

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	4
SOMMAIRE	5
LISTE DES TABLEAUX	I
LISTE DES FIGURE	IV
LISTE DES PHOTOS	VI
LISTE DES ANNEXES	VII
LISTE DES ABBREVIATIONS	VIII
LISTE DES NOTATIONS	IX
INTRODUCTION	1
PARTIE I : JUSTIFICATION DU PROJET	
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE PROJET	2
CHAPITRE II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE	4
CHAPITRE III : ETUDE DE TRAFIC	15
PARTIE II : ETUDE PRELIMINAIRE	
CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE	18
CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE	36
CHAPITRE III : PROPOSITION ET ANALYSE DES VARIANTES	45
PARTIE III : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	
CHAPITRE I : NOTION DE LA PRECONTRAINTE	73
CHAPITRE II : HYPOTHESE DE CALCUL	76
A- SUPERSTRUCTURE	
CHAPITRE III : CALCUL DE LA DALLE DU PONT	85
CHAPITRE IV : CALCUL DES ENTRETOISES	100
CHAPITRE V : CALCUL DE LA POUTRE PRINCIPALE	107
B- INFRASTRUCTURE	
CHAPITRE VI : CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS	169
CHAPITRE VII : CALCUL DE LA CULEE	178
CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PILE	196
CHAPITRE IX : CALCUL DES PIEUX	210
PARTIE IV : EVALUATION FINANCIERE, ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX, CONTROLE DE TRAVAUX	
CHAPITRE I : PHASAGE DES TRAVAUX	220
CHAPITRE II : CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORATION DE DEBOURSE	222

CHAPITRE III : DEVIS QUANTITATIF	224
CHAPITRE IV : SOUS DETAIL DES PRIX	226
CHAPITRE V : EVALUATION FINANCIERE DU PROJET	232
CHAPITRE VI : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAUX.....	238
CHAPITRE VII : CONTROLE DE TRAVAUX.....	250
CONCLUSION	262
BIBLIOGRAPHIE	a
ANNEXE	b
TABLE DES MATIERES.....	a

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Superficie des districts dans la région de Betsiboka.....	4
Tableau 2 : Structure de la population dans la région Betsiboka	5
Tableau 3 : Répartition des communes par district selon la disposition d’infrastructures sanitaires	6
Tableau 4 : Répartition des communes par district suivant la disposition d’infrastructures sanitaires privées	6
Tableau 5 : Les Infrastructures scolaires publics en 2008 dans la région de Betsiboka.....	7
Tableau 6 : Surface cultivée/cultivable	9
Tableau 7 : Proportion des communes pratiquant la pêche, rizipisciculture, pisciculture.....	10
Tableau 8 : Activité minière de la région	11
Tableau 9 : Hôtels et restaurants dans la région	13
Tableau 10 : Transport routier.....	14
Tableau 11 : Trafic journalier passé	15
Tableau 12 : Trafic futur	16
Tableau 13 : Hauteur de pluie max journalière	20
Tableau 14 : Hauteur de pluie selon la loi de GIBRAT-GALTON.....	21
Tableau 15 : Hauteur de pluie selon la loi de GUMBEL	23
Tableau 16 : Hauteur de pluie selon la loi de FRECHET	24
Tableau 17 : Valeur de $\phi(n)$	25
Tableau 18 : Hauteur de pluie selon la loi de GOODRICH	25
Tableau 19 : Hauteur de pluie selon la loi de PEARSON III	26
Tableau 20 : Classement des échantillons	28
Tableau 21 : Valeur de v_i pour la loi de GIBRAT_GALTON	28
Tableau 22 : Valeur de v_i pour la loi de GUMBEL.....	29
Tableau 23 : Valeur de v_i pour la loi de GOODRICH	30
Tableau 24 : Valeur de v_i pour la loi de FRECHET.....	31
Tableau 25 : Valeur de v_i pour la loi de PEARSON III	32
Tableau 26 : Récapitulation des hauteurs de pluie	32
Tableau 27 : Intervalle de confiance	34
Tableau 28 : Valeur de $Q(H)$	37
Tableau 29 : Ratio des armatures	46
Tableau 30 : Poids volumique	46
Tableau 31 : Prix unitaire	46
Tableau 32 : Epaisseur du hourdis en fonction de l'entraxe des poutres	49
Tableau 33 : Devis quantitatif de matériau pour la variante en BA	55
Tableau 34 : Devis estimatif sommaire pour la variante en BA.....	55
Tableau 35 : Devis quantitatif de matériau pour la variante en BP.....	62
Tableau 36 : Devis estimatif pour la variante en BP.....	63
Tableau 37 : Largeur des membrures en fonction de la portée de la poutre.....	65
Tableau 38 : Devis quantitatif de matériau pour la variante mixte	68
Tableau 39 : Devis estimatif pour la variante mixte.....	69
Tableau 40 : Analyse multicritère des trois variantes.....	69
Tableau 41 : Notation des trois variantes	71
Tableau 42 : Adjuvant et leur utilisation	83
Tableau 43 : Largeur d’influence des roues de camion sur l’hourdis central.....	88
Tableau 44 : Poids surfacique des charges de camion.....	88
Tableau 45 : Moment isostatique due à la surcharge des camions	89
Tableau 46 : Moment aux appuis et en travée pour ELU et ELS	89

Tableau 47 : Ordonnées de la ligne d'influence pour Section I d'abscisse $x = 0,00\text{m}$	92
Tableau 48 : Ordonnées de la ligne d'influence pour Section II d'abscisse $x = 0,15\text{m}$	92
Tableau 49 : Efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS	92
Tableau 50 : Sollicitation maximale en travée et aux appuis	97
Tableau 51 : Vérification au poinçonnement	99
Tableau 52 : Sollicitation aux appuis et en travée à l'ELU et à l'ELS.....	105
Tableau 53 : Armatures aux appuis et en travée.....	105
Tableau 54 : Coefficient de Répartition Transversale pour chaque surcharge	111
Tableau 55 : Ordonnée et aire de la ligne d'influence du moment fléchissant.....	112
Tableau 56 : Moment dû à la surcharge du trottoir	113
Tableau 57 : Valeur de β_0 en fonction du Nombre de voie de circulation	114
Tableau 58 : Moment fléchissant dû à la surcharge B_c	114
Tableau 59 : Moment fléchissant dans chaque poutre dû à la charge permanente.....	115
Tableau 60 : Moment fléchissant dû à la surcharge $A(l)$ dans chaque poutre.....	116
Tableau 61 : Moment fléchissant dû à la surcharge des trottoirs dans chaque poutre.....	116
Tableau 62 : Moment fléchissant dû à la surcharge B_c dans chaque poutre	117
Tableau 63 : Moment fléchissant à l'ELU et à l'ELS	117
Tableau 64 : Aire et ordonnée de la ligne d'influence des efforts tranchants	118
Tableau 65 : Effort tranchant dû à la charge permanente.....	119
Tableau 66 : Effort tranchant dû à la surcharge $A(l)$	119
Tableau 67 : Effort tranchant dû à la surcharge $A(t)$	120
Tableau 68 : Effort tranchant dû à la charge permanente dans chaque poutre	121
Tableau 69 : Effort tranchant dû à la surcharge $A(l)$ dans chaque poutre	121
Tableau 70 : Effort tranchant dû à la surcharge $A(t)$ dans chaque poutre	122
Tableau 71 : Effort tranchant dû à la surcharge B_c dans chaque poutre	123
Tableau 72 : Effort tranchant à l'ELU et à l'ELS	123
Tableau 73 : Paramètres pour le tracé des câbles	132
Tableau 74 : Coordonnée des câbles	133
Tableau 75 : Tracé de câble équivalent	134
Tableau 76 : Fuseau limite	135
Tableau 77 : Fuseau de passage.....	136
Tableau 78 : Perte de tension par frottement.....	138
Tableau 79 : Perte de tension à l'ancrage	139
Tableau 80 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°1	141
Tableau 81 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°2	141
Tableau 82 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°3	141
Tableau 83 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°4	142
Tableau 84 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°5	142
Tableau 85 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°6	142
Tableau 86 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°7	143
Tableau 87 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°8	143
Tableau 88 : Tension probable après perte de tension instantanée.....	144
Tableau 89 : Perte de tension due à la relaxation des armatures	147
Tableau 90 : Perte de tension due au fluage du béton	147
Tableau 91 : Perte de tension différée totale	148
Tableau 92 : Perte de tension totale.....	148
Tableau 93 : Section nette de la poutre	152
Tableau 94 : Section nette de la poutre + hourdis	152
Tableau 95 : Section homogénéisée de la poutre	152
Tableau 96 : Contrainte normale dans le béton au cours de la phase I.....	153
Tableau 97 : Contrainte normale dans le béton au cours de la phase II	154

Tableau 98 : Contrainte normale dans le béton au cours de la phase III	154
Tableau 99 : Contrainte normal dans le béton au cours de la phase IV	155
Tableau 100 : Contrainte normal dans le béton au cours de la phase V	156
Tableau 101 : Force d'arrêt dans la section d'about.....	158
Tableau 102 : Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°6	159
Tableau 103 : Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°7	160
Tableau 104 : Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°8	161
Tableau 105 : Coefficient de souplesse pour la colonne	171
Tableau 106 : Coefficient de souplesse pour la chevêtre	171
Tableau 107 : Coefficient de souplesse pour les appareils d'appui.....	171
Tableau 108 : Coefficient de souplesse pour la pile.....	172
Tableau 109 : Effort de freinage due à la surcharge Bc et A(l).....	173
Tableau 110 : Effort du au fluage, retrait et à la variation de température	174
Tableau 111 : Efforts horizontaux et verticaux sur la culée et la pile	175
Tableau 112 : Volume et poids de chaque élément de la culée	179
Tableau 113 : Moment du poids des éléments par rapport au point O	179
Tableau 114 : Moment provoqué par la poussée de terre par rapport à O.....	181
Tableau 115 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS	185
Tableau 116 : Charge horizontale et verticale à l'ELU et à l'ELS.....	188
Tableau 117 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS	190
Tableau 118 : Moment engendré par chaque effort par rapport à O	198
Tableau 119 : Moment fléchissant en cas de vent normal.....	201
Tableau 120 : Moment fléchissant en cas de vent extrême	201
Tableau 121 : Moment fléchissant maxima résultant des deux cas de vent	201
Tableau 122 : Valeur de kp en fonction du type de sol	211
Tableau 123 : Extrait de l'essai pressiométrique.....	213
Tableau 124 : Choix de la courbe Q en fonction de la mode de réalisation du pieu et du type de sol	214
Tableau 125 : Charge limite admissible	215
Tableau 126 : Vérification de la charge limite par rapport à la charge appliquée.....	216
Tableau 127 : Coefficient de déboursé.....	222
Tableau 128 : Devis quantitatif des matériaux	224
Tableau 129 : Numéro des séries de prix	226
Tableau 130 : Sous détail du prix du Béton Q400.....	227
Tableau 131 : Sous détail du prix du Béton Q350.....	228
Tableau 132 : Sous détail du prix de la couche d'imprégnation	229
Tableau 133 : Sous détail du prix de l'Acier HA	229
Tableau 134 : Sous détail du prix du coffrage métallique.....	230
Tableau 135 : Sous détail du prix du forage.....	231
Tableau 136 : Bordereau Détail Estimatif.....	232
Tableau 137 : Prix de la totalité de l'ouvrage.....	234
Tableau 138 : Valeur actualisée de revenu.....	235
Tableau 139 : Critère d'évaluation d'impact.....	239
Tableau 140 : Impact prévisionnel en phase préparatoire	241
Tableau 141 : Impact prévisionnel en phase de chantier	244
Tableau 142 : Impact prévisionnel en phase d'exploitation	247

LISTE DES FIGURE

Figure 1 : Localisation du projet	2
Figure 2 : Section fictive trapézoïdale de la rivière.....	36
Figure 3 : Courbe de tarage	37
Figure 4 : Protection contre l'affouillement.....	44
Figure 5 : Variante en BA	48
Figure 6 : Longueur de travée de calcul	49
Figure 7 : angle alpha sur gousset inférieur de la poutre.....	58
Figure 8 : Section de la poutre en acier	64
Figure 9 : Hourdis central.....	85
Figure 10 : Modélisation de la charge permanente.....	86
Figure 11 : Modélisation des roues de camion sur l'hourdis.....	87
Figure 12 : Section I et II pour le calcul des efforts tranchants.....	90
Figure 13 : Ligne d'influence des efforts tranchants pour le système de roue	90
Figure 14 : Modélisation de la charge permanente sur l'hourdis central	93
Figure 15 : Modélisation de la charge de 60kN d'une roue B _c	94
Figure 16 : Roue isolée de 30kN	96
Figure 17 : Modélisation de la charge permanente sur l'entretoise.....	100
Figure 18 : Modélisation de la charge permanente pour le calcul du moment.....	101
Figure 19 : File de roue du camion B _c comprise sur l'entretoise.....	102
Figure 20 : Rangée de roue du camion B _c sur l'entretoise.....	102
Figure 21 : File de roue du camion B _t sur l'entretoise	103
Figure 22 : Rangée de roue B _t sur l'entretoise	103
Figure 23 : Ligne d'influence des efforts tranchants aux appuis et en travée pour B _c	103
Figure 24 : Ligne d'influence des efforts tranchants aux appuis et en travée pour B _t	104
Figure 25 : Excentrement de la surcharge du trottoir	109
Figure 26 : Excentrement de la résultante des forces due au camion B _c	110
Figure 27 : Ligne d'influence du moment fléchissant.....	111
Figure 28 : Ligne d'influence du moment fléchissant pour une position du camion B _c	114
Figure 29 : Section de la poutre en Té.....	124
Figure 30 : Espacement horizontal et vertical des câbles de précontrainte	130
Figure 31 : Distance des armatures au parement.....	130
Figure 32 : Disposition des câbles au niveau de la zone relevée.....	131
Figure 33 : Tracé de câble	136
Figure 34 : Appareil d'appui	169
Figure 35 : Vue en élévation de la culée	178
Figure 36 : Modélisation de la poussée de terre	180
Figure 37 : Modélisation de la poussée de terre	182
Figure 38 : Modélisation de la poussée due au surcharge des remblais	183
Figure 39 : Vue en élévation du mur en retour.....	186
Figure 40 : Modélisation de la poussée de terre	189
Figure 41 : Transmission des efforts de compression du mur la semelle.....	193
Figure 42 : Modélisation des efforts sur la pile.....	197
Figure 43 : Effort appliqué sur la pile en cas de vent normal.....	199
Figure 44 : Effort appliqué sur la pile en cas de vent extrême	199
Figure 45 : Représentation de la pression limite nette.....	210

Figure 46 : Valeur de q_s en fonction de PI^*	214
Figure 47 : Fonctionnement d'un pervibrateur	258

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Ancien pont en béton armé	3
Photo 2 : Emplacement du nouveau pont à côté du pont Bailey	3
Photo 3 : Visite du LNTPB sur le chantier Manambatomby	251
Photo 4 : Forage d'un pieu	253
Photo 5 : Tube de réservation.....	254
Photo 6 : Centrale à béton	256
Photo 7 : Granulats	257
Photo 8 : Eau de gâchage	257

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : TABLEAU DE GAUSS	c
ANNEXE B : TABLE DE ϕ EN FONCTION DE γ	d
ANNEXE C : ESTIMATION DES CRUES SEUIL DE CONFIANCE 95%	e
ANNEXE D : TABLE DE PEARSON III	a
ANNEXE E : TABLE DE DISTRIBUTION χ^2 DE PEARSON	b
ANNEXE F : FONCTION FACTORIELLE D'EULER	c
ANNEXE G : ABAQUE POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT ...	d
ANNEXE H : RESULTAT PENETROMETRIQUE	g
ANNEXE I : ABAQUE D'INTERACTION DE WALTER	h
ANNEXE J : PLAN DE FERRAILLAGE	a

LISTE DES ABBREVIATIONS

Ar	: Ariary
ARM	: Autorité Routière de Madagascar
BA	: Béton Armée
BAEL	: Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites
BP	: Béton Précontrainte
BPEL	: Béton Précontrainte aux Etats Limites
CRT	: Coefficient de réparation Transversale
ELS	: Etat Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
ESPA	: Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
FP	: Fissuration Préjudiciable
FPP	: Fissuration Peut Préjudiciable
FTP	: Fissuration Très Préjudiciable
HA	: Haute Adhérence
HT	: hors taxe
TVA	: Taxes sur Valeurs Ajoutée
INSTAT	: Institut Nationale de la Statistique
LI	: Ligne d'Influence
LNTPB	: Laboratoire Nationale des Travaux Public
MO	: Main d'œuvre
MST	: Maladies Sexuellement Transmissibles
N°	: Numéro
PHE	: Plus Hautes Eaux
PHEC	: Plus Hautes Eaux Cycloniques
PK	: Points Kilométriques
PU	: Prix Unitaire
RN	: Route Nationale
SETRA	: Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
U	:Unité

LISTE DES NOTATIONS

Minuscules latines:

A : Section d'armatures tendues
 A_{\min} : Armature minimale
 A_r : Armature de répartition
 A_u : Section d'armatures à l'ELU
 A_{ser} : Section d'armatures à l'ELS
B : Aire de la section du béton
C : Coefficient de débit
E : Module d'élasticité longitudinal
H : hauteur, profondeur
I : Pente moyenne, Moment d'inertie d'une section
L : Longueur d'une pièce en béton
M : Moment fléchissant
 M_u : Moment fléchissant à l'ELU
 M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS
N : Effort Normal
 N_u : Effort Normal à l'ELU
 N_{ser} : Effort Normal à l'ELS
P : Périmètre mouillé
Q : Débit de crue
 Q_{su} : Charge limite de frottement latéral
Q : Charge limite
 Q_c : Charge de fluage
 Q_{pu} : Charge limite de pointe
R : Rayon hydraulique
S : Surface mouillée
V : Vitesse d'écoulement de l'eau
V : Effort tranchant
 V_u : Effort tranchant à l'ELU
 V_{ser} : Effort tranchant à l'ELS

Minuscules latines

b : Largeur d'une section rectangulaire
d : Hauteur utile d'une section rectangulaire
e : Enrobage, excentricité
f : Flèche / Coefficient de frottement en courbe d'armature de précontrainte
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 j
 f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 j
 f_{bu} : Contrainte de calcul du béton à l'ELU
 f_e : Limite élastique de l'acier

g : Accélération de la pesanteur
 h : Hauteur d'une section rectangulaire
 C : Coefficient de rugosité
 l : Longueur, portée d'une pièce
 l_f : Longueur de flambement
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton
 p_l : Pression limite
 p_{le} : Pression limite équivalente
 z : Bras de levier

Minuscules grecques

α : Coefficient adimensionnel, angle
 γ_b : Coefficient de sécurité vis-à-vis du béton
 γ_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis de l'acier
 δ : Coefficient de majoration dynamique, rapport
 η : Coefficient de fissuration
 λ : Elancement d'une pièce en béton
 φ : Angle
 ρ : Masse volumique, rendement
 ρ_{1000} : Valeur garantie par la relaxation de l'acier à 1000h
 $\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier à l'ELS
 σ_{bc} : Contrainte du béton en service
 σ_s : Contrainte de l'acier en service
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle du béton
 $\overline{\tau}_u$: Contrainte tangente limite du béton

Majuscules grecques

Δz : Surélévation d'eau
 Φ : Diamètre des aciers
 Φ_t : Diamètre des armatures transversales

INTRODUCTION

Madagascar figure parmi les plus beaux pays du monde, notamment par sa biodiversité majoritairement endémique, la grande richesse qu'elle renferme mais aussi par cette population chaleureuse et accueillante.

Nous allons aborder sur la province de Mahajanga qui est bien évidemment reconnu pour être une destination touristique et surtout une région constamment chaude. Ce joyau risque pourtant d'être à l'écart du monde si toutes les infrastructures permettant d'y accéder sont dans des états déplorable.

C'est essentiellement dans ce but qu'est née l'initiative de l'Etat Malagasy à rénover les principaux ouvrages reliant cet axe routier à savoir la Route Nationale N° 4.

Ce présent mémoire qui s'intitule « PROJET DE CONSTRUCTION D'UN PONT SIS A MANAMBATROMBY SUR LA RN4 AU PK374 + 254 » a été élaboré spécialement pour traiter le projet de construction d'un nouveau pont dans la région de Maevatanana et plus précisément la commune de Manambatomby.

Il est bien difficile de définir la nécessité de construire un nouvel ouvrage sur un lieu sans avoir une idée bien tangible du potentiel qu'il renferme. Notre première partie abordera alors la justification du projet.

Viens ensuite, les études préliminaires pour caler les dimensions du futur ouvrage et l'estimation sommaire de la variante la mieux adaptée. Nous en ferons la deuxième partie.

On enchainera après au travail d'ingénieur d'étude, qu'est de dimensionner et vérifier les différents éléments constituant le pont vis-à-vis des conditions auxquelles il sera soumis. Notre troisième partie sera donc l'étude technique de la variante retenue.

La dernière mais pas le moindre, on terminera avec une étude de factibilité qui portera sur l'étude financière et l'étude d'impact environnemental. Nous rajouterons à tout cela le contrôle des travaux qui met en valeur la poste clé qu'un ingénieur tient au cours d'un chantier.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE PROJET

I-1 / Contexte du projet

La voie de communication à Madagascar prend une place primordiale pour le développement du secteur économique, touristique et sociale.

Actuellement, le réseau structurant de Madagascar comprenant RN4-RN2 –RN7 occupe une place importante dans le développement économique conformément à la politique générale de l'Etat Malagasy. Or sur ces 3 Routes Nationales, certains ouvrages de franchissement ont été construits pendant la période coloniale.

Vu le trafic actuel, le contexte hydrologique et climatique, certains ponts sont en état de dégradations avancées, nécessitant la construction d'un autre ouvrage pour son remplacement.

I-2 / Localisation du projet

L'objet de ce projet se situe à l'Ouest de Madagascar sur la route nationale n°04 au PK 374 + 254, un pont reliant Antananarivo et Mahajanga, et où traverse la rivière de Manambatomby dans la commune d'Ambalanjanakomby.

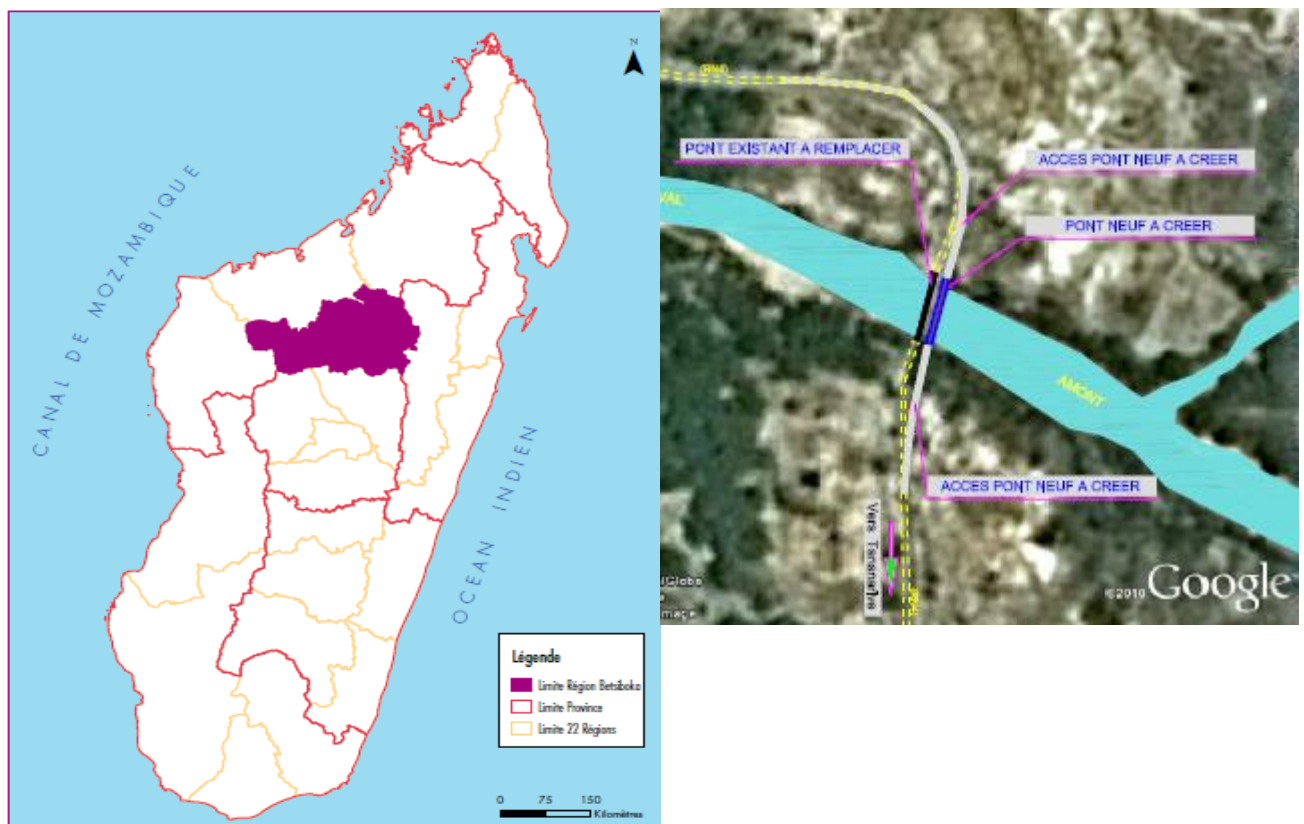


Figure 1 : Localisation du projet

I-3 / Etat actuel du projet

L'ouvrage de Manambatomby est constitué d'une partie en BA et d'une partie en métallique supportée par des poutres latérales de type Warren.

Les dernières visites ont montré que la partie en BA est fortement dégradée et a été remplacée par un pont Bailey en Mai 2014 :



Photo 1 : Ancien pont en béton armé

La partie métallique ne montre aucune défaillance majeure mais ne comporte qu'une seule voie de circulation. Elle ne répond plus aux exigences du trafic actuel. La solution à long terme est de construire un nouveau pont.



Photo 2 : Emplacement du nouveau pont à côté du pont Bailey

CHAPITRE II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE

II-1 / Zone d'influence

La zone d'influence du projet est celle qui est délimitée par les zones d'impact, et pouvant bénéficier directement de la présence de ce projet.

II-1-1 / Délimitation de la zone d'influence

Le pont à construire se trouve à l'ouest de Madagascar, dans la région de Betsiboka. Cette région est la partie centre sud de la province de Mahajanga. Elle est délimitée au Nord par la région de Boeny, au Nord-est par la région de Sofia, à l'Est par la région d'Alaotra-Mangoro, au Sud par la région d'Analamanga et la région de Bongolava et à l'Ouest par la région de Melaky.

Elle est subdivisée en trois districts : Kandreho, Maevatanana et Tsaratanana.

Tableau 1 : Superficie des districts dans la région de Betsiboka

District	Superficie (km ²)
Kandreho	6162
Maevatanana	10410
Tsaratanana	13453

Source : INSTAT 2013

II-1-2 / Climat de la zone d'influence

Le climat de la région est de type tropical sec avec une alternance entre saison sèche de 7(sept) mois, d'avril à novembre, et une saison humide de 5(cinq) mois, de novembre à avril.

A / Température

A saison contrastée où la chaleur est constante, la température moyenne annuelle, relativement élevée par rapport à celle des autres régions est de 28°C avec une amplitude de 12°C. Classée parmi les régions les plus chaudes de Madagascar, cette température peut atteindre 40 à 42°C.

B / Pluviométrie

La précipitation moyenne se situe entre 1000mm et 1800mm répartie pendant la saison humide de novembre à avril. La pluviométrie annuelle de la commune de Maevatanana est

estimée à 1800mm se concentrant pendant les mois de novembre à mars. Pendant 4 mois (quatre), il fait plus sec et chaud.

C / Vent et cyclones

Cette région n'est pas classée comme zone cyclonique. Les cyclones qui viennent de l'Océan Indien arrivent sur cette zone déjà affaiblie, apportant de fortes précipitations, mais ne sont plus violents ni dévastateurs, exception faite du cyclone Gafilo en 2004 qui, même si s'étant formé dans l'Océan Indien, n'a pas perdu de force lorsqu'il a traversé la partie Ouest de l'île.

II-2 / Contexte sociaux

II-2-1 / Etat de la population

La connaissance de l'état de la population permet de connaître les caractéristiques démographiques, économiques et socio-culturelles de la population. Il constitue de ce fait un précieux instrument pour l'élaboration des programmes de développement tant au niveau national que des collectivités locales. La structure en pourcentage de la population dans chaque district se fait comme l'indique le tableau suivant :

Tableau 2: Structure de la population dans la région Betsiboka

District	Part dans la population de la région Betsiboka	Part dans la population totale de Madagascar
Kandreho	8,3%	0,1%
Maevatanana	51,5%	0,7%
Tsaratanana	40,2%	0,6%
Total	100%	1,4%

Source : VPEI/CREAM/Monographie 2009

Selon les statistiques issues de l'enquête monographique de 2009, 1,4% de la population nationale vivent dans la région de Betsiboka. C'est le district de Maevatanana qui concentre 51,5% de la population de cette région. Suivi ensuite de Tsaratanana avec 40,2% et enfin, Kandreho qui tient un faible taux, dû surement à l'enclavement du district.

II-2-2 / Infrastructure sanitaire et sociale :

Les zones rurales sont moins équipées de dispositifs sanitaires. Ils sont inégalement répartis à l'intérieur des Communes. On constate un effort conséquent ces dernières années, néanmoins, une insuffisance et un déséquilibre dans la répartition du personnel soignant ont été constatés. On trouve différents types de centres de soins qu'on peut voir dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Répartition des communes par district selon la disposition d'infrastructures sanitaires

District	CSB I	CSB II	Maternité publique	CHD I	CHD II	Service de soin dentaire public	Total des communes du district
Kandreho	0	6	6	1	0	1	6
Maevatanana	5	17	23	0	0	2	17
Tsaratanana	13	12	25	0	1	1	12
Total	18	35	54	1	1	4	35

Source : INSTAT 2013

Tableau 4 : Répartition des communes par district suivant la disposition d'infrastructures sanitaires privées

District	Cabinet Privé	Maternité privée	Hôpital et clinique privé	Cabinet dentaire privé	Officine ou dépôt de médicament	Total des communes du district
Kandreho	0	0	0	0	1	6
Maevatanana	0	0	0	0	6	17
Tsaratanana	0	1	2	1	5	12
Total	0	1	2	1	12	35

Source : INSTAT 2013

L'insuffisance du personnel soignant et des infrastructures sanitaires de la Région n'est plus à démontrer. L'état de malnutrition de la population, surtout des enfants et des mères ; on assiste également à une recrudescence de la tuberculose, la lèpre, le paludisme, la diarrhée, le MST, en particulier le SIDA. Les efforts initiés par la SECCALINE ces dernières années ont pu réhabiliter en partie cette situation.

Avec cette répartition, la formation sanitaire la plus proche se trouve à moins de 5km dans les districts de Maevatanana et Tsaratanana. A Kandreho, ce sont les 56% des formations

sanitaires qui se trouvent à moins de 5km de la majorité des habitants, 20% entre 5 et 10km et un quart se trouve à plus de 10km.

II-2-3 / Education

Plus de la majorité de la population active de la région n'a suivi que l'école primaire et 1/3 est analphabète. Les écoles sont souvent loin des habitants ou même sont inexistantes dans certaines communes. Les conditions pour rejoindre les écoles sont ardues : les enfants faisant les parcours à pied ou même en charrette. Ce taux élevé de la population qui n'a pas suivi l'école secondaire et l'enseignement supérieur (89,4 %) entraîne un impact négatif sur le développement de la dynamique entrepreneuriale dans la région.

Le tableau ci-dessous montre les infrastructures scolaires dont dispose chaque district :

Tableau 5 : Les Infrastructures scolaires publics en 2008 dans la région de Betsiboka

	Kandreho	Maevatanana	Tsaratanana	Ensemble région	Niveau national
Disponibilité des infrastructures					
Existence d'EPP	100%	100%	100%	100%	100%
Existence de CEG	33%	41,2%	91,7%	57,1%	70,2%
Existence de Lycée	0%	5,9%	16,7%	8,6%	8,8%
Nombre d'infrastructure					
Nombre d'EPP	6	201	189	396	1,7%
Nombre d'EPP communautaire	0	53	64	117	2,0%
Nombre de CEG	2	7	11	20	1,7%
Nombre de CEG communautaire	0	0	0	0	0,0%
Nombre de Lycée d'ens.général	0	1	2	3	2,1%
Nombre de salle de classe					
Dans les EPP	41	432	411	884	1,6%
Dans les CEG	5	44	48	97	1,2%
Dans les Lycée d'ens.général	0	5	6	11	0,7%

Source : INSTAT 2013

II-3 / Contexte économique

II-3-1 / Agriculture

La région se distingue par la grande diversité de ses ressources agro-pédologiques qui lui permet d'avoir une gamme diversifiée de cultures sur les immenses plaines alluviales, le long des couloirs de *baiboho* et des bas-fonds inondables. Le calendrier agricole de la région, qui se base sur le rapport entre le niveau topographique et le niveau des crues, repose sur trois cycles cultureux :

- Les cultures *ASARA* se pratiquent à un niveau nettement supérieur à celui des crues. Elles s'étendent de novembre à mars et sont appelées aussi « cultures pluviales » car elles nécessitent beaucoup de pluie ;
- Les cultures *ATRIATRY* de mars à juillet se pratiquent à un niveau plus bas, sur les terres qui viennent de subir la décrue, on espère ainsi que le sol gorgé d'eau puisse résister à la longue saison sèche ;
- Les cultures *JEBY*, quant à elles, sont les cultures de pleine saison sèche, entre mai et octobre. Elles se situent dans les endroits les plus humides, aux abords des lacs et des rivières. La surface cultivable est assez généreuse puisque celle-ci s'étend sur 1 682 751 ha soit autour de 56 % de la superficie totale de la région.

C'est dans le district de Maevatanana que se trouve la plus grande portion de terres propices à la culture (1 041 000 ha), ensuite Tsaratanana (616 200 ha) et enfin Kandreho (25 551 ha). Toutefois, par manque d'infrastructures et d'encadrement technique des paysans notamment, très peu de ces terres sont réellement cultivées. Ainsi, dans le district de Maevatanana où la surface cultivable est la plus importante, seules 2,4 % de celles-ci sont réellement cultivées. Par rapport au niveau national où les surfaces réellement cultivées sont de l'ordre de 51,7 %, la proportion dans la région n'atteint que 4,5 %.

Tableau 6 : Surface cultivée/cultivable

District	Surface cultivable	Surface cultivée	Surface cultivée/cultivable
Kandreho	25 551	8 200	32,1 %
Maevatanana	1 041 000	25 000	2,4 %
Tsaratanana	616 200	42 000	6,8 %
Total de la région	1 682 751	75 200	4,5 %
Madagascar	10 140 964	5 245 237	51,7 %

Source : INSTAT 2013

Les agriculteurs en grand nombre dans la région n'utilisent encore que très peu les méthodes de production améliorées. De plus les infrastructures d'appui aux paysans telles que les dépôts d'engrais et de semence sont inexistantes dans la région. Les habitants privilégient encore en premier lieu, l'agriculture de subsistance et du fait du manque d'industries de transformation, les produits phares demeurent inexploités et ne lui apportent pas de valeur ajoutée.

Autres types de culture

Le manioc est cultivé comme culture d'appoint sur 7,1 % des surfaces totales cultivées et 7,9 % des surfaces cultivées en cultures vivrières. Tandis que la culture du haricot se pratique dans les zones inondables de baiboho longeant le fleuve, c'est pourquoi, cette culture ne se rencontre qu'en saison Jeby, après le retrait des eaux d'inondation de mi-avril à mi-mai.

La superficie cultivée en manioc est plus ou moins stagnante et le rendement est bas, environ 6 tonnes à l'hectare. Le rendement du maïs est généralement bas (0,58 t à l'hectare).

La culture du haricot se fait en petites superficies.

II-3-2 / Elevage

L'ensemble de la région offre des conditions naturelles assez favorables à l'élevage. En effet, elle est composée de plateaux à savanes, de dépressions enfermant de nombreux points d'eau et des zones de *baiboho* offrant de vastes pâturages. En général, on distingue trois systèmes d'élevage dans la région :

- l'élevage de type extensif qui est répandu dans toutes les zones ;
- le gardiennage qui consiste à conduire les bœufs aux pâturages de la journée ;

- le système de transhumance pendant la saison pluvieuse.

Le cheptel bovin est prédominant, il représente 2,89% du cheptel national, viennent ensuite les porcs. Le petit élevage et l'apiculture sont aussi présents dans la région.

