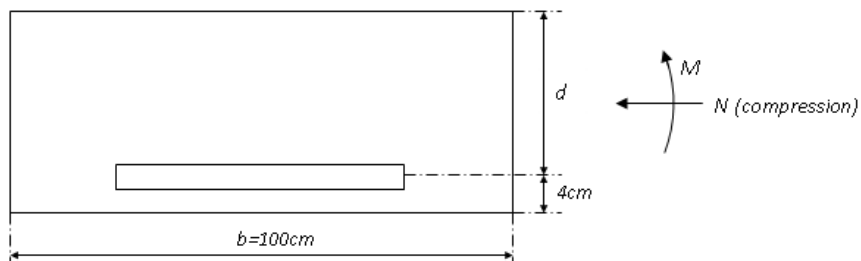


## A V 2) Flexion composée

### a) Algorithme



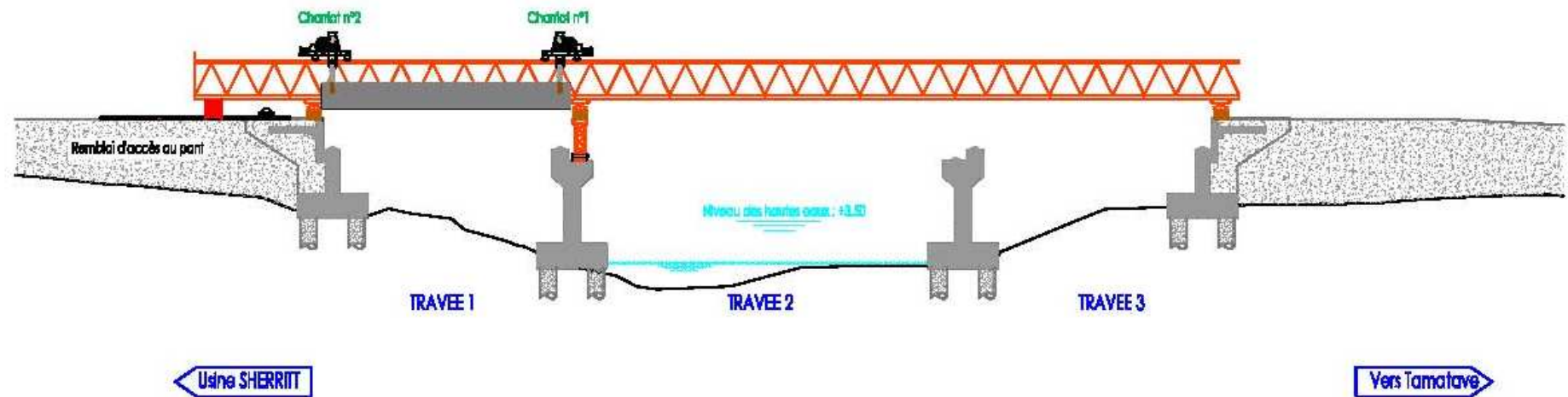
### b) Schéma de calcul



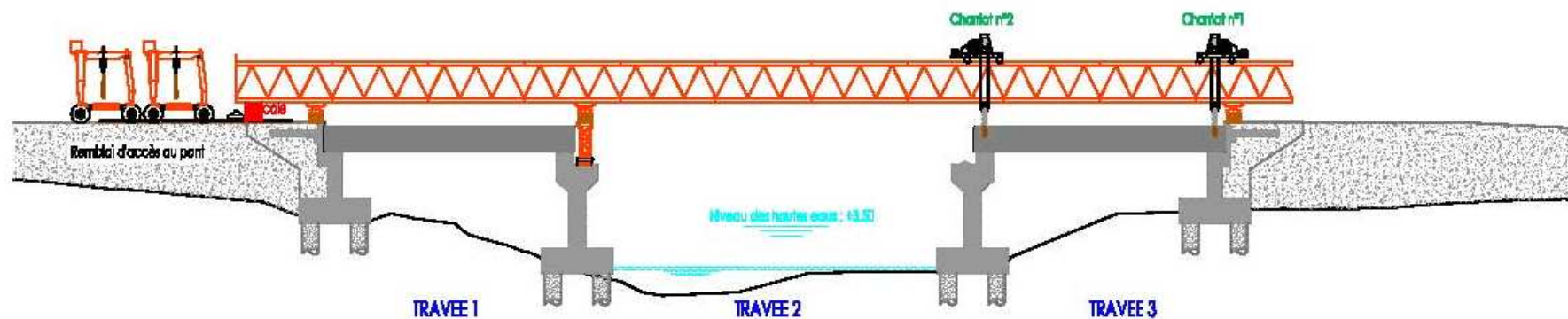
***ANNEXE VI. METHODOLOGIES DE MISE EN  
ŒUVRE DE LA SUPERSTRUCTURE***