II-3-3 / Pêche

La région n'étant pas bordée par la mer, les activités de pêche de la région dépendent surtout de ses lacs. D'autre part, la grande partie de la production de la pêche est autoconsommée ou vendue sur le marché local. Ainsi, d'après les enquêtes du CREAM en 2009, la pêche en eau douce utilisant les méthodes de pêche traditionnelle est l'activité la plus pratiquée dans la région et celle-ci est surtout pratiquée dans 47,06 % des communes de Maevatanana. Vient ensuite la pisciculture qui elle aussi se pratique surtout dans le district de Maevatanana par 17,65 % de ses communes. La rizipisciculture ainsi que l'aquaculture ne sont pas exercées dans la région.

Tableau 7 : Proportion des communes pratiquant la pêche, rizipisciculture, pisciculture

District	Pêche en eau douce	Rizipisciculture	Pisciculture	Aquaculture
Kandreho	0 %	0 %	0 %	0 %
Maevatanana	47,06 %	0 %	17,65 %	0 %
Tsaratana	0 %	0 %	0 %	0 %
Total région	22,86 %	0 %	8,57 %	0 %

Source : INSTAT 2013

II-3-4 / Ressources minières

La Région Betsiboka recèle dans son sous-sol beaucoup de richesses, en particulier l'or qui assure des revenus consistants à la population (60 à 80 % sont des orpailleurs). Le quartz, le béryl et le gypse y sont également extraits mais intéressent peu d'habitants en raison du problème de débouchés. La majorité des extractions se font de manière informelle, traditionnelle et artisanale dans l'eau des rivières ou les mines informelles. Les enquêtes du CREAM en 2009 ont permis de dénombrer 10 acheteurs de pierres et métaux précieux possédant un local fixe dans la région et qui sont situés à Kandreho. A part le lavage, aucune manipulation n'est faite dans la région et les produits sont évacués sous leur forme brute dans les régions voisines.

Après l'or, l'extraction de chromite fait la réputation de la région. La société d'Etat Kraoma, située dans le Sud du district de Tsaratana, assure principalement l'extraction. Cette

entreprise très florissante assure l'exportation vers le Japon, la Chine, l'Europe et les Etats-Unis et a réalisé, depuis sa création en 1969, un tonnage autour de 4 millions de tonnes avec une moyenne de 100 000 t/an⁷. Elle assure ainsi un revenu régulier pour la région.

D'autres minerais ont fait aussi la renommée de la région dont le quartz de Kandrehô et le gypse de Mahazoma.

Tableau 8 : Activité minière de la région

Districts	Pourcentage de communes « minières »	Nombre d'exploitants miniers	Types de pierres et métaux
Kandrehô	100,0	341	Quartz, Cristal, Or, Beryl
Maevatanana	88,2	64	Chromite, Cristal, Corian, Or, Gypse, Tourmaline, Quartz, Rubis, Beryl
Tsaratanana	8,3	1	Chromite, Or, Gypse, Beryl
Total	62,8	406	

Source : INSTAT 2013

II-3-5 / Forêts et aires protégées

Les conditions naturelles de la région contribuent à la diversification des formations végétales toutes aussi importantes les unes que les autres en matière de potentialités. Elle possède ainsi une biodiversité animale et végétale très riche. En 2005, sa superficie forestière a été estimée à 64.818 ha et couvre 5,22 % de la superficie totale de la région. On note l'existence de quatre types de forêts à savoir :

- la forêt dense humide de moyenne altitude ;
- la forêt dense sèche ;
- la forêt rizicole ;
- la forêt dense sèche dégradée.

La région dispose d'une réserve spéciale et deux sites sous protection temporaire à savoir :

- la réserve Spéciale de *Kasijy*, la plus grande réserve naturelle de la région puisqu'elle couvre 22 956 ha. Celle-ci bénéficie d'une protection de niveau IV signifiant une aire de conservation des habitats ou des espèces avec intervention au niveau de la gestion ;

- les zones humides des communes de Tsararano, Mangabe et Ambalanjanakomby qui recouvrent 20 899 ha et qui sont sous protection temporaire ;
- le site de Kamoro, 5.522 ha, également sous protection temporaire.

II-3-6 / Tourisme

La Région Betsiboka, un passage obligé pour rejoindre l'extrême Ouest et le Nord-Ouest de Madagascar est riche en sites et produits touristiques malgré la pauvreté de ses infrastructures routières qui rend beaucoup de ses communes pratiquement enclavées. Elle possède un Office du Tourisme qui s'occupe de la promotion du secteur. Au dernier recensement, il apparaît que la région dispose de 62 sites touristiques.

La réserve spéciale de Kasijy, avec une superficie de 19 800 ha, s'étend à l'Ouest du fleuve Mahavavy. Elle compte 15 espèces de mammifères, 22 espèces de reptiles et 67 espèces d'oiseaux. Sur ces espèces d'oiseaux, cinq figurent dans la liste de l'Union Internationale pour la Conservation de la Nature (UICN). Ces espèces sont presque toutes endémiques de Madagascar et sont pour la majorité forestière.

Le fleuve Betsiboka le plus grand fleuve de Madagascar est aussi une des curiosités de la région. Il se caractérise par ses chûtes tumultueuses et sa couleur rougeâtre due aux quantités impressionnantes de terres qu'il charrie.

La ville de Maevatanana, une des villes les plus chaudes du pays, dispose d'un important relais de taxis-brousse qui relie l'axe Antananarivo et Mahajanga. On y retrouve de jolis modèles d'architecture classique-tel que le monument des Français datant de 1 895 et un marché riche en artisanat et produits miniers.

Tableau 9 : Hôtels et restaurants dans la région

Nom de l'établissement	Localisation	Capacité d'accueil		
		Chambres	Lits	Couverts
Kat Sem	Andranomangatsika	14	28	80
Betsiboka	Andranomangatsika	20	62	56
Coin D'or	Andranomangatsika	10	20	
Le Phare	Anosikely Nord	8	16	76
Restaurant Maeva	Ambatofotsy			50
Chouchou	Andranomangatsika	10	20	30
Le Mandarin	Andranomangatsika	16	32	50
Restaurant Rabbadis	Anosikely Nord			30
Restaurant Hordea	Anosikely Nord			70
Total		78	178	442

Source : INSTAT 2013

II-3-7 / Transport

a / Transport routier

Le réseau routier est le lien naturel qui permet de relier les communes et les districts d'une région entre eux et assure sa liaison avec le reste du pays. Sa vocation est de permettre les échanges ainsi que les transferts de biens ou de personnes.

Le réseau routier pour la Région Betsiboka mesure 1 975 km et se répartit en 3 classes administratives:

- les routes nationales : 455 km (23,2 %) ;
- les routes régionales : 153 km (7,8 %) ;
- les routes communales : 1 353 km (69,0 %).

Beaucoup de communes de la région souffrent de leur enclavement et le très faible niveau d'équipement en infrastructures de transport constitue une contrainte primordiale. A l'exception de la RN4, les voies secondaires qui relient les villages et hameaux sis sur la RN4 sont très éloignés les uns des autres; il en est de même entre les 3 chefs-lieux de district. Certaines routes ont été inadaptées par rapport à la morphologie du district, comme à Kandreho dont une partie du tracé des routes est située dans des vallées de basses altitudes à côté des rizières et le long d'un fleuve, d'où l'immersion inévitable pendant la saison pluvieuse. Face à

tous ces problèmes, le coût de transport est très cher, plus de 200 Ar à 500 Ar par km en période de pluie⁹. En matière de transport, la liaison entre Kandreho et la RN4 est handicapée par l'absence du pont sur l'Ikopa.

Tableau 10 : Transport routier

District	Nombre de coopératives de transport desservant le district
Kandreho	1
Maevatanana	5
Tsaratanana	2
Total Betsiboka	8
Part Betsiboka dans le total national	1,2 %

Source : INSTAT 2013

b / Trafic fluvial

La région est composée d'un dense réseau fluvial. Il est le seul moyen approprié pour désenclaver certaines Communes, comme le cas de Mangabe, au nord de Maevatanana et Kandreho. Le réseau est plus fonctionnel en saison des pluies.

c / Aéroport et Trafic aérien

La Région dispose de 3 aéroports dont un exploité par KRAOMA et un par ADEMA. L'aéroport de Tsaratanana accueille régulièrement les vols intérieurs d'Air Madagascar, il s'agit d'un lieu pour servir uniquement d'atterrissage et de décollage. En résumé, cette région recèle une potentialité économique et peut _on dire de même pour l'amélioration du trafic ?

CHAPITRE III : ETUDE DE TRAFIC

III-1 / Objectif

Le trafic est le nombre total de véhicules par catégorie circulant sur un axe routier bien déterminé. Il sert à évaluer l'importance du réseau sur les activités économiques et le déplacement de la population dans les zones d'influence.

La connaissance du trafic permet donc de :

- Estimer le trafic futur et en conséquence prévoir un ouvrage conforme à celui-ci et un renforcement de la chaussée existante ou sa reconstruction totale ;
- Déterminer le nombre de voie de l'ouvrage ;
- Estimer le coût d'entretien des infrastructures existantes.

III-2 / Taux de croissance α

Avant de faire l'étude sur le trafic futur, il faut connaître d'abord le nombre de trafic qui passe. Ce tableau nous fournit les données obtenues auprès de la commune.

Tableau 11 : Trafic journalier passé

Année	2006	2007	2008	2009
Trafic	226	251	283	315

Source : ARM

Par définition, le taux de croissance du trafic a pour expression :

$$\alpha = \frac{100}{n} \left(\frac{T_n}{T_0} - 1 \right)$$

Avec :

T_n : nombre de trafic de l'année ;

T_0 : nombre de trafic de l'année de référence ;

$T_n = T_{2009} = 315$;

$T_0 = T_{2006} = 226$;

$n = 2009 - 2006 = 3$ ans .

Calcul faite, on a $\alpha = 13,13\%$

III-3 / Trafic actuel

Nous pouvons estimer l'évolution de trafic sur la RN4, suivant une loi exponentielle :

$$T_n = T_0(1 + \alpha)^{n+1}$$

On a :

$T_n = T_{2016}$ Trafic à l'année 2016 ;

$T_0 = T_{2009} = 315$;

$n = 2016 - 2009 = 7\text{ans}$;

$\alpha = 13,13\%$

D'où T_{2016} est estimé à 845 véhicules/jour.

III-4 / Trafic futur

Suite à la croissance démographique et aux activités économiques, le trafic ne cessera d'évoluer. Ce qui nous pousse à déterminer le trafic à venir durant la durée de vie du nouvel ouvrage afin de satisfaire les besoins des usagers.

En utilisant la formule ci-dessus, le volume du trafic est donné par le tableau suivant :

Tableau 12 : Trafic futur

Année	2016	2026	2036	2046	2056	2066
n	7	17	27	37	47	57
Trafic	845	2902	9965	34219	117502	403480

Après avoir effectué l'étude socio-économique de cette région, on constate que la région Nord-Ouest de Madagascar a un fort potentiel économique élevé. La mise en œuvre d'une infrastructure routière sur cette région est donc très importante pour le désenclavement. L'étude de trafic nous affirme que ce trafic va s'améliorer dans les 50 ans qui viennent. Alors il est donc nécessaire que le projet soit à deux voies de communication.

Afin de bien caler les dimensions de l'ouvrage, il est primordial de tenir compte des paramètres de la rivière à franchir d'où la nécessité de faire une étude hydrologique pour le calcul du débit maximal pour un temps de retour donné T et une étude hydraulique qui donne la côte sous poutre du pont en fonction de ce débit.

ETUDE PRELIMINAIRE

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE

I-1 / Généralités

Afin de bien s'adapter au site où il sera implanté, un pont doit être conçu selon les paramètres relatifs à ce site.

Ce sont les paramètres :

- topographiques qui concernent l'adaptation du pont au relief;
- hydrologiques qui abordent le cycle saisonnier de l'eau;
- géologiques qui est relatif au sol.

L'hydrologie est la science qui étudie la répartition et l'équilibre de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol sous ces trois états : solide, liquide et gazeux. Nous parlerons ici l'hydrologie continentale qui étudie une partie du cycle de l'eau depuis les précipitations qui atteignent le sol jusqu'au retour de l'eau à l'océan suivant des voies plus ou moins longues et plus ou moins rapides.

L'écoulement est fonction des caractéristiques de bassin versant et de la pluviométrie. Alors l'objet de la présente étude consiste à évaluer les caractéristiques et les comportements hydrologiques du bassin versant pour pouvoir déterminer le débit cinquantennal et centennal du fleuve que devrait évacuer l'ouvrage.

I-2 / Caractéristiques du bassin versant

Un bassin versant ou bassin de drainage de rivière relatif à un exutoire donné d'un cours d'eau est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de l'exutoire. Tous les écoulements qui ont pris naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser cet exutoire avant de poursuivre leurs trajets vers l'aval.

Le bassin Versant de la rivière de Manambatromby est caractérisé par sa surface S , son périmètre P , son coefficient de forme K , la longueur du talweg principal L et sa pente moyenne I .

I-2-1 / Surface, périmètre et pente

Le périmètre(P), la surface (S) et la pente (I) du bassin versant sont obtenus auprès de la Direction de la météorologie et de l'Hydrologie :

- Surface (S) = 190 km²
- Périmètre équivalent (P) = 80km

- Pente (I) = 8,14m/km

I-2-2 / Indice de compacité

L'indice admis pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = \frac{0,28 P}{\sqrt{S}}$$

$$Kc = 1,625$$

I-2-3 / Rectangle équivalent

Le bassin est assimilé à un rectangle de même surface et de même périmètre appelé « rectangle équivalent »

$$L = 2,45 \sqrt{S}$$

$$L = 33,77091944 \text{ km}$$

I-3 / Estimation des débits de crues

Dans l'hydrologie, la détermination des débits de crues est généralement ajustable à de très nombreux lois statiques mais on n'utilise que la loi qui fait intervenir que peu de paramètres et facilement utilisable. Ce sont :

- La loi de GIBRAT-GALTON ;
- La loi de GUMBEL ou loi doublement exponentielle ;
- La loi de FRECHET et de GOODRICH ou lois exponentielles généralisées
- La loi de PEARSON III ou loi gamma incomplète.

Tableau 13 : Hauteur de pluie max journalière

Année	Pluie max	Année	Pluie max
1976	175,4	1989	65,2
1977	225	1990	58
1978	201,2	1991	60,4
1979	230	1992	92,3
1980	124,7	1993	69,5
1981	119,1	1994	70,5
1982	220	1995	80,4
1983	130,1	1996	94,5
1984	120,6	1997	200
1985	97,8	1998	110
1986	55	1999	160,5
1987	180	2000	129,5
1988	100,6		

I-3-1 / Loi de GIBRAT_GALTON

La loi de GALTON s'appelle également loi log-normale ou loi gaussio-logarithmique car son expression est proche de celle de la loi normale à une anamorphose près, de type logarithmique, sur la variable. On peut, en effet, lui donner la représentation suivante :

$$F(H) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad \text{dans laquelle on a : } u = a \log (H - H_0) + b$$

- Calcul de la moyenne algébrique

$$\bar{H} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i$$

$$\bar{H} = 126,812$$

- Calcul de l'écart-type

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (H_i - \bar{H})^2}{N - 1}}$$

$$\sigma = 56,67$$

- Calcul du moment centré d'ordre 3

$$\mu_3 = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum (H_i - \bar{H})^3$$

$$\mu_3 = 97338,09$$

- Calcul des paramètres d'ajustement H_0 , a et b

- Calcul de H_0

$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{H} - H_0)^3}{\sigma^2 + 3(\bar{H} - H_0)^2} \quad \text{on obtient alors } H_0 = -194,25$$

- Calcul de a

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log(1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{H} - H_0)^2})}} \quad \text{d'où } a = 13,14$$

- Calcul de b

$$b = \frac{1,513}{a} - a \log(\bar{H} - H_0) \quad \text{d'où } b = -32,83$$

Alors, la fonction de répartition s'écrit :

$$u = 13,14 \log(H + 194,25) - 32,83$$

Les calculs des hauteurs de pluie de fréquence donnée peuvent alors se faire avec l'aide d'une table de GAUSS qui donne les valeurs de u pour chaque valeur de F pendant un temps de retour T donnée.

On obtient ainsi les hauteurs de pluie :

Tableau 14 : Hauteur de pluie selon la loi de GIBRAT-GALTON

T	F = 1 - 1/T	u	H(mm)
20	0,95	1,645	225,50
25	0,96	1,713	230,53
50	0,98	2,054	256,68
100	0,99	2,326	278,69

I-3-2 / Loi de GUMBEL ou Doublement Exponentielle

La loi de GUMBEL traduit assez bien une distribution dans laquelle les crues de fréquence rare émergent à peine d'une série d'autres crues de niveaux voisins. Par contre, elle représente mal les crues exceptionnelles des régions tropicales. Cela tient au fait, qu'à l'image de la loi de GAUSS, elle régit les écarts absolus dq des débits et non leurs écarts relatifs dq/q .

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = e^{-e^{-u}} \quad ; \text{ fonction de non dépassement}$$

et $u = \alpha (H - H_0)$; où α et H_0 sont les paramètres d'ajustement de GUMBEL.

- Calcul de la moyenne algébrique

$$\bar{H} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i = 126,812$$

- Calcul de l'écart-type

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (H_i - \bar{H})^2}{N - 1}} = 56,66$$

- Calcul des paramètres d'ajustement de GUMBEL sont les suivantes:

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78\sigma \quad \text{et} \quad H_0 = \bar{H} - 0,45\sigma$$

Alors $\alpha = 0,0226$ et $H_0 = 101,31$

Ainsi la fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = e^{-e^{-0,0226(H-101,31)}}$$

Avec T qui désigne la période de retour et $u = -\ln(-\ln(F))$, les hauteurs de pluie pour cette loi sont :

Tableau 15 : Hauteur de pluie selon la loi de GUMBEL

T	F = 1 - 1/T	u	H(mm)
20	0,95	2,97	232,59
25	0,96	3,20	242,68
50	0,98	3,90	273,77
100	0,99	4,60	304,63

I-3-3 / Loi de FRECHET

Sa fonction de répartition est la même que celle de la loi de GUMBEL mais la variable est réduite.

$$F(H) = e^{-e^{-u}} \quad \text{avec} \quad u = \alpha(\ln H - \ln H_0) = -\ln(-\ln F)$$

- Détermination des paramètres d'ajustement de la loi de FRECHET

$$\overline{\log H} = \frac{\sum \log H_i}{N}$$

$$\overline{\log H} = 2,061$$

- Calcul de l'écart-type

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\log H - \overline{\log H})^2}{N - 1}}$$

$$\sigma = 0,198$$

- Calcul de α et $\log H_0$

$$\text{Avec} \quad \frac{1}{\alpha} = 0,78\sigma \quad \text{et} \quad \log H_0 = \overline{\log H} - 0,45\sigma$$

$$\text{Ainsi } \alpha = 6,465 \quad \text{et} \quad \log H_0 = 1,971$$

La fonction de répartition s'écrit :

$$u = 6,465(\log H - 1,971)$$

Pour la loi de FRECHET, les hauteurs de pluies sont classées dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Hauteur de pluie selon la loi de FRECHET

T	F = 1 - 1/T	u	H(mm)
20	0,95	2,97	269,63
25	0,96	3,20	292,48
50	0,98	3,90	375,74
100	0,99	4,60	481,82

I-3-4 / Loi de GOODRICH

Elle fait partie des lois exponentielles généralisées. Sa fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = 1 - e^{-A(H-H_0)^{\frac{1}{n}}}$$

- Calcul des paramètres d'ajustement pour la loi de GOODRICH

$$H_0 = \bar{H} - \frac{\Gamma_1 \cdot \sigma}{\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}} \quad \text{et} \quad A = \left[\frac{\sigma^2}{\Gamma_2 - \Gamma_1^2} \right]^{\frac{-1}{2n}}$$

Avec Γ_1 , Γ_2 et Γ_3 sont les paramètres d'Euler ;

$$\text{où} \quad \Gamma_1 = \Gamma(n+1)$$

$$\Gamma_2 = \Gamma(2n+1)$$

$$\Gamma_3 = \Gamma(3n+1)$$

et la valeur de n s'obtient à l'aide de $\varphi(n)$ dont les expressions sont :

$$\varphi(n) = \frac{\mu_3}{\sigma^3} \quad \text{et} \quad \varphi(n) = (\Gamma_2 - \Gamma_1^2)^{\frac{-1}{2}} \left[\frac{\Gamma_3 - \Gamma_1^3}{\Gamma_2 - \Gamma_1^2} - 3\Gamma_1 \right]$$

dont certaines valeurs sont obtenues antérieurement, à savoir :

$$\mu_3 = 97338,09$$

$$\sigma = 56,66 \quad \text{d'où} \quad \varphi(n) = 0,535$$

$$\bar{H} = 126,812$$

Tableau 17 : Valeur de $\varphi(n)$

n	$\varphi(n)$	n	$\varphi(n)$
0,30	0,069	0,70	1,160
0,35	0,217	0,75	1,294
0,40	0,359	0,80	1,430
0,45	0,496	0,85	1,567
0,50	0,631	0,90	1,708
0,55	0,764	0,95	1,852
0,60	0,896	1,00	2,000
0,65	1,028		

On obtient par interpolation la valeur de $n = 0,464$

$$\Gamma_1(1,464) = 0,8856$$

$$\Gamma_2(1,929) = 0,9720$$

$$\Gamma_3(2,393) = 1,2368$$

Alors, on a

$$H_0 = 10,97\text{m}$$

$$A = 2,8 \cdot 10^{-5}$$

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = 1 - e^{-0,000028(H-10,97)^{\frac{1}{0,464}}}$$

Les hauteurs de pluie pour la loi de GOODRICH sont :

Tableau 18 : Hauteur de pluie selon la loi de GOODRICH

T	F = 1 - 1/T	H(mm)
20	0,95	228,70
25	0,96	236,09
50	0,98	257,43
100	0,99	276,83

I-3-5 / Loi de PEARSON III

La loi de Pearson III est utilisée souvent pour l'analyse statique des débits extrêmes : crue et étiage.

En retenant toujours H comme variable, la variable réduite est :

$$u = aH$$

et la fonction de répartition est
$$F(H) = \frac{a^\gamma}{\Gamma(\gamma)} \int_0^Q e^{-aH} H^{\gamma-1} dH$$

Dans cette formule, Γ est la fonction d'Euler et a, γ sont les paramètres d'ajustement.

On obtient la valeur de γ par la formule :

$$\varphi(H) = \log \bar{H} - \frac{1}{N} \sum \log H_i$$

$$\varphi(H) = 2,103 - 2,061$$

$$\varphi(H) = 0,0425$$

Après lecture du tableau dans l'annexe qui donne une valeur de φ en fonction γ , on a :

$$\gamma = 5,60$$

$$\text{et } a = \frac{\gamma}{\bar{H}} = 5,60 / 126,812 = 0,0441$$

Ainsi la fonction de répartition est :

$$F(H) = \frac{a^{5,60}}{\Gamma(5,60)} \int_0^Q e^{-0,0441H} H^{4,60} dH$$

Pour déterminer les hauteurs de pluie de fréquence donnée, nous utiliserons la table de PEARSON qui donne $F(u)$, en fonction de la variable réduite u et du paramètre γ

Tableau 19 : Hauteur de pluie selon la loi de PEARSON III

T	F = 1 - 1/T	u	H(mm)
20	0,95	9,97	225,81
25	0,96	10,46	236,89
50	0,98	11,44	259,05
100	0,99	12,54	283,96

I-3-6 / Test de validité

a / Généralités

Le test de validité de l'ajustement permet de juger si les lois appliquées sont parfaitement acceptables ou non. Pour représenter la distribution statistique des H (24, T), des lois convenables qui fournissent le résultat relativement bien groupé très homogène. L'un des tests le plus utilisés est le test de khi-deux χ^2 .

b / Méthode

- L'échantillon des N valeurs classées par ordre décroissant ou croissant est divisé en k classes arbitraires telles que chaque classe i contienne au minimum un nombre $n_i \geq 5$ des valeurs expérimentales ;
- Nous déterminons les nombres théoriques des valeurs contenues dans la classe i par la relation suivante

$$v_i = N \int_{H_{i+1}}^{H_i} f(H) dH = N[F(H_i) - F(H_{i+1})]$$

- Nous calculons la valeur de χ^2 définie par l'expression suivante

$$\text{Avec } \chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

n_i : nombre des valeurs expérimentales dans la classe i

v_i : nombre théorique des valeurs contenues dans la classe i

Cette répartition dépend du nombre de degré de liberté $\lambda = k-1-p$

k : nombre de classe d'échantillon;

p : nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition :

- p = 3 pour les lois de GIBRAT-GALTON et GOODRICH (\bar{H} , σ , μ_3);
- p = 2 pour la loi de PEARSON (H, logH);
- p = 2 pour les lois de GUMBEL et FRECHET (\bar{H} , σ)
- On recherche sur la table de distribution χ^2 de PEARSON la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté λ . Si cette probabilité est supérieure à 0,05, l'ajustement est satisfaisant et si elle est inférieure à 0,05 ; l'ajustement soit mauvais, donc il est préférable de le rejeter.

Divisons l'échantillon de 33 hauteurs enregistrées par le service de la Météorologie à Maevatanana (1976-2000) en 5 classes.

Tableau 20 : Classement des échantillons

N° de classe	Borne de H_i	Nombre d'échantillon n_i
1	> 190	5
2	125 - 190	5
3	98 - 125	5
4	70 - 98	5
5	< 70	5

- Test de la loi de GIBRAT-GALTON

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad \text{avec } u = 13,14 \log (H + 194,25) - 32,83$$

Pour déterminer les valeurs v_i , nous remplaçons H de la formule de u par les valeurs aux bornes de chaque classe puis nous déterminons $F(H)$ correspondant à l'aide de tableau de GAUSS en Annexe et on calcule v_i à l'aide de sa formule.

➤ Calcul de v_i

Tableau 21 : Valeur de v_i pour la loi de GIBRAT_GALTON

Classe	H	F(H)	$F(H_i) - F(H_{i-1})$	v_i
1	+	1	0,13	3,20
	190	0,87		
2	125	0,53	0,34	8,53
	98	0,34		
3	70	0,16	0,18	4,43
	70	0,16		
5	-	0	0,16	4,00
	-	0		

➤ Calcul de χ^2 et $P(\chi^2)$

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

$$\chi^2 = 2,80$$

Le nombre de degré de liberté est $\lambda = k - 1 - p = 5 - 1 - 3 = 1$

Les tables de PEARSON donnent pour ces valeurs une probabilité de $P(\chi^2) = 0,096$.

- Test de la loi de GUMBEL

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = e^{-e^{-0,0226(H-101,31)}}$$

➤ Calcul de v_i

Tableau 22 : Valeur de v_i pour la loi de GUMBEL

Classe	H	F(H)	F(H _i) - F(H _{i-1})	v_i
1	+	1	0,13	3,15
	190	0,87		
2			0,32	7,93
	125	0,56		
3			0,22	5,42
	98	0,34		
4			0,21	5,23
	70	0,13		
5			0,13	3,28
	-	0		

➤ Calcul de χ^2 et $P(\chi^2)$

Après calcul, la valeur de χ^2 donne :

$$\chi^2 = 3,12 \text{ et } \lambda = 2$$

Ainsi, la probabilité $P(\chi^2) = 0,212 > 0,05$

L'ajustement est satisfaisant, ce qui montre que la loi de GUMBEL est valable pour l'échantillon étudié.

- Test de la loi de GOODRICH

La fonction de répartition de cette loi s'écrit :

$$F(H) = 1 - e^{-0,000028(H-10,97)^{\frac{1}{0,464}}}$$

➤ Calcul de v_i

Tableau 23 : Valeur de v_i pour la loi de GOODRICH

Classe	H	F(H)	$F(H_i) - F(H_{i-1})$	v_i
1	+	1	0,14	3,50
	190	0,860		
2	125	0,525	0,34	8,38
	98	0,340		
3	70	0,165	0,18	4,38
	-	0		
5	-	0	0,16	4,12

On obtient de la même manière la valeur de $\chi^2 = 2,307$ et $\lambda = 1$

Alors la probabilité $P(\chi^2) = 0,138 > 0,05$

Ainsi, pour représenter la distribution fréquentielle des hauteurs de pluies, la loi de GOODRICH est acceptable.

- Test de la loi de FRECHET

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = e^{-e^{-6,465(\log H - 1,971)}}$$

➤ Calcul de v_i

Tableau 24 : Valeur de v_i pour la loi de FRECHET

Classe	H	F(H)	$F(H_i) - F(H_{i-1})$	v_i
1	+	1	0,13	3,20
	190	0,87		
2			0,23	5,76
	125	0,64		
3			0,23	5,66
	98	0,42		
4			0,31	7,77
	70	0,10		
5			0,10	2,60
	-	0		

Le calcul nous donne :

$$\chi^2 = 4,38$$

$$\lambda = 2$$

$$P(\chi^2) = 0,116 > 0,05$$

L'ajustement est satisfaisant, ce qui montre que la loi de FRECHET est acceptable pour l'échantillon étudié.

- Test de la loi de PEARSON III

Sa fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = \frac{a^{5,60}}{\Gamma(5,60)} \int_0^Q e^{-0,0441H} H^{4,60} dH$$

➤ Calcul de v_i

Tableau 25 : Valeur de v_i pour la loi de PEARSON III

Classe	H	F(H)	$F(H_i) - F(H_{i-1})$	v_i
1	+	1	0,13	3,21
	190	0,872		
2	125	0,539	0,33	8,33
	98	0,330		
3	70	0,132	0,21	5,21
	-	0		
4			0,20	4,95
5			0,13	3,31

On obtient alors

$$\chi^2 = 3,208$$

$$\lambda = 2$$

$$P(\chi^2) = 0,202 > 0,05$$

La loi de PEARSON III est acceptable pour représenter la distribution statistique des 25 échantillons des pluviométries annuelles étudiées.

Tableau 26 : Récapitulation des hauteurs de pluie

Loi de distribution	Hauteur de pluie en mm			$P(\chi^2)$
	H(24,25)	H(24,50)	H(24,100)	
GIBRAT_ GALTON	230,53	256,68	278,69	0,096
GUMBEL	242,68	273,77	304,63	0,212
FRECHET	292,48	375,74	481,82	0,116
GOODRICH	236,09	257,43	276,83	0,138
PEARON III	236,89	259,05	283,96	0,202

Toutes les lois sont acceptables pour représenter la distribution statistique des hauteurs de pluie à Maevatanana.

Nous adoptons à la loi de GUMBEL qui est la plus fiable pour représenter les valeurs des averses pour les différentes périodes afin de bien caler l'ouvrage pour assurer sa sécurité.

I-3-7 / Intervalle de confiance

a / Notion

En générale, la valeur de la pluviométrie estimée à l'aide des lois statistiques ne correspond pas à la vraie valeur qui ne peut être connue qu'avec un échantillonnage de dimension infinie. C'est pour cette raison que nous sommes obligés d'introduire la notion d'intervalle de confiance.

Il s'agit de l'intervalle dans lequel il y a une certaine chance de trouver la valeur du paramètre cherché.

b / Degré de confiance

C'est la probabilité pour que la vraie valeur se trouve dans l'intervalle. Le choix de ce degré de confiance dépend du risque que le projeteur accepte. Il est choisi d'autant plus élevé que l'on cherche la sécurité. Les valeurs communément admises sont :

- 95% pour les projets importants économiquement et/ou exigeant une sécurité élevée ;
- 70% pour les projets d'importance économique moindre et/ou n'exigeant une sécurité très poussée.

c / Détermination de l'intervalle de confiance

Dans notre cas, nous allons déterminer l'intervalle de confiance selon la loi de GUMBEL au bout de temps de retour $T=50$ ans car la durée de vie de nouvel ouvrage est estimée à ce temps.

Si H est la valeur donnée par la loi de GUMBEL pour les averses théoriques de temps de retour T , la valeur réelle H_T des averses est telle que

$$H - K_2\sigma \leq H_c \leq H - K_1\sigma$$

K_1 et K_2 étant les coefficients fournis par les graphiques dépendant du seuil de confiance fixé 95% ou 70% et de la racine carrée de la taille de l'échantillon.

σ : écart-type

Tableau 27 : Intervalle de confiance

T (ans)	k ₁	k ₂	k ₁ σ	k ₂ σ	H(mm)	Hc(mm)	
25	1,53	0,92	86,70	52,13	242,68	155,99	294,82
50	1,78	1,08	100,86	61,20	273,77	172,91	334,97
100	2,08	1,28	117,86	72,53	304,63	186,77	377,17

d / Conclusion

Pour notre choix de période de retour T= 50[ans] et pour un seuil de confiance 95%, la pluviométrie théorique H(24,50) = 273,75 mm de GUMBEL tombe très bien dans l'intervalle de confiance] 172,91 ; 334,97[.

I-3-8 / Détermination des débits de crue

Elle est indispensable pour dimensionner les évacuateurs des crues. La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage devrait pouvoir sans causer de dommage.

a / Formule de DURET

Le bassin mesure 190 Km², on peut donc le classer dans la catégorie des grands bassins de Madagascar (S > 150 Km²).

Il remplit la condition d'utilisation de la méthode de calcul des débits qui découle de l'analyse statistique des grands bassins, réalisés en 1976 par Mr DURET Louis du Service Central technique du Ministère de l'Aménagement du Territoire.

$$Q_T = KS^\alpha I^{0,32} H(24, T) \left[1 - \frac{36}{H(24, T)} \right]^2$$

Q_T : Débit maximal

I : Pente moyenne du Bassin Versant

H (24, T) : hauteur maximal de l'averse en [mm] de durée 24h

S : surface du Bassin Versant

Pour notre cas, K = 0,025 et α = 0,8

Avec notre intervalle de confiance, le débit à 50ans donné par la formule de DURET est compris entre Q₅₀ = 352,69m³ et Q₅₀ = 868,20m³

b / Formule simplifiée de SOMEAH

On utilisera la formule pour un bassin versant supérieur à 150 km² de superficie.

$$Q_T = 0,002 S^{0,8} I^{0,32} H(24, T)^{1,39}$$

Q_T : Débit maximal

I : pente moyenne du Bassin Versant

$H(24, T)$: hauteur maximal de l'averse en [mm] de durée 24h

S : surface du Bassin Versant

Après calcul, nous avons compris entre $Q_{50} = 335,74\text{m}^3$ et $Q_{50} = 841,80\text{m}^3$

Le calcul hydrologique fournis avec les données du pont a montré une crue de période de retour de 50ans valant 750m^3 .

Cette valeur rentre bien évidemment dans notre intervalle de confiance.

Ainsi $Q_{50} = 750\text{m}^3$.

CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE

II-1 / Détermination de la hauteur d'eau naturelle

C'est la hauteur d'eau correspondant à la crue du projet au droit du franchissement, sans l'ouvrage. Elle est fonction des paramètres suivants :

- Le débit de crue de projet (débit centennal) ;
- Les caractéristiques géométriques du cours d'eau ;
- L'état de berge et le fond de la rivière.

La formule la plus utilisée pour déterminer cette hauteur est celle de Manning-Strickler qui s'écrit comme suit :

$$Q = K \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

dont K : Coefficient de Strickler qui désigne l'état des berges et du fond du lit.

S : Section mouillée (m²) ;

P : Périmètre mouillé (m) ;

I : Pente du cours d'eau (%) ;

R : Rayon hydraulique (m) avec $R = S / P$

En assimilant le lit de la rivière à une section fictive trapézoïdale, on a la figure suivante :

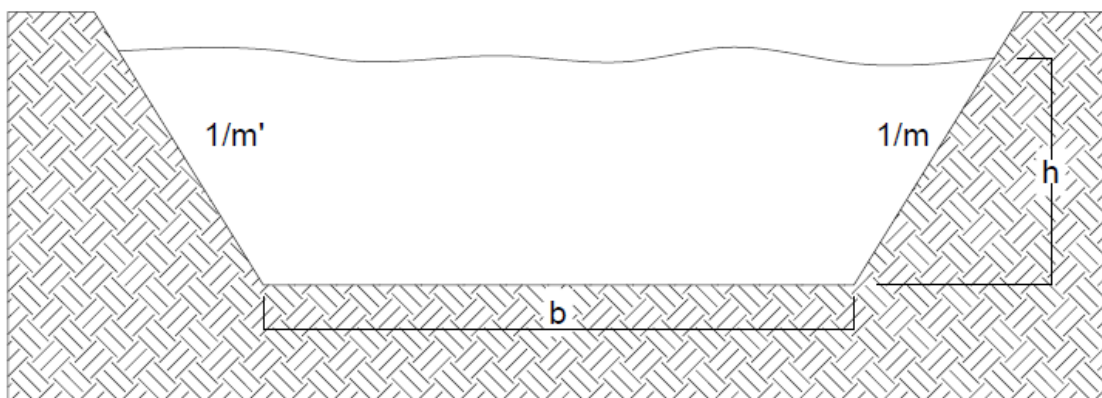


Figure 2 : Section fictive trapézoïdale de la rivière

Les valeurs de S et P qui sont exprimées en fonction de b, m et h nous permettent de tirer la valeur de h.

$$S = bh + (m + m') \frac{h^2}{2} \quad P = b + h\sqrt{m^2 + 1} + h\sqrt{m'^2 + 1}$$

Avec

$b = 36\text{m}$;

$m = m' = 2,5$;

$K = 30$;

$I = 0,10\%$;

Grâce au théorème des valeurs intermédiaires et à l'interpolation, on peut obtenir une de débit $Q = 750\text{m}^3$ pour une hauteur d'eau $h = 5,838\text{m}$.

Un autre moyen de résolution consiste à tracer la courbe de tarage qui relie débit et hauteur d'eau naturelle.

Tableau 28 : Valeur de $Q(H)$

$h(\text{m})$	$Q (\text{m}^3/\text{s})$
3,0	228,160
3,5	229,051
4,0	378,844
4,5	467,603
5,0	565,426
5,5	672,432
6,0	788,762
6,5	914,564
7,0	1050,000

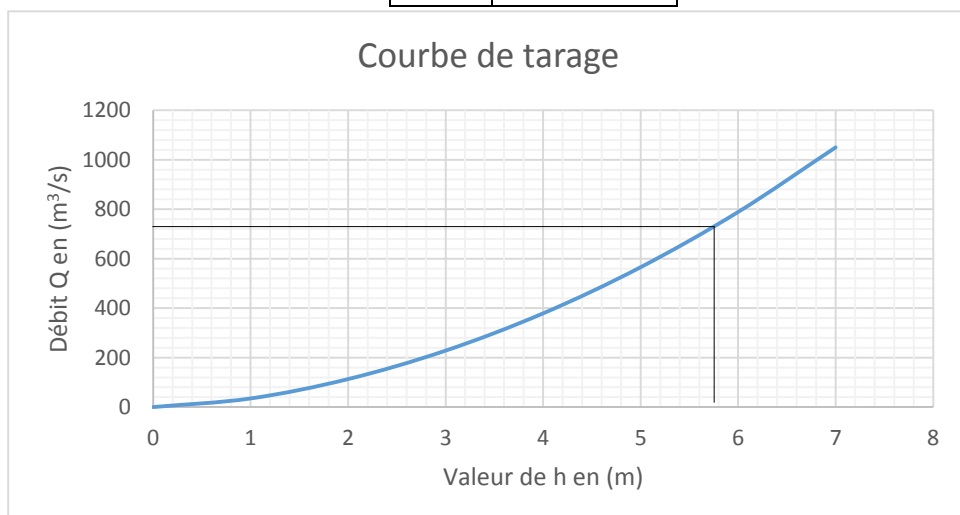


Figure 3 : Courbe de tarage

II-2 / Surélévation du niveau de l'eau et hauteur du PHEC

II-2-1 / Surélévation du niveau de l'eau

L'étranglement dû à la réalisation de l'ouvrage et ses remblais d'accès provoque en général des pertes de charges qui entraînent, pour un débit donné, une surélévation du niveau de l'eau.

Cette surélévation Δz du niveau de l'eau provoquée par l'ouvrage de franchissement est donnée par la formule suivante, tirée du théorème de BERNOUILLI.

$$\Delta z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta Hf$$

- Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont

Sa valeur est définie par l'expression suivante :

$$\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$$

Q : débit correspondant à la crue du projet ;

S_0 : débouché du pont ou surface mouillée correspondant au débit $Q = 295,37\text{m}^2$

g : intensité de la pesanteur = $9,81\text{m/s}^2$

C : coefficient du débit :

$$C = C_C \times C_E \times C_\theta \times C_P \times C_F \times C_Y \times C_X \times C_S$$

– Coefficient de contraction C_c :

B_0 : Débouché linéaire du pont qui est égal à 80m

b : largeur moyenne des remblais d'accès talutés à 1/1, égal à 10m

Ainsi $b/B_0 = 0,125$.

$$\text{Avec } m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}} = 1 - \frac{S_0 R_0^{\frac{2}{3}} K_0}{S_{AM} R_{AM}^{\frac{2}{3}} K_{AM}}$$

Or, les caractéristiques du cours d'eau ainsi que l'état de berges en amont et l'état de berge au droit du pont sont à peu près les mêmes c'est-à-dire :

$$T_{AM} = T_0 = S_0 R_0^{\frac{2}{3}} K_0 = 23718$$

Donnant à m une valeur égale à 0.

La lecture de l'abaque dans l'annexe permet d'avoir $C_c = 0,85$.

– Coefficient due aux conditions d'entrée C_E :

Le coefficient dû aux conditions d'entrée C_E , au cas où l'ouvrage présente des murs en aile formant un angle θ avec l'axe du pont

Pour notre cas on prend $\theta = 90^\circ$ et $m = 0$ d'où $C_E = 1$.

– Coefficient du biais θ que forme le pont avec les lignes d'écoulement C_θ :

$\theta = 90$ car le pont est perpendiculaire au lignes d'écoulement

Alors, on a $C_\theta = 1$.

– Coefficient dû à la présence des piles C_P :

Ce coefficient dépend des dimensions, du nombre, du type des piles et de la contraction de la section d'écoulement au droit de l'ouvrage.

Soient n : le nombre des piles ;

p : la largeur de la pile ;

m : contraction de la section d'écoulement au droit de l'ouvrage.

Alors $C_P = f(n, p, m, B_0)$

Avec $n = 3$; $p = 1,00m$; $m = 0$ et $B_0 = 80m$ on a $C_P = 1$.

– Coefficient du au nombre de FROUDE C_F :

$$F_R = \frac{Q}{S_{AV} \times \sqrt{g \times y_{AV}}}$$

où S_{AV} est la section d'écoulement à l'aval du pont qui est sensiblement égale à S_0 :

$$S_{AV} = 295,374m^2$$

y_{AV} : la profondeur d'eau moyenne dans cette section aval, $y_{AV} = 6m$

g : intensité de pesanteur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

$$Q = Q_{50} = 750 \text{ m}^3$$

On obtient

$$F_R = 0,13 \text{ et } C_F = 0,93.$$

- Coefficient du à la profondeur relative de l'eau C_Y :

Ce coefficient est déterminé en fonction de y / B_0 et m à partir de l'abaque et on a

$$C_Y = 1 \text{ car } m = 0.$$

- Coefficient du à l'excentrement du pont par rapport au champ d'écoulement majeur C_X :

$C_X = 1$ du fait que le pont projeté ne sera pas excentré.

- Coefficient dû à la submersion éventuelle du pont C_S :

Comme la submersion du pont est à éviter, alors la valeur de C_S est égale à 1.

Ainsi $C = 0,79$.

$$\text{Numériquement } \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} = 0,526m$$

- Hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont

L'expression de cette hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont est :

$$\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$$

V_{AM} : est la vitesse moyenne à l'amont du pont et α le coefficient représentant la distribution de vitesse dans la section.

La valeur du coefficient α est donnée par la formule :

$$\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \sum \frac{T_{iAM}^3}{S_{iAM}^2}$$

Pratiquement, cette valeur varie de 1 à 2.

Prenons $\alpha = 1,05$.

$$\text{L'expression de } V_{AM} \text{ est : } V_{AM} = \frac{Q_{S0}}{S_{AM}} = \frac{Q_{S0}}{S_0} = 2,539 \text{ m/s}$$

Soit $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} = 0,345m$

Alors

- Perte de charge due au frottement Δh_f

$$\Delta h_f = L_{AM} \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2$$

L_{AM} est la distance entre l'ouvrage et une section amont suffisamment loin des perturbations provoquées par l'ouvrage.

En général, $L_{AM} = B_0 = 80m$

b est la largeur moyenne des culées = 10m

Ainsi on a $\Delta h_f = 0,09m$.

Calcul faites, on a comme valeur de $\Delta_z = 0,526 - 0,345 + 0,09 = 0,27m$.

II-2-2 / Hauteur de PHEC (Plus Haute Eau Cyclonique)

Par définition : $PHEC = h + \Delta_z$

h désigne la hauteur naturelle de l'eau ;

Δ_z désigne la surélévation.

Soit : $PHEC = 5,84 + 0,27 = 6,11 m$

II-3 / Tirant d'air

La prévision d'un tirant d'air est obligatoire pour diminuer le risque d'obstruction partielle ou totale de l'ouverture du pont provoquée par des détritits, corps flottants, branchages, souches.

Nous admettrons un tirant d'air de 2 m puisque nous avons un grand charriage du bassin versant.

II-4 / Hauteur sous poutre

Elle est obtenue par la somme de hauteur de PHEC et le tirant d'air.

$H = PHEC + \text{tirant d'air} = 6,11 + 2,00 = 8,11 m$

II-5 / Affouillement

II-5-1 / Description du phénomène

Le phénomène d'affouillement est assez connu dans ses généralités, mais très difficile à estimer dans chaque cas particulier.

L'affouillement est le résultat de l'entraînement des matériaux solides composant le lit de la rivière. Cet entraînement est directement lié à la vitesse d'écoulement des eaux ; au fond du lit cet écoulement n'est pas uniforme mais tourbillonnaire.

L'entraînement des matériaux peut s'effectuer de trois manières différentes, selon leur grosseur :

- les éléments les plus fins sont mis en suspension et y sont maintenus par le mouvement tourbillonnaire des eaux ;
- les éléments moyens progressent par sauts ;
- les éléments les plus gros roulent sur le fond.

L'obstacle que représente une pile ou une culée dans l'écoulement des eaux en période de crue notamment, se traduit par une augmentation de la vitesse aux alentours de cet obstacle, vitesse qui peut provoquer un affouillement local ou généralisé soit emporter quasiment l'ouvrage.

II-5-2 / Détermination de la profondeur d'affouillement H_a

Pour déterminer la profondeur d'affouillement au niveau d'une pile, il faudra tenir compte des profondeurs d'affouillement qui proviennent de :

- la réduction de section du cours d'eau due à la présence des remblais d'accès ;
- la modification de débits ;
- la présence des piles.

a / Profondeur due à la réduction de section du cours d'eau H_r

Comme la section du cours d'eau n'est pas rétractée par des remblais d'accès, alors elle entrainera aucun d'affouillement au niveau de la pile.

Soit $H_r = 0,00\text{m}$.

b / Profondeur d'affouillement due à la modification de débits

Son expression est de :

$$H_n = 0,48Q_0^{0,36} - \frac{A_1}{B_m} \text{ si } d_{90} < 6\text{mm}$$

$$H_n = 0,249Q_0^{-0,5}d_{90}^{-0,11}B_m^{-0,5} - \frac{A_1}{B_m} \text{ si } d_{90} > 6\text{mm}$$

où

- Q_0 est le débit du projet ;
- d_{90} : Dimension caractéristique de l'échantillon à la profondeur H_n ;
- A_1 : Section mouillée de la rivière correspondant au PHE du projet ;
- B_m : Largeur au miroir du lit mineur de la rivière correspondant à la crue du projet.

$$\text{Comme } A_1 = bh + mh^2 = 36 \times 5,838 + 2,5 \times 5,838^2 = 295,37\text{m}^2$$

$$B_1 = b + 2mh = 36 + 2 \times 2,5 \times 5,838 = 65,19\text{m}$$

Avec $Q_0 = 750\text{m}^3$, on obtient $H_n = 0,67\text{m}$.

c / Profondeur d'affouillement due à la présence des piles H_c

Une formule empirique a été proposée par BREUSERS (1965) et s'écrit :

$H_c = 1,4 \times P$ où P désigne la largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement.

Pour notre cas $P = 1,00\text{m}$ (diamètre d'une colonne) soit $H_c = 1,40\text{m}$.

Finalement, la profondeur d'affouillement a pour valeur :

$$H_a = H_r + H_n + H_c = 0,00 + 0,67 + 1,40 = 2,07\text{m}$$

II-5-3 / Protection contre l'affouillement

Comme il a été vu précédemment, l'affouillement est causé par l'entraînement de particules se trouvant au niveau de la semelle par le courant.

Il est alors impératif de protéger ce dernier par des blocs enrochements.

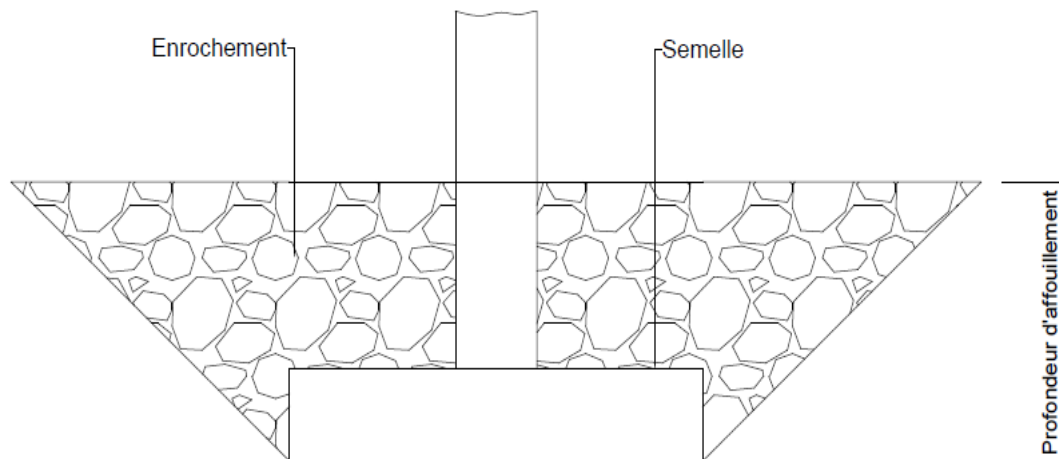


Figure 4 : Protection contre l'affouillement

La formule la plus connue pour déterminer le diamètre de ces blocs est sans doute la formule d'IZBASH dont l'expression est :

$$d = \frac{\rho V_{max}^2}{0,72g(\rho_s - \rho)}$$

V_{max} : vitesse de l'écoulement correspondant à Q_{50} , $V_{max} = 2,539$ m/s ;

g : accélération de la pesanteur, $g = 9,81$ m/s² ;

ρ : masse volumique de l'eau, $\rho = 1\,000$ kg/m³ ;

ρ_s : masse volumique de l'enrochement $\rho_s = 2\,600$ kg/m³ ;

d : diamètre de l'enrochement.

Calcul faite, on a $d = 0,57$ m soit $d = 60$ cm.

II-6 / Récapitulation des caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- PHEC = 6,11m ;
- Hauteur sous poutre $H = 8,11$ m ;
- Profondeur d'affouillement $H_a = 2,07$ m.

Après avoir fixé les dimensions de l'ouvrage, passons maintenant à une estimation sommaire pour voir quelle variante sera plus adéquate pour notre projet.

CHAPITRE III : PROPOSITION ET ANALYSE DES VARIANTES

III-1 / Généralités

L'estimation de quelques variantes suivie de leur comparaison a pour objectif de retenir une variante de structure plus rationnelle du point de vue technique, économique et éventuellement esthétique en tenant compte des contraintes d'ordre naturel et fonctionnel.

Afin de déterminer la meilleure variante possible, il est essentiel de se baser sur plusieurs critères à savoir :

- Le coût de construction ;
- La durée d'exécution ;
- Les conditions d'entretien ;
- La rentabilité ;
- La technique d'exécution ;
- Le type de fondation.

Pour comparer les variantes proposées, nous avons besoin de quantifier les matériaux afin que nous puissions déterminer les coûts sommaires de chaque variante proposée.

III-2 / Proposition des variantes

Pour ce projet, les études précédentes de choisir trois variantes :

- Un ouvrage en béton armé, comportant 4 travées indépendantes de 20,00m avec trois poutres principales;
- Un ouvrage en VIPP de travées égales à 40,00m avec trois poutres principales;
- Un ouvrage mixte acier-béton continu.

III-3 / Hypothèses et données de base pour la comparaison de variante

III-3-1 / Ratio des armatures

Le tableau ci-dessous nous montre le ratio approximatif en acier par mètre cube de béton :

Tableau 29 : Ratio des armatures

Désignation	Ratio (kg/m ³)
Superstructure en BA	150
Câbles précontraints	90
Aciers passifs pour la superstructure en BP	95
Piles	90
Semelle de fondation des piles	65
Semelle de fondation des culées	60
Culées	60
Pieux	80

III-3-2 / Poids volumique

Les poids volumiques utilisés pour l'estimation des variantes sont données par le tableau suivant :

Tableau 30 : Poids volumique

Matériaux	Poids volumique en kN/m ³
Revêtement du tablier	23,0
Béton armé	25,0
Béton ordinaire	24,0
Acier	78,5

III-3-3 / Prix unitaire

Pour l'estimation de coût de construction pour chaque variante, nous adoptons comme prix unitaires qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 31 : Prix unitaire

Désignation	Prix unitaire
Béton Q350	350000
Béton Q400	380000
Acier pour armature (HA)	7500
Câble d'armature précontrainte	30000
Fer IPN, IPE	7900

III-3-5 / Combinaison d'action

Une action est un ensemble de forces ou de couples appliquées à la construction ou bien une déformation qui lui est imposée. Les actions proviennent des charges permanentes, des charges d'exploitation, des charges climatiques et des déformations imposées à la construction.

La combinaison accidentelle à considérer est représentée symboliquement par :

$$G_p = 1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} Q_i$$

G_{\max} : Ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné ;

G_{\min} : Ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable pour la justification d'un élément donné ;

Q_1 : Action variable dite de base ;

Q_i ($i > 1$) : Autres actions variables dite d'accompagnement.

Le coefficient γ_{Q1} a pour valeur :

- $\gamma_{Q1} = 1,5$ sauf dans le cas spécifié ci-dessous ;
- $\gamma_{Q1} = 1,35$ pour les charges de caractère particulier (convoi militaire et convoi exceptionnel, convois spéciaux sur les ponts rails).

Prenons $G_{\min} = 0$ pour avoir l'effet défavorable aux actions permanentes de la superstructure et nous allons négliger les actions des charges variables d'accompagnement pour l'étude de comparaison des variantes. La combinaison d'action devient donc

$$G_p = 1,35 G_{\max} + 1.5Q_1$$

III-3-6 / Nombre de pieux

Le nombre de pieux sera déterminé à partir du rapport entre la charge totale transmise par les piles ou les culées et la capacité portante moyenne d'un pieu en multipliant par le coefficient de sécurité relatif aux conditions de travail des pieux.

Soient C_T la charge totale que doit supporter les pieux, C_{pp} la capacité portante d'un pieu et γ_{pp} le coefficient de sécurité (pondération). L'expression de nombre de pieu est tirée par la relation suivante :

$$\left(\frac{C_T}{n}\right) \leq \left(\frac{Q_l}{\gamma_{PP}}\right) \quad \text{soit} \quad n \geq \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{PP}$$

III-3-7 / Estimation des variantes

a / Variante n°1

Il s'agit d'un pont en béton armé composé de 4 travées ayant chacune 20m de portée et possédant 3 poutres sous la chaussée :

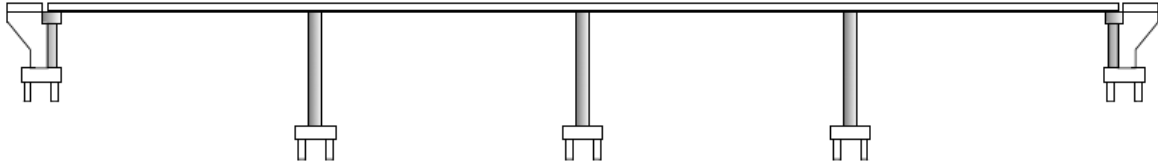


Figure 5 : Variante en BA

- Longueur de travée de calcul

Les valeurs approximatives de la travée de calcul L et de la longueur totale de la poutre L₁ de la structure peuvent être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$L = 1,05 L_0 + 0,60$$

$$L_1 = 1,07 L_0 + 0,65$$

avec L₀ : Portée libre ;

L₁ : Longueur totale de la travée = 20m ;

L : Longueur de travée de calcul.

A partir de la deuxième équation, on obtient la valeur de L₀ = 18,08 m

D'où $L = 1,05 \times 18,08 + 0,60 = 19,58\text{m}$

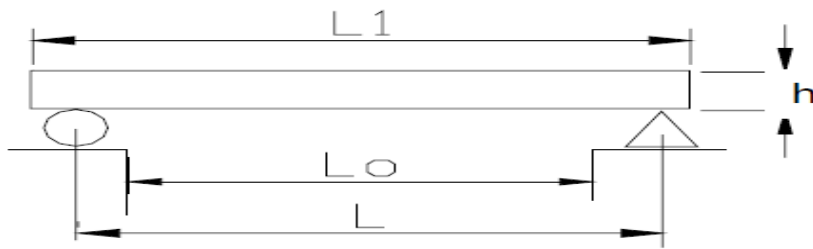


Figure 6 : Longueur de travée de calcul

- Pré dimensionnement de la superstructure

✓ Dalle en béton armé

L'entraxe des poutres doit être compris entre 2,50m et 4,00m. La détermination de l'épaisseur de hourdis dépend de distance entraxe de 2 poutres. Les valeurs courantes de l'épaisseur du hourdis en fonction de la distance e entraxe des poutres sont données dans le tableau suivant :

Tableau 32 : Epaisseur du hourdis en fonction de l'entraxe des poutres

e (m)	2,50	3,00	3,50	3,75	4,00
h_d (cm)	17	18	20	21	22

En prenant $e = 3,00\text{m}$, on a $h_d = 18\text{cm}$

✓ Chaussée

D'après la prévision du trafic, nous nous intéressons à une chaussée à double voie de 7 [m] de large.

✓ Trottoir

Il a pour largeur de 1 m et d'épaisseur fixée à $e = 15\text{ cm}$.

✓ Poutre principale

- Hauteur de la poutre

La hauteur de la poutre h_t est déterminée en fonction de la portée libre ou portée de calcul ou portée totale de la poutre. Pour $15\text{m} \leq L_0 \leq 40\text{m}$ on a $1/15 \leq h_t \leq 1/11$.

Avec $L_0 = 20\text{m}$, $1,33\text{m} \leq h_t \leq 1,81\text{m}$. Prenons $h_t = 1,50\text{m}$

- Largeur de la nervure b_0

La valeur de b_0 est donnée par la formule suivante :

$$b_0 = \psi h \text{ Où } h = 0,9 h_t = 0,9 \times 1,50 = 1,35\text{m}$$

Et ψ est un coefficient variant entre 0,25 et 0,5. Prenons $\psi = 0,3$

Nous avons $b_0 = 0,405\text{m}$ soit $b_0 = 0,50 \text{ m}$

- Distance entraxe des poutres

Cette valeur a été prise ultérieurement pour 3m.

✓ Entretoise

- Hauteur : Elle est voisine de celle de la poutre principale

Soit $h_e = 1,50 \text{ m}$;

- Epaisseur : Prenons $e = 30 \text{ cm}$ comme valeur de l'épaisseur de l'entretoise ;
- Entraxe : L'entraxe e_e des entretoises est obtenu par la relation ci-après :

$3 h_t \leq e_e \leq 5,5 h_t$. Fixons cette valeur à $e_e = 5\text{m}$ soit 10 entretoise par travée.

✓ Garde-corps

Le garde-corps sera en acier. Sa hauteur est prise égale à 1 m.

✓ Revêtement du tablier

Nous devons mettre une couche de béton bitumineux de 5 cm d'épaisseur au-dessus du béton.

• Estimation des quantités des matériaux

✓ Volume du béton :

- Poutre : $3 \times 19,59 \times 0,50 \times (1,50 - 0,18) = 38,79\text{m}^3$
- Entretoise : $10 \times (3,00 - 0,50) \times 0,30 \times (1,50 - 0,18) = 9,90\text{m}^3$
- Dalle : $19,59 \times 9,00 \times 0,18 = 31,73\text{m}^3$
- Trottoir : $2 \times 19,59 \times 1,00 \times 0,15 = 5,88\text{m}^3$

Ainsi, pour une travée, le volume en béton de la superstructure est de $86,30\text{m}^3$

✓ Poids en acier d'armature

La formule permettant d'obtenir le poids A en acier d'armature en fonction du volume de béton

V s'écrit : $A = V \times 150$

D'où $A = 12945,00 \text{ kg/m}^3$

- Pré dimensionnement de l'infrastructure

- ✓ Culées

- Mur garde grève

- Epaisseur : elle est définie par $20\text{cm} \leq e_g \leq 30\text{cm}$

Soit $e_g = 25\text{cm}$

- Hauteur h_g : Sa valeur est de 2,10m
- Longueur : $L = 9,00\text{m}$

Volume du béton $V = 9,00 \times 0,25 \times 2,10 = 4,725\text{m}^3$

- Mur en retour

- Epaisseur : Elle est donnée par $e_r = \frac{l_r + 2}{20}$

où l_r : longueur du mur en retour comprise entre 2 à 6m, choisissons $l_r = 4,00\text{m}$.

Alors $e_r = 30\text{cm}$.

- Hauteur : Elle se calcule par la formule $h_r = h_g + h_c$

où h_g : hauteur du mur garde grève ;

h_c : hauteur du chevet pris égale à 0,80m.

Soit $h_r = 2,90\text{m}$

Volume du béton $V = 3,480\text{m}^3$

- Sommier

- Longueur : 9,00m
- Largeur : 1,20m
- Epaisseur : 0,80m

Volume du béton $V = 9,00 \times 1,20 \times 0,80 = 8,640\text{m}^3$

- Mur de front

- Longueur : 9,00m
- Epaisseur : 0,80m
- Hauteur : 3,10m

Volume du béton $V = 9,00 \times 0,80 \times 3,10 = 22,320\text{m}^3$

- Semelle

- Longueur : Sa longueur est voisine à la largeur du tablier mais avec un débord de 0,50m, d'où $L_s = 9,5\text{m}$;
- Largeur : elle donnée par la relation $4,5\Phi \leq l_s \leq 5\Phi$

où Φ est le diamètre du pieu pris égal à 1m.

Ainsi, $l_s = 4,5\text{m}$.

- Epaisseur : $e = 1,00\text{m}$

Volume du béton $V = 9,50 \times 4,50 \times 1,00 = 42,750\text{m}^3$

Volume totale de la culée $V = 81,915\text{m}^3$

✓ Piles

Chaque pile sera composée de trois colonnes et un chevêtre, qui se reposent sur la semelle et qui à son tour se repose sur des pieux.

- Chevêtre

- Hauteur : la hauteur du chevêtre h_c est telle que $h_c \geq 0,60\text{ m}$, prenons 0,80 [m] comme valeur de h_c ;
- Longueur : la longueur n'est autre que celle de la largeur du tablier du pont qui est de 9 m ;
- Largeur : la largeur est de 1,20 m.

Volume du béton $V = 9,00 \times 1,20 \times 0,80 = 8,640\text{m}^3$

- Colonne ou fût

La hauteur de la pile est prise égale à $h_f = 8,50\text{ m}$. Son diamètre est obtenu par $D \geq h_f / 12$

soit $D \geq 0,80\text{ m}$. Prenons $D = 1,00\text{ m}$.

Volume du béton $V = 3 \times \frac{\pi \times 1,00^2}{4} \times 8,50 = 20,027\text{m}^3$

- Semelle sous pile

Elle a la même dimension que celle de la culée.

Le volume total de la pile est alors égal à $V = 71,417\text{m}^3$

✓ Pieux

▪ Pieux sous pile

Descente de charge

La surface de chargement pour une pile est égale à la surface d'une travée.

○ Charge permanente

_ Elément en BA de la superstructure : $86,30 \times 25 = 2157,50\text{kN}$

_ Revêtement : $19,59 \times 7,00 \times 0,05 \times 23 = 157,70\text{kN}$

_ Parapet : $2 \times 19,59 \times 1,00 \times 0,60 = 23,51\text{kN}$

$$G_1 = 2338,71\text{kN}$$

-Poids propre de la pile avec la semelle de liaison

$$G_2 = 71,417 \times 25 = 1785,42\text{kN}$$

Ainsi on a $G = 4124,13\text{kN}$

○ Surcharge d'exploitation

$$Q = (q_{1qp} + q_{1qc}) \times \omega$$

où ω désigne l'aire de la ligne d'influence ; $\omega = \frac{19,58 \times 2 \times 1}{2} = 19,58\text{m}^2$

Numériquement, $Q = [2,13 \times 2 + (0,45 \times 2 \times 1)] \times 19,58 = 1010,33\text{kN}$

○ Combinaison

Afin d'obtenir la charge totale, la combinaison d'action se fait suivant deux états limites :

_ ELS : $C_T = G + Q = 5134,46\text{kN}$

_ ELU : $C_T = 1,35G + 1,5Q = 7083,07\text{kN}$

○ Nombre de pieux

Elle est définie par la relation :

$$n = \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{PP}$$

où $Q_l = 4428,86\text{kN}$ d'après le tableau obtenu dans le chapitre étude des pieux

On a $n = \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{PP} = 2,24$ soit $n_{\text{pieux}} = 3$

Volume du béton

Les résultats de l'étude géotechnique ont permis de choisir un ancrage à 20m de profondeur.

Soit
$$V = \pi \frac{1^2}{4} \times 3 \times 20 = 47,12m^3$$

La quantité d'acier correspondant est $A = 47,12 \times 80 = 3769,91kg/m^3$

- Pieux sous culée

Descente de charge

- Charge permanente

Elle est composée par la charge transmise aux culées et au poids propre des culées elle-même.

La charge qui est supportée par la culée est celle à partir de la mi- travée soit :

$$G'_1 = \frac{G_1}{2} \text{ d'où } G'_1 = 1169,35kN$$

-Poids totale de la culée : $G'_2 = 81,81 \times 25 = 2047,87kN$

Alors $G = 3217,22kN$

- Surcharge d'exploitation

Pour une longueur $L_1 = 19,58m$, $q_{1qc} = 2,87T$

Soit
$$Q'_1 = [2,87 \times 2 + (0,45 \times 1 \times 2)] \times \frac{19,58}{2} = 650,17kN$$

- Combinaison

De manière homologue à celle faite précédemment :

_ ELS : $C_T = G + Q = 3867,39kN$

_ ELU : $C_T = 1,35G + 1,5Q = 5318,50kN$

Nombre de pieux

$$n_{pieux} = \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{PP} = 1,92$$

Soit $n_{pieux} = 2$

Volume du béton

$$V = \pi \frac{1^2}{4} \times 2 \times 20 = 31,41m^3$$

Acier d'armature A = 2513,27kg/m³

Tableau 33 : Devis quantitatif de matériau pour la variante en BA

Désignation		Unité	Quantité	Nombre	Total
SUPERSTRUCTURE	Béton	m ³	86,30	4	345,20
	Acier	kg	12945,00	4	51780,00
CULEE	Béton	m ³	39,17	2	78,33
	Acier	kg	2349,90	2	4699,80
SEMELLE SOUS CULEE	Béton	m ³	42,75	2	85,50
	Acier	kg	2565,00	2	5130,00
PIEUX SOUS CULEE	Béton	m ³	31,41	2	62,82
	Acier	kg	2512,80	2	5025,60
PILE	Béton	m ³	28,67	3	86,00
	Acier	kg	2580,03	3	7740,09
SEMELLE SOUS PILE	Béton	m ³	42,75	3	128,25
	Acier	kg	2778,75	3	8336,25
PIEUX SOUS PILE	Béton	m ³	47,12	3	141,36
	Acier	kg	3769,60	3	11308,80

Tableau 34 : Devis estimatif sommaire pour la variante en BA

Désignation		Unité	Quantité	PU(Ar)	Montant(Ar)
SUPERSTRUCTURE	Béton	m ³	345,20	350000	120 820 000
	Acier	kg	51780,00	7500	388 350 000
CULEE	Béton	m ³	78,33	350000	27 415 500
	Acier	kg	4699,80	7500	35 248 500
SEMELLE SOUS CULEE	Béton	m ³	85,50	350000	29 925 000
	Acier	kg	5130,00	7500	38 475 000
PIEUX SOUS CULEE	Béton	m ³	62,82	350000	21 987 000
	Acier	kg	5025,60	7500	37 692 000
PILE	Béton	m ³	86,00	350000	30 100 350
	Acier	kg	7740,09	7500	58 050 675
SEMELLE SOUS PILE	Béton	m ³	128,25	350000	44 887 500
	Acier	kg	8336,25	7500	62 521 875
PIEUX SOUS PILE	Béton	m ³	141,36	350000	49 476 000
	Acier	kg	11308,80	7500	84 816 000
			Total		1 029 765 400

b / Variante n°2

Il s'agit d'une variante en béton précontraint à deux travées indépendantes de 40m ayant 3 poutres principales.

- Longueur de travée de calcul

De la même manière que la précédente, la formule permettant d'obtenir cette longueur est :

$$L = 1,05 L_0 + 0,60$$

$$L_1 = 1,07 L_0 + 0,65$$

Soit $L_0 = 36,78\text{m}$

Alors $L = 39,21\text{m}$

- Pré dimensionnement de la superstructure

✓ Dalle

En se basant sur le tableau précédent, on choisira un entraxe des poutres à 3,00m soit 18cm d'épaisseur pour la dalle.

✓ Poutre principale

On dimensionne les poutres suivant la section la plus sollicitée.

Pratiquement les dimensions de la table de compression de la poutre sont déterminées lors du calcul de la dalle du tablier.

- Hauteur de la poutre

Pour ce type d'ouvrage, la hauteur h de la poutre est de l'ordre de 1/15 à 1/18 de la portée.

Néanmoins, la formule suivante permet aussi de l'obtenir :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h \leq \frac{L}{20} + 0,50 \rightarrow 1,76 \leq h \leq 2,46$$

Soit $h = 2,00\text{m}$

- Largeur de la table de compression

La largeur b de la table supérieure de la poutre préfabriquée est de l'ordre de 0,65 à 0,75h.

En choisissant une valeur maximale, on a $b = 0,75h = 1,50m$.

- Epaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme dépend en général de la résistance à l'effort tranchant et des conditions d'enrobage des câbles.

C'est souvent la deuxième condition qui prévaut en béton précontraint.

Les facteurs intervenant dans cette valeur sont :

- diamètre des câbles pris égal à 8T15, d'où $\Phi = 76mm$;
- dimension maximum des granulats $c_g = 25mm$;
- une réserve entre les aciers pour permettre un bétonnage parfait, soit $1,5c_g = 38mm$;
- diamètre des aciers de peau, $\Phi = 10mm$;
- diamètre des aciers transversaux = $10mm$;

Après calcul, on a $b_0 = 232mm$ soit $b_0 = 24cm$.

- Gousset supérieur

Leur objet est de faciliter la mise en place du béton et de réduire la portée effective du hourdis. On leur donne une pente de 45° à 60° par rapport à l'horizontale et une largeur de $0,10m$ et $0,15m$.

A ce fait, on décide de prendre $g_s = 15cm$.

- Largeur de talon

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

En première approximation, pour un béton de $35 MPa$ de résistance, on pourra déterminer la largeur totale des talons par la formule empirique suivante :

$$b_t = \frac{lL^2}{h_t^2 K} \quad \text{avec } 1100 \leq K \leq 1300$$

où l : largeur du tablier ;

L : Portée de la travée ;

h_t : Hauteur totale du tablier.

Pour un ouvrage normalement élancé au 1/17, la largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2,50 m à 4,00 m.

Si on décide de loger 4 câbles par lits, il faudra une largeur de $9\Phi_g = 9 \times 7,6 = 68,4\text{cm}$.

Ainsi $b_t = 70\text{cm}$.

- Hauteur du talon de la poutre

La hauteur ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m.

Afin de pouvoir placer les 2 lits de câble, prenons $h_t = 20\text{cm}$

- Gousset du talon

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma ci-dessous, la tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1,5.

Soit $\alpha = 45^\circ$.

Alors, on a une hauteur $g_t = 24\text{cm}$.

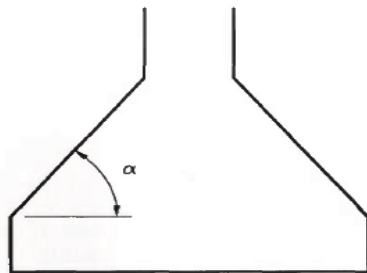


Figure 7 : angle alpha sur gousset inférieur de la poutre

- Espacement des poutres

L'entraxe des poutres principales varie en général entre 2,5 et 3,5 m. Dans la pratique, on cherche à positionner les poutres de rive de manière à bien coffrer la totalité de l'hourdis.

On prendra pour notre cas, un espacement de 3,00m.

- ✓ Entretoise

- Hauteur h_e

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui leur confère une bonne rigidité.

En pratique, la jonction entre l'entretoise et la poutre coïncide souvent avec une des extrémités du pan incliné du talon.