**Lancement des poutres BA de la travée 1**

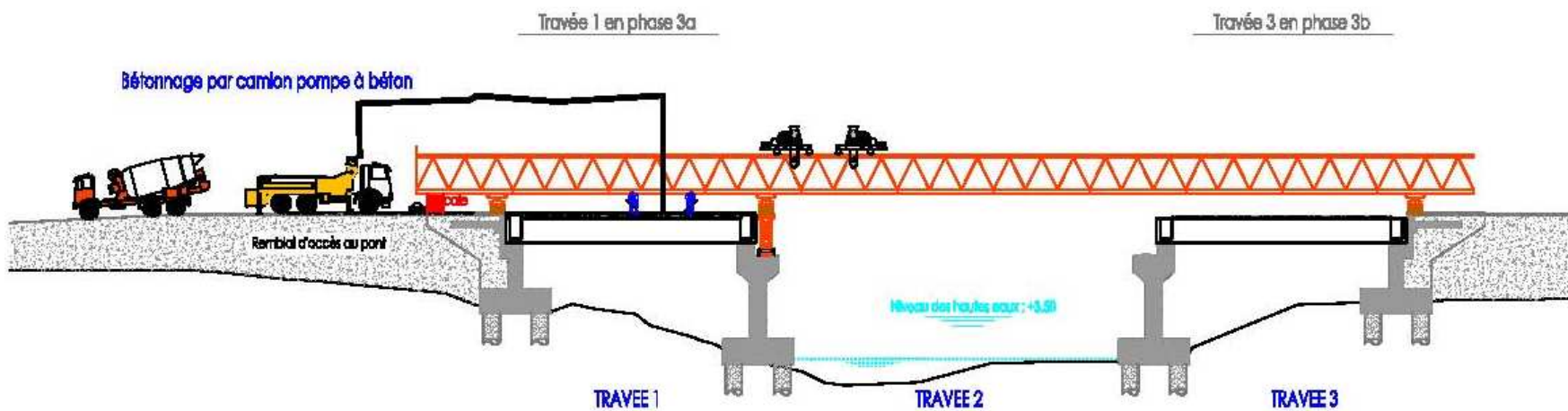
Avancement de la poutre jusqu'à son aplomb théorique



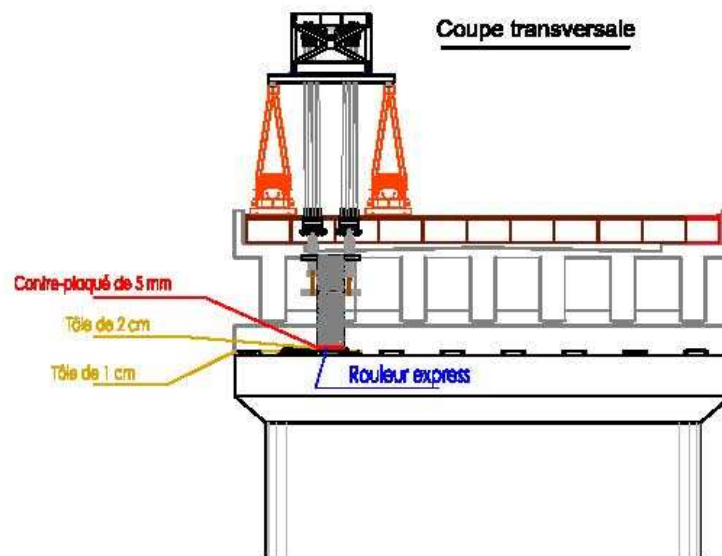
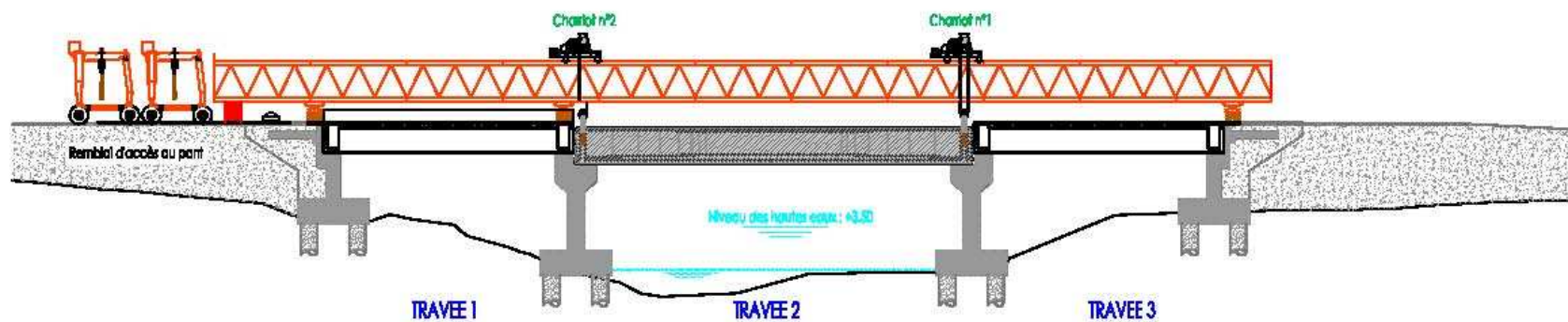
### Lancement des poutres BA de la travée 3