Cette réduction de hauteur facilite l'accès aux appareils d'appuis en ménageant un espace suffisant entre le chevêtre d'appui et les entretoises. A cet égard, une distance minimale de 0,50 m semble convenable, soit $h_e = 1,50\text{m}$.

- Epaisseur e

Dans la pratique, cette épaisseur varie de 25 cm à 30 cm.

En plus, on doit tenir en compte de :

- l'enrobage 20mm ;
- aciers de peau 10mm ;
- aciers transversaux 10mm ;
- passage de pervibrateur 70mm ;
- emplacement de gaine 53mm ;

Soit $e = 273\text{mm}$ d'où la valeur de $e = 28\text{cm}$

- Espacement des entretoises

Comme le cas précédent, l'espacement doit respecter la condition $3 h_t \leq e_e \leq 5,5 h_t$.

Soit $6,00\text{m} \leq e_e \leq 11,00\text{m}$ pour une hauteur de 2,00m.

Afin d'avoir un espacement identique, prenons $e_e = 9,80\text{m}$ avec $L = 39,21\text{m}$.

On a alors 10 entretoises par travée.

- Longueur des entretoises

Comme la poutre possède une épaisseur de 24cm et un entraxe de 3,00m, alors la longueur de l'entretoise est de 2,76m.

- Chaussée

Nous avons une chaussée de 7 m de large

L'épaisseur du trottoir sera fixée à 15 cm et sa largeur est de 1 m.

- Volume du béton

- ✓ Poutre principale

Pour la détermination du volume en béton, nous considérons les caractéristiques géométriques de la poutre c'est-à-dire nous divisons la section de la poutre principale en plusieurs sections élémentaires pour faciliter le calcul et nous faisons la somme après.

On obtient ainsi $V = 3 \times 0,775 \times 39,21 = 91,16\text{m}^3$

- ✓ Entretoise : $V = 10 \times 2,76 \times 0,28 \times 1,50 = 11,59\text{m}^3$

- ✓ Dalle : $V = 39,21 \times 9,00 \times 0,18 = 63,52\text{m}^3$

- ✓ Trottoir : $V = 39,21 \times 2 \times 1,00 \times 0,15 = 11,76\text{m}^3$

Le volume en béton de la superstructure est de $V = 178,04\text{m}^3$

- Poids en acier d'armature
 - ✓ Armature de précontrainte : $A = 91,16 \times 90 = 8204,40 \text{kg/m}^3$
 - ✓ Armature passive $A = 178,04 \times 95 = 16913,80 \text{kg/m}^3$
- Pré dimensionnement de l'infrastructure

Pour les trois variantes proposées, le pré dimensionnement des piles et des culées sera pris égal.

- Pieux sous pile

Descente de charge

- Charge permanent

_ Elément en BA de la superstructure : $178,04 \times 25 = 4451,00 \text{kN}$

_ Revêtement : $39,21 \times 7,00 \times 0,05 \times 23 = 315,64 \text{kN}$

_ Parapet : $2 \times 39,21 \times 1,00 \times 0,06 = 47,05 \text{kN}$

Soit $G_1 = 4813,70 \text{kN}$

_ Poids propre de la pile avec la semelle de liaison :

$G_2 = 71,42 \times 25 = 1785,43 \text{kN}$

D'où $G = 6599,13 \text{kN}$

- Surcharge d'exploitation

$$Q = (q_{1qp} + q_{1qc}) \times \omega$$

où ω désigne l'aire de la ligne d'influence ; $\omega = \frac{39,21 \times 2}{2} = 39,21 \text{m}^2$

Alors $Q = [1,76 \times 2 + (0,45 \times 2 \times 1)] \times 39,21 = 1733,08 \text{kN}$

- Combinaison

_ ELS : $C_T = G + Q = 8332,21 \text{kN}$

_ ELU : $C_T = 1,35G + 1,5Q = 11508,45 \text{kN}$

Nombre de pieux

$$n_{\text{pieux}} = \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{pp} = \frac{11508,45}{4428,86} \times 1,4 = 3,64$$

Soit $n_{\text{pieux}} = 4$ pieux

Volume du béton

$$V = \pi \frac{1^2}{4} \times 4 \times 20 = 62,83 \text{ m}^3$$

Poids d'acier d'armature = 5026,4 kg/m³

- Pieux sous culée

Descente de charge

- Charge permanente

_ La charge transmise par la culée est la charge venant de la demi-travée soit :

$$G_1' = \frac{G_1}{2} \text{ d'où } G_1' = 2406,85 \text{ kN}$$

_ Le poids propre de la culée avec la semelle est de : $G_2' = 2047,86 \text{ kN}$

$$\text{D'où } G = 4454,73 \text{ kN}$$

- Surcharge d'exploitation

Pour $L_1 = 39,21 \text{ m}$, $q_{1qc} = 2,44 \text{ T/m}$

$$\text{Soit } Q_1 = [2,44 \times 2 + (0,45 \times 1 \times 2)] \times \frac{39,21 \times 1}{2} = 1133,16 \text{ kN}$$

- Combinaison

_ ELS : $C_T = G + Q = 5587,90 \text{ kN}$

_ ELU : $C_T = 1,35G + 1,5Q = 7713,62 \text{ kN}$

Nombre de pieux

$$n_{\text{pieux}} = \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{pp} = \frac{7713,62}{4428,86} \times 1,6 = 2,78$$

Soit $n_{\text{pieux}} = 3$

Volume de béton : $V = \pi \frac{1^2}{4} \times 3 \times 20 = 47,124 \text{ m}^3$

Poids d'acier d'armature : $A = 3769,91 \text{ kg/m}^3$

Tableau 35 : Devis quantitatif de matériau pour la variante en BP

Désignation		Unité	Quantité	Nombre	Total
SUPERSTRUCTURE	Béton	m ³	178,04	2	356,08
	Acier passif	kg	16023,60	2	32047,20
	Acier de précontrainte	kg	16913,80	2	33827,60
CULEE	Béton	m ³	39,17	2	78,33
	Acier	kg	2349,90	2	4699,80
Désignation		Unité	Quantité	Nombre	Total
SEMELLE SOUS CULEE	Béton	m ₃	42,75	2	85,50
	Acier	kg	2565,00	2	5130,00
PIEUX SOUS CULEE	Béton	m ₃	47,12	1	47,12
	Acier	kg	3769,92	1	3769,92
PILE	Béton	m ₃	28,67	1	28,67
	Acier	kg	2580,03	1	2580,03
SEMELLE SOUS PILE	Béton	m ₃	42,75	1	42,75
	Acier	kg	2778,75	1	2778,75
PIEUX SOUS PILE	Béton	m ₃	62,83	1	62,83
	Acier	kg	5026,40	1	5026,40

Tableau 36 : Devis estimatif pour la variante en BP

Désignation		Unité	Quantité	PU(Ar)	Montant(Ar)
SUPERSTRUCTURE	Béton	m ³	356,08	380000	135 310 400
	Acier passif	kg	32047,20	7500	240 354 000
	Acier de précontrainte	kg	16408,80	30000	492 264 000
CULEE	Béton	m ³	78,33	380000	29 765 400
	Acier	kg	4699,80	7500	35 248 500
SEMELLE SOUS CULEE	Béton	m ³	85,50	380000	32 490 000
	Acier	kg	5130,00	7500	38 475 000
PIEUX SOUS CULEE	Béton	m ³	94,25	380000	35 814 240
	Acier	kg	7539,84	7500	56 548 800
PILE	Béton	m ³	28,67	380000	10 893 460
	Acier	kg	2580,03	7500	19 350 225
SEMELLE SOUS PILE	Béton	m ³	42,75	380000	16 245 000
	Acier	kg	2778,75	7500	20 840 625
PIEUX SOUS PILE	Béton	m ³	62,83	380000	23 875 400
	Acier	kg	5026,40	7500	37 698 000
			Total		1 225 173 050

c / Variante n°3

Pont mixte acier béton à deux travées de 40m.

- Longueur de travée de calcul

En suivant les mêmes démarches que précédemment, avec $L_1 = 40\text{m}$, on a $L_0 = 36,78\text{m}$ et $L = 39,21\text{m}$

- Pré dimensionnement de la superstructure
 - ✓ Poutre principale

La poutre en acier a une section en I dont les caractéristiques sont montrées par la figure suivante :

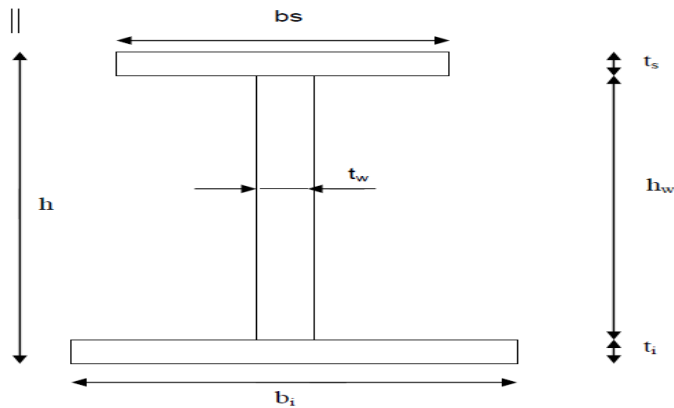


Figure 8 : Section de la poutre en acier

- Hauteur

Nous allons supposer que les poutres principales sont des poutres à âmes pleines.

Les élancements courants admissibles pour les poutres en acier sont telles que :

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{20}$$

Prenons la valeur de $H = L/25$ afin de limiter les déformations.

Soit $H = 1,57\text{m}$ d'où $H = 1,60\text{m}$

- Epaisseur de l'âme

Il y a trois conditions qui doivent être vérifiées pour pouvoir choisir cette épaisseur, à savoir :

- La condition d'élancement qui demande un $t_w \geq \frac{h_w}{166}$. En supposant

$h \approx h_w$, on finit par trouver $t_w \geq 9,63\text{mm}$ pour $h = 1,60\text{m}$;

- La condition d'épaisseur minimale impose $t_w \geq 12\text{ mm}$;
- Pour limiter le phénomène de voilement et le nombre de raidisseurs,

on se propose de limiter la contrainte τ à 160MPa à l'ELU soit : $\frac{V_{ELU}}{t_w h_w} \leq 160 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right]$

Maintenant, nous n'avons pas encore les valeurs de l'effort tranchant à l'ELU, donc nous nous intéressons sur les deux conditions pour la détermination de l'épaisseur de l'âme.

Finalement on a $t_w = 12\text{mm}$.

- Largeur des membrures

Les largeurs des membrures sont fournies par des tables et des tableaux en fonction de la portée de l'ouvrage.

Tableau 37 : Largeur des membrures en fonction de la portée de la poutre

Portée	Largeur de la membrure supérieure (mm)	Largeur de la membrure inférieure (mm)
< 30	400	500
30 à 50	500 à 600	500 à 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

Pour notre cas, on a $b_s = 550\text{mm}$ et $b_i = 600\text{mm}$.

- Epaisseur des membrures

L'élancement de la semelle doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement. Les conditions s'écrivent en arrondissant au [mm] supérieur :

$$t_s = \frac{b_s - tw}{28\varepsilon} = 24\text{mm}$$

$$t_i = \frac{b_i - tw}{28\varepsilon} = 26\text{mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Soit $h_w = h - (t_s + t_i) = 1550\text{mm}$

- ✓ Entretoise en acier

- Hauteur

Elle est de l'ordre de 1/10 à 1/15 de sa portée soit de la distance entre deux poutres consécutifs. Pour cette variante, on a adopté deux poutres principales distantes de 5,50m. D'où une hauteur égale à $\frac{1}{12,5} \times 5,50 = 0,44\text{m}$. Nous allons alors prendre $h_e = 0,50\text{m}$.

- Epaisseur de l'âme

Nous admettons que l'épaisseur de l'âme des entretoises soit égale à 12mm.

- Largeur des membrures

La largeur des membrures joue un rôle important contre le déversement lors du bétonnage et la fixation des connecteurs. Dans le cas pratique, elle varie de 220 à 350mm. Prenons une largeur de 250 mm avec une épaisseur de 20 mm pour les deux membrures.

- Espacement des entretoises

L'espacement des entretoises est de 6 à 10 m selon le risque de flambement latéral des membrures comprimées. Prenons 9,80 m comme entraxes des entretoises. Donc on aura 5 entretoises pour une travée.

- ✓ Dalle en béton armé

Cette épaisseur varie de $\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{25}$ avec l étant la distance entre deux poutres consécutives.

Comme $l = 5,50\text{m}$, $0,16\text{m} \leq e \leq 0,22\text{m}$. Soit une épaisseur $e = 20\text{cm}$ tout au long de la travée.

- Quantité des matériaux de la superstructure

- ✓ Volume du béton

_ Volume du béton de la dalle : $0,20 \times 9,00 \times 39,21 = 70,58\text{m}^3$

_ Trottoir : $2 \times 1,00 \times 0,15 \times 39,21 = 11,76\text{m}^3$

- ✓ Poids en acier

_ Poutre principale en acier : $2 \times 39,21 \times 0,047 \times 78,5 = 291,79\text{kN}$

_ Entretoise en IPE : $5 \times 7,00 \times 0,0155 \times 78,5 = 42,64\text{kN}$

- Pré dimensionnement de l'infrastructure

- ✓ Piles et culées variante (cf. variante n°1)

- ✓ Pieux sous piles

Descente de charge

- Charge permanente

_ Élément en BA de la superstructure : $82,34 \times 25 = 2058,50\text{kN}$

_ Revêtement : $0,05 \times 7,00 \times 23 \times 39,21 = 315,64\text{kN}$

_ Parapet : $2 \times 0,6 \times 39,21 = 47,05\text{kN}$

_ Poutre et entretoise : $= 334,43\text{kN}$

Soit $G_1 = 2755,62\text{kN}$

_ Poids propre du pilier massif avec les semelles :

$$G_2 = 1785,43 \text{ kN}$$

$$\text{Ainsi } G = 4541,05 \text{ kN}$$

▪ Surcharge d'exploitation

$$Q = (q_{1qp} + q_{1qc}) \times \omega$$

$$\text{où } \omega \text{ désigne l'aire de la ligne d'influence ; } \omega = \frac{39,21 \times 2 \times 1}{2} = 39,21 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors } Q = [1,76 \times 2 + (0,45 \times 2 \times 1)] \times 39,21 = 1733,08 \text{ kN}$$

▪ Combinaison

$$_ \text{ELS : } C_T = G + Q = 6274,13 \text{ kN}$$

$$_ \text{ELU : } C_T = 1,35G + 1,5Q = 8730,00 \text{ kN}$$

Nombre de pieux

$$n_{\text{pieux}} = \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{pp} = \frac{8730}{4365,2} \times 1,4 = 2,79$$

$$\text{D'où } n_{\text{pieux}} = 3$$

$$\checkmark \text{ Volume de béton pour les pieux : } V = \pi \frac{1^2}{4} \times 3 \times 20 = 47,12 \text{ m}^3$$

$$\checkmark \text{ Poids d'acier d'armature : } A = 3769,91 \text{ kg/m}^3$$

✓ Pieux sous culée

Descente de charges

▪ Charge permanente

_ La charge transmise par la culée est la charge venant de la demi-travée soit :

$$G_1' = \frac{G_1}{2} \quad \text{d'où } G_1' = 1377,81 \text{ kN}$$

_ Le poids propre de la culée avec la semelle est de : $G_2' = 2047,86 \text{ kN}$

$$\text{Soit } G = 3425,67 \text{ kN}$$

▪ Surcharge d'exploitation

$$\text{Pour } L_1 = 40 \text{ m, } q_{1qc} = 2,44 \text{ T/m}$$

$$\text{Soit } Q_1 = [2,44 \times 2 + (0,45 \times 1 \times 2)] \times \frac{39,21 \times 1}{2} = 1133,16 \text{ kN}$$

$$Q1' = 1133,16\text{kN}$$

- Combinaison d'action

$$_{\text{ELS}} : C_T = G + Q = 4558,83\text{kN}$$

$$_{\text{ELU}} : C_T = 1,35G + 1,5Q = 6324,39\text{kN}$$

Nombre de pieux

$$n_{\text{pieux}} = \frac{C_T}{Q_l} \gamma_{\text{PP}} = \frac{6324,39}{4365,2} \times 1,4 = 2,02 \quad \text{soit } n_{\text{pieux}} = 3$$

$$\checkmark \text{ Volume de béton des pieux : } V = \pi \frac{1^2}{4} \times 3 \times 20 = 47,12\text{m}^3$$

$$\checkmark \text{ Poids d'acier d'armature : } A = 3769,91\text{kg/m}^3$$

Tableau 38 : Devis quantitatif de matériau pour la variante mixte

Désignation		Unité	Quantité	Nombre	Total
SUPERSTRUCTURE	Béton	m ³	82,34	2	164,68
	Acier passif	kg	12351,00	2	24702,00
	Acier IPE	kg	334,43	2	668,86
CULEE	Béton	m ³	39,17	2	78,33
	Acier	kg	2349,90	2	4699,80
SEMELLE SOUS CULEE	Béton	m ³	42,75	2	85,50
	Acier	kg	2565,00	2	5130,00
PIEUX SOUS CULEE	Béton	m ³	47,12	2	94,24
	Acier	kg	3769,60	2	7539,20
PILE	Béton	m ³	28,67	1	28,67
	Acier	kg	2580,03	1	2580,03
SEMELLE SOUS PILE	Béton	m ³	42,75	1	42,75
	Acier	kg	2565,00	1	2565,00
PIEUX SOUS PILE	Béton	m ³	47,12	1	47,12
	Acier	kg	3769,6	1	3769,60

Tableau 39 : Devis estimatif pour la variante mixte

Désignation		Unité	Quantité	PU (Ar)	Montant
SUPERSTRUCTURE	Béton	m ³	164,68	380000	62 578 400
	Acier passif	kg	24702,00	7500	185 265 000
	Acier IPE	kg	66886,00	7900	528 399 400
CULEE	Béton	m ³	78,33	380000	29 765 400
	Acier	kg	4699,80	7500	35 248 500
SEMELLE SOUS CULEE	Béton	m ³	85,50	380000	32 490 000
	Acier	kg	5130,00	7500	38 475 000
PIEUX SOUS CULEE	Béton	m ³	94,24	380000	35 811 200
	Acier	kg	7539,20	7500	56 544 000
PILE	Béton	m ³	28,67	380000	10 893 460
	Acier	kg	2580,03	7500	19 350 225
SEMELLE SOUS PILE	Béton	m ³	42,75	380000	16 245 000
	Acier	kg	2565,00	7500	19 237 500
PIEUX SOUS PILE	Béton	m ³	47,12	380000	17 905 600
	Acier	kg	3769,60	7500	28 272 000
			Total		1 116 480 685

III_ 4 / Analyse des trois variantes

Les analyses de variantes proposées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 40 : Analyse multicritère des trois variantes

Variante	Avantage	Inconvénient
Pont en BA	<ul style="list-style-type: none"> _ coffrage simple; _ Matériaux de construction disponibles à Madagascar; _ Peu d'entretien; _ Construction maîtrisée par des entreprises de construction 	<ul style="list-style-type: none"> _ Poids propre important; _ Problème de fissuration; _ Durée d'exécution un peu longue pour la mise en œuvre de fondation

Variante	Avantage	Inconvénient
Pont BP	<ul style="list-style-type: none"> _ Rapidité de mise en œuvre avec les éléments préfabriqués; _ Convenable avec une grande portée; _ Peu de risque de fissuration; _ Armature à l'abri de la corrosion; _ Ne requiert qu'un minimum d'entretien; _ Ne demande qu'une pile 	<ul style="list-style-type: none"> _ Nécessite l'importation des câbles de précontraintes; _ Nécessite des installations et des engins spéciaux; _ Insuffisance d'entreprises de construction spécialisée dans le domaine de la précontrainte à Madagascar;
Pont mixte acier béton	<ul style="list-style-type: none"> _ Convenable avec une grande portée _ Rapidité de mise en œuvre; _ Ferrailage réduit; _ Bon débouché hydraulique; 	<ul style="list-style-type: none"> _ Exige des matériaux sophistiqués; _ Réalisation qui demande une grande précision et une main d'œuvre qualifiée; _ Structure plus onéreuse

III-5 / Choix multicritère

Après avoir fait ces quelques études sur les variantes proposées, le choix définitif de la variante à retenir sera adopté par le système de notation à l'aide du tableau de synthèse du choix multicritères.

On essayera de fixer une échelle de notation selon son importance, à savoir :

- Note = 1 : moins avantageux ;

- Note = 2 : avantageux ;
- Note = 3 : très avantageux.

Tableau 41 : Notation des trois variantes

Critère de choix	Note		
	Pont BA	Pont BP	Pont Mixte
Coût de l'ouvrage	3	2	2
Technique et durée d'exécution	2	1	1
Durabilité de l'ouvrage	2	3	2
Débouchés de crues	1	2	3
Coût d'entretien	1	3	1
Architectural(Esthétique)	2	3	3
Matériaux	2	1	1
TOTAL	12	15	13

D'après ce que révèle la notation des trois variantes, on peut affirmer que pour notre projet, la variante principale sera donc en béton précontraint à poutre sous chaussée.

ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

CHAPITRE I : NOTION DE LA PRECONTRAINTE

I-1 / Définition

Une construction en béton est dite en béton précontraint quand elle est soumise à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

La valeur minimale de l'effort de précontrainte est déterminée par la condition de maintenir le béton comprimé(ou d'en limiter suffisamment la traction), et la section minimale de béton par la condition de limiter la compression maximale du béton à sa valeur amissible.

I-2 / Mode de réalisation

Pour l'installation de la superstructure d'un pont, on peut admettre des différents ordres de mise en tension des câbles, de la formation des sections et d'application des charges aux poutres. La technologie adoptée pour la fabrication des poutres ainsi que la continuité de leur chargement doivent avoir des influences sur les différents calculs (calcul des sollicitations, dimensionnement de la pièce, calcul de la section des armatures et des câbles précontraints, ...).

Dans le cas général, il y a deux types de mise en précontrainte des poutres sous chaussées

- la précontrainte par post tension ou post contrainte ;
- la précontrainte par pré tension.

I-2-1 / Post tension

Dans cette méthode, la mise en tension des câbles est réalisée après la prise nécessaire du béton. Les vérins s'appuient directement sur les poutres préfabriquées et les forces de tractions sont appliquées aux abouts des câbles. A la fin de tirage, la contrainte des câbles est transmise aux bétons à l'aide d'un système d'ancrage spécial, on a ainsi la possibilité de libérer les vérins.

Les câbles doivent être placés à l'intérieur du béton, de façon à être protégés de la corrosion, et à obtenir un tracé courbe. Mais, pour être tendus, et donc s'allonger, ils doivent pouvoir coulisser par rapport au béton. Aussi place-t-on les câbles dans des conduits réservés par des gaines (on les place avant coulage du béton, ou les enfile ensuite dans ces gaines).

Les gaines débouchent sur les coffrages. Les câbles doivent en émerger d'une longueur suffisante pour qu'ils puissent être saisis par les vérins.

A Madagascar, la précontrainte par post tension est la plus fréquemment rencontrée et les armatures de précontrainte les plus utilisées sont les torons de 7 et de 12.

I-I-2 / Pré tension

Cette méthode est appelée « méthode des précontraintes par fils adhérents » lorsque nous utilisons des fils crantés et « méthode de précontrainte par ancrage » lorsqu'on utilise des fils lisses.

Dans ce cas, la mise en précontrainte se fait avant le durcissement du béton à l'aide des vérins (hydrauliques ou électriques) sur un banc spécial. La pression des vérins est transmise à la construction du banc.

Après le coulage et la prise nécessaire du béton, on libère les vérins et la transmission des forces de compression au béton est réalisée grâce à l'existence de la force d'adhérence entre le câble et le béton ou bien à l'aide d'un tirant d'ancrage installé aux extrémités de chaque câble.

I-I-3 / Phase de précontrainte

La précontrainte d'une poutre se fait en deux phases bien distinctes à savoir :

a / Phase 1

A 7 jours d'âge, le durcissement du béton est atteint. La résistance à la compression du béton est de ce fait égal à $f_{c7} = \frac{7 \times 40}{4,86 + 0,83 \times 7} = 26,24 \text{ MPa}$

Pendant cette phase, nous avons comme tâche :

- Mise en tension des câbles d'about ;
- Injection de coulis de ciment de ces câbles ;
- Lancement de la poutre sur les appuis.

b / Phase 2

A 28 jours d'âge, la résistance à la compression du béton atteint 40 MPa, on met en œuvre :

- Coulage de la dalle et des entretoises ;
- Mise en tension des câbles relevés ;
- Injection de coulis des câbles relevés.

I-3 / Choix de la précontrainte

En général, le choix de la mise en tension est en fonction de la longueur de la travée du pont. Suivant les 2 modes de précontraintes, on peut avoir :

- les ponts à poutres précontraintes par pré-tension ou PRAD qui occupent une gamme de portée allant de 10 à 35mètres ;

- les ponts à poutres précontraintes par post-tension ou VIPP qui sont employés pour les portées comprises entre 30 à 50mètres.

CHAPITRE II : HYPOTHESE DE CALCUL

II-1 / Règlements de calculs utilisés

II-1-1 / Les règlements

Les règlements pour tous les calculs à faire sont les suivantes :

- Programme de charges et épreuves des ponts : Titre II du Fascicule 61 ;
- Les règles de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites : BAEL 91 révisé 99 ;
- Les règles de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites : BPEL 91 révisé 99 ;
- Les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en Génie Civil : Titre V du Fascicule 62.

II-1-2 / Les Etats Limites Ultimes (ELU)

Ce sont des états limites qui mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes.

Cela correspond à l'attente maximale ; à la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses
Instabilité de forme ou flambement ;

- La transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calculs pour les ELU sont :

- Déformation ultime ;
- Calcul à la rupture.

II-1-2 / Les Etats Limites de Service (ELS)

Ce sont des états limites qui considèrent les conditions normales d'exploitation et de durabilité, en particulier les fissures et les déformations. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouverture excessive des fissures à la déformation des éléments porteurs ;
- Compression excessive du béton ;
- Vibration excessive ;
- Perte d'étanchéité.

Les critères de calculs sont la contrainte limite et le calcul de type élastique.

II-1-3 / Hypothèses adoptées

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de BERNOULLI) ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques : la contrainte est proportionnelle à la déformation et on suppose qu'il n'y a pas de glissement relatif entre eux ;

- La résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration.

Pour les pièces en béton précontraint, les trois principes suivants sont pris en compte :

- La précontrainte transforme le béton en un matériau homogène et élastique ;
- La compression dans le béton et la traction dans l'acier de précontraint forme un couple de résistance interne égal au moment fléchissant produits par des charges appliquées.
- L'effet de la précontrainte est équivalent à un chargement agissant dans le sens contraire de celui dû aux charges appliquées car la précontrainte compense une partie de ces charges.

II-2 / Actions et combinaison d'actions

II-2-1 / Actions

On appelle actions les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction c'est-à-dire toute cause produisant un état de contrainte dans la construction. On distingue trois sortes d'actions :

a / Actions permanentes G

Elles comprennent notamment :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids des équipements fixes ;
- Les poids, les poussées et les pressions dues à des terres ou des liquides lorsque les niveaux de ces derniers varient peu ;
- Les déformations imposées à la construction (retrait, tassement différentiel des appuis);
- La force de précontrainte.

b / Actions variables Q

Ces actions sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles comprennent en particulier :

- Les charges d'exploitation ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution des travaux et qui proviennent en général des équipements et engins de chantiers.
- Les effets dus à la température.

Pour la conception des ponts à Madagascar, seules les charges d'exploitation correspondant à l'utilisation prévue de l'ouvrage et le vent seront prises en compte.

Notons Q_r les charges d'exploitations particulières comme la surcharge $A(l)$, système B et les piétons et W l'action due au vent.

- Surcharge $A(l)$: la chaussée supporte une charge uniformément répartie d'intensité égale à :

$$A(l) = 350 + \frac{320 \times 10^6}{l^3 + 60l^2 + 225000} \left[\frac{kg}{m^2} \right]$$

où l est la longueur surchargée en [m].

Les surcharges du système A n'ont pas à être affectées du Coefficient de Majoration Dynamique (CMD) car lors de l'établissement de la formule, il a été déjà tenu en compte.

- Système de surcharge B :

- Système B_c

C'est un camion type qui a pour surfaces d'impacts d'une roue arrière de $0,25 \times 0,25 [m^2]$ et une roue avant de $0,20 \times 0,20 [m^2]$. La longueur et la largeur d'encombrement sont respectivement 10,5 [m] et 2,60 [m].

- Système B_e : composé d'un essieu isolé de 100 [kN] ;
- Système B_t : composé d'une roue isolée de 80 [kN].

Pour le système de surcharge B, on tient compte le CMD qui a pour expression :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

Avec l : longueur de l'élément considéré ;

P : Charge permanente ;

S : Surcharge maximale du système B.

- Surcharge des trottoirs

Les surcharges à considérer sont différentes suivant que l'on envisage le calcul du tablier (surcharge locale) ou le calcul des poutres principales (surcharge générale).

Pour le calcul du tablier (élément de couverture, dalle, longeron, entretoise), nous considérerons successivement :

- Une surcharge uniforme de 450 kg/m². Elle sera disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. Ces effets pourront éventuellement se cumuler avec ceux du système B.
- Une roue isolée de 3 T (sur les trottoirs en bordure des chaussées seulement) avec surface d'impact 0.20x0.20 m et qui sera disposée dans la position la plus défavorable. Les effets de cette roue ne se cumuleront pas avec ceux des autres surcharges de chaussée ou de trottoir.

Pour le calcul des poutres principales, nous appliquerons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal cherché.

c / Action accidentelle F_A

Ces actions sont celles provenant des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application. A titre d'exemple, nous pouvons citer les chocs des bateaux sur les piliers implantés dans les cours d'eau d'une voie navigable, les chocs des véhicules routiers sur une pile d'un pont franchissant une voie de circulation, les séismes.

Les actions accidentelles ne sont à considérer que pour les ELU.

II-2-2 / Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations : M_f , M_t , N et V auxquelles une construction est soumise, nous utilisons les combinaisons d'actions définies ci-après :

- G_{max} : Ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné ;
- G_{min} : Ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable ;
- Q_1 : Action variable dite de base ;
- Q_i ($i > 1$) : Autres actions variables dite d'accompagnement.

Les combinaisons d'action à envisager sont différentes pour les ELU et ELS.

a / Combinaison d'action à considérer pour les ELU

Nous distinguons les situations durables ou transitoires qui font intervenir seulement les actions permanentes, variables et les situations accidentelles qui prennent en compte les actions accidentelles.

- Situation durable et transitoire

La combinaison accidentelle à considérer est représentée symboliquement par :

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \gamma_{Qi}Q_i$$

- $\gamma_{Q1} = 1,5$ sauf dans le cas spécifié ci-dessous ;
- $\gamma_{Q1} = 1,35$ pour les charges de caractère particulier (convoi militaire et convoi exceptionnel, convois spéciaux sur les ponts rails).

Le coefficient γ_{Qi} , qui dépend de la nature des actions considérées, a pour valeur 0,8 pour les effets dus à la température (s'il y a lieu de les prendre en compte).

➤ Situation accidentelle

En désignant par F_A la valeur représentative de l'action accidentelle, la combinaison d'action à considérer est représentée symboliquement par :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \sum \gamma_{Ai} Q_i$$

b / Combinaison d'action pour les ELS

Pour les Etats Limites de Service, la combinaison d'action s'écrit :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0,i} Q_i$$

II-3 / Caractéristique physique et mécanique des matériaux

II-3-1 / Le béton

a / Béton armé

- Dosage : 400 Kg de CPA de classe 45 (CEM I -42,5) par m³ de béton ;
- Résistance caractéristique à priori du béton : $f_{28} = 30$ MPa ;
- Résistance à la compression du béton à j jours : $f_{cj} = \frac{j}{4,86 + 0,83j} f_{c28}$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$
- Résistance limite à la compression relative à l'E.L.U : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$

dont :

$\gamma_b = 1,15$: Coefficient pour les actions accidentelles ;

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité du béton pour les combinaisons fondamentales ;

$\theta = 1$: Si la durée d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$: Si la durée d'application des charges varient entre 1 heure à 24 heures ;

$\theta = 0,85$: Si la durée d'application des charges est inférieure à 1 heure.

Pour les ponts routes, la durée d'application des charges est inférieure à 1h. Par suite, prenons $\theta = 0,85$.

- Résistance limite à la compression relative à l'E.L.S : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

b/ Béton précontraint

Seule la résistance à la compression à 28 jours différencie le béton précontraint au béton armé. Ce qui entraîne les différences des valeurs des autres caractéristiques.

- Dosage : 400 [kg] de ciment de CEMI de classe 42,5 par m³ du béton ;
- Résistance caractéristique à priori du béton à 28 jours : $f_{c28} = 40$ MPa.

II-3-2 / Acier d'armature

a / Armature passive

- Type : barre à haute adhérence de classe FeE400 ;
- Limite d'élasticité : $f_e = 400$ MPa ;
- Module de déformation longitudinale : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
- Contrainte de calcul à l'ELU :

➤ $\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ où $\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité ;

➤ si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sl}$

Avec ε_s : déformation de l'acier ;

ε_{sl} : déformation limite de l'acier.

- Contrainte à l'ELS

Pour un pont, la fissuration est soit préjudiciable lorsque les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce ou soit très préjudiciable lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Pour notre cas, nous allons considérer la fissuration préjudiciable car notre pont se situe près de la commune d'Ampanzianomby. La contrainte de traction des armatures sera limitée donc à :

$$\overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

η : coefficient de fissuration égale à 1,6 pour les armatures à haute adhérence en BA.

b / Acier de précontrainte

Pour le cas de la post tension, nous pouvons opter pour des torons T15 à Très

Basse relaxation (TBR) enfilés dans des gaines souples dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Principe de précontrainte : Freyssinet ;
- Câbles : 12T13
- Diamètre d'une gaine : 0,071 m ;
- Section d'un toron : 139mm² ;

Les caractéristiques mécaniques sont :

- La contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1812\text{MPa}$;
- La contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité : $f_{peg} = 1590\text{MPa}$;
- Le module d'élasticité des armatures de précontrainte : $E = 1,9 \cdot 10^5\text{MPa}$;
- La valeur maximale de la tension à l'origine en post tension

$$\sigma_0 = \min(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg})$$

- La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 0,025$;
- Coefficient sans dimension : $\mu_0 = 0,43$;
- Coefficient de perte en ligne : $\phi = 0,002$;
- Coefficient de frottement du câble sur son conduit : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Recul d'ancrage probable : $g = 0,006 \text{ m}$
- DECAL : Ecart existant dans les parties les plus courbes du câble entre le centre de gravité des aciers durs et l'axe de la gaine. (Valeur conseillée 0,11 du diamètre de la gaine).

II-3-3 / Sable

Nous utilisons des sables bien propres provenant de concassage ou de sable de la rivière mais leurs caractéristiques sont préconisées pour garantir la résistance du béton.

II-3-4 / Eau de gâchage

L'eau de gâchage du béton doit être propre, potable si possible. Le dosage en eau est en général compris entre 140 à 240 litres pour une mètre cube de béton.

II-3-5 / Adjuvant

Les adjuvants entrant dans la composition du béton doivent être conformes à la norme NF P 18-103. Les adjuvants à utiliser selon les cas sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau 42 : Adjuvant et leur utilisation

Désignation	Propriétés	Dosage
Le produit de démoulage à haute performance	_ Destiné au démoulage des bétons vibrés;	Un litre permet de couvrir environ 20m ² de surface
	_Rôle d'antirouille sur coffrage métallique;	
	_ Permet d'empêcher ou de réduire l'adhérence	
	du béton dans les équipements de fabrication et de transport et facilitant ainsi le nettoyage.	
Plastifiant, réducteur d'eau	_ Améliore la plasticité et la résistance du béton;	0,3 à 1,2% du poids de ciment
	_ Facilite la mise en œuvre du béton et les opérations de la finition.	
Désignation	Propriétés	Dosage
Hydrofuge de masse	Confère au béton une forte résistance aux remontées d'eau par absorption capillaire et	1,5% du poids du ciment
	réduit les pénétrations d'eau sous pression.	
Retardateur	Ralentit les réactions d'hydratation en colmatant	0,2 à 1kg pour 100kg de ciment
	momentanément la surface des grains de ciment.	

SUPERSTRUCTURE

CHAPITRE III : CALCUL DE LA DALLE DU PONT

Dans le domaine de construction d'un pont, la dalle est appelée hourdis. C'est la partie de la superstructure qui sera appelée à recevoir directement les effets des surcharges. Elle doit être l'objet de justification, d'une part, en tant que plaque fléchie et, d'autre part, vis-à-vis du poinçonnement par des charges locales.

III-1 / Hourdis central

Les dimensions pour le calcul seront déterminées entre les nus de deux poutres et les nus des deux entretoises successives.

III-1-1 / Caractéristique de la dalle

On prendra les valeurs obtenues lors du pré dimensionnement de la superstructure dans la proposition des variantes.

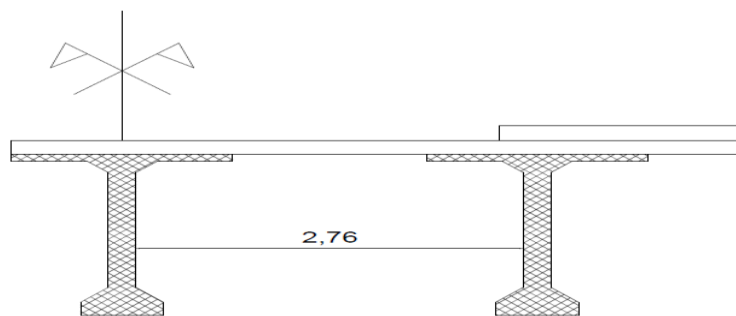


Figure 9 : Hourdis central

Les dimensions concernées dans ce calcul sont :

- La portée dans le sens transversal est la longueur entre nus des deux poutres successives : $l_x = 2,76 \text{ m}$;
- La portée dans le sens longitudinal est la longueur entre nus des deux entretoises successives : $l_y = 9,72 \text{ m}$;
- Epaisseur de la dalle : $e_d = 0,18 \text{ m}$.

III-1-2 / Détermination du Coefficient de Majoration Dynamique

Pour tenir compte des effets dynamiques des surcharges, on considère le coefficient de majoration dynamique défini par :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

où l : largeur roulable = 7,00m ;

$S = 600 \text{ kN}$: Surcharge maximale du système B incluse dans le carré de côté l .

P : Charge permanente totale de la dalle correspondant au carré de côté l

- Charge permanente

_ Poids de hourdis : $25 \times 0,18 \times 7,00 \times 7,00 = 220,50\text{kN}$

_ Revêtement : $23 \times 0,05 \times 7,00 \times 7,00 = \underline{56,35\text{kN}}$

$$P = 276,85\text{kN}$$

- Surcharge maximale du système B

Alors on a

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 7,00} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{276,85}{600}}$$

$$\delta = 1,378$$

III-1-3 / Sollicitation

a / Sens de portée de la dalle

Comme on a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,76}{9,72} = 0,28 < 0,4$ alors la dalle sera considérée comme étant portée sur le petit côté.

b / Calcul des moments fléchissant

- Moment sous charge permanente

La dalle est portée en un seul sens, donc assimilée à une poutre de largeur unité et de longueur égale à l_x encastré partiellement aux poutres.

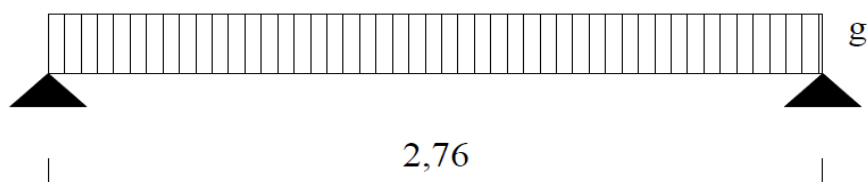


Figure 10 : Modélisation de la charge permanente

Le moment isostatique maximal en travée s'écrit : $M_0 = \frac{gl^2}{8}$

où g : charge uniformément répartie par mètre linéaire qui a pour valeur :

_ Dalle : $25 \times 0,18 \times 1,00 = 4,50\text{kN/m}$

_ Revêtement : $23 \times 0,05 \times \underline{1,00} = \underline{1,15\text{kN/m}}$

$$\text{Soit } g = 5,65\text{kN/m}$$

Avec $l = l_x = 2,76\text{m}$, on obtient $M_{0G} = 5,38\text{kN.m}$

- Moment sous surcharge d'exploitation

1. Largeur d'influence par l'application de la surcharge B

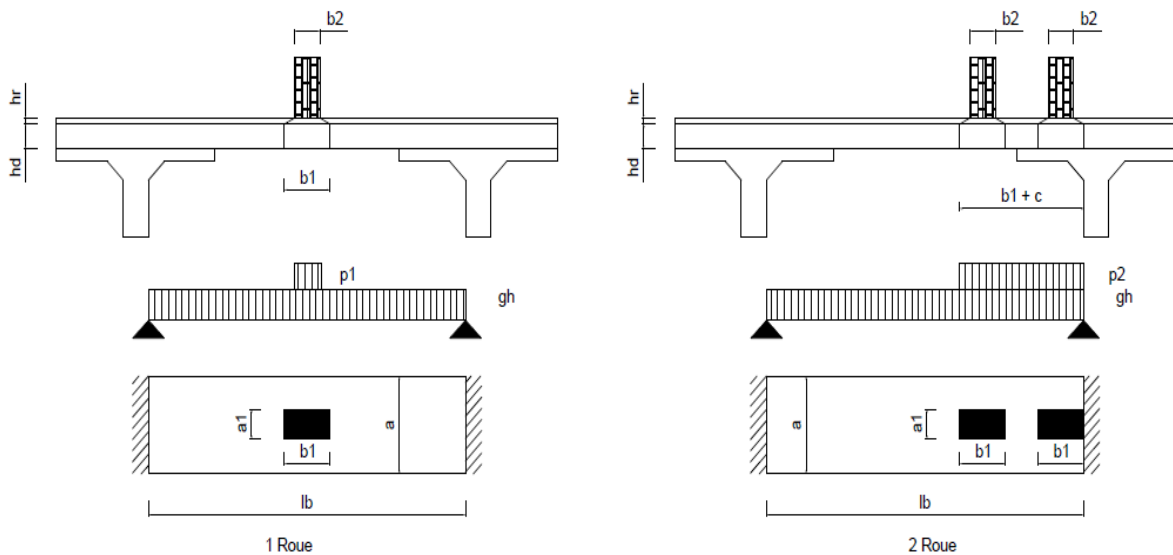


Figure 11 : Modélisation des roues de camion sur l'hourdis

- Suivant l'axe longitudinal du pont, la largeur influencée par l'application du système B vaut :

$$\text{Si } a_1 + \frac{l_b}{3} \leq 1,5\text{m alors } a = a_1 + \frac{l_b}{3} \text{ mais } a \geq \frac{2l_b}{3}$$

$$\text{Si } a_1 + \frac{l_b}{3} \geq 1,5\text{m alors } a = \frac{1}{2} \left(a_1 + 1,5 + \frac{l_b}{3} \right) \text{ mais } a \geq \frac{l_b}{3} + 0,8$$

Avec $a_1 = a_2 + h_r$

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

$h_r = 0,05\text{m}$: épaisseur du revêtement.

- Suivant l'axe transversal du pont, cette largeur vaut :

$$b_1 = b_2 + h_r$$

b_2 : côté parallèle à l'axe transversal du pont, de la surface d'impact de roue correspondant au système de surcharge étudié.

Après calcul, on obtient les valeurs suivantes pour les largeurs d'influence :

Tableau 43 : Largeur d'influence des roues de camion sur l'hourdis central

Système de surcharge	B _c	B _t	B _r
a ₂ (m)	0,25	0,25	0,30
b ₂ (m)	0,25	0,60	0,30
a ₁ (m)	0,35	0,35	0,40
b ₁ (m)	0,35	0,70	0,40
a (m)	1,72	1,72	1,72

2. Poids surfacique des roues sur la largeur d'influence

- Pour une charge concentrée :

$$p_1 = \frac{P_1}{ab_1}$$

- Pour deux charges concentrées

$$p_2 = \frac{P_1}{(b_1 + c)a}$$

Ainsi, nous récapitulons dans le tableau ci-contre nos résultats :

Tableau 44 : Poids surfacique des charges de camion

Système de surcharge	B _c		B _t		B _e
	1 Roue	2 Roue	1 Roue	2 Roue	
P ₁ (kN)	60	120	80	160	100
c (m)	-	0,50	-	1,00	-
p ₁ (kN/m ²)	99,67		66,45		145,35
p ₂ (kN/m ²)		82,08		54,72	

3. Les moments isostatiques dus à ces systèmes de surcharges sont donc :

$$M_{0Q} = \frac{p_1 b_1}{4} \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right) \quad \text{pour 1 Roue}$$

En tenant compte de l'excentrement dans l'emplacement de deux roues sur la dalle, le moment isostatique a pour expression :

$$M_{0Q} = \frac{\left(p_2 (b_1 + c) \frac{(2l_b - b_1 - c)}{2L} \right)^2}{2p_2} \quad \text{pour 2 Roues}$$

Alors on a :

Tableau 45 : Moment isostatique due à la surcharge des camions

Système de surcharge	B _c		B _t		B _e
	1 Roue	2 Roue	1 Roue	2 Roue	
M _{0Q} (kNm/ml)	22,54	21,22	28,02	37,87	37,21

▪ Combinaisons d'actions

La combinaison d'action pour les états limites considérés s'écrivent :

A l'ELS :

$$M_0 = M_{0G} + \delta \times 1,2 \times 1,07 \times M_{0Q}$$

A l'ELU :

$$M_0 = 1,35M_{0G} + 1,5 \times \delta \times 1,07 \times M_{0Q}$$

Il convient cependant de multiplier l'effet dû à la surcharge B_c par un coefficient de pondération b_c = 1,1.

En tenant compte des encastremements partiels des appuis, le moment au centre et aux appuis donne :

$$M_t = 0,85M_0 \text{ à mi travée ;}$$

$$M_a = -0,30M_0 \text{ aux appuis}$$

Calculs faites, voici nos résultats :

Tableau 46 : Moment aux appuis et en travée pour ELU et ELS

Système de surcharge		B _c		B _t		B _e
		1 Roue	2 Roue	1 Roue	2 Roue	
M ₀ (kN.m)	ELU	62,04	58,82	69,18	90,96	89,49
	ELS	49,21	46,63	54,92	72,34	71,17
M _a (kN.m)	ELU	-18,61	-17,65	-20,75	-27,29	-26,85
	ELS	-14,76	-13,99	-16,47	-21,70	-21,35
M _t (kN.m)	ELU	52,74	50,00	58,80	77,31	76,07
	ELS	41,83	39,64	46,68	61,49	60,49

On calcule l'effort tranchant en deux sections I et II limitant le gousset et correspondant respectivement à l'abscisse $x_0 = 0$ m et $x_0 = 0,15$ m selon le schéma de calcul ci-après:

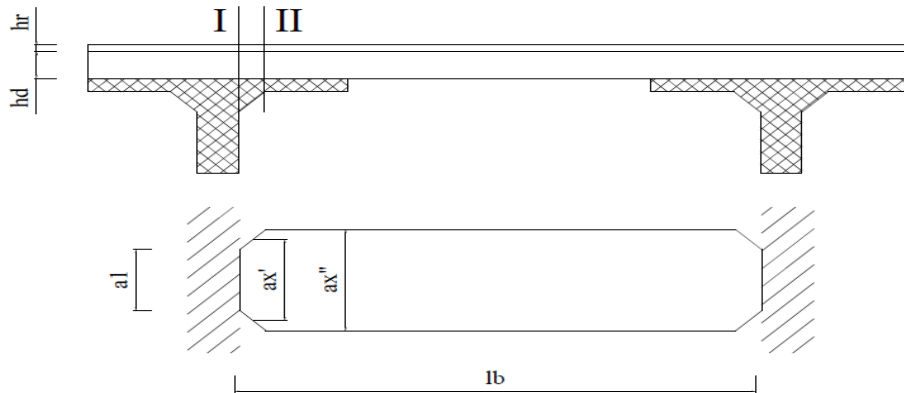


Figure 12 : Section I et II pour le calcul des efforts tranchants

Grace à cette disposition, nous allons placer les essieux du camion Bc, Bt et Be calculer les efforts tranchants par la ligne d'influence des efforts tranchants.

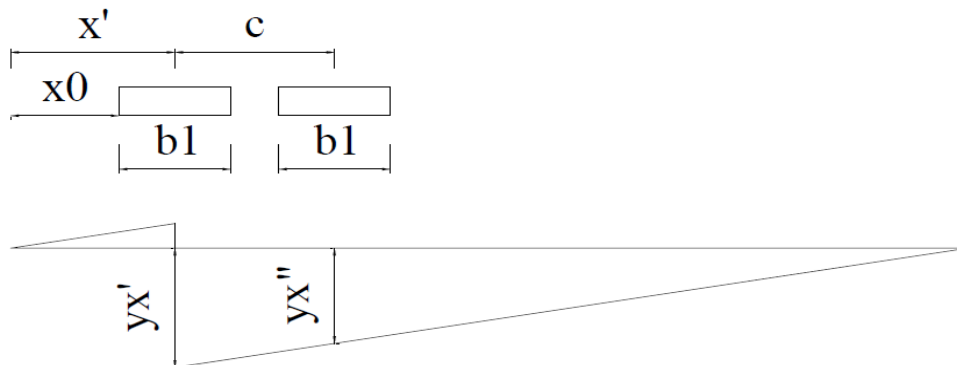


Figure 13 : Ligne d'influence des efforts tranchants pour le système de roue

La combinaison d'action à effectuer pour le calcul des efforts tranchants en chaque section s'écrit :

$$A l'ELS: V = g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + \left(1,2 \times \delta \times P_1 \times \sum \frac{y_k}{a_k} \right)$$

$$A l'ELU: V = 1,35 g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + 1,5 \left(1,07 \times \delta \times P_1 \times \sum \frac{y_k}{a_k} \right)$$

Dont :

x_0 : Distance de la section considérée au nu de l'appui considéré

a_x : Largeur influencée par l'application de la charge P_1 du système étudié

y_x : Ordonnée de la ligne d'influence de V sous la charge de calcul P .

Les étapes se décrivent comme suit :

- Calcul de a_0 , x' et y'_k

$$a_0 = \frac{l_b}{3} \text{ si } a_1 < \frac{l_b}{3}$$

$$a_0 = a_1 \text{ si } a_1 \geq \frac{l_b}{3}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2}$$

$$y'_x = 1 + \frac{b_1}{2l_b}$$

- Calcul de a'_x

$$a'_x = a_0 + 2x' \text{ si } x' \leq \frac{l_b}{6}$$

$$a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3} \text{ si } \frac{l_b}{6} \leq x' \leq \frac{5l_b}{6}$$

$$a'_x = a_0 + 2l_b - 2x' \text{ si } \frac{5l_b}{6} \leq x' \leq l_b$$

- Calcul de a''_x , x'' et y''_k

$$a''_x = a_1 + \frac{l_b}{3} \text{ mais } a''_x \geq \frac{2l_b}{3}$$

$$x'' = x_0 + \frac{b_1}{2} + c$$

$$y''_x = 1 - \frac{x' + c}{l_b}$$

Calculs faits, on a :

Tableau 47 : Ordonnées de la ligne d'influence pour Section I d'abscisse $x = 0,00m$

$x = 0,00m$			
Surcharges	B_c	B_t	B_e
a_0	0,920	0,920	0,920
x'	0,175	0,350	0,200
a'_x	1,270	1,620	1,320
a''_x	1,840	1,840	-
y'_x	0,937	0,873	0,928
y''_x	0,755	0,511	-

Tableau 48 : Ordonnées de la ligne d'influence pour Section II d'abscisse $x = 0,15m$

$x = 0,15m$			
Surcharge	B_c	B_t	B_e
a_0	0,920	0,920	0,920
x'	0,325	0,500	0,350
a'_x	1,570	1,840	1,320
a''_x	1,840	1,840	-
y'_x	0,937	0,873	0,928
y''_x	0,701	0,457	-

Finalement, on peut déterminer les valeurs des efforts tranchants en ces sections I et II

Tableau 49 : Efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Abscisse (m)	0,00			0,15		
	B_c	B_t	B_e	B_c	B_t	B_e
ELS (kN)	126,07	108,81	116,97	107,38	96,29	106,88
ELU (kN)	168,62	145,54	156,45	143,63	128,80	142,34

III-2 / Hourdis en console

III-2-1 / Efforts dus aux charges permanentes

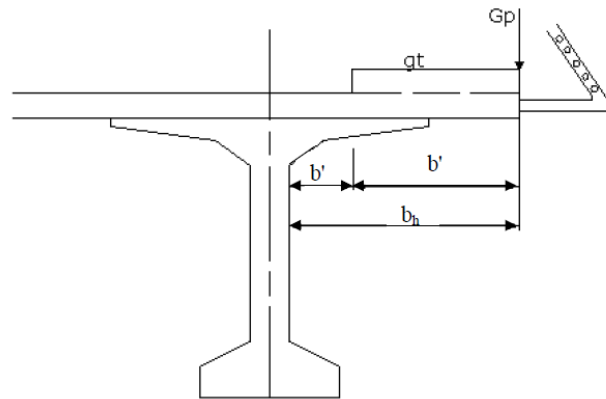


Figure 14 : Modélisation de la charge permanente sur l'hourdis central

Les efforts dus aux charges permanentes sont déterminés par mètre linéaire de largeur de hourdis.

Les charges permanentes à prendre en compte sont :

- Poids propre du revêtement : $0,05 \times 1 \times 23 = 1,15 \text{ kN/ml}$;
- Poids propre du hourdis : $0,18 \times 1 \times 25 = 4,50 \text{ kN/ml}$;
- Poids du parapet : $0,60 \text{ kN/ml}$;
- Poids propre du trottoir : $0,15 \times 25 \times 1 = 3,75 \text{ kN/ml}$.

On note g_h : le poids du revêtement + poids du hourdis ;

g_t : le poids propre du trottoir ;

g_p : poids du parapet.

Alors, on a

$$g_h = 5,65 \text{ kN}$$

$$g_t = 3,75 \text{ kN}$$

$$g_p = 0,60 \text{ kN}$$

a / Moment fléchissant

Le moment fléchissant est donné par la formule suivante :

$$M_g = \frac{g_h \times b_h^2}{2} + g_t b' \left(b'' + \frac{b'}{2} \right) + g_p b_h$$

b_h , b'' et b' sont représentés dans la figure précédente.

D'après le pré dimensionnement des éléments qu'on effectue dans la partie précédent, nous pouvons en déduire que :

$$b_h = 1,38 \text{ m} ;$$

$$b'' = 0,38 \text{ m} ;$$

$$b' = 1,00 \text{ m}.$$

On en tire la valeur de $M_g = 9,51 \text{ kN.m}$

b / Effort tranchant

L'effort tranchant est donné par :

$$V_g = g_h b_h + g_t b' + G_p$$

Nous trouvons $V_g = 9,82 \text{ kN}$

III-2-2 / Efforts dus aux surcharges d'exploitation

_ Pour la partie console du hourdis, nous considérons seulement l'effet de la surcharge venant du système B_{c30} soit une roue de 60 kN avec une surface d'impact $0,25 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$.

- Pour le trottoir, on retient ce qui donne les effets défavorables entre une roue de 30 kN de surface d'impact de $0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$ et une charge surfacique de 450 Kg/m^2 .

a / Surcharge Bc

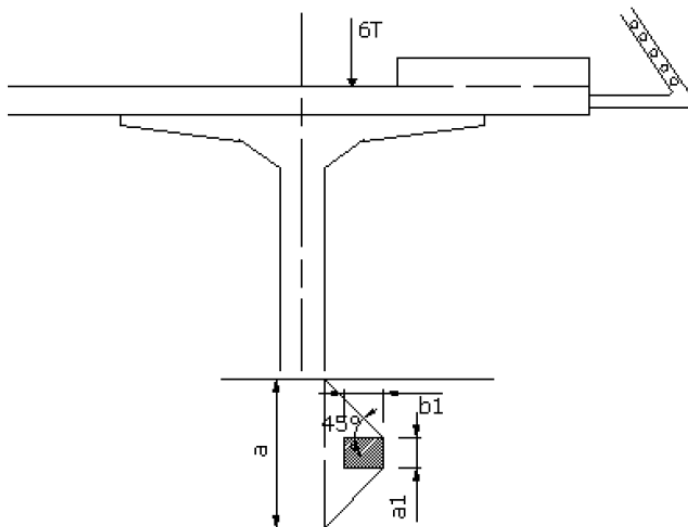


Figure 15 : Modélisation de la charge de 60 kN d'une roue B_c

La partie influencée par l'application de la surcharge Bc au niveau du hourdis:

- Transversalement :

$$b_1 = b_2 + 2h_r = 0,35 \text{ m}$$

- Longitudinalement :

$$a = a_1 + 2x_0$$

$$\text{avec } a_1 = a_2 + 2h_r = 0,25 + 2 \times 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

$$x_0 = b_1 = 0,35 \text{ m.}$$

$$\text{Soit } a = 1,05 \text{ m} < 1,5 \text{ m.}$$

➤ Moment fléchissant

Etant donné $a = 1,05 \text{ m} < 1,50 \text{ m}$, alors la formule du moment fléchissant s'écrit :

$$M_{Bc} = \delta \frac{p_0 a_1 x_0^2}{2a}$$

$$\text{avec } p_0 = 1,1 \times \frac{P}{2a_1 b_1} = 1,1 \times \frac{60}{0,35 \times 0,35} = 538,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour } \delta = 1,378$$

$$M_{Bc} = 15,16 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant

Sa valeur est donnée par la valeur suivante :

$$V_{Bc} = b_c \delta \frac{p_0 a_1 x_0}{a}$$

$$\text{Alors } V_{Bc} = 86,62 \text{ kN}$$

b / Surcharge de 4,50 kN/m² sur le trottoir

Il consiste de déterminer le moment fléchissant M_t et l'effort tranchant V_t pour une surcharge $p_0 = 4,50 \text{ kN/m}^2$ posée sur le trottoir.

➤ Moment fléchissant

La formule qui permet de la déterminer est :

$$M_t = p_0 b' \left(b'' + \frac{b'}{2} \right)$$

$$\text{Avec } p_0 = 4,50 \text{ kN/m}^2 ; b' = 1,00 \text{ m et } b'' = 0,40 \text{ m, on a}$$

$$M_t = 4,05 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant

$$\text{Nous avons } V_t = p_0 b'. \text{ Soit } V_t = 4,50 \text{ kN.}$$

c / Roue isolée de 30kN

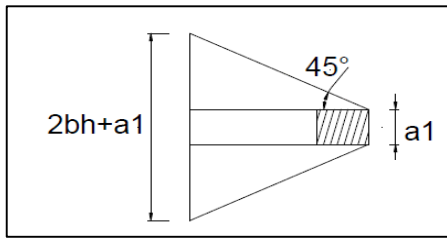


Figure 16 : Roue isolée de 30kN

➤ Moment fléchissant

$$M_p = \frac{P}{2b_h + a_1} (b_h - a_1)$$

Avec $P = 30 \text{ kN}$, $b_h = 1,38 \text{ m}$ et $a_1 = 0,20 \text{ m}$

Nous trouvons $M_p = 11,96 \text{ kN.m}$.

➤ Effort tranchant

$$V_p = \frac{P}{2b_h + a_1}$$

Soit $V_p = 10,14 \text{ kN}$.

Vu ces résultats, nous pouvons constater que celle due à une roue isolée de 30kN est défavorable en ce qui concerne le trottoir.

III-2-3 / Combinaison d'action

Il s'agit de combiner les charges pouvant donner l'effet le plus défavorable c'est-à-dire l'effet dû aux charges permanentes, surcharge B_{c30} et surcharge de trottoir due à une roue de 30kN.

➤ ELS

$$M_{app,c} = M_g + 1,2 \times [M_{Bc} + M_p] = 42,05 \text{ kN.m}$$

$$V_{app,c} = V_g + 1,2 \times [V_{Bc} + V_p] = 125,93 \text{ kN}$$

➤ ELU

$$M_{app,c} = 1,35M_g + 1,5 \times 1,07 \times [M_{bc} + M_p] = 56,37 \text{ kN.m}$$

$$V_{app,c} = 1,35V_g + 1,5 \times 1,07 \times [V_{bc} + V_p] = 168,56 \text{ kN}$$

III-2-4 / Récapitulation des sollicitations

Nous retenons les valeurs maximales entre les valeurs de calcul obtenues de l'hourdis central et l'hourdis console.

Soit :

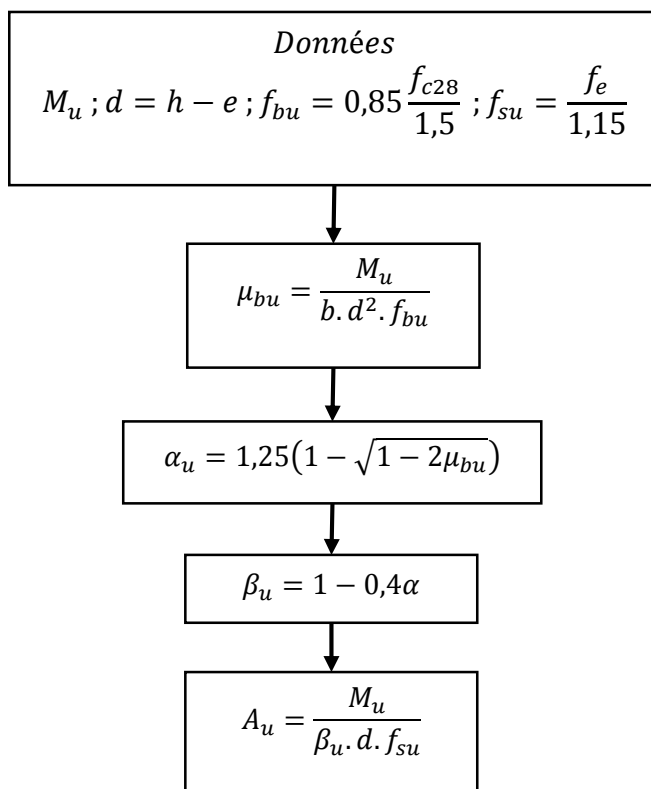
Tableau 50 : Sollicitation maximale en travée et aux appuis

Sollicitations		Appui	Travée
Moment fléchissant (kN.m)	ELS	42,05	61,49
	ELU	56,37	77,31
Effort tranchant (kN)	ELS	126,07	
	ELU	168,62	

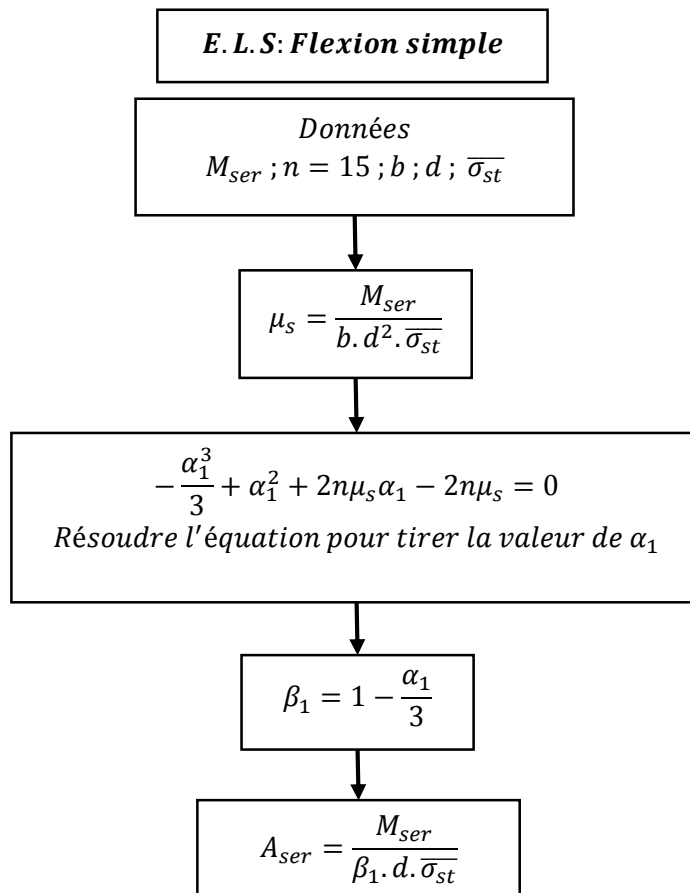
III_3 / Calcul des armatures

La détermination des armatures se fait en flexion simple. Nous avons résumés les étapes en deux organigrammes :

E. L. U: Flexion simple



Organigramme 1 : Etapes de calcul des armatures en ELU



Organigramme 2 : Etapes de calcul des armatures en ELS

Avec une quantité d'armature minimale $A_{min} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} b \cdot d$

On a finalement $A = \max (A_u, A_{ser}, A_{min})$

Ainsi on a :

➤ Aux appuis

$b = 1,00\text{m}$;

$h = 0,18\text{m}$;

$d = 0,15\text{m}$;

$M_{ser} = 42,05\text{kN}$ soit $A_{ser} = 15,10\text{cm}^2$ et $A_{min} = 2,07\text{cm}^2$

$M_u = 56,69\text{kN}$ soit $A_u = 11,8\text{cm}^2$

Alors $A = 15,10\text{cm}^2$. Prenons 8HA16, $A = 16,08\text{cm}^2$

➤ En travée

$b = 1,00\text{m}$;

$h = 0,18\text{m}$;

$d = 0,15\text{m}$;

$M_{\text{ser}} = 61,49\text{kN}$ soit $A_{\text{ser}} = 22,7\text{cm}^2$ et $A_{\text{min}} = 2,07\text{cm}^2$

$M_u = 77,31\text{kN}$ soit $A_u = 16,7\text{cm}^2$

Alors $A = 22,7\text{cm}^2$. Prenons 12HA16, $A = 24,13\text{cm}^2$

III-2-7 / Vérification au poinçonnement de la dalle

La vérification au poinçonnement de la dalle est nécessaire sous l'action des charges concentrées. Donc, il faut que :

$$Q_u \leq 0,045 \times u_c \times h_d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times \delta \times P$: charge de calcul à l'ELU ;

u_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau feuillet moyen de la dalle ;

$u_c = 2 \times (a + b)$ où $a = a_2 + h_d + 2h_r$ et $b = b_2 + h_d + 2h_r$;

h_d : épaisseur de la dalle.

Résumons les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 51 : Vérification au poinçonnement

Système de surcharge	Bc	Bt	Br
a_2 (m)	0,25	0,25	0,30
b_2 (m)	0,25	0,60	0,30
a (m)	0,53	0,53	0,58
b (m)	0,53	0,88	0,58
u_c (m)	2,12	2,82	2,32
P (kN)	120	160	100
Q_u (kN)	343,44	456,84	375,84
Q_u (kN)	265,40	353,87	221,17

d / Conclusion

Les trois systèmes vérifient la condition au poinçonnement donc la dalle résiste au poinçonnement.

CHAPITRE IV : CALCUL DES ENTRETOISES

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appuis.

Dans les premières réalisations, les ponts à poutres préfabriquées de type VIPP, comme les ponts à poutres en béton armé, comportaient des entretoises à l'about et des entretoises intermédiaires en travée. Ces entretoises intermédiaires étaient en général situées à mi- portée et aux quarts de portée, ce qui conduisait à cinq entretoises au total. Toutefois, pour des ouvrages anciens, on peut rencontrer un plus grand nombre d'entretoises, régulièrement espacées ou non.

Chaque travée de l'entretoise est assimilée à une poutre encastree partiellement aux poutres. De plus, on ne considère que les charges appliquées entre deux entretoises encadrant l'entretoise considérée.

IV-1 / Dimension

Les dimensions sont celles prises dans la partie précédente :

- Longueur : 2,76m ;
- Hauteur : 1,50m ;
- Epaisseur : 0,28m ;
- Entraxe des deux entretoises successives : 9,72m.

IV-2 / Sollicitations dues à la charge permanente

Les charges permanentes proviennent de :

- _ Poids propre de l'entretoise : $g = 0,28 \times 1,50 \times 25 = 10,50 \text{ kN/ml}$
- _ Poids propre de la dalle (répartition triangulaire) :

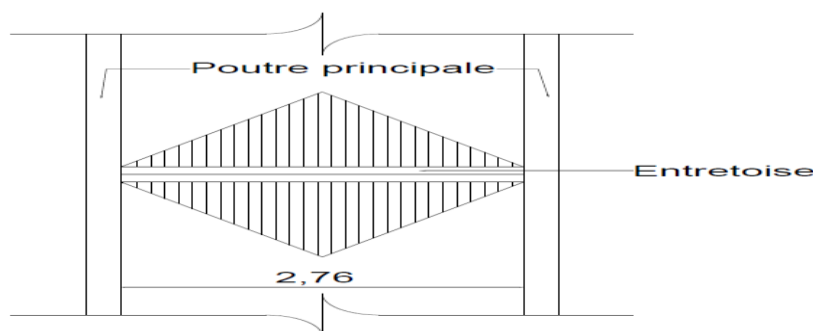


Figure 17 : Modélisation de la charge permanente sur l'entretoise

La charge uniformément répartie produisant le même effet que la charge triangulaire est donnée par :

- Pour le calcul des efforts tranchants :

$$g_v = \frac{pl_x}{4} \times 2$$

- Pour le calcul des moments fléchissant :

$$g_m = \frac{pl_x}{8} \times 2$$

où $p = (0,18 \times 2,5) + (0,05 \times 2,3) = 5,65 \text{ kN/m}^2$

Soit $g_v = 7,80 \text{ kN/ml}$ et $g_m = 10,40 \text{ kN/ml}$

Ainsi, pour le calcul de :

_ Effort tranchant, $g_v = 18,30 \text{ kN/ml}$

_ Moment fléchissant, $g_m = 20,90 \text{ kN/ml}$

IV-2-1 / Moment fléchissant isostatique



Figure 18 : Modélisation de la charge permanente pour le calcul du moment

Le moment isostatique a pour expression :

$$M_{0g} = \frac{g_m l^2}{8} = \frac{20,90 \times 2,76^2}{8} = 19,90 \text{ kNm}$$

IV-2-2 / Effort tranchant

$$V_{0g} = g_v \frac{l}{2} = \frac{18,30 \times 2,76}{2} = 25,25 \text{ kN}$$

IV-3 / Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation

Comme les entretoises sont encastres aux deux poutres, alors la justification des éléments du tablier sera référée à l'aide du système de surcharge B.

IV-3-1 / Moment fléchissant

Pour le calcul des moments fléchissant engendrés par chaque convoi, on utilisera la méthode de la ligne d'influence.

- Calcul du coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{P}{S}}$$

Où : $L = 39,21$ m : longueur de calcul de la travée de la poutre principale ;

$$P = 1,570 \times 2,76 = 516,92T$$

$S = 132$ T : Surcharge maximale du système B_{c30} sur la travée affectée du coefficient $b_c = 1,1$;

Ainsi $\delta = 1,081$

- Moment due au système B_c

On doit d'abord calculer l'effet défavorable produit par une file de roue en utilisant la ligne d'influence de la réaction d'appui constituée par l'entretoise étudiée la plus défavorable.

On a alors la figure suivante :

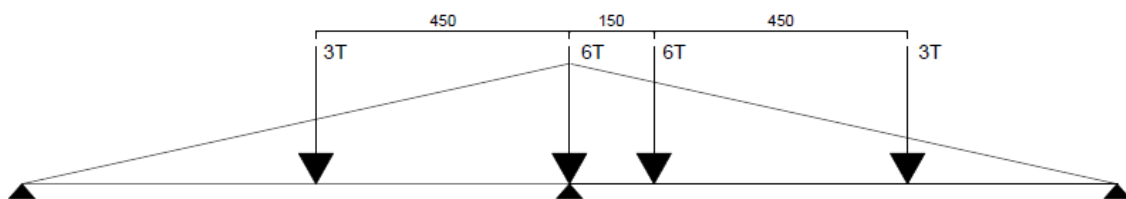


Figure 19 : File de roue du camion B_c comprise sur l'entretoise

Avec $P_0 = \sum P_i y_i$

On obtient alors $P_0 = 30 \times 0,54 + 60 \times 1 + 60 \times 0,85 + 30 \times 0,38 = 138,60kN$

On peut maintenant déplacer P_0 suivant la longueur de l'entretoise pour avoir la disposition la plus défavorable.