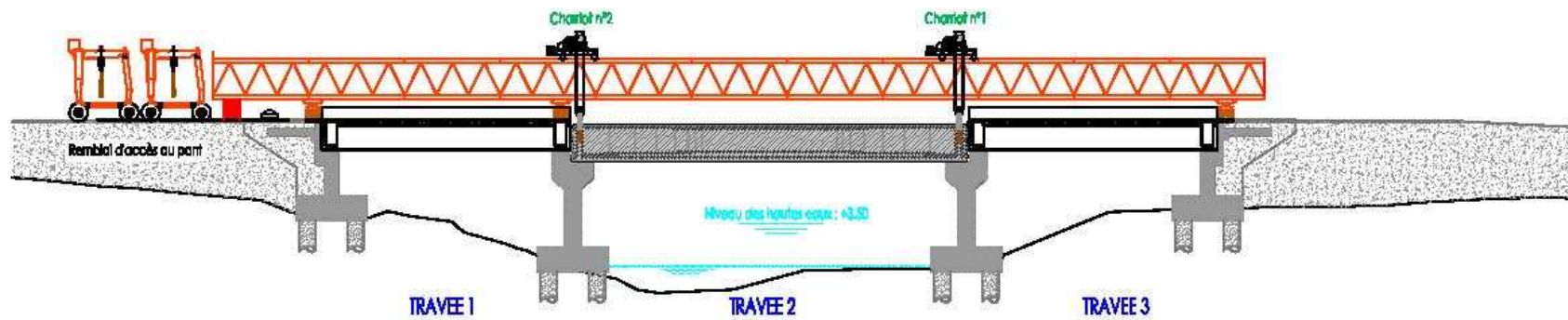
### Bétonnage des entretôles de poutres BA , pose prédalles et réalisation dalle et garde corps



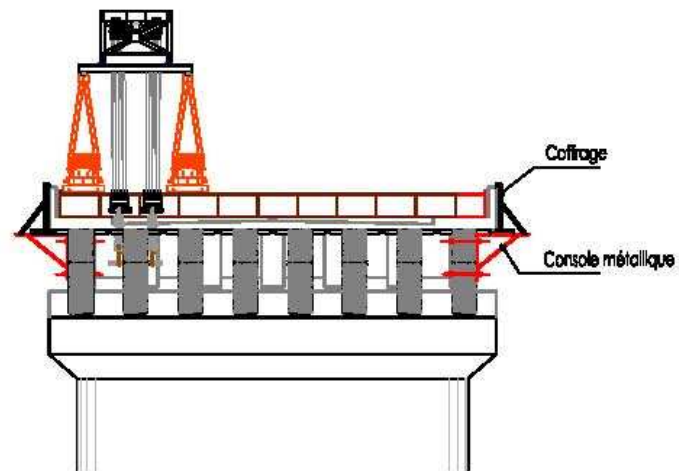
Lancement des poutres de rive en BP et pose sur rouleur express