Soit :

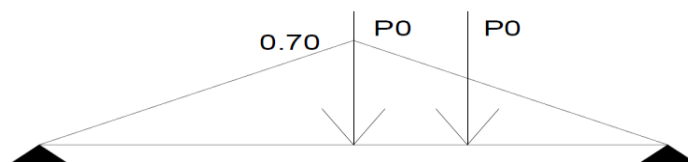


Figure 20 : Rangée de roue du camion B_c sur l'entretoise

Le moment fléchissant isostatique a pour expression

$$M_{0Bc} = \delta \cdot P_0 \cdot \sum y_i' = 1,081 \times 138,60 \times (0,70 + 0,45) = 172,30kN.m$$

- Moment du au système B_t

Avec le même principe que la précédente, la disposition la plus défavorable pour l'entretoise considérée est :

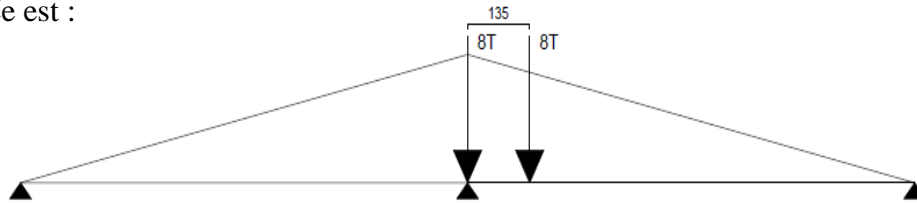


Figure 21 : File de roue du camion B_t sur l'entretoise

Avec $P_0 = \sum P_i y_i$

On obtient alors $P_0 = 80 \times 1 + 80 \times 0,86 = 148,80 \text{ kN}$

En déplaçant la charge P_0 le long de l'entretoise, on a :

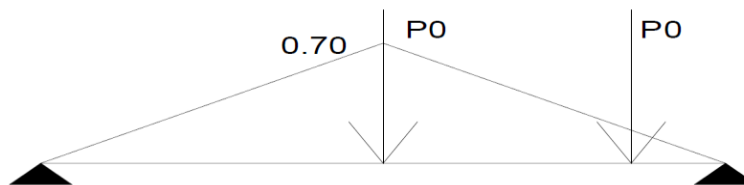


Figure 22 : Rangée de roue B_t sur l'entretoise

Le moment fléchissant isostatique a pour expression

$$M_{0Bt} = \delta. P_0. \sum y_i' = 1,081 \times 148,80 \times (0,70 + 0,19) = 143,16 \text{ kN.m}$$

Prenons alors $M_{0Q} = M_{0Bc} = 148,80 \text{ kN.m}$

IV-3-2 / Effort tranchant

- Effort tranchant du au système B_c

On utilisera la ligne d'influence des efforts tranchants. Les dispositions à considérer sont comme l'indique la figure suivante :

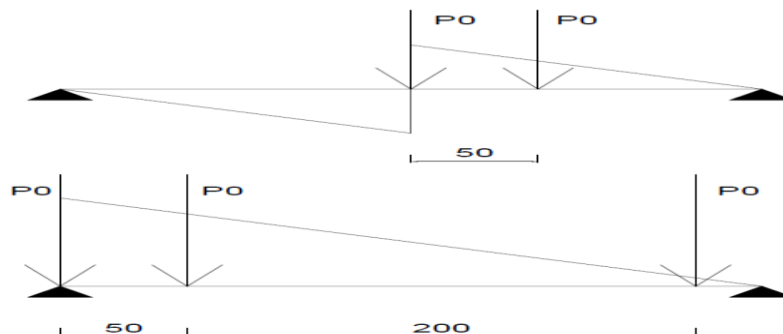


Figure 23 : Ligne d'influence des efforts tranchants aux appuis et en travée pour B_c

Avec $V_{Bc} = \delta. P_0. \sum y_i'$, on a :

➤ A mi_ travée

$$V_{0BcTr} = 1,081 \times 138,60 \times (0,5 + 0,32) = 122,86 \text{ kN}$$

➤ Aux appuis

$$V_{0BcApp} = 1,081 \times 138,60 \times (1 + 0,82 + 0,09) = 286,17 \text{ kN}$$

- Effort tranchant du au système Bt

Procédons par la méthode de la ligne d'influence, on a :

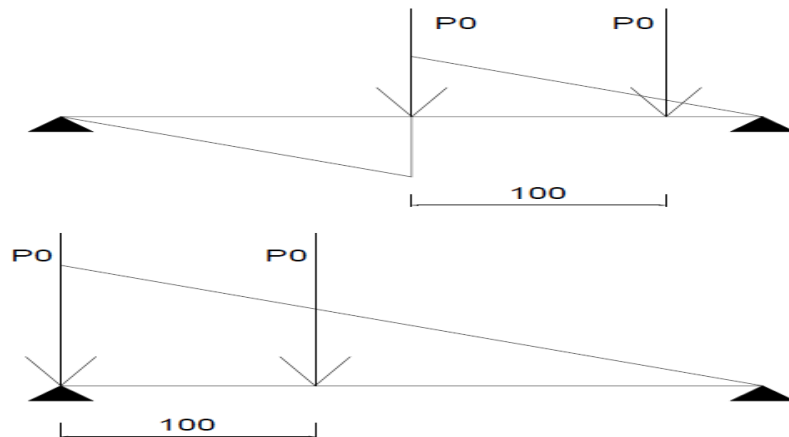


Figure 24 : Ligne d'influence des efforts tranchants aux appuis et en travée pour Bt

Ainsi, on a :

➤ A mi-travée

$$V_{0BtTr} = 1,081 \times 148,80 \times (0,5 + 0,14) = 102,95 \text{ kN}$$

➤ Aux appuis

$$V_{0BtApp} = 1,081 \times 148,80 \times (1 + 0,63) = 262,19 \text{ kN}$$

On prend la valeur la plus défavorable entre Bc et Bt, soit $V_{0Q} = V_{0Bc}$

IV-4 / Combinaisons d'actions

A l'ELU : $M_{ELU} = 1,35M_{0G} + 1,5M_{0Q}$

$$V_{ELU} = 1,35V_{0G} + 1,5V_{0Q}$$

A l'ELS : $M_{ELS} = M_{0G} + M_{0Q}$

$$V_{ELS} = V_{0G} + V_{0Q}$$

En tenant compte les encastremets partiels aux extrémités, on a :

➤ Aux appuis

$$M_a = -0,5M_0$$

$$V_a = -1,10V_0$$

➤ A mi travée

$$M_T = 0,8M_0$$

Le tableau ci _dessous résume nos résultats :

Tableau 52 : Sollicitation aux appuis et en travée à l'ELU et à l'ELS

	Moment fléchissant (kN.m)		Effort tranchant (kN.m)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	-142,66	228,25	509,67	184,29
ELS	-96,10	153,76	342,56	122,86

IV-1-5 / Armatures

- Armature longitudinale

Les paramètres à considérer sont :

Largeur: $b = 0,28\text{m}$;

Hauteur: $h = 1,50\text{m}$;

Enrobage: $e = 0,03\text{m}$;

$f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_e = 400\text{MPa}$.

On obtient alors :

Tableau 53 : Armatures aux appuis et en travée

	M_{ser}	$A_{ser} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	n	Φ	$A_{réel} (\text{cm}^2)$
Appuis	96,10	4,4	4,9	5	12	5,65
Travée	153,76	5,1	4,9	5	12	5,65

- Armature transversale

➤ Diamètre

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

Soit $\Phi_t \leq \min \{ 1,4\text{cm} ; 4,28\text{cm} ; 2,8\text{cm} \}$

Prenons $\Phi_t = 8\text{mm}$.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$
$$\tau_u = V_u / bd = 0,509 / 0,28 \times 1,47 = 1,24\text{MPa}$$

La condition est vérifiée

➤ Espacement

Elle est limitée par la relation :

$$s_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

En utilisant 2 brins de HA8 on a $A_t = 1,01\text{cm}^2$.

Soit $s_t \leq 18,47\text{cm}$

Pour le cas de l'espacement proprement dit des cadres, on utilisera la démarche inverse en partant des valeurs des espacements selon Caquot pour déterminer la valeur de l'effort tranchant résistante. Soit

$$V_{uR} = z_b f_{su} A_t / s_t$$

Le résultat est montré dans l'annexe sur le ferrailage des entretoises.

- Armature de peau

La hauteur des entretoises est supérieure à 0,80 m, on doit prévoir des armatures de peau pour éviter une masse de béton non armé et pour minimiser le retrait.

$A_p = 3 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire, pour la fissuration préjudiciable.

CHAPITRE V : CALCUL DE LA POUTRE PRINCIPALE

V-1 / Calcul des actions

V-1-1 / Charge permanente

- Charge uniformément répartie

$$\text{Poids du revêtement : } 0,05 \times 7,0 \times 2,3 = 8,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre du trottoir: } 2 \times 1,00 \times 0,15 \times 2,5 = 7,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre du garde-corps: } 0,06 \times 2 = 1,20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } 9 \times 0,18 \times 2,5 = 40,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids des poutres préfabriquées : } 3 \times 0,775 \times 2,5 = 58,18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids des entretoises : } 10 \times 2,76 \times 0,28 \times 1,50 / 39,21 = 2,96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ainsi } g_{\text{Total}} = 118,38 \text{ kN/m}$$

V-1-2 / Surcharge d'exploitation

- Surcharge uniforme de la chaussée

Cette surcharge a pour expression

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Pour notre cas cette formule est applicable entièrement car nous avons un ouvrage de première classe à 2 voies de 3,5 m.

Comme $l = 39,21 \text{ m}$ alors

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{39,21 + 12} = 932,93 \text{ kg/m}^2$$

Soit $A(l) = 9,33 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge du trottoir

Pour le calcul des poutres principales, on appliquera sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal cherché. Soit $A(t) = 1,50 \text{ kN/m}^2$.

- Surcharge due au système B

Les charges du système B composées de B_c , B_t et B_r sont frappées de majoration dynamiques et le coefficient de Majoration applicable aux trois systèmes B_c ; B_t et B_e est le même pour chaque élément d'ouvrage :

Soit $\delta = 1,081$ (cf calcul des entretoises).

V-2 / Coefficient de répartition transversale (CRT)

Le coefficient de répartition transversale définit les charges et surcharges supporté par chaque poutre.

Pour le déterminer, on se propose d'utiliser la méthode de COURBON, dont les conditions à remplir sont :

- Poutre :
 - Parallèles ;
 - Solidarisées par des entretoises perpendiculaires aux poutres ;
 - Portée des poutres > largeur du pont
 - Inertie des poutres suivant la même loi de variation en fonction de l'abscisse (à un facteur de proportionnalité près) ;
 - Résistance à la torsion supposée négligeable.
- Entretoise :
 - Inertie comparable à celle des poutres ;
 - Coexistence des entretoises intermédiaires

De ce fait, on peut considérer l'indéformabilité de la section transversale du pont s'appuyant sur les poutres principales considérées comme des appuis élastiques.

Ainsi, le coefficient est donné par :

$$\eta = \frac{I_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n I_i} \quad \text{où} \quad \Delta_i = 1 + \frac{e \cdot a_i \sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n I_i a_i^2}$$

i : Numéro des poutres considérées ;

a_i : Entraxe des poutres

e : Excentricité de la charge ou surcharge considérée par rapport au centre de gravité du tablier dans le sens transversale, elle est exprimée en valeur algébrique.

Comme les poutres ont tous une inertie constante et identique et sont également espacés alors :

$$\eta = \frac{\Delta_i}{n} \quad \text{avec} \quad \Delta_i = 1 + \frac{n+1-2i}{n^2-1} \times \frac{6e}{a} \quad \text{où } n \text{ désigne le nombre de poutre}$$

- Charge permanente

Comme la charge permanente est symétrique à l'axe de l'ouvrage donc le coefficient répartition est la même pour les poutres :

Soit $e = 0\text{m}$ et $\eta_g = 1/3$.

- Surcharge d'exploitation

Les poutres extrêmes et poutres intermédiaires ont même rigidité, les coefficients de répartition prennent les valeurs suivantes :

- CRT de la surcharge uniforme de la chaussée A(l)

La CRT sur les poutres sont les mêmes aussi car la surcharge sont symétrique de valeur :

$$\eta = 1/3.$$

- CRT de la surcharge du trottoir

Deux trottoirs chargés :

Comme la surcharge est symétrique au plan axial donc :

$$\eta = 1/3 \text{ pour les poutres de rive et la poutre intermédiaire}$$

Un trottoir chargé :

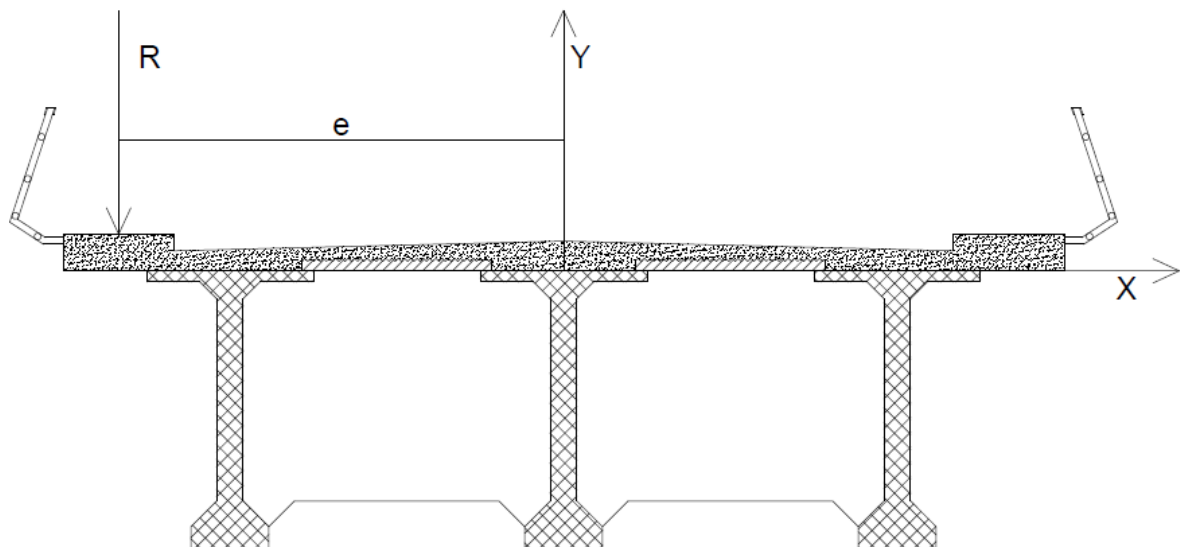


Figure 25 : Excentrement de la surcharge du trottoir

On a une excentricité maximale $e = 4\text{m}$

Avec $x_1 = -3\text{m}$; $x_2 = 0\text{m}$ et $x_3 = 3\text{m}$, $a = 3,00\text{m}$.

Poutre de rive : $i = 1$

Soit $\eta = 1$.

Poutre intermédiaire : $i = 2$

Soit $\eta = 1/3$

➤ CRT du à la surcharge B_{c30}

Pour le cas de surcharge B_c , on cherche à placer le camion pour avoir l'excentricité maximal.

Dans notre cas l'excentricité maximal est $e = 1,00\text{ m}$.

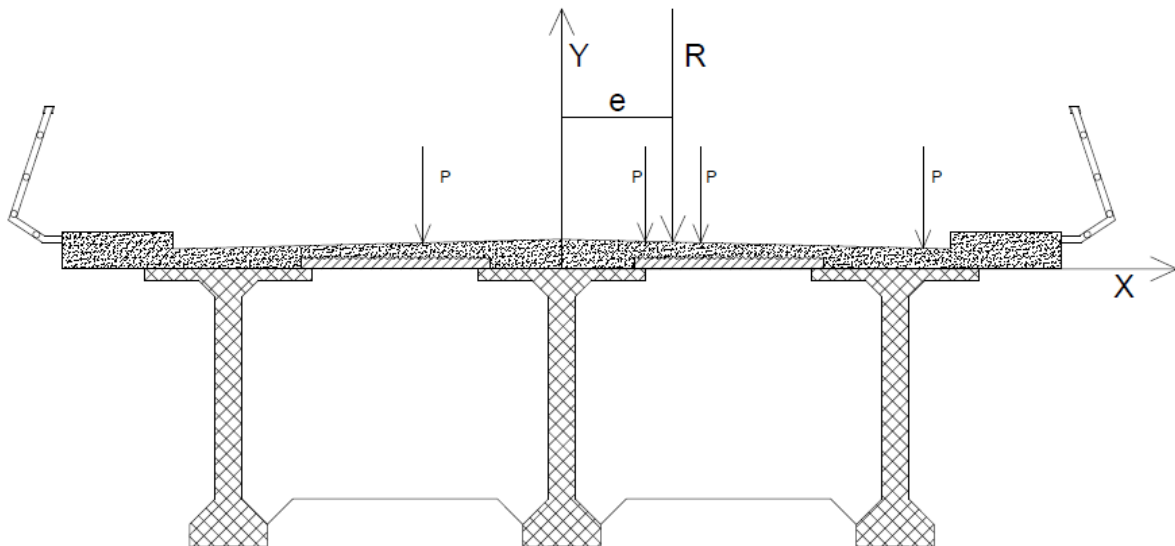


Figure 26 : Excentrement de la résultante des forces due au camion B_c

Soit :

$\eta = 0,5$ pour les poutres de rive ;

$\eta = 0,33$ pour la poutre intermédiaire.

➤ CRT du au surcharge B_t

Pour le cas de surcharge B_t , on cherche à placer le camion pour avoir l'excentricité maximal. Dans notre cas l'excentricité maximal est $e = 0,5\text{ m}$.

Poutre de rive : $\eta = 0,417$;

Poutre intermédiaire : $\eta = 1/3$.

Ainsi

Tableau 54 : Coefficient de Répartition Transversale pour chaque surcharge

Poutre	η_g	η_{Bc30}	$\eta_{A(l)}$	$\eta_{A(t1)}$	$\eta_{A(t2)}$	η_{Bt}
rive	0,333	0,500	0,333	1,000	0,333	0,417
intermédiaire	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333

V-3 / Détermination des sollicitations

Nous déterminons les sollicitations par la méthode des lignes d'influence afin d'obtenir leurs courbes enveloppes.

V-3-1 / Tracé des lignes d'influences du moment fléchissant

Les LI des moments d'une section d'abscisse x de l'appui de la travée sont obtenus à partir de la relation suivante :

$$M_{(\alpha, x)} = x \left(1 - \frac{\alpha}{L} \right) \text{ Pour } x \leq \alpha$$

$$M_{(\alpha, x)} = \alpha \left(1 - \frac{x}{L} \right) \text{ Pour } x \geq \alpha$$

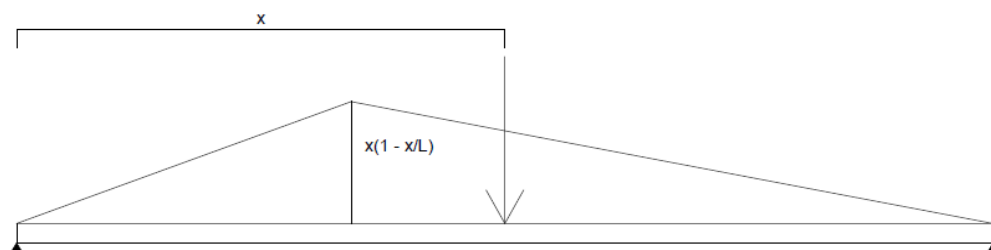


Figure 27 : Ligne d'influence du moment fléchissant

Divisons alors la section en 20 parties égales et appliquons les formules précédentes afin d'obtenir les aires de la ligne d'influence.

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 55 : Ordonnée et aire de la ligne d'influence du moment fléchissant

x(m)	yi(m)	w(m ²)
0,00	0,00	0,000
1,96	1,86	36,514
3,92	3,53	69,184
5,88	5,00	98,011
7,84	6,27	122,994
9,80	7,35	144,134
11,76	8,23	161,430
13,72	8,92	174,882
15,68	9,41	184,491
17,64	9,70	190,256
19,61	9,80	192,178

V-3-2 / Moments fléchissant dus à la charge permanente

Le moment dû aux charges permanentes dans une section donnée est obtenue par la formule suivante :

$$M_g = \omega_p \times g$$

Avec :

ω_p : Aire de la ligne d'influence du moment fléchissant de la section considérée.

et $g = 118,38 \text{ kN/m}$

V-3-3 / Moments dus aux surcharges d'exploitation

a / Moment dû à la surcharge A(l)

Le moment dû à la surcharge A(l) est donnée par la relation suivante :

$$M_{A(l)} = \omega_p \times l \times g_{A(l)}$$

Avec $l = 7,00 \text{ m}$: Largeur de la chaussée ;

$g_{A(l)} = A(l) = 9,33 \text{ T/m}^2$: Surcharge de la chaussée ;

ω_p : Aire de la ligne d'influence du moment fléchissant de la section considérée.

b / Moment dû à la surcharge du trottoir

Pour un seul trottoir chargé :

$$M_{A(t)} = \omega_p \times l \times g_{A(t)}$$

Pour deux trottoirs chargés :

$$M_{A(t)} = 2 \times \omega_p \times l \times g_{A(t)}$$

Avec :

$l = 1,0 \text{ m}$: largeur du trottoir ;

$A(t) = 1,50 \text{ T/m}^2$: surcharge du trottoir ;

ω_p : Aire de la ligne d'influence du moment fléchissant de la section considérée.

Les résultats des calculs précédents sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 56 : Moment dû à la surcharge du trottoir

Abscisse (m)	Mg (kN.m)	MA(l) (kN.m)	MA(t₁) (kN.m)	MA(t₂) (kN.m)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,96	4322,64	2384,53	54,77	109,54
3,92	8190,26	4518,05	103,78	207,55
5,88	11602,86	6400,58	147,02	294,03
7,84	14560,46	8032,10	184,49	368,98
9,80	17063,04	9412,61	216,20	432,40
11,76	19110,60	10542,13	242,14	484,29
13,72	20703,15	11420,64	262,32	524,65
15,68	21840,69	12048,15	276,74	553,47
17,64	22523,21	12424,65	285,38	570,77
19,61	22750,72	12550,15	288,27	576,53

c / Moment dû à la surcharge B_{c30}

Les effets dus aux autres surcharges sont faibles. Alors seul le système Bc sera étudié. La disposition la plus défavorable du convoi dans le sens longitudinal (celle qui donne la sollicitation maximale), est déterminée en faisant déplacer le convoi vers la LI de la sollicitation sur la section considérée.

La figure ci-dessous montre une position défavorable pour la section à mi travée.

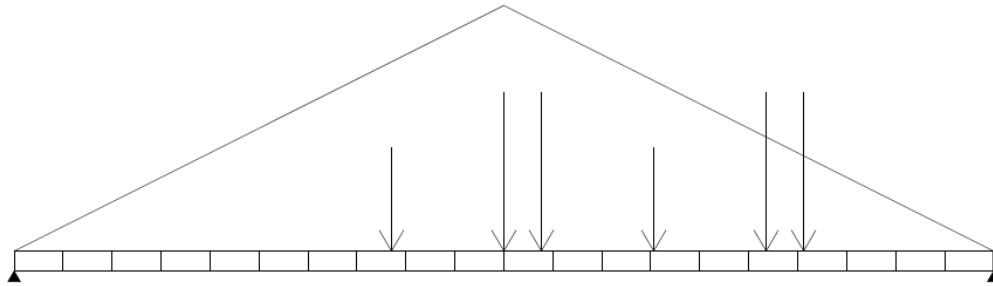


Figure 28 : Ligne d'influence du moment fléchissant pour une position du camion Bc

L'expression du moment s'écrit :

$$M_{Bc30} = \delta \times \beta_0 \times b_c \times \eta_B \times \sum P_i y_i$$

δ : Coefficient de majoration dynamique ;

P_i : Poids de l'essieu i ;

η_i : Coefficient de répartition transversal considère pour le système B ;

b_c : Coefficient de surcharge Bc

y_i : sont respectivement les ordonnées de la LI dans les parties positives au droit de Pz ;

β_0 : Coefficient dépendant du nombre de voies c'est-à-dire le nombre de rangées de camions que l'on peut placer sur le pont .Les valeurs de β_0 sont données sur le tableau ci-après :

Tableau 57 : Valeur de β_0 en fonction du Nombre de voie de circulation

Nombre de circulation	1	2	3	≥ 4
β_0	1	0,9	0,8	0,7

Afin de mieux faciliter la tâche, on a essayé les diverses combinaisons possibles sur le logiciel Autocad et obtenu les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 58 : Moment fléchissant dû à la surcharge Bc

Abscisse (m)	Ordonnée (m)	MB_{c30} (kN.m)
0,00	0,00	0,00
1,96	1,86	1806,02
3,92	3,53	3387,26
5,88	5,00	4887,57
7,84	6,27	6204,19

Abscisse (m)	Ordonnée (m)	MB_{c30} (kN.m)
9,80	7,35	7276,76
11,76	8,23	8084,72
13,72	8,92	8652,47
15,68	9,41	9222,80
17,64	9,70	9023,70
19,61	9,80	8831,02

V-3-4 /Moment dans chaque poutre

Le moment dans chaque poutre est :

$$M_p = \eta \times M$$

η : Coefficient de répartition transversale ;

M : moment fléchissant de l'ensemble.

a / Moment dû à la charge permanente

Tableau 59 : Moment fléchissant dans chaque poutre dû à la charge permanente

Abscisse (m)	Ordonnée (m)	Mg (kN.m)
0,00	0,00	0,00
1,96	1,86	1439,44
3,92	3,53	2727,36
5,88	5,00	3863,75
7,84	6,27	4848,63
9,80	7,35	5681,99
11,76	8,23	6363,83
13,72	8,92	6894,15
15,68	9,41	7272,95
17,64	9,70	7500,23
19,61	9,80	7575,99

b / Moment dû à la surcharge de la chaussée

Tableau 60 : Moment fléchissant dû à la surcharge A(l) dans chaque poutre

Abscisse (m)	Ordonnée (m)	MA(l) (kN.m)
0,00	0,00	0,00
1,96	1,86	794,05
3,92	3,53	1504,51
5,88	5,00	2131,39
7,84	6,27	2674,69
9,80	7,35	3134,40
11,76	8,23	3510,53
13,72	8,92	3803,07
15,68	9,41	4012,03
17,64	9,70	4137,41
19,61	9,80	4179,20

c / Moment dû à la surcharge du trottoir

Tableau 61 : Moment fléchissant dû à la surcharge des trottoirs dans chaque poutre

Abscisse (m)	Ordonnée (m)	MA(t1) (kN.m)		MA(t2) (kN.m)	
		Rive	Intermédiaire	Rive	Intermédiaire
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,96	1,86	54,77	18,24	36,48	36,48
3,92	3,53	103,78	34,56	69,11	69,11
5,88	5,00	147,02	48,96	97,91	97,91
7,84	6,27	184,49	61,44	122,87	122,87
9,80	7,35	216,20	71,99	143,99	143,99
11,76	8,23	242,14	80,63	161,27	161,27
13,72	8,92	262,32	87,35	174,71	174,71
15,68	9,41	276,74	92,15	184,31	184,31
17,64	9,70	285,38	95,03	190,07	190,07
19,61	9,80	288,27	95,99	191,99	191,99

d / Moment dû à la surcharge Bc

Tableau 62 : Moment fléchissant dû à la surcharge Bc dans chaque poutre

		MB_{c30} (kN.m)	
Abscisse (m)	Ordonnée (m)	Rive	Intermédiaire
0,00	0,00	0,00	0,00
1,96	1,86	903,01	601,41
3,92	3,53	1693,63	1127,96
5,88	5,00	2443,78	1627,56
7,84	6,27	3102,10	2066,00
9,80	7,35	3638,38	2423,16
11,76	8,23	4042,36	2692,21
13,72	8,92	4326,24	2881,27
15,68	9,41	4611,40	3071,19
17,64	9,70	4511,85	3004,89
19,61	9,80	4415,51	2940,73

V-3-5 / Combinaison d'action

Les combinaisons d'action à considérer pour le calcul des sollicitations totales sont :

A l'ELU : $M_{ELU} = 1,35M_g + 1,5 \times 1,05 \times [\max(M_{A(l)}; M_{Bc30}) + \max(M_{A(t1)}; M_{A(t2)})]$

A l'ELS : $M_{ELS} = M_g + 1,2 \times [\max(M_{A(l)}; M_{Bc30}) + \max(M_{A(t1)}; M_{A(t2)})]$

Tableau 63 : Moment fléchissant à l'ELU et à l'ELS

Section	Abscisse (m)	Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
		ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
0,00 L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05 L	1,96	3451,75	2588,78	3251,32	2436,07
0,10 L	3,92	6512,84	4884,24	6160,39	4615,71
0,15 L	5,88	9296,58	6972,71	8727,22	6538,92
0,20 L	7,84	11722,03	8792,54	10951,81	8205,70
0,25 L	9,80	13741,65	10307,49	12834,15	9616,06
0,30 L	11,76	15339,27	11505,24	14374,25	10769,99
0,35 L	13,72	16534,08	12400,42	15572,10	11667,48

Section	Abscisse (m)	Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
		ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
0,40 L	15,68	17517,29	13138,71	16427,71	12308,56
0,45 L	17,64	17680,95	13256,91	16941,08	12693,20
0,50 L	19,61	17636,03	13220,52	17112,20	12821,41

V-3-6 / Ligne d'influence de l'effort tranchant

Les fonctions d'influence d'effort tranchant dans la section d'abscisse x sont :

$$V_{(\alpha, x)} = 1 - \frac{\alpha}{L} \text{ pour } x \leq \alpha$$

$$V_{(\alpha, x)} = -\frac{\alpha}{L} \text{ pour } x \geq \alpha$$

Les aires positives et négatives w_p et w_n de la ligne d'influence sont récapitulées dans ce tableau :

Tableau 64 : Aire et ordonnée de la ligne d'influence des efforts tranchants

Abscisse (m)	Yi (m)	Aire positive	Yi (m)	Aire négative
0,00	1,00	19,605	0,00	0,00
1,96	0,95	17,69	0,05	0,05
3,92	0,90	15,88	0,10	0,20
5,88	0,85	14,16	0,15	0,44
7,84	0,80	12,55	0,20	0,78
9,80	0,75	11,03	0,25	1,23
11,76	0,70	9,61	0,30	1,76
13,72	0,65	8,28	0,35	2,40
15,68	0,60	7,06	0,40	3,14
17,64	0,55	5,93	0,45	3,97
19,61	0,50	4,90	0,50	4,90

V-3-7 / Effort tranchant dû à la charge permanente

L'effort tranchant dû aux charges permanentes est donné par la relation suivante :

En phase de service $V_g = g \times \omega$

$g = 1T$ et ω : aire de la ligne d'influence.

Tableau 65 : Effort tranchant dû à la charge permanente

Abscisse (m)	Vgmax (T)	Vgmin (T)
0,00	2320,91	0,00
1,96	2094,62	5,80
3,92	1879,94	23,21
5,88	1676,86	52,22
7,84	1485,38	92,84
9,80	1305,51	145,06
11,76	1137,25	208,88
13,72	980,58	284,31
15,68	835,53	371,35
17,64	702,08	469,98
19,61	580,23	580,23

V-3-8 / Effort tranchant dû aux surcharges d'exploitation

a / Surcharge due à A(l)

L'effort tranchant dû aux charges permanentes est donne par la relation suivante :

En phase de service :

$$\text{Max : } V_g = A(l) \times w_p \times l$$

$$\text{Min: } V_g = A(l) \times w_n \times l$$

$A(l) = 9,33T / \text{ml}$: surcharge de la chaussée ;

w_p : Aire des LI des parties positives ;

w_n : Aire des LI des parties négatives.

Tableau 66 : Effort tranchant dû à la surcharge A(l)

Abscisse (m)	VA(l)max	VA(l)min
0,00	1280,30	0,00
1,96	1155,47	3,20
3,92	1037,04	12,80
5,88	925,02	28,81
7,84	819,39	51,21
9,80	720,17	80,02

Abscisse (m)	VA(l)max	VA(l)min
11,76	627,35	115,23
13,72	540,93	156,84
15,68	460,91	204,85
17,64	387,29	259,26
19,61	320,08	320,08

b / Surcharge due à A(t)

Un seul trottoir chargé :

$$\begin{cases} \text{Max}V_{A(t)} = q_t \times l_t \times \omega_p \\ \text{Min}V_{A(t)} = q_t \times l_t \times \omega_n \end{cases}$$

Deux trottoirs chargés :

$$\begin{cases} \text{Max}V_{A(t)} = 2 \times q_t \times l_t \times \omega_p \\ \text{Min}V_{A(t)} = 2 \times q_t \times l_t \times \omega_n \end{cases}$$

Tableau 67 : Effort tranchant dû à la surcharge A(t)

Abscisse (m)	VA(t1)max	VA(t1)min	VA(t2)max	VA(t2)min
0,00	29,41	0,00	58,82	0,00
1,96	26,54	0,07	53,08	0,15
3,92	23,82	0,29	47,64	0,59
5,88	21,25	0,66	42,49	1,32
7,84	18,82	1,18	37,64	2,35
9,80	16,54	1,84	33,08	3,68
11,76	14,41	2,65	28,82	5,29
13,72	12,42	3,60	24,85	7,20
15,68	10,59	4,71	21,17	9,41
17,64	8,90	5,96	17,79	11,91
19,61	7,35	7,35	14,70	14,70

V-3-9 / Effort tranchant dans chaque poutre

L'effort tranchant dans chaque poutre vaut :

$$V_i = \eta \times V$$

η : Coefficient de répartition transversale ;

V : moment fléchissant de l'ensemble

a / Effort tranchant dû à la charge permanente

Tableau 68 : Effort tranchant dû à la charge permanente dans chaque poutre

Abcisse (m)	Vgmax (kN)	Vgmin (kN)
0,00	772,86	0,00
1,96	697,51	1,93
3,92	626,02	7,73
5,88	558,39	17,39
7,84	494,63	30,91
9,80	434,74	48,30
11,76	378,70	69,56
13,72	326,53	94,68
15,68	278,23	123,66
17,64	233,79	156,50
19,61	193,22	193,22

b / Effort tranchant dû à A(l)

Tableau 69 : Effort tranchant dû à la surcharge A(l) dans chaque poutre

Abcisse (m)	VA(l)max	VA(l)min
0,00	426,34	0,00
1,96	384,77	1,07
3,92	345,34	4,26
5,88	308,03	9,59
7,84	272,86	17,05
9,80	239,82	26,65
11,76	208,91	38,37
13,72	180,13	52,23
15,68	153,48	68,21
17,64	128,97	86,33
19,61	106,59	106,59

Tableau 70 : Effort tranchant dû à la surcharge A(t) dans chaque poutre

Abscisse (m)	Un trottoir chargé				Deux trottoirs chargés			
	Poutre de rive		Poutre intermédiaire		Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
	Vmax	Vmin	Vmax	Vmin	Vmax	Vmin	Vmax	Vmin
0,00	29,41	0,00	9,79	0,00	19,59	0,00	19,59	0,00
1,96	26,54	0,07	8,84	0,02	17,68	0,05	17,68	0,05
3,92	23,82	0,29	7,93	0,10	15,86	0,20	15,86	0,20
5,88	21,25	0,66	7,08	0,22	14,15	0,44	14,15	0,44
7,84	18,82	1,18	6,27	0,39	12,53	0,78	12,53	0,78
9,80	16,54	1,84	5,51	0,61	11,02	1,22	11,02	1,22
11,76	14,41	2,65	4,80	0,88	9,60	1,76	9,60	1,76
13,72	12,42	3,60	4,14	1,20	8,27	2,40	8,27	2,40
15,68	10,59	4,71	3,53	1,57	7,05	3,13	7,05	3,13
17,64	8,90	5,96	2,96	1,98	5,92	3,97	5,92	3,97
19,61	7,35	7,35	2,45	2,45	4,90	4,90	4,90	4,90

$$MaxV_{Bc30} = \delta \times \beta_0 \times b_c \times \eta_B \times \sum P_i y_i$$

$$MinV_{Bc30} = \delta \times \beta_0 \times b_c \times \eta_B \times \sum P_i y_i$$

$\delta = 1,081$: Coefficient de majoration dynamique ;

$\beta_0 = 0,9$: Coefficient dépendant du nombre de voies c'est-à-dire le nombre de rangées de camions que l'on peut placer sur le pont ;

b_c : Coefficient de surcharge Bc30 ;

$\eta_B = 0,333$: Coefficient de répartition transversale ;

P_i : Poids d'un essieu ;

y_{Pi} et y_{Ni} : Ordonnées de ligne d'influence positive et négative.

Tableau 71 : Effort tranchant dû à la surcharge Bc dans chaque poutre

Abscisse (m)	Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
	Vmax	Vmin	Vmax	Vmin
0,00	490,04	0,00	326,37	0,00
1,96	459,21	6,42	305,84	4,28
3,92	432,24	12,85	287,87	8,55
5,88	402,05	21,52	267,77	14,33
7,84	374,44	31,15	249,37	20,75
9,80	344,25	40,78	229,27	27,16
11,76	316,63	50,42	210,88	33,58
13,72	286,45	60,05	190,77	39,99
15,68	258,83	69,68	172,38	46,41
17,64	228,64	79,06	152,28	52,66
19,61	201,03	88,95	133,88	59,24

V-3-10 / Combinaison d'action

Les combinaisons d'action à considérer pour le calcul des sollicitations totales sont :

A l'ELS : $V_{ELU} = 1,35V_g + 1,5 \times 1,05 \times [\max(V_{A(l)}; V_{Bc30}) + \max(V_{A(t1)}; V_{A(t2)})]$

A l'ELU : $V_{ELS} = V_g + 1,2 \times [\max(V_{A(l)}; V_{Bc30}) + \max(V_{A(t1)}; V_{A(t2)})]$

Tableau 72 : Effort tranchant à l'ELU et à l'ELS

Abscisse (m)	Poutre de rive				Poutre intermédiaire			
	V _{ELU}	V _{ELU}	V _{ELS}	V _{ELS}	V _{ELU}	V _{ELU}	V _{ELS}	V _{ELS}
0,00	1861,50	0,00	1396,20	0,00	1745,70	0,00	1307,97	0,00
1,96	1706,70	12,84	1280,41	9,73	1575,49	9,42	1180,45	7,12
3,92	1563,42	31,13	1173,29	23,50	1414,02	24,22	1059,46	18,23
5,88	1420,53	58,40	1066,35	44,00	1261,27	46,74	945,01	35,11
7,84	1287,13	92,65	966,54	69,71	1117,25	75,64	837,10	56,75
9,80	1155,14	132,34	867,68	99,45	981,96	109,92	735,74	82,37
11,76	1032,64	177,48	775,95	133,23	858,50	157,11	643,27	117,72
13,72	911,54	228,07	685,18	171,06	754,32	213,85	565,39	160,23
15,68	799,94	284,10	601,53	212,93	658,22	279,31	493,55	209,28
17,64	689,74	356,64	518,84	267,25	564,78	353,50	423,63	264,86
19,61	589,04	440,29	443,27	329,94	479,42	436,42	359,75	326,99

V-4 / Calcul de la précontrainte

V-4-1 / Caractéristique des sections

Les sections des poutres sont représentées comme dans la figure suivante :

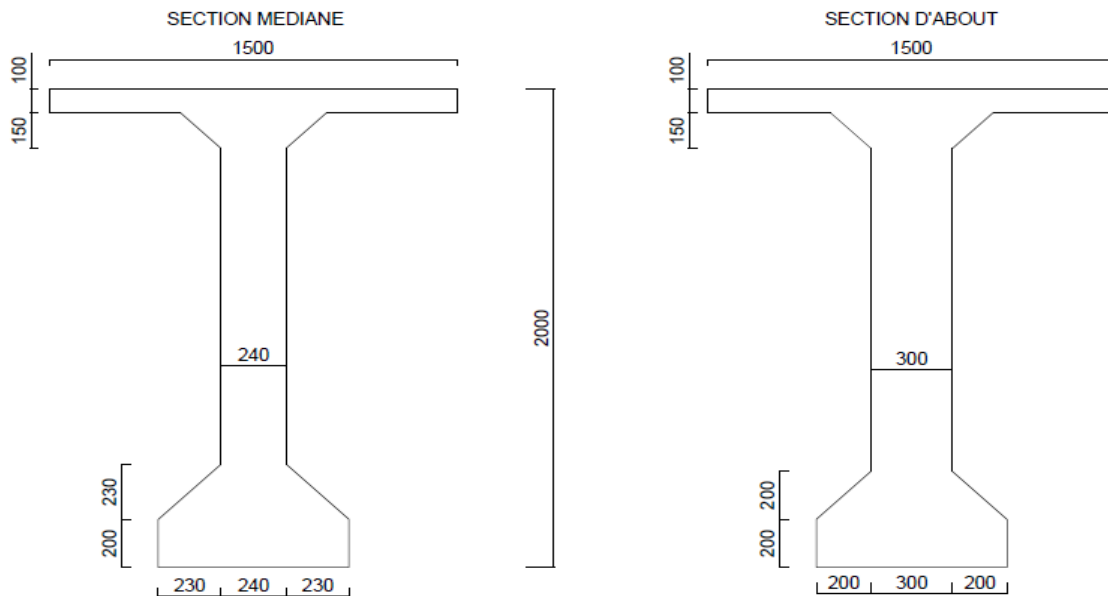


Figure 29 : Section de la poutre en T

a / Section d'about

- _ Section : $A = 0,878\text{m}^2$;
- _ Distance du centre de gravité a la fibre supérieure : $v = 0,976\text{m}$;
- _ Distance du centre de gravité a la fibre inferieure : $v' = 1,024\text{m}$;
- _ Moment d'inertie passant par l'axe du centre de gravité : $I = 0,418\text{m}^4$;
- _ Distance entre le sommet supérieur du noyau central et le centre de gravité du béton :

$$c = \frac{I}{Sv'} = 0,465\text{m}$$
- _ Distance entre le sommet inferieur du noyau central et le centre de gravité du béton :

$$c' = \frac{I}{Sv} = 0,488\text{m}$$
- _ Rendement géométrique de la section : $\rho = \frac{I}{Svv'} = 0,476$
- _ Rayon de giration : $i^2 = \frac{I}{S} = 0,476\text{m}^2$

b / Section médiane

- _ Section : $A = 0,776\text{m}^2$;

- _ Distance du centre de gravité a la fibre supérieure : $v = 0,979m$;
- _ Distance du centre de gravité a la fibre inférieure : $v' = 1,021m$;
- _ Moment d'inertie passant par l'axe du centre de gravité : $I = 0,393m^4$;
- _ Distance entre le sommet supérieur du noyau central et le centre de gravité du béton :

$$c = \frac{I}{Sv'} = 0,497m$$
- _ Distance entre le sommet inférieur du noyau central et le centre de gravité du béton :

$$c' = \frac{I}{Sv} = 0,518m$$
- _ Rendement géométrique de la section : $\rho = \frac{I}{Svv'} = 0,507$
- _ Rayon de giration : $i^2 = \frac{I}{S} = 0,507m^2$

V-4-2 / Vérification de la section du béton

La vérification de la section du béton des poutres est nécessaire pour le calcul de la précontrainte. En effet, on doit vérifier si les sections qu'on obtient dans le prédimensionnement remplissent les conditions nécessaires pour qu'on puisse poursuivre notre étude.

La condition est telle que :

$$Sup\left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'}\right) \geq \frac{M_{max} - M_{min}}{0,6f_{c28} - f_{t28}}$$

Pour la poutre intermédiaire :

$$M_{max} = M_{ELS} = 12,82MNm \text{ et } M_{min} = M_g = 7,58MN$$

$$f_{c28} = 40MPa \text{ et } f_{t28} = 3MPa$$

$$\text{alors } \frac{M_{max} - M_{min}}{0,6f_{c28} - f_{t28}} = 0,250m^3$$

Comme $Sup\left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'}\right) = 0,402m^3 \geq 0,250m^3$, la condition est vérifiée pour la poutre de rive.

Pour la poutre de rive :

$$M_{max} = 12,82MNm$$

$$M_{min} = 7,58MN$$

$$\frac{M_{max} - M_{min}}{0,6f_{c28} - f_{t28}} = 0,269m^3 \quad \text{et} \quad Sup\left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'}\right) = 0,428m^3 \geq 0,269m^3$$

D'après ces résultats, la condition est vérifiée. Les dimensions données aux poutres peuvent être retenues pour la suite de l'étude et nous pouvons donc déterminer la force de précontrainte.

V-4-3 /Détermination de la force de précontrainte

a / Section sous critique et critique

La section est dite sous critique si le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage.

La précontrainte sous critique est donnée par la relation suivante :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{c + c'}$$

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

Où M_{max} : Moment fléchissant dus aux charges permanentes et aux surcharges ;

M_{min} : Moment fléchissant dus aux charges permanentes.

$$P_1 = \frac{13220,52 - 7575,99}{0,497 + 0,518} = 5169,39kN$$

b / Section sur critique

Une section est dite sur critique si le fuseau de passage, à une de ses limites, coupe la zone d'enrobage.

La précontrainte sur critique est donnée par l'expression suivante :

$$P_2 = \frac{M_{max}}{c + v' - c_p}$$

$c_p = 0,05h = 0,100 \text{ m}$: enrobage des câbles ;

$$P_2 = \frac{13220,52}{0,492 + 1,021 - 0,100} = 9043,84kN$$

La force de précontrainte est donnée par :

$$P = \max [P_1 ; P_2] = 9043,84kN$$

Or il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$P \leq A\sigma_{lim max} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P = 9043,84kN < A\sigma_{lim\ max} - \frac{\Delta M}{\rho h} = 13447,41kN$$

La condition est vérifiée.

c / Nombre de câbles de précontrainte

Le nombre de câble nécessaire est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{P}{\bar{P}}$$

Avec \bar{P} est la force de précontrainte d'un câble ;

- Tension à l'origine du câble

Sa valeur s'obtient par la relation suivante

$$\sigma_{sp}^0 \leq \min\{0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}\}$$

$$f_{prg} = 1812MPa ;$$

$$f_{peg} = 1590MPa ;$$

$$\sigma_{sp}^0 \leq \min\{1449,6; 1431,0\} = 1431MPa$$

- Valeur de chute et perte de tension

Cette valeur de perte et chute de tension est estimée au total 25% de la tension initiale.

$$\text{D'où : } \sum \Delta\sigma_{sp} = 0,25\sigma_{sp}^0 = 357,75MPa$$

Soit, une contrainte après la chute et perte de tension égale à :

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp}^0 - \sum \Delta\sigma_{sp} = 1073,25MPa$$

- Force de précontrainte

$$\bar{P} = \sigma_{sp}A_{cp}$$

Avec A_{cp} : section d'un câble

Les câbles que nous allons utiliser sont les câbles 12 T 13 dont la section est : $A_{cp} = 1130mm^2$

$$\bar{P} = 1212,77kN$$

- Nombre de câble

$$n = \frac{9043,84}{1212,77} = 7,46$$

Soit $n = 8$ câbles.

On obtient la section réelle des câbles $nA_{cp} = 9040mm^2$.

La mise en tension de câble s'effectue en 2 phases :

- La première phase consiste à tendre les câbles pour reprendre l'effet des charges permanentes : ce sont les câbles de la première famille.
- La deuxième phase consiste à tendre les câbles destinés à reprendre les actions supplémentaires : câbles de la deuxième famille.

V-4-4 / Nombre de câbles de la première famille

A 7 jours d'âge, nous ferons la mise en tension des câbles de la première famille.

Dans cette phase, la fibre inférieure de la poutre va subir des efforts de compression.

- Contrainte de compression admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c7} \text{ avec } f_{c7} = 26,49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15,89 \text{ MPa}$$

- Contrainte due aux poids propre de la poutre :

_ Fibre supérieure :

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{I} v$$

$M_g = g_p \times \omega_p$ Avec g_p : Poids propre de la poutre seule ;

$$\sigma_g^s = \frac{3,726 \times 0,979}{0,393} = 9,275 \text{ MPa}$$

_ Fibre inférieure :

$$\sigma_g^i = -\frac{M_g}{I} v'$$

$$\sigma_g^i = -\frac{3,726 \times 1,021}{0,393} = -9,673 \text{ MPa}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{n_1}{n} \times 1,25\sigma_{p,max} + \sigma_{gp,max} \leq 0,6f_{c7}$$

où

$$\sigma_{p,max} = \frac{P}{S} \left(1 - \frac{e \times v'}{i^2} \right)$$

$$e = -(v' - 0,05h)$$

Le calcul nous donne

$$\sigma_{p,\max} = 32,29\text{MPa}$$

$$\sigma_{gp,\max} = -9,673\text{MPa}$$

Ainsi on a :

$$5,045n_1 - 9,673 \leq 15,82$$

$$n_1 \leq 5,05, \text{ soit } n_1 = 5 \text{ câbles}$$

Nombre de câble a la deuxième famille

$$n = n_1 + n_2$$

D'où $n_2 = 3$ câbles.

V-4-5 / Disposition constructive

Les dispositions constructives se feront suivant les règles BPEL.

- L'espacement des câbles doit être supérieur à deux fois le diamètre du cône d'ancrage ;
- Le rayon de courbure R_i de la câble i st donné par :

$$R_i \geq \sup [800\Phi ; 4m] \text{ avec } \Phi = 1,3\text{cm} : \text{diamètre d'un câble.}$$

$$\text{Soit } R_i \geq 10,4m.$$

Prenons le septième câble $R_7 = 10,5m$;

Pour la câble $i-1$: $R_{i-1} = R_i + 1,20 \text{ m}$.

- La longueur L de la partie rectiligne de conduite de la câble est tel que :

$$0,5m \leq L \leq 1 \text{ m}$$

Prenons $L=1 \text{ m}$.

- Espacement horizontal :

L'espacement horizontal est tel que :

$$e_h \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \emptyset \text{ si } p \leq 2 \\ 1,5\emptyset \text{ si } p = 3 \\ 1,5\emptyset \text{ si } q = 2 \end{array} \right\}$$

- Espacement vertical :

L'espacement vertical est tel que :

$$e_v \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \emptyset \text{ si } q = 1 \\ 1,2\emptyset \text{ si } q = 2 \\ 4 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

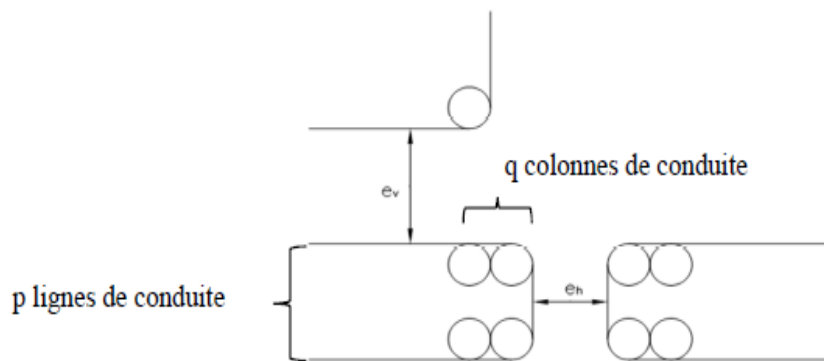


Figure 30 : Espacement horizontal et vertical des câbles de précontrainte

Avec : p : nombre de ligne de conduits ;

q : nombre de colonne de conduits ;

\emptyset : Diamètre des conduits des câbles ;

Ainsi pour notre cas, on a :

p = 1 et q = 1

$\emptyset = 71 \text{ mm}$

$e_g = 71 \text{ mm}$

$e_h = 71 \text{ mm}$

- Distance des armatures de précontraintes au parement :

La distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire aux conditions ci-après :

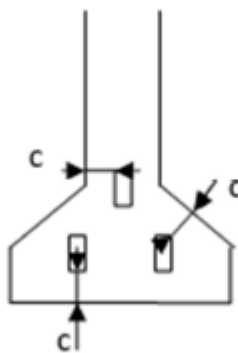


Figure 31 : Distance des armatures au parement

$$c \geq \text{Max} \left\{ \frac{3a}{4} ; \emptyset ; d \right\}$$

Où :

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

d : enrobage tel que :

- _ d = 3 cm pour les ouvrages à l'abri des intempéries ;
- _ d = 4 cm pour les ouvrages courants ;
- _ d = 5 cm pour les ouvrages soumis à une atmosphère agressive.

Prenons pour notre cas d = 4 cm

a = 7,1 cm

D'où c = 7,1 cm.

- Ancrage des câbles

- _ Une plaque d'ancrage de diamètre extérieur minimum D = 22,5cm ;
- _ Un entraxe minimum des deux cônes : d = 27 cm ;
- _ Une distance minimum de l'axe d'un cône à la paroi inférieure: $e_a = 18\text{cm}$.

Dans notre cas on a : D = 23 cm ; d = 40 cm et $e_a = 37,5\text{ cm}$.

V-5 / Tracé des câbles

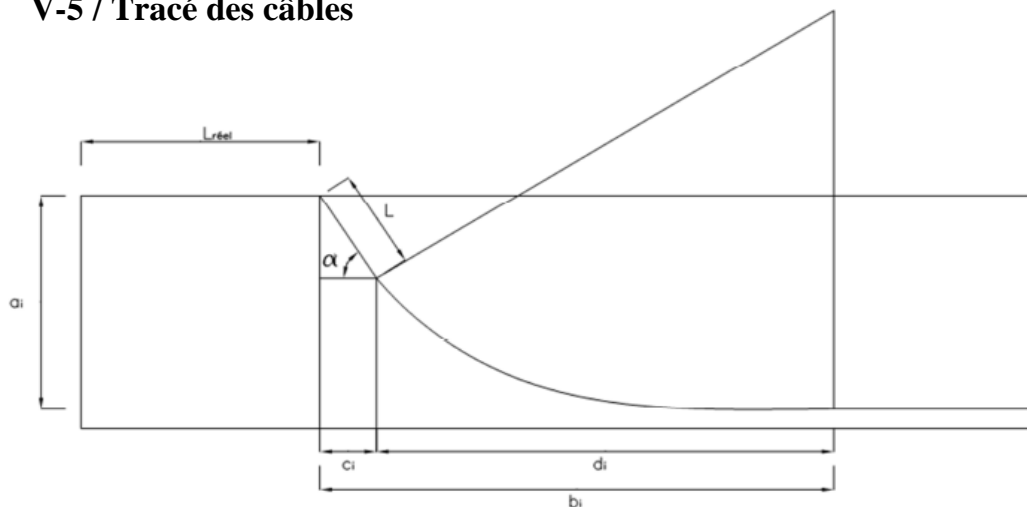


Figure 32 : Disposition des câbles au niveau de la zone relevée

V-5-1 / Relevage des câbles

Le nombre de câbles relevés en travée est de 40% du total des câbles. Dans notre cas, les câbles relevés sont les câbles de la deuxième famille.

La longueur de relevage des câbles est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{4} \leq L_{rel} \leq \frac{L_0}{3}$$

où L_0 : portée libre de la poutre = 36,78m.

On obtient alors $9,19\text{m} \leq L_{\text{rel}} \leq 12,26\text{m}$. Prenons $L_{\text{rel}} = 10,50\text{m}$.

- Pour les câbles sortis en extrados, l'angle de relevage est $24^\circ 15'$;
- $c_i = L \cos \alpha_i$;
- $d_i = R_i \sin \alpha_i$;
- $\cos \alpha_i = 1 - \frac{a_i}{R_i}$;
- $b_i = c_i + d_i$;

Pour le tracé de câbles, notons par la position des câbles par les coordonnées (X ; Y) dans le repère (O, X, Y), avec $Y=f(X)$.

Les coordonnées de chaque câble sont obtenues à partir des équations suivantes :

Si $X < L_{\text{rel}} - 20$: il n'y a pas de câble ;

Si $L_{\text{rel}} - 20 \leq X \leq L_{\text{rel}} - 0,2 + c_i \rightarrow Y = -X \tan \alpha_i + e + a_i + (L_{\text{rel}} - 0,20) \times \tan \alpha_i$;

Si $L_{\text{rel}} - 0,2 + c_i \leq X \leq L_{\text{rel}} - 0,2 + b_i \rightarrow Y = e + R_i \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{L_{\text{rel}} - 0,20 + b_i - X}{R_i} \right)^2} \right]$;

Si $L_{\text{rel}} - 0,2 + b_i \leq X \rightarrow Y = e$.

e: enrobage des câbles à mi- travée.

Les résultats de calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 73 : Paramètres pour le tracé des câbles

N° câble	a_i (m)	R_i (m)	α_i (m)	c_i (m)	d_i (m)	b_i (m)	L_{rel}
1	0,400	18,900	0,206	0,979	3,868	4,847	0,000
2	0,800	17,700	0,302	0,955	5,261	6,216	0,000
3	1,200	16,500	0,384	0,927	6,177	7,105	0,000
4	1,600	15,300	0,461	0,895	6,812	7,707	0,000
5	1,750	14,100	0,504	0,876	6,803	7,679	0,000
6	1,729	12,900	0,524	0,866	6,451	7,317	3,500
7	1,568	11,700	0,524	0,866	5,851	6,717	7,000
8	1,407	10,500	0,524	0,866	5,250	6,116	10,500

Tableau 74 : Coordonnée des câbles

Câble N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Abscisse m								
0,00	0,465	0,845	1,226	1,608	1,747			
1,00	0,462	0,833	1,200	1,560	1,684			
2,00	0,293	0,569	0,853	1,133	1,215			
3,00	0,179	0,366	0,576	0,786	0,837			
4,00	0,118	0,222	0,365	0,514	0,543	1,574		
5,00	0,107	0,136	0,217	0,314	0,327	1,536		
6,00	0,107	0,107	0,132	0,181	0,185	1,104		
7,00	0,107	0,107	0,107	0,115	0,115	0,767	1,702	
8,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,517	1,631	
9,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,351	1,156	
10,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,264	0,790	
11,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,523	1,252
12,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,348	1,223
13,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,260	0,820
14,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,249	0,531
15,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,249	0,345
16,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,249	0,257
17,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,249	0,249
18,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,249	0,249
19,00	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,249	0,249
19,60	0,107	0,107	0,107	0,107	0,107	0,249	0,249	0,249

V-5-2 / Tracé de câble équivalent

Le câble équivalent est un câble fictif qui passe par le centre de gravité G_c des groupes de câbles de chaque section de la poutre. On peut déterminer la position G_c par rapport à la fibre inférieure de la poutre par la formule suivante :

$$y_{ed} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{cpi} \times y_i}{A_{cp}^T}$$

Si nous utilisons un seul type de câble de même section, alors nous avons :

$$y_{ed} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$$

n: nombre des câbles

Les résultats sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 75 : Tracé de câble équivalent

Abscisse (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00
Y _{eq}	1,178	1,148	0,812	0,549	0,556	0,440	0,303	0,431

Abscisse (m)	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00
Y _{eq}	0,383	0,292	0,227	0,320	0,294	0,233	0,195	0,172

Abscisse (m)	16,00	17,00	18,00	19,00	19,60
Y _{eq}	0,161	0,160	0,160	0,160	0,160

V-5-3 / Tracé de fuseau limite

a / Première fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble moyen pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes quel que soit le cas de charge envisagée. Par conséquent leur centre de pression e_{eq} doit être à l'intérieur au noyau central :

- Bord inférieur du noyau limite e_i :

$$e_i = -c' - \frac{M_{min}}{P}$$

- Bord supérieure du noyau limitée e_s :

$$e_s = c - \frac{M_{max}}{P}$$

b / Deuxième fuseau limite

C'est le fuseau a l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximal reste inferieur a $\sigma_b' = 0,6f_{c28}$ par l'une ou l'autre fibre extrêmes et quel que soit le cas de charge.

- Bord inferieure du noyau limite :

$$e_i = \left[1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{P} S \right] c - \frac{M_{min}}{P}$$

- Bord supérieure du noyau limite :

$$e_s = \left[\frac{\overline{\sigma_b}}{P} S - 1 \right] c' - \frac{M_{max}}{P}$$

M_{min} : Moment dus aux charges permanentes ;

M_{max} : Moment dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations;

P : Force de précontrainte ;

c et c' : Respectivement noyau limite inférieur et supérieur ;

S : Aire de la section complète.

Tableau 76 : Fuseau limite

Section (m) d'abscisse x	1ère fuseau limite		2ème fuseau limite	
	Inf	Sup	Inf	Sup
0,00	-0,518	0,497	-0,526	0,548
1,96	-0,677	0,227	-0,685	0,279
3,92	-0,820	-0,014	-0,827	0,038
5,88	-0,945	-0,226	-0,953	-0,175
7,84	-1,054	-0,411	-1,062	-0,359
9,80	-1,146	-0,567	-1,154	-0,515
11,76	-1,222	-0,694	-1,229	-0,643
13,72	-1,280	-0,793	-1,288	-0,742
15,68	-1,322	-0,855	-1,330	-0,813
17,64	-1,347	-0,859	-1,355	-0,855
19,61	-1,356	-0,861	-1,363	-0,860

V-5-4 / Vérification du passage du câble équivalent

Le tracé du câble équivalent doit à la fois être à l'intérieure du premier fuseau limite et du deuxième fuseau limite. L'intersection de ces zones s'appelle fuseau de passage.

On doit alors vérifier la condition : $e_i \leq e_{eq} \leq e_s$

Avec $e_i = \max(e_{i1} ; e_{i2})$ et $e_s = \min(e_{s1} ; e_{s2})$.

Tableau 77 : Fuseau de passage

Section (m)	Y_{eq}	e_{eq}	e_i	e_s
0,00	1,178	0,157	-0,518	0,497
1,96	0,826	-0,195	-0,685	0,227
3,92	0,555	-0,466	-0,827	-0,014
5,88	0,319	-0,702	-0,953	-0,226
7,84	0,391	-0,630	-1,062	-0,411
9,80	0,240	-0,781	-1,154	-0,567
11,76	0,300	-0,721	-1,229	-0,694
13,72	0,206	-0,815	-1,288	-0,793
15,68	0,165	-0,856	-1,330	-0,855
17,64	0,160	-0,861	-1,355	-0,859
19,61	0,160	-0,861	-1,363	-0,861

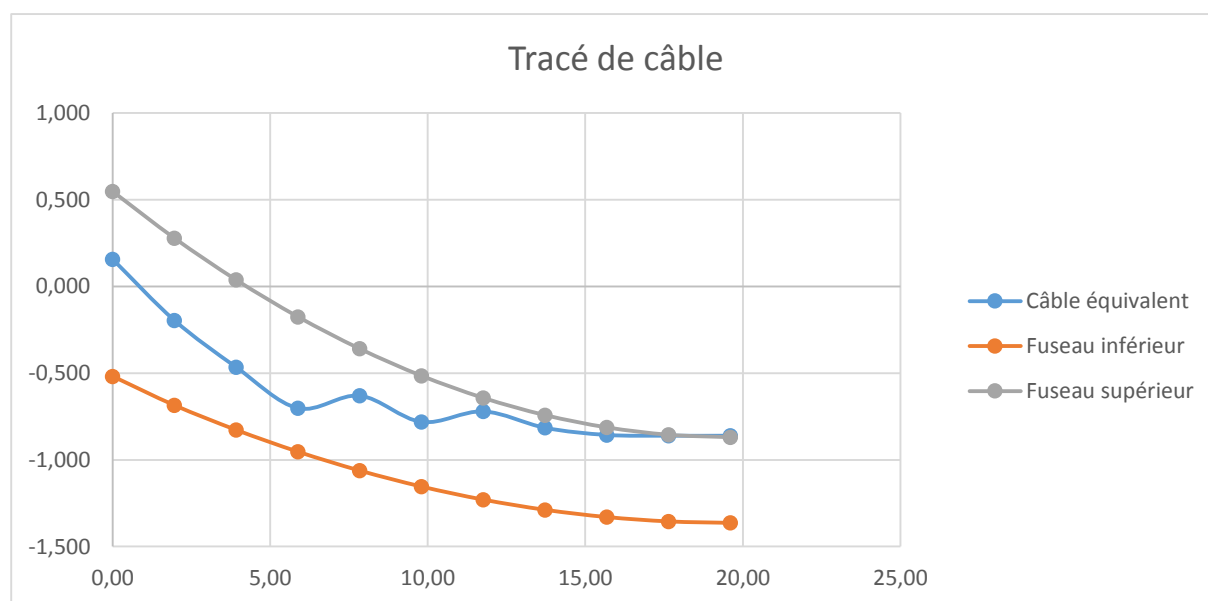


Figure 33 : Tracé de câble

Les résultats de la courbe nous permettent de conclure que les câbles sont à l'intérieur du fuseau de passage et on peut tracer l'allure du câble entre les fuseaux de passage.

V-6 / Perte de précontrainte

D'une façon générale, on désigne sous le nom de « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois:

- dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement;
- dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

En pré tension, l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions.

Les pertes de tension se divisent en deux groupes dont :

- Pertes de tension Instantanées :
 - Pertes de tension par frottement ;
 - Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
 - Pertes de tension par déformations instantanées du béton.
- Pertes de tension Différées :
 - Pertes dues au retrait du béton ;
 - Pertes dues à la relaxation des aciers ;
 - Pertes dues au fluage.

V-6-1 / Pertes de tension Instantanées

a / Perte par frottement des câbles précontraints

La mise en tension d'un câble produit un déplacement du câble par rapport à sa gaine et ce mouvement relatif s'accompagne inévitablement de frottement. En conséquence, la force dans le câble diminue à mesure qu'on s'éloigne de la section de verbiage. On va déduire l'expression de la perte de frottement à partir de la tension à l'origine.

L'expression de la perte de frottement à une abscisse x sera donnée par :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0}(x) \quad \text{avec} \quad \sigma_{P_0}(x) = \sigma_{P_0} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0}(1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

f : coefficient de la frottement de la courbe tel que $f = 0.18$ radians ;

φ :Coefficient de frottement par unité de longueur. $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$;

α :Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd);

x : distance de la section considérée (m).

Tableau 78 : Perte de tension par frottement

Abscisse (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Câble							
1	52,12	54,87	57,62	60,36	63,10	65,84	68,56
2	75,66	78,37	81,07	83,77	86,46	89,15	91,83
3	95,51	98,17	100,84	103,50	106,15	108,79	111,44
4	114,05	116,68	119,31	121,93	124,54	127,15	129,76
5	123,99	126,61	129,21	131,81	134,41	137,00	139,58
6					139,11	141,69	144,27

Abscisse (m)	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00
Câble							
1	71,29	74,00	76,71	79,42	82,12	84,81	87,50
2	94,51	97,18	99,84	102,50	105,16	107,81	110,45
3	114,07	116,70	119,33	121,95	124,57	127,18	129,78
4	132,36	134,95	137,54	140,13	142,71	145,28	147,85
5	142,16	144,74	147,31	149,87	152,43	154,99	157,54
6	146,84	149,40	151,97	154,52	157,07	159,62	162,16
7	146,83	149,40	151,96	154,51	157,07	159,61	162,15
8					157,06	159,60	162,14

Abscisse (m)	14,00	15,00	16,00	17,00	18,00	19,00	19,60
Câble							
1	90,19	92,87	95,54	98,21	100,87	103,53	105,12
2	113,09	115,72	118,35	120,97	123,59	126,20	127,77
3	132,38	134,98	137,57	140,15	142,73	145,30	146,84
4	150,41	152,97	155,52	158,07	160,62	163,15	164,67
5	160,08	162,62	165,16	167,69	170,21	172,73	174,24
6	164,69	167,22	169,75	172,27	174,78	177,29	178,80
7	164,69	167,22	169,74	172,26	174,78	177,29	178,79
8	164,68	167,21	169,73	172,25	174,77	177,28	178,78

b / Perte de tension à l'ancrage

C'est la perte de tension à l'enfoncement ou à la rentrée du cône d'ancrage c'est-à-dire perte due au glissement de l'armature par rapport à son ancrage. La valeur de la perte est obtenue par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{anc} = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{L_i} E_p$$

Dont :

$E_p = 190\,000\text{MPa}$: Module d'élasticité longitudinale de l'armature de précontrainte ;

$\Delta L_1 = 1\text{ mm}$: déplacement de la rondelle situé entre l'ancre et le béton ;

$\Delta L_2 = 1\text{ mm}$: déformation propre de l'ancre ;

L_i : Longueur de l'armature de précontrainte considérée.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 79 : Perte de tension à l'ancrage

Câble	1	2	3	4	5	6	7	8
L_i (m)	39,26	39,34	39,44	39,57	39,63	36,15	32,62	29,10
$\Delta\sigma_{Anc}$ (MPa)	9,68	9,66	9,63	9,60	9,59	10,51	11,65	13,06

c / Perte de tension par déformation instantanée du béton

L'application des actions permanentes après la réalisation de l'ancrage d'un câble entraîne la déformation du béton adjacent à celui-ci. Du fait de l'adhérence, le câble suit la déformation du béton, d'où une perte ou gain de tension.

La perte de tension par déformation instantanée du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = E_p \frac{K \cdot \Delta\sigma_{bj}(x)}{E_{ij}}$$

Où $K=1$: coefficient multiplicateur ;

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$: Module d'élasticité du béton.

- Après 7 jours de durcissement de la poutre, $E_{i7} = 32\,791\text{ MPa}$;

- Après 28 jours, mise en tension du câble restant, $E_{i28} = 37\,619\text{ MPa}$.

$\Delta\sigma_{bj}(x)$: Variation de contrainte au niveau du béton qui enrobe le câble considéré.

Cette variation de contrainte est déterminée à l'aide des formules suivantes :

- Pour une variation due à une action extérieure après la mise en tension du câble considéré :

$$\Delta\sigma_{bj}(x) = \frac{M \cdot y}{I}$$

Avec M : moment fléchissant engendré par l'action extérieure ;

y : excentricité du câble considéré par rapport au centre de gravité de la section résistante de l'action extérieure ;

I : moment d'inertie de la section résistante (poutre seule ou poutre + hourdis) par rapport à son centre de gravité.

- Pour la variation de contrainte provenant de la mise en tension des câbles de la deuxième famille :

$$\Delta\sigma_{bj}(x) = \sum \sigma_{p2}(x) \times A_{cp} \times \left[\frac{1}{S} + \frac{e_2 y}{I} \right]$$

$\sum \sigma_{p2}(x)$: tension avec les câbles de la deuxième famille après les pertes de tensions dues au frottement et à l'ancrage ;

A_{cp} : aire de la section d'un câble 12T13 ;

S_b : aire de la section brute (poutre + hourdis) ;

e_2 : excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille ;

I_b : moment d'inertie de la section brute (poutre + hourdis).

Tableau 80 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°1

CABLE 1

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°1 % CDG poutre	-0,556	-0,728	-0,903	-1,893	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Mp (MPa)		-1,334	-3,131	-9,288	-5,619	-6,574	-7,349	-7,943	-8,358	-8,592	-8,650
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2ème famille		3,875	0,806	2,247	1,188	1,737	0,919	0,910	0,769	0,581	0,429
Perte de contrainte due à Mp (MPa)		-6,735	-15,815	-46,909	-28,380	-33,202	-37,114	-40,117	-42,211	-43,395	-43,688
Perte due à la mise en tension de la 2ème famille (MPa)		19,572	4,069	11,348	6,000	8,773	4,644	4,597	3,886	2,933	2,168

Tableau 81 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°2

CABLE 2

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°2 % CDG poutre	-0,176	-0,452	-0,799	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Mp (MPa)		-0,829	-2,770	-4,484	-5,619	-6,574	-7,349	-7,943	-8,358	-8,592	-8,650
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2ème famille		2,883	0,829	1,584	1,188	1,737	0,919	0,910	0,769	0,581	0,429
Perte de contrainte due à Mp (MPa)		-4,187	-13,991	-22,649	-28,380	-33,202	-37,114	-40,117	-42,211	-43,395	-43,688
Perte due à la mise en tension de la 2ème famille (MPa)		14,559	4,188	7,999	6,000	8,773	4,644	4,597	3,886	2,933	2,168

Tableau 82 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°3

CABLE 3

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°3 % CDG poutre	0,205	-0,168	-0,656	-0,889	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Mp (MPa)		-0,308	-2,276	-4,363	-5,619	-6,574	-7,349	-7,943	-8,358	-8,592	-8,650
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2ème famille		1,858	0,862	1,567	1,188	1,737	0,919	0,910	0,769	0,581	0,429
Perte de contrainte due à Mp (MPa)		-1,556	-11,495	-22,034	-28,380	-33,202	-37,114	-40,117	-42,211	-43,395	-43,688
Perte due à la mise en tension de la 2ème famille (MPa)		9,385	4,352	7,914	6,000	8,773	4,644	4,597	3,886	2,933	2,168

Tableau 83 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°4

CABLE 4

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°4 % CDG poutre	0,587	0,112	-0,507	-0,840	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Mp (MPa)		0,204	-1,757	-4,119	-5,619	-6,574	-7,349	-7,943	-8,358	-8,592	-8,650
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2ème famille		0,850	0,896	1,533	1,188	1,737	0,919	0,910	0,769	0,581	0,429
Perte de contrainte due à Mp (MPa)		1,032	-8,873	-20,805	-28,380	-33,202	-37,114	-40,117	-42,211	-43,395	-43,688
Perte due à la mise en tension de la 2ème famille (MPa)		4,294	4,523	7,744	6,000	8,773	4,644	4,597	3,886	2,933	2,168

Tableau 84 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°5

CABLE 5

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°5 % CDG poutre	0,726	0,194	-0,478	-0,836	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914	-0,914
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Mp (MPa)		0,356	-1,658	-4,103	-5,619	-6,574	-7,349	-7,943	-8,358	-8,592	-8,650
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2ème famille		0,552	0,902	1,531	1,188	1,737	0,919	0,910	0,769	0,581	0,429
Perte de contrainte due à Mp (MPa)		1,798	-8,371	-20,721	-28,380	-33,202	-37,114	-40,117	-42,211	-43,395	-43,688
Perte due à la mise en tension de la 2ème famille (MPa)		2,788	4,556	7,732	6,000	8,773	4,644	4,597	3,886	2,933	2,168

Tableau 85 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°6

CABLE 6

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°6 % CDG poutre + hourdis			0,114	-0,356	-0,942	-1,196	-1,211	-1,211	-1,211	-1,211	-1,211
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Ms (MPa)			0,417	-1,844	-6,114	-9,076	-10,271	-11,102	-11,682	-12,009	-12,090
Perte de contrainte due à Ms (MPa)			2,107	-9,311	-30,877	-45,839	-51,874	-56,071	-58,998	-60,653	-61,062

Tableau 86 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°7

CABLE 7

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°7 % CDG poutre + hourdis					0,172	-0,670	-1,112	-1,211	-1,211	-1,211	-1,211
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Ms (MPa)					1,113	-5,082	-9,433	-11,102	-11,682	-12,009	-12,090
Perte de contrainte due à Ms (MPa)					5,621	-25,668	-47,643	-56,071	-58,998	-60,653	-61,062

Tableau 87 : Perte de tension par déformation du béton pour le câble n°8

CABLE 8

Abscisse x(m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Excentricité du câble n°8 % CDG poutre + hourdis							-0,237	-0,929	-1,202	-1,211	-1,211
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à Ms (MPa)							-2,008	-8,518	-11,602	-12,009	-12,090
Perte de contrainte due à Ms (MPa)							-10,144	-43,019	-58,595	-60,653	-61,062

d / Tension probable après perte de tension instantanée

Après pertes instantanées, la tension initiale probable dans un câble est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - [\Delta\sigma_{\varphi}(x) + \Delta\sigma_{anc} + \Delta\sigma_{pi}(x)]$$

Tableau 88 : Tension probable après perte de tension instantanée

Abscisse (m)	0,00	4,00	8,00	12,00	16,00	19,60
Câble						
1	1369,21	1369,97	1369,70	1368,98	1364,11	1357,72
2	1345,68	1344,68	1346,54	1346,01	1341,32	1335,10
3	1325,86	1322,36	1327,04	1326,66	1322,12	1316,04
4	1307,35	1301,20	1308,82	1308,59	1304,20	1298,24
5	1297,42	1290,82	1299,05	1298,89	1294,58	1288,69
6		1279,27	1301,96	1312,75	1309,74	1302,76
7			1264,33	1307,39	1308,61	1301,63
8				1268,48	1306,80	1300,22

V-6-3 / Perte de tension différée

Les pertes de tension différée sont composées de :

a / Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait se manifeste dès le durcissement du béton.