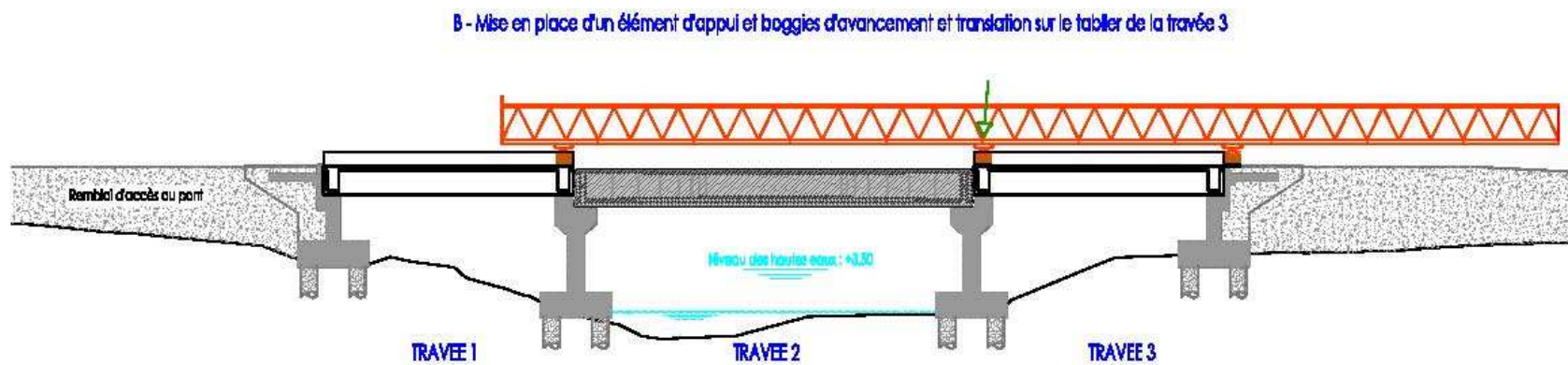
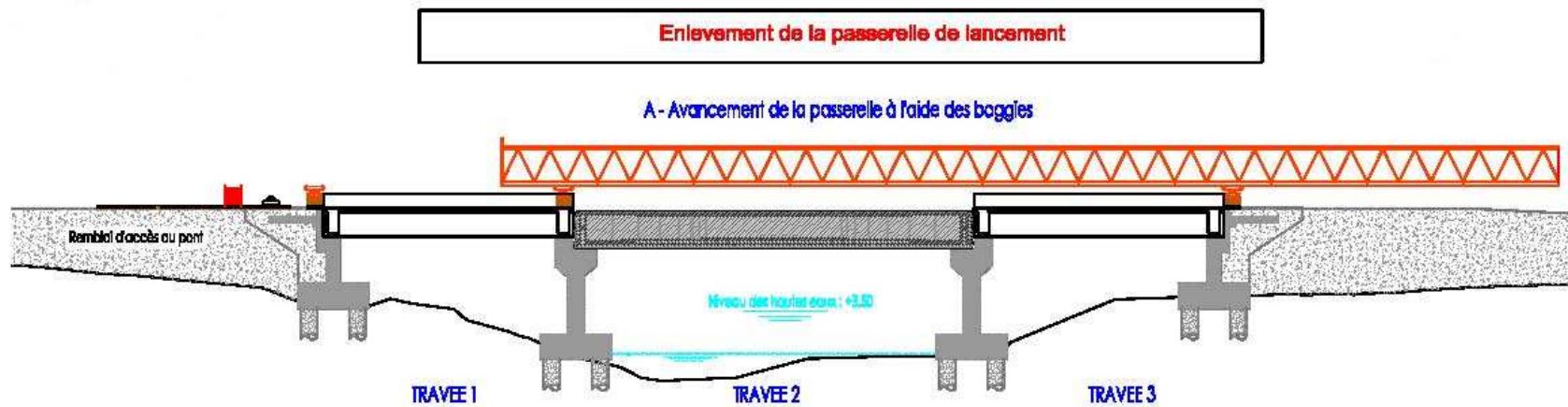


Mise en place des poutres BP centrales et réalisation des consoles métalliques



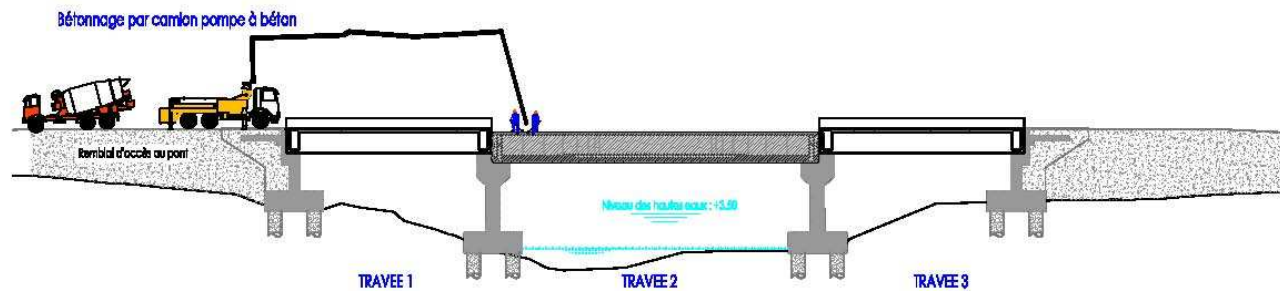
### Coupe transversale



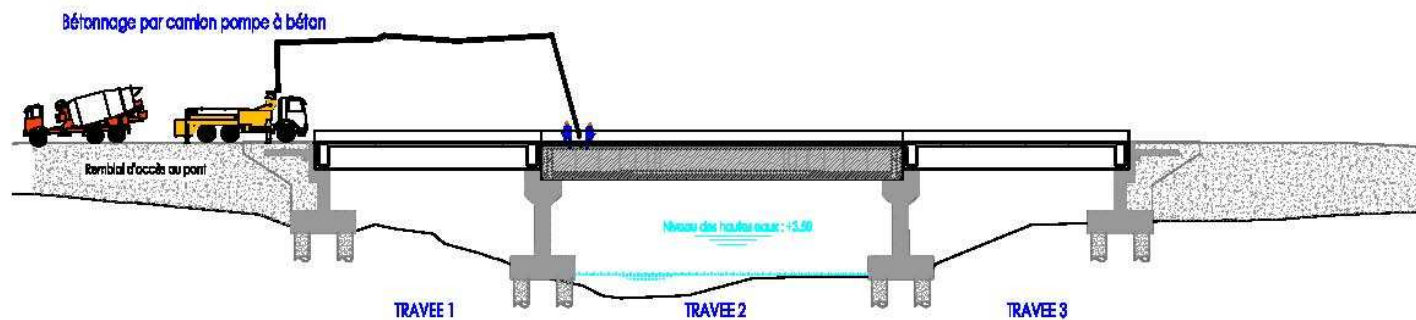




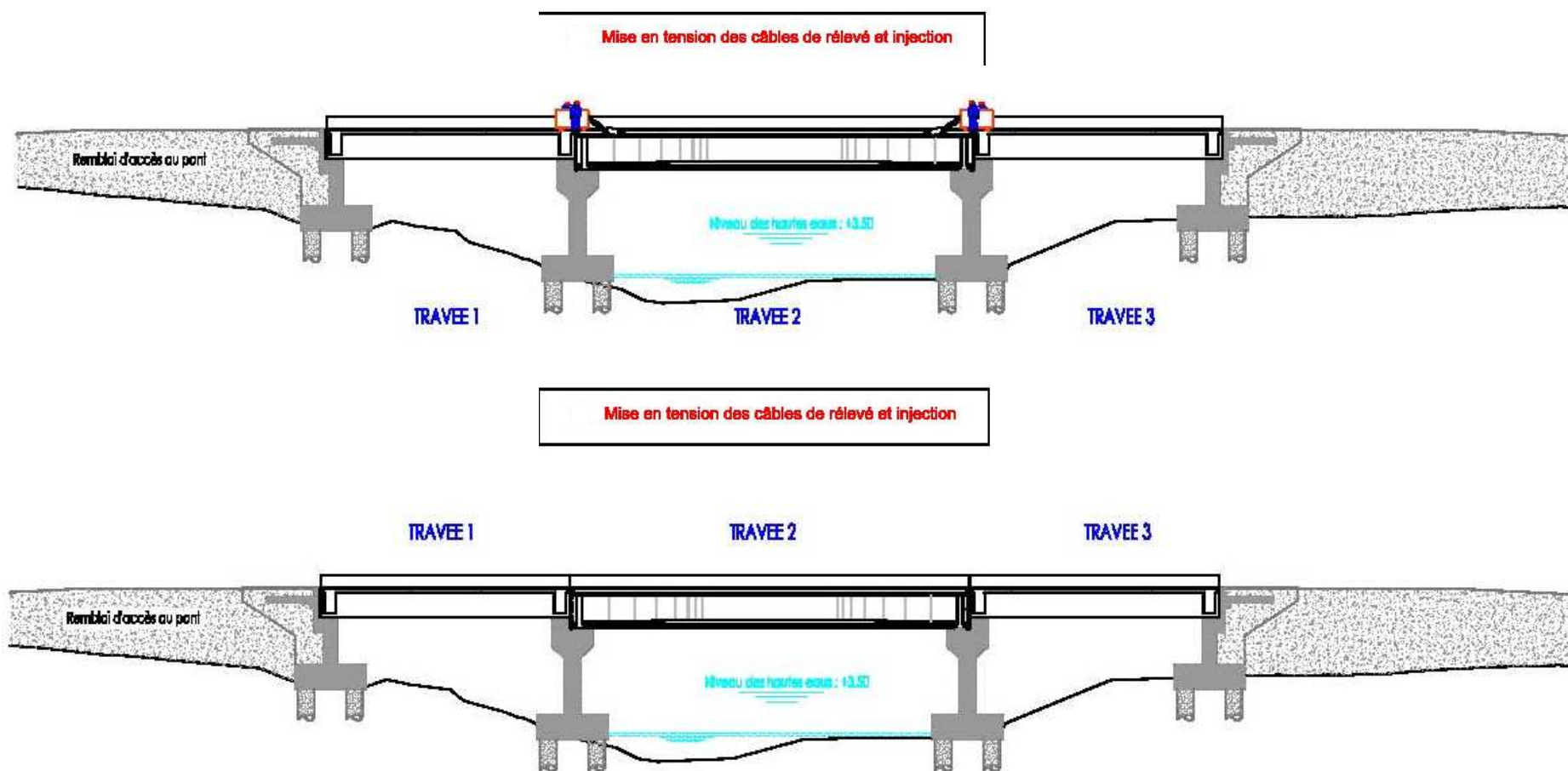
Béton de cachetage des poutres précontraintes, bétonnage des entretoises des poutres , pose des prédalles



Ferrailage et bétonnage de la dalle, trottoir et garde corps de la travée BP









# TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS .....	I
SOMMAIRE .....	II
NOTATIONS ET SYMBOLES .....	III
ABREVIATIONS.....	V
LISTE DES TABLEAUX .....	VI
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DES ANNEXES .....	XI
INTRODUCTION .....	1
PARTIE I.  GENERALITES SUR LE PROJET.....	2
<i>Chapitre I.</i> CONTEXTE DU PROJET .....	2
I 1 – Description du projet Ambatovy.....	2
I 2 Acteurs du projet .....	3
I 3 Définition du projet.....	3
<i>Chapitre II.</i> DESCRIPTION DE L’OUVRAGE .....	5
II 1 Données naturelles.....	5
II.1.1 Caractéristiques géotechniques.....	5
II.1.2 Données hydrologiques et hydrauliques .....	5
II 2 Données fonctionnelles .....	6
II.2.1 Longitudinalement (longueur et travée).....	6
II.2.2 Transversalement.....	6
PARTIE II.  ETUDES SOMMAIRES .....	7
<i>Chapitre III.</i> ANALYSE MULTICRITERE .....	7
III 1 Les critères d’évaluation .....	7
III 2 Comparaison des variantes selon les critères d’évaluation .....	8
III 3 Choix multicritère .....	8
III 4 Interprétations .....	9
<i>Chapitre IV.</i> HYPOTHESES DE CALCUL.....	11
IV 1 Les caractéristiques des matériaux .....	11
IV.1.1 Le béton .....	11

IV.1.2 Les aciers.....	11
IV.1.3 Le béton armé.....	12
IV 2 Surcharges d'exploitation.....	12
IV.2.1 Système de surcharge A.....	13
IV.2.2 Le système B .....	13
IV.2.2.1) Le système B <sub>c</sub> de camion type : .....	14
IV.2.2.2) Le système B <sub>t</sub> d'un tandem de deux roues de 32t : .....	14
IV.2.2.3) Le système B <sub>r</sub> d'une roue isolée de 10t. ....	14
IV.2.3 Surcharge de trottoir .....	15
IV.2.4 Efforts de freinage .....	15
IV.2.5 Surcharge de l'autoclave.....	16
IV 3 Classification des charges .....	16
IV.3.1 Charges permanentes, G.....	16
IV.3.2 Charges variables, Q.....	16
IV 4 Combinaisons des actions .....	17
IV.4.1 Combinaisons vis-à-vis des états limites de service (ELS).....	17
IV.4.2 Combinaisons vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) .....	17
Chapitre V. DEFINITION DU TABLIER EN BETON PRECONTRAINT .....	19
V 1 Prédimensionnement de la dalle en béton armé .....	19
V.1.1 Détermination des charges appliquées [AnnexeIV 1 page xiii] .....	21
V.1.1.1) A la partie console.....	21
V.1.1.2) En travée .....	22
V.1.2 Calcul de la hauteur utile de la dalle [AnnexeIV 1 page xv].....	26
V.1.3 Vérification [AnnexeIV 1 page xv].....	27
V.1.3.1) Vérification à l'effort tranchant .....	27
V.1.3.2) Vérification au poinçonnement .....	28
V.1.4 Ferrailage de la dalle.....	28
V.1.4.1) Les armatures principales en [ $cm^2 / m$ ] .....	29
V.1.4.2) Les armatures de répartition .....	29

V.1.5 Calcul du ratio de la dalle.....	30
V.1.5.1) Poids de l'acier en $[Kg]$ .....	30
V.1.5.2) Volume du béton en $[m^3]$ .....	31
V 2 Prédimensionnement de la poutre.....	32
V.2.1 Inventaire des charges appliquées [AnnexeIV 2 page xv] .....	33
V.2.1.1) Charges permanentes .....	33
V.2.1.2) Charges d'exploitation .....	33
V.2.2 Calcul des sollicitations [AnnexeIV 2 page xvi] .....	36
V.2.2.1) Calcul des moments fléchissants .....	36
V.2.2.2) Calcul des efforts tranchant.....	38
V.2.3 Prédimensionnement de la section de la poutre .....	38
V.2.3.1) Géométrie de la poutre .....	38
V.2.3.2) Détermination de la dimension de la largeur du talon [AnnexeIV 2 page xvii] ...	38
V.2.4 Prédimensionnement des câbles.....	40
V.2.4.1) Détermination de la force de précontrainte.....	40
V.2.4.2) Détermination du nombre de câbles de précontrainte.....	41
V.2.4.3) Tracé des câbles .....	42
V.2.5 Les armatures passives .....	45
V.2.6 Calcul des ratios de la poutre .....	45
V.2.6.1) Poids des aciers actifs (ou armatures de précontrainte).....	45
V.2.6.2) Poids des aciers passifs en $[Kg]$ .....	45
V.2.6.3) Volume du béton en $[m^3]$ .....	45
V.2.6.4) Ratio en $[kg / m^3]$ .....	45
V 3 Devis estimatif sommaire des matériaux .....	46
V 4 Méthodologies de mise en œuvre.....	47
V.4.1 Poutres :.....	47
V.4.2 Hourdis :.....	48
V.4.3 Remarque:.....	48
V 5 Synthèses .....	48
Chapitre VI. DEFINITION DU TABLIER EN POUTRELLES ENROBEES.....	52

VI 1 Calculs des sollicitations .....	52
VI.1.1 Inventaires des charges appliquées.....	52
VI.1.1.1) Charges permanents .....	52
VI.1.1.2) Surcharges de chaussée : .....	53
VI.1.2 Calcul de la flexion longitudinale .....	53
VI.1.2.1) Les moments fléchissant bruts à L/2 .....	53
VI.1.2.2) Les moments fléchissant maximaux à L/2 .....	54
VI 2 Prédimensionnement de la hauteur des poutrelles.....	54
VI.2.1 Caractéristiques de la section homogénéisée .....	54
VI.2.1.1) Position du centre de gravité.....	54
VI.2.1.2) Moment d'inertie.....	55
VI.2.1.3) Dimension fictives utilisés.....	56
VI.2.1.4) Vérification à la non déformation permanente.....	56
VI.2.1.5) Vérification des contraintes en travée.....	56
VI.2.1.6) Calcul de la hauteur des poutrelles .....	58
VI 3 Redimensionnement de la section .....	58
VI.3.1 Calcul de $M_{rp}$ .....	58
VI.3.2 Déformation sous charge d'exploitation .....	59
VI.3.3 Calcul du ferrailage longitudinal .....	59
VI.3.4 Stabilité de forme des poutrelles.....	60
VI.3.5 Calcul de la contrainte de compression $\sigma_f$ .....	60
VI.3.6 Calcul de la contrainte critique de déversement.....	61
VI.3.7 Flexion transversale .....	62
VI.3.7.1) Calcul de $M_y(x, y, d)$ .....	62
VI.3.7.2) Calcul des armatures transversales .....	62
VI.3.7.3) Vérification de la section à l'ELS .....	63
VI 4 Calcul du ratio du tablier en poutrelles enrobées .....	63
VI.4.1 Poids de l'acier .....	63
VI.4.2 Volume du béton : .....	64
VI.4.3 Poutrelles : .....	64

VI.4.4 Ratio .....	64
VI 5 Devis estimatif .....	64
VI 6 Phasage des travaux et méthodologies de mise en œuvre.....	65
VI 7 Synthèses .....	65
PARTIE III. PROJET DE RENFORCEMENT ET DIMENSIONNEMENT DES TABLIERS DE RIVE...	67
Chapitre VII. PROJET DE RENFORCEMENT .....	68
VII 1 Géométrie de la structure .....	68
VII 2 Calcul des sollicitations.....	69
VII.2.1 Courbe enveloppe des moments fléchissant.....	69
VII.2.1.1) Cas 1 : sans convoi exceptionnel.....	69
VII.2.1.2) Cas 2 : avec convoi exceptionnel sans renforcement .....	71
VII.2.1.3) Cas 3 : avec convoi exceptionnel avec renforcement.....	72
VII.2.2 Calcul des réactions aux appuis .....	74
VII.2.3 Détermination du coefficient de raideur $k_1$ de l'appui élastique .....	74
VII.2.4 Détermination du coefficient $k_2$ caractéristiques de l'appui élastique .....	75
VII.2.4.1) Détermination de la section de la structure .....	76
VII.2.4.2) Détermination des réactions d'appui et des efforts dans les barres (méthode des forces) .....	77
VII.2.4.3) Résolution du système.....	78
Chapitre VIII. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER DE RIVE.....	81
VIII 1 Dimensionnement de la dalle .....	81
VIII 2 Dimensionnement de la poutre .....	81
VIII.2.1 Calcul de l'épaisseur de l'âme et la hauteur utile estimées de la poutre.....	81
VIII.2.2 Détermination des armatures.....	83
VIII.2.2.1) Calcul des moments résistants .....	84
VIII.2.3 Calcul du ratio .....	87
VIII.2.3.1) Calcul du poids des aciers .....	87
VIII.2.3.2) Volume du béton [m <sup>3</sup> ] .....	87
VIII.2.3.3) Le ratio .....	87
PARTIE IV. DIMENSIONNEMENT DES INFRASTRUCTURES .....	88

<i>Chapitre IX.</i>	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI .....	89
IX 1	Evaluation des déformations .....	90
IX.1.1	Rotation d'appui [rad] .....	90
IX.1.2	Variations linéaires .....	90
IX.1.3	Détermination des réactions d'appui .....	91
IX 2	Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	91
IX.2.1	Détermination de l'aire de l'appareil d'appui .....	91
IX.2.2	Détermination de la hauteur nette d'élastomère .....	92
IX.2.3	Dimensions en plan de l'appareil .....	92
IX 3	Vérifications .....	93
IX.3.1	Vérification des contraintes de cisaillement .....	93
IX.3.2	Vérification de la condition de non soulèvement .....	93
IX.3.3	Vérification de non glissement : .....	94
IX 4	Dimensionnement des frettes .....	94
IX 5	Calcul des efforts horizontaux en tête des appuis d'un ouvrage .....	95
IX.5.1	Calcul des coefficients de souplesse .....	95
IX.5.2	Distributions des efforts de freinage : .....	96
IX.5.2.1)	Freinage due à A(L) : .....	96
IX.5.2.2)	Freinage dû au système B <sub>c</sub> .....	96
IX.5.3	Les variations linéaires .....	97
<i>Chapitre X.</i>	DIMENSIONNEMENT DES APPUIS .....	99
X 1	Hypothèses .....	99
X 2	Descente des charges .....	99
X.2.1	Charges permanentes .....	99
X.2.2	Surcharges d'exploitation .....	100
X.2.3	Détermination des efforts .....	101
X.2.4	Inventaires des charges appliqués .....	104
X.2.5	Corbeau d'appui de la dalle de transition : .....	105



X.2.6 Dalle de transition : .....	106
X.2.7 Mur garde grève.....	106
X.2.7.1) Calcul des sollicitations .....	106
X.2.7.2) Calcul des armatures.....	110
X.2.8 Mur en retour.....	111
X.2.8.1) Calculs des sollicitations.....	112
X.2.8.2) Détermination des armatures.....	113
X.2.9 Chevêtres .....	114
X.2.9.1) Calcul des armatures.....	115
X.2.9.2) Les armatures des chevêtres.....	116
X.2.10 Voiles.....	117
X.2.11 Semelles .....	121
X.2.11.1) Conception .....	121
X.2.11.2) Descente des charges au pied de la semelle sous culée.....	122
X.2.11.3) Descente des charges au pied de la semelle sous piles.....	126
X.2.11.4) Calcul des armatures des semelles .....	131
X.2.11.5) Ferrailage de la semelle .....	133
Chapitre XI.  DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES.....	135
XI 1 Hypothèses .....	135
XI.1.1 Combinaison d’actions et sollicitations.....	135
XI.1.1.1) Vis-à-vis des ELU.....	135
XI.1.1.2) Vis-à-vis des ELS .....	136
XI 2 Principe de dimensionnement des pieux .....	136
XI.2.1 Détermination des paramètres de charge.....	136
XI.2.1.1) Effort limite mobilisable sous la pointe .....	136
XI.2.1.2) Effort limite mobilisable par frottement latéral .....	139
XI.2.1.3) Charge limite d’un pieu .....	141
XI.2.1.4) Charge de fluage d’un pieu .....	141
XI.2.1.5) Détermination du nombre de pieux .....	141
XI.2.1.6) Résistance à la compression du béton.....	142
XI.2.2 Justifications de la stabilité de l’ouvrage .....	142
XI.2.3 Calcul des armatures.....	143
PARTIE V.  EVALUATION DU PROJET .....	145

<i>Chapitre XII.</i>	ETUDE FINANCIERE .....	144
<i>XII 1</i>	DEVIS QUANTITATIF.....	144
<i>XII 2</i>	CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES.....	147
<i>XII 3</i>	SOUS DETAIL DES PRIX(les prix sont en MGA).....	148
<i>XII 4</i>	BORDEREAU DES DETAILS ESTIMATIFS .....	152
<i>Chapitre XIII.</i>	ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX .....	155
<i>XIII 1</i>	Présentation du promoteur .....	155
<i>XIII 2</i>	Portée des impacts à évaluer : .....	155
<i>XIII 3</i>	Les sources d'impact : .....	156
<i>XIII.3.1</i>	Les travaux prévus .....	156
<i>XIII.3.2</i>	Evaluation des impacts : .....	157
<i>XIII.3.2.1)</i>	La méthodologie d'évaluation des impacts .....	157
<i>XIII.3.2.2)</i>	Evaluation des impacts : .....	158
<i>XIII 4</i>	Mesures d'atténuation : .....	160
<i>XIII 5</i>	Résumé .....	162
CONCLUSION .....		164
BIBLIOGRAPHIE.....		165
ANNEXES.....		167
TABLE DES MATIERES		

**Nom** : ANDRIAMANANTSOA

**Prénoms**: Yvonne Mamitiana

**Adresse**: Lot 3604II/033-Ambalafary Fianarantsoa 301

**Email** : mamtinyvone@yahoo.fr

**Tél** : 034 10 965 49  
032 41 329 29

Nombre de pages: 174

Nombre de tableaux : 87

Nombre de figures : 56

Titre de mémoire: *OPTIMISATION DU CHOIX DU TABLIER ET  
REINFORCEMENT DU PONT DE PANGALANA EN VUE DU  
PASSAGE DE L'AUTOCLAVE DU POUR LE PROJET AMBATOVY*

### *Résumé :*

Ce projet est destiné avant tout au transport des matériels et matières premières nécessaires à la réalisation du projet Ambatovy. L'ouvrage est de caractéristiques très particulières, spécifiées par le passage de 6 convois exceptionnels de 1200tonnes, connus sur le nom : « autoclave ». nous sommes incités à concevoir une variante qui dimensionne l'ouvrage au trafic routier, lequel sera son usage à long terme, et de proposer un renforcement provisoire qui permettra le passage de ces autoclaves.

La géométrie du pont est délimité par ce convoi, on aura ainsi un pont à 3 voies de 2,87m chacun.

La région Antsinanana va être la première à bénéficier de ce pont au moment où il sera offert à l'Etat. Et vu que celui-ci relie aussi le port et la route nationale N°2, il contribuera fortement au développement du pays tout entier, de par la sortie rapide des transporteurs du port à la périphérie de la ville accélère la rotation des produits.

**Rubrique** : Ouvrage d'art.

**Mots clés** : Pont - B.A - VIPP - Poutrelles enrobées- Renforcement - Fondation

**Encadreur** : Monsieur RAKOTOARIVELO Rivonirina