La perte de tension due au retrait du béton dans un câble à l'instant t a pour expression :

$$\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r[r(t) - r(t_0)]E_p$$

Avec $\varepsilon_r = 2,5.10^{-4}$: valeur expérimentale du retrait du béton ;

$r(t)$: La loi de variation du retrait du béton à l'instant t telle que :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

où $r_m = B/P$;

$B = 0,7757 \text{ m}^2$, aire de la poutre ;

$P = 7,87 \text{ m}$, Périmètre extérieure de la section ;

t_0 : âge du béton à la mise de tension des câbles.

- Pour $t=7$ jours, $r(t_0) = 0,073$;
- Pour $t=28$ jours, $r(t_0) = 0,240$;
- Pour $t=\infty$, $r(t) = 1$.

Ainsi, nous en déduisons les valeurs de pertes de tension dans un câble :

- Perte de tension dans un câble de la première famille :

$$\Delta\sigma_r(t) = 2,5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,073] \times 190000 = 44,026 \text{ MPa}$$

- Perte de tension dans un câble de la deuxième famille :

$$\Delta\sigma_r(t) = 2,5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,240] \times 190000 = 36,105 \text{ MPa}$$

b / Perte de tension due à la relaxation des armatures

La perte de tension due aux relaxations des aciers est donnée par :

$$\Delta\sigma_p(x) = 6 \cdot 10^{-2} \cdot \rho_{1000} \cdot (\mu - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

$f_{prg} = 1812 \text{ MPa}$: Résistance minimum garantie à la rupture (Pour les 12T13) ;

$\rho_{1000} = 2,5\%$: Relaxation isotherme à 1000 heures en pourcentage de la tension initiale;

$\mu_0 = 0,43$: Pour les armatures à très basses relaxation ;

$\mu_0 = 0,35$: Pour les armatures à basses relaxation ;

$\mu_0 = 0,30$: Pour les armatures à relaxation normale.

c / Perte de tension due au fluage du béton

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte.

La perte de tension est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_M : La contrainte maximale du béton au niveau du câble moyen définie par :

$$\sigma_M = \frac{\sum \sigma_{pi} A_{cp}}{S} + \frac{\sum \sigma_{pi} A_{cp} e_p^2}{I} + \frac{(M_g + M_h + M_{en}) e_p}{I}$$

Avec A_{cp} : section d'un câble ;

M_g : Moment fléchissant dû à la poutre ;

M_h : Moment fléchissant dû à l'hourdis ;

M_{en} : Moment fléchissant dû à l'entretoise.

e_p : Excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section brute (hourdis + poutre).

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen lorsque toutes les pertes différées sont produites ;

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinale instantanée du béton ;

j : âge du béton à la mise en précontrainte qui est égale à 7 jours et ce qui donne :

$$E_{i7} = 32\,791 \text{ MPa.}$$

Après avoir trouvé la valeur de σ_M , on calcule $\Delta\sigma_{fl}$ en résolvant l'équation (1) où :

$$\sigma_b(x) = \sigma_M(x) + \frac{M_s e_p}{I} - \sum \Delta\sigma_d(x) \left[\frac{A_{cp}}{S} + \frac{A_{cp} e_p^2}{I} \right]$$

$$\text{avec } \sum \Delta\sigma_d(x) = \sum \Delta\sigma_r(x) + \sum \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6} \sum \Delta\sigma_p(x)$$

$\sum \Delta\sigma_d(x)$: Pertes différées totales

$\Delta\sigma_{fl}(x)$: Perte de tension par fluage dans chaque câble ;

$\sum \Delta\sigma_{fl}(x)$: Somme des pertes dues au fluage ;

$\sum \Delta\sigma_r(x)$: Somme des pertes de tension dues au retrait du béton ;

$\sum \Delta\sigma_p(x)$: Somme des pertes dues à la relaxation des aciers.

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

Tableau 89 : Perte de tension due à la relaxation des armatures

Abscisse (m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Câble											
1	66,88	63,93	67,00	70,01	66,96	66,41	66,84	66,47	66,05	65,54	65,03
2	63,11	60,63	62,95	62,87	63,25	62,73	63,16	62,81	62,42	61,93	61,44
3	60,00	57,98	59,46	59,72	60,19	59,69	60,13	59,79	59,43	58,96	58,49
4	57,16	55,56	56,23	56,76	57,39	56,91	57,35	57,03	56,68	56,24	55,79
5	55,66	54,20	54,67	55,27	55,91	55,44	55,88	55,58	55,24	54,80	54,36
6			52,96	53,89	56,35	57,84	57,99	57,85	57,53	57,01	56,47
7					50,78	54,63	57,17	57,68	57,35	56,84	56,30
8							51,38	55,49	57,08	56,63	56,08

Tableau 90 : Perte de tension due au fluage du béton

Abscisse (m)	0,000	2,000	4,000	6,000	8,000	10,000	12,000	14,000	16,000	18,000	19,600
σ_M (MPa)	6,493	8,680	13,573	17,516	17,828	20,811	21,880	24,248	24,804	24,451	24,288
$\Sigma \Delta \sigma_{fl}$ (MPa)	70,568	89,204	131,751	160,799	160,400	180,185	188,235	203,819	205,565	201,148	199,357
$\Delta \sigma_{fl}$ (MPa)	14,114	17,841	21,959	26,800	22,914	25,741	23,529	25,477	25,696	25,143	24,920

Tableau 91 : Perte de tension différée totale

Abscisse (m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Câble											
1	113,872	115,144	121,820	129,167	122,740	125,111	123,257	124,891	124,766	123,786	123,135
2	110,730	112,393	118,444	123,216	119,645	122,040	120,189	121,843	121,738	120,779	120,148
3	108,143	110,182	115,537	120,596	117,097	119,510	117,662	119,332	119,244	118,303	117,687
4	105,775	108,170	112,845	118,127	114,763	117,194	115,348	117,032	116,959	116,035	115,434
5	104,525	107,031	111,546	116,886	113,531	115,970	114,126	115,817	115,752	114,836	114,244
6			102,198	107,811	105,975	110,048	107,956	109,792	109,740	108,759	108,080
7					101,336	107,368	107,275	109,648	109,596	108,616	107,938
8							102,453	107,825	109,367	108,439	107,761

Tableau 92 : Perte de tension totale

Abscisse (m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Câble											
1	175,666	195,278	182,854	171,847	184,040	189,779	185,279	189,238	191,661	193,874	196,415
2	196,054	213,499	204,764	210,057	204,102	209,772	205,183	209,070	211,421	213,565	216,053
3	213,284	228,483	224,175	227,546	221,055	226,666	222,003	225,828	228,119	230,204	232,646
4	229,428	242,406	242,642	244,428	236,939	242,495	237,761	241,528	243,762	245,792	248,193
5	238,107	250,416	251,727	253,070	245,478	251,003	246,232	249,968	252,171	254,171	256,549
6			253,927	253,279	235,014	229,240	226,209	228,924	231,000	233,399	236,325
7					268,004	247,863	230,890	229,910	231,987	234,387	237,313
8							264,972	242,545	233,565	235,614	238,541

V-7 / Justification des sections vis-à-vis des contraintes normales à l'ELS :

Le but de cette justification, c'est de vérifier l'état de la section du béton pour qu'il ne soit ni trop comprimée ni tendue. Par la suite, nous devons déterminer les contraintes au niveau des fibres inférieures et supérieures de la section résistante au cours des diverses phases de la précontrainte.

V-7-1 / Différentes phases de justification

A l'état limite de service, nous avons cinq phases de vérifications de contraintes à savoir :

- **Phase I :**

Mise en tension des câbles de la première famille après 7 jours de durcissement de la poutre.

Dans ce cas, nous avons les paramètres suivants :

- Section résistante : section nette de la poutre seule ;
- Action à prendre en compte : poids propres de la poutre, sollicitations dues aux câbles de la première famille, après perte par frottement et perte par recul d'ancrage.

- **Phase II :**

Juste après coulage du hourdis et des entretoises après 28 jours d'âges du béton des poutres.

- Section résistante : section nette de la poutre seule ;
- Action à prendre en compte : poids propres de la poutre et du hourdis, des entretoises, forces de précontrainte dues aux câbles de la première famille après pertes instantanées.

- **Phase III :**

Après mise en tension des câbles de la deuxième (après 28 jours de durcissement de la poutre)

- Section résistante : section nette de la poutre seule et de la dalle ;
- Action à prendre en compte : poids propre du tablier ; précontrainte dues aux câbles de la première famille après les pertes citées ci-après :

- ✓ **Pertes instantanées :**

Frottement : première et deuxième familles des câbles ;

Rentrée d'ancrage : première et deuxième famille des câbles ;

Déformation instantanée du béton provenant de la mise en œuvre du hourdis et de la mise en tension des câbles de la deuxième famille.

- ✓ **Perte différées :**

Retrait à 28 jours pour les câbles de la première famille ;

Relaxation des aciers et fluage du béton : nous supposons que les câbles de la première famille ont effectué 25% de ces pertes de tension.

- Phase IV :

Juste après la mise en place de la superstructure

- Section résistante : section nette de la poutre + dalle ;
- Les actions à prendre en compte sont les mêmes que dans la phase 3 en considérant la déformation instantanée du béton.

- Phase V :

C'est la phase d'exploitation de l'ouvrage.

- Section résistante : section nette de la poutre et du hourdis pour les charges permanentes, section homogène de la poutre et du hourdis pour les surcharges d'exploitation ;
- Les actions à prendre en compte : action des câbles de précontrainte après pertes instantanées et différées, poids propre de l'ouvrage et surcharge d'exploitation.

V-7-2 / Section de référence pour le calcul des contraintes normales

a / Section nette

La section nette est la section propre du béton en enlevant l'aire de trou de gaine de précontrainte.

- Aire de la section nette :

$$A_n = A - n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Où A : aire de la section brute ;

n: nombre de câbles de précontrainte au niveau de la section considérée ;

Φ : Diamètre d'une gaine.

- Centre de gravité de la section par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

Il est donné par la formule suivante :

$$V'_n = \frac{A \times V' - n \frac{\pi \phi^2}{4} \times V'_c}{A - n \frac{\pi \phi^2}{4}}$$

V' : Position du centre de gravité de la section brute par rapport à la fibre inférieure de la poutre ;

V'_c : Position du centre de gravité des câbles par rapport à la fibre inférieure de la poutre.

- Moment d'inertie par rapport à son centre de gravité :

$$I_n = I + [V' - V'_n]^2 \times A - [V'_n - V'_c]^2 \times n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

b / Section homogénéisée

C'est la section nette ajoutée de l'aire de section des armatures longitudinales de précontraintes multipliée par un coefficient d'équivalence ($k=5$ pour le béton- acier de précontrainte).

- Aire de la section homogène

$$A_H = A_n + knA_{cp}$$

A_{CP} : Section d'un câble 12T13.

- Centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre

$$V'_H = \frac{V'_n A_n + knV'_c A_{cp}}{A + knA_{cp}}$$

- Moment d'inertie de la section homogène par rapport à son centre de gravité

$$I_H = I_n + [V'_H - V'_n]^2 \times A_n + kn[V'_H - V'_c]^2 \times A_{cp}$$

V-7-3 / Calcul des contraintes normales

a / Contrainte normale limite

- Phase I et II

Dans les deux premières phases, les contraintes admissibles sont :

Pour $f_{c28} = 40$ MPa, on a $f_{c7} = 26,49$ MPa et $f_{t7} = 2,19$ MPa

Contrainte admissible en compression : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c7} = 0,6 \times 26,49 = 15,894$ MPa ;

Contrainte admissible en traction :

$\sigma_{bt} = -0,7f_{t7} = 1,53$ MPa dans la section d'enrobage ;

$\sigma_{bt} = 1,5f_{t7} = -3,28$ MPa ailleurs.

- Phase III, IV et V

Les contraintes admissibles sont :

Pour $f_{c28} = 40$ MPa, $f_{t28} = -3$ MPa, on a :

$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 24$ MPa

$\sigma_{bt} = -0,7f_{t7} = -2,1$ MPa dans la section d'enrobage ;

$\sigma_{bt} = -1,5f_{t7} = -4,5$ MPa ailleurs.

b / Contraintes normales de compression dans le béton :

- ✓ Contraintes normales dans le béton dues aux forces de précontraintes :

_ Dans la fibre supérieure de la section résistant :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{A_n} + \frac{P \times e_p}{I_n} V_n$$

_ Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = \frac{P}{A_n} - \frac{P \times e_p}{I_n} V'_n$$

Où e_p : excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section nette ;

P : force de précontrainte.

✓ Contraintes normales dans le béton dues aux effets actions extérieures :

- Dans la fibre supérieure de la section résistant :

$$\sigma_b(x) = \frac{M_{CP,Q}}{I_n} V_n$$

- Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = -\frac{M_{CP,Q}}{I_n} V'_n$$

Tableau 93 : Section nette de la poutre

Abscisse (m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
A_n	0,760	0,760	0,756	0,752	0,748	0,748	0,744	0,744	0,744	0,744	0,744
V'_n	1,021	1,027	1,033	1,037	1,042	1,048	1,051	1,055	1,057	1,057	1,057
V_n	0,979	0,973	0,967	0,963	0,958	0,952	0,949	0,945	0,943	0,943	0,943
I_n	0,393	0,392	0,389	0,387	0,384	0,378	0,377	0,372	0,370	0,370	0,370

Tableau 94 : Section nette de la poutre + hourdis

Abscisse (m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
A_n	1,316	1,308	1,300	1,292	1,284	1,276	1,268	1,260	1,252	1,244	1,238
V'_n	1,447	1,460	1,469	1,477	1,486	1,499	1,506	1,519	1,529	1,539	1,547
V_n	0,733	0,720	0,711	0,703	0,694	0,681	0,674	0,661	0,651	0,641	0,633
I_n	0,756	0,750	0,742	0,737	0,730	0,720	0,717	0,709	0,707	0,708	0,709

Tableau 95 : Section homogénéisée de la poutre

Abscisse (m)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
A_H	1,338	1,308	1,300	1,292	1,284	1,276	1,268	1,260	1,252	1,244	1,238
V'_H	1,447	1,485	1,501	1,515	1,531	1,544	1,558	1,571	1,582	1,592	1,600
V_H	0,733	0,695	0,679	0,665	0,649	0,636	0,622	0,609	0,598	0,588	0,580
I_H	0,760	0,764	0,769	0,773	0,779	0,785	0,790	0,796	0,800	0,802	0,804

Tableau 96 : Contrainte normale dans le béton au cours de la phase I

Abscisse (m)		0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Contrainte due à Mp	Supérieure	0,000	1,789	3,391	4,800	6,033	7,123	7,959	8,685	9,170	9,429	9,492
	Inférieure	0,000	-1,890	-3,622	-5,166	-6,563	-7,840	-8,810	-9,703	-10,275	-10,566	-10,637
Précontrainte des câbles de la 1ère famille		5348,09	5326,59	5305,17	5283,84	5262,59	5241,43	5220,35	5199,35	5178,44	5157,62	5141,02
Excentricité du câble équivalent à la première famille		0,015	-0,316	-0,728	-0,905	-0,935	-0,941	-0,944	-0,948	-0,950	-0,950	-0,950
Contrainte due au câble de la 1ère famille	Supérieure	7,241	2,837	-2,583	-4,865	-5,239	-5,407	-5,381	-5,539	-5,579	-5,559	-5,541
	Inférieure	6,827	11,418	17,277	19,825	20,390	20,672	20,739	20,984	21,010	20,929	20,862
Contrainte résultante	Supérieure	7,241	4,626	0,807	-0,064	0,793	1,715	2,578	3,147	3,591	3,870	3,952
	Inférieure	6,827	9,528	13,654	14,658	13,827	12,832	11,930	11,280	10,735	10,363	10,225

Tableau 97 : Contrainte normale dans le béton au cours de la phase II

Abscisse (m)		0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Contrainte due à M(p+h+e)	Supérieure	0,000	3,126	5,923	8,386	10,539	12,443	13,904	15,173	16,020	16,471	16,583
	Inférieure	0,000	-3,302	-6,328	-9,025	-11,466	-13,695	-15,390	-16,951	-17,951	-18,458	-18,583
Précontrainte des câbles de		5348,09	5326,59	5305,17	5283,84	5262,59	5241,43	5220,35	5199,35	5178,44	5157,62	5141,02
Excentricité du câble		0,015	-0,316	-0,728	-0,905	-0,935	-0,941	-0,944	-0,948	-0,950	-0,950	-0,950
Contrainte due au câble de la 1ère famille	Supérieure	7,241	2,837	-2,583	-4,865	-5,239	-5,407	-5,381	-5,539	-5,579	-5,559	-5,541
	Inférieure	6,827	11,418	17,277	19,825	20,390	20,672	20,739	20,984	21,010	20,929	20,862
Contrainte résultante	Supérieure	7,241	5,963	3,340	3,521	5,299	7,036	8,523	9,634	10,441	10,913	11,042
	Inférieure	6,827	8,116	10,948	10,799	8,925	6,976	5,349	4,032	3,059	2,471	2,279

Tableau 98 : Contrainte normale dans le béton au cours de la phase III

Abscisse (m)		0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Contrainte due à M(p+h+e)	Supérieure	0,000	1,209	2,282	3,215	4,017	4,675	5,190	5,570	5,784	5,849	5,808
	Inférieure	0,000	-2,452	-4,716	-6,753	-8,603	-10,282	-11,607	-12,788	-13,586	-14,037	-14,183
Précontrainte des câbles de		4293,00	4293,00	5576,70	6861,24	8170,57	8208,50	8074,58	8108,09	8112,80	8099,99	8085,64
Excentricité du câble		-0,411	-0,748	-0,909	-0,953	-1,036	-1,204	-1,185	-1,305	-1,350	-1,361	-1,369
Contrainte due au câble	Supérieure	1,552	0,198	-0,566	-0,926	-1,682	-2,916	-2,619	-3,436	-3,602	-3,470	-3,351
	Inférieure	6,643	9,537	14,323	18,412	23,591	26,993	26,462	29,095	30,156	30,458	30,663
Contrainte résultante	Supérieure	1,552	1,408	1,717	2,289	2,335	1,759	2,571	2,133	2,181	2,379	2,457
	Inférieure	6,643	7,085	9,607	11,659	14,988	16,712	14,855	16,307	16,571	16,421	16,480

Tableau 99 : Contrainte normal dans le béton au cours de la phase IV

Abscisse (m)		0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Contrainte due à M(p+h+e)	Supérieure	0,000	1,209	2,282	3,215	4,017	4,675	5,190	5,570	5,784	5,849	5,808
	Inférieure	0,000	-2,452	-4,716	-6,753	-8,603	-10,282	-11,607	-12,788	-13,586	-14,037	-14,183
Précontrainte des câbles de la 1ère et 2ème famille après perte		4293,00	4293,00	5576,70	6861,24	8170,57	8208,50	8074,58	8108,09	8112,80	8099,99	8085,64
Excentricité du câble équivalent		-0,411	-0,748	-0,909	-0,953	-1,036	-1,204	-1,185	-1,305	-1,350	-1,361	-1,369
Contrainte due au câble	Supérieure	1,552	0,198	-0,566	-0,926	-1,682	-2,916	-2,619	-3,436	-3,602	-3,470	-3,351
	Inférieure	6,643	9,537	14,323	18,412	23,591	26,993	26,462	29,095	30,156	30,458	30,663
Contrainte résultante	Supérieure	1,552	1,408	1,717	2,289	2,335	1,759	2,571	2,133	2,181	2,379	2,457
	Inférieure	6,643	7,085	9,607	11,659	14,988	16,712	14,855	16,307	16,571	16,421	16,480

Tableau 100 : Contrainte normal dans le béton au cours de la phase V

Abscisse (m)		0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	19,60
Contrainte due à Mg	Supérieure	0,00	1,41	2,66	3,74	4,68	5,45	6,05	6,49	6,74	6,81	6,76
	Inférieure	0,00	-2,86	-5,49	-7,87	-10,02	-11,98	-13,52	-14,90	-15,82	-16,35	-16,52
Contrainte due à la surcharge	Supérieure	0,00	0,77	1,42	1,95	2,37	2,69	2,92	3,07	3,16	3,18	3,15
	Inférieure	0,00	-1,64	-3,13	-4,44	-5,58	-6,53	-7,33	-7,92	-8,35	-8,62	-8,70
Précontrainte des câbles de la 1ère et 2ème famille après perte		4293,00	4293,00	5475,02	6659,32	7861,68	7886,92	7650,34	7670,79	7674,03	7665,03	7653,39
Excentricité du câble équivalent		-0,411	-0,748	-0,909	-0,953	-1,036	-1,204	-1,185	-1,305	-1,350	-1,361	-1,369
Contrainte due au câble	Supérieure	1,552	0,198	-0,555	-0,898	-1,619	-2,801	-2,481	-3,251	-3,408	-3,284	-3,172
	Inférieure	6,643	9,537	14,062	17,871	22,699	25,936	25,072	27,526	28,525	28,822	29,024
Contrainte résultante	Supérieure	1,552	2,376	3,519	4,795	5,428	5,336	6,488	6,308	6,489	6,713	6,746
	Inférieure	6,643	5,035	5,442	5,561	7,096	7,425	4,223	4,709	4,347	3,855	3,807

En comparant les valeurs de contraintes normales dans le béton montrées par le tableau ci – dessus avec celles des valeurs admissibles calculées dans le paragraphe V-7-3, on peut conclure que les contraintes normales sont toutes respectées c'est-à-dire ne dépassent pas les valeurs limites.

V-8 / Justification des contraintes tangentielles

Il s'agit de vérifier, est-ce que les effets de l'effort tranchant cumulés à ceux du moment fléchissant et celui de l'effort normal ne mettent pas en cause la sécurité de l'ouvrage. Pour cela, on doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2$$

Soit $\bar{\tau}^2 = \min\{\bar{\tau}_1^2; \bar{\tau}_2^2\}$

avec $\sigma_x = \frac{\sum P_i}{A}$ la contrainte normale due aux actions extérieures et à la précontrainte longitudinale A la section nette du béton et P_i la Force de précontrainte d'un câble;
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement. Elle est déterminée à partir de la formule de résistance de matériaux :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_A}{I \times b_n}$$

b_n : largeur nette de la section au niveau du centre de gravité ;

S_A : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité ;

I : moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontale passant par son centre de gravité ;

V_{red} : effort tranchant réduit tel que :

$$V_{red} = \left| V - \sum P_i \sin \alpha_i \right|$$

V : effort tranchant au niveau de la section.

La justification sera effectuée dans la section d'about et d'arrêt des câbles, au niveau du centre de gravité de la section nette de la poutre et durant de la phase d'exploitation de l'ouvrage où les contraintes tangentiels sont les plus contraignantes.

V-8-1 / Vérification de la section d'about

- Section d'abscisse $x = 0,00\text{m}$ avec 5 câbles

La section d'about a les caractéristiques suivantes :

$$A_n = 0,842\text{m}^2;$$

$$S_a = 0,269\text{m}^3$$

$$I_n = 0,510\text{m}^4$$

$$b_n = 0,30 - 0,071 = 0,229\text{m}$$

A la section d'about :

$$\sigma_{p,max} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8(\Delta\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pd})$$

$$P = \sigma_{p,max} \times A_{cp}$$

Tableau 101 : Force d'arrêt dans la section d'about

N ° câble	σ_{pmax} (MPa)	P_i (kN)	α_i	$P_i \sin \alpha_i$
1	1319,087	1490,57	0,201	297,59
2	1302,777	1472,14	0,302	437,58
3	1288,993	1456,56	0,384	545,32
4	1276,077	1441,97	0,461	641,98
5	1269,135	1434,12	0,504	691,99
Total		7295,36		2614,46

Pour $x = 0,00\text{m}$, $V_{ELSm\max} = 1307,97\text{kN}$ soit $V_{red} = 1306,49\text{kN}$

$$\text{Alors } \tau = \frac{1306,49 \times 0,272}{0,510 \times 0,229} = 3009,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ soit } \tau^2 = 9,06\text{MPa}^2$$

Et de plus, $\sigma_x = 2614,46 / 0,862 \times 1000 = 3,10\text{MPa}$

Comme $f_{c28} = 40\text{MPa}$, $f_{t28} = 3\text{MPa}$ alors $\bar{\tau}_1^2 = 6,08\text{MPa}^2$ et $\bar{\tau}_2^2 = 15,89\text{MPa}^2$

On a $\bar{\tau}^2 = \min\{\bar{\tau}_1^2; \bar{\tau}_2^2\} = 6,08\text{MPa}^2 > \tau^2 = 3,10\text{MPa}^2$

La condition est vérifiée pour cette section

- Section d'abscisse $x = 4,00\text{m}$ avec 6 câbles

$$A_n = 0,828\text{m}^2$$

$$S_a = 0,267\text{m}^3$$

$$I_n = 0,515\text{m}^4$$

$$b_n = 0,217\text{m}$$

$$V_{\text{ELSmax}} = 1054,85\text{kN}$$

Tableau 102 : Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°6

N ° câble	σ_{pmax} (MPa)	P_i (kN)	α_i	$P_i \sin \alpha_i$
1	1313,34	1484,07	0,000	0,000
2	1295,81	1464,26	0,015	21,963
3	1280,28	1446,72	0,049	70,861
4	1265,51	1430,02	0,118	168,351
5	1258,24	1421,81	0,254	357,269
6	1256,48	1419,82	0,531	718,991
Total		8666,70		1337,44

On obtient

$$\tau^2 = 0,46\text{MPa}^2;$$

$$\sigma_x = 1,62\text{MPa};$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 4,89\text{MPa}^2$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 13,69\text{MPa}^2$$

La condition est vérifiée pour cette section.

- Section d'abscisse $x = 7,00\text{m}$ avec 7 câbles

$$A_n = 0,808\text{m}^2$$

$$S_a = 0,264\text{m}^3$$

$$I_n = 0,523\text{m}^4$$

$$b_n = 0,208\text{m}$$

$$V_{\text{ELSmax}} = 883,45\text{kN}$$

Tableau 103 : Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°7

N° câble	σ_{pmax} (MPa)	P_i (kN)	α_i	$P_i \sin \alpha_i$
1	1317,27	1488,51	0,000	0,000
2	1293,96	1462,17	0,000	0,000
3	1280,18	1446,60	0,000	0,000
4	1267,07	1431,79	0,239	338,950
5	1260,20	1424,03	0,279	392,169
6	1264,30	1428,66	0,379	528,593
7	1245,22	1407,10	0,390	534,961
Total		10088,86		1794,67

Les résultats des calculs sont :

$$\tau^2 = 4,89 \text{MPa}^2;$$

$$\sigma_x = 2,22 \text{MPa};$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 5,38 \text{MPa}^2$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 14,64 \text{MPa}^2$$

Pour cette section aussi, la contrainte appliquée est inférieure à la contrainte admissible.

- Section d'abscisse $x = 11,00\text{m}$ avec 8 câbles

$$A_n = 0,789 \text{m}^2$$

$$S_a = 0,260 \text{m}^3$$

$$I_n = 0,530 \text{m}^4$$

$$b_n = 0,195 \text{m}$$

$$V_{ELSmax} = 679,26 \text{kN}$$

Tableau 104 : Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°8

N° câble	σ_{pmax} (MPa)	P_i (kN)	α_i	$P_i \sin \alpha_i$
1	1309,60	1479,84	0,000	0,000
2	1293,64	1461,81	0,000	0,000
3	1280,15	1446,57	0,000	0,000
4	1267,52	1432,29	0,000	0,000
5	1260,73	1424,62	0,000	0,000
6	1277,44	1443,51	0,000	0,000
7	1268,12	1432,97	0,354	496,744
8	1247,64	1409,84	0,421	576,162
Total		11531,46		1072,91

Soit

$$\tau^2 = 0,98 \text{MPa}^2;$$

$$\sigma_x = 1,36 \text{MPa};$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 4,69 \text{MPa}^2$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 13,27 \text{MPa}^2$$

La condition est vérifiée une fois de plus pour la section.

V_9 / Détermination des armatures passives

Pour les ouvrages en béton précontraint, on doit prévoir des armatures passives, qui sont :

- Les armatures de peau ;
- Les armatures dans la zone tendue.

Le tableau de calcul des contraintes normales nous a donné que des valeurs positives qui signifient qu'il n'y a pas de traction.

On en déduit que seules les armatures de peau sont nécessaires.

- Armature de peau

Les armatures de peau sont destinées à limiter les fissures probables avant la mise en précontrainte de la poutre. Elles sont disposées dans le sens parallèles à la fibre moyenne.

La section totale des armatures de peau doit vérifier la relation suivante :

$$A_p \geq \sup (4 \text{cm}^2 \text{ par mètre de parement}; 0,10\% \text{ de la section du béton de la poutre})$$

$$A_p \geq \sup (4 \text{ cm}^2; 7,757 \text{ cm}^2)$$

$A_p \geq 7,757 \text{ cm}^2$ Soit $A_p = 10\text{HA}12$ de section réelle $A_p = 7,85 \text{ cm}^2$.

V-10 / Etat limite de service vis-à-vis des déformations

V-10-1 / Calcul des flèches et contreflèche

Généralement, la flèche est comptée positivement vers le bas et négativement vers le haut.

a / Flèche due aux charges permanentes

Sa valeur est donnée par la relation suivante :

$$f_g = \frac{5}{354} \times \frac{gL^4}{0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

$L = 39,21 \text{ m}$: travée de calcul des poutres ;

$g = 39,46 \text{ kN/ml}$: charge permanente ;

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}{3}$$

A 28 jours, nous avons $E_{v28} = 12\,540 \text{ MPa}$: module de déformation différée du béton.

$I_{red} = 0,709 \text{ m}^4$: Moment d'inertiel réduit par rapport au centre de gravité du béton.

On obtient alors $f_g = 0,174 \text{ m}$.

b / Flèche due à la surcharge d'exploitation

Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_q = \frac{5}{354} \times \frac{qL^4}{0,85 \times E_{ij} \times I_{red}}$$

Avec $q = \eta_{A(l)}A(l) + \eta_{A(t)}A(t) = 0,333 \times 0,933 + 1,000 \times 0,150 = 0,461 \text{ T/ml}$

$E_{i28} = 37619 \text{ MPa}$

Soit $f_q = 0,010 \text{ m}$

c / Contre flèche de précontrainte

Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_p = \frac{1}{8} \times \frac{P_c \times e_{op} \times L^2}{0,8 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

$P_c = 9043,85 \text{ kN}$: La force de précontrainte obtenue avec les 8 câbles dans la section médiane après toutes les pertes ;

$e_{op} = -1,282$: Distance du centre de gravité des câbles par rapport à celui du béton.

Le calcul nous donne $f_p = -0,333 \text{ m}$.

d / Contre flèche de construction

Comme $f_g < f_p$, le tablier du pont prend donc une forme faiblement cambré. Pour éviter cet inconvénient, on peut donner au fond du coffrage une flèche de construction f_c donnée par :

$$f_c = \frac{3}{4} |f_p - f_g| = 0,119m$$

e / Flèche résultante

- Flèche en service à vide

$$f_v = f_g + f_p + f_c$$

On obtient $f_v = 0,174 - 0,333 + 0,119 = -0,0397m$ soit $f_v = 3,97cm$

- Flèche en service en charge

$$f_s = f_g + f_p + f_c + f_q$$

On a $f_s = 0,174 - 0,333 + 0,119 + 0,010 = -0,0297m$ soit $f_s = 2,97cm$.

f / Vérification des flèches

Il s'agit de la vérification de la condition de transport roulant sur le pont.

La condition est telle que $f_q < f = L/400 = 0,098m$

Comme on a $f_q = 0,010 m < f = 0,098 m$, la condition est donc bien vérifiée.

V-10-2 / Calcul et vérification des rotations

a / Rotation due aux charges permanentes

$$\beta_g = \frac{1}{24} \times \frac{gl^3}{0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

Soit $\beta_g = 0,013rad$

b / Rotation due aux surcharges d'exploitation

$$\beta_q = \frac{1}{24} \times \frac{ql^3}{0,85 \times E_{ij} \times I_{red}}$$

Soit $\beta_q = 0,001rad$

c / Rotation due aux forces de précontrainte

$$\beta_p = \frac{1}{24} \times \frac{P_c \times e_{op} \times L}{0,8 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

Soit $\beta_p = -0,034rad$

d / Rotation résultante

- Rotation en service à vide

$$\beta_v = \beta_g + \beta_p$$

$$\beta_v = -0,021\text{rad}$$

- Rotation en service en charge

$$\beta_{r,\max} = \beta_g + \beta_p + \beta_q = 0,020\text{rad}$$

On voit bien que la rotation maximale admissible est de $\beta = 0,024 \text{ rad} > \beta_{r,\max}$. La condition est vérifiée, donc il n'y a rien à craindre au point de vue de rotation.

V-11 / Vérification de section à l'état limite ultime

Les conditions limites de calcul sont :

- S'il y a du béton tendu, il est négligé ;
- Le diagramme de contrainte de calcul pour le béton est rectangulaire et la contrainte uniformément répartie sur une hauteur de $0,8y = \bar{\sigma}_b$
- Les contraintes limites de traction par le calcul des armatures passives comprimées et des câbles précontraints sont respectivement égales à :

$$\bar{\sigma}_{s,u} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{sp,u} = \frac{f_{peg}}{\gamma_s}$$

- Les contraintes de compression dans les armatures passives comprimées et des câbles de précontraints situés dans la zone de béton comprimé sont négligeables.
- Les déformations ou les contraintes de traction dans les armatures ou câbles de précontraint sont déterminées en fonction de la hauteur de la zone comprimée du béton α .

La condition de résistance doit vérifier la relation suivante : $M_u < M_{cpt}$

Où M_u : le moment ultimes dues aux actions extérieures ;

M_{cpt} : le moment de capacité portante de la pièce par rapport aux précontraints tendus.

V-11-1 / Position de l'axe neutre

Dans le cas où l'axe neutre tombe dans la table, nous avons l'inégalité suivant :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A'_{CP} + \bar{\sigma}_{s,u} A \leq \bar{\sigma}_b b h_0 + \bar{\sigma}'_s A' + \bar{\sigma}_{sp,u} A'^T_{CP} \quad \text{où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Pour $\gamma_b = 1,5$, $f_{c28} = 40\text{MPa}$ alors $\bar{\sigma}_b = 26,67\text{MPa}$

$$\bar{\sigma}_{s,u} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{sp,u} = \frac{f_{peg}}{\gamma_s} = 1383\text{MPa}$$

$$A_{CP}^T = n \times A_{CP} = 8 \times 1130 = 90,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{CP}'^T = 0$$

$$A = 0 \text{ et } A' = 0$$

Comme $b = 150 \text{ cm}$ et $h_0 = 10 \text{ cm}$ alors :

$$1383 \times 90,4 \times 10^{-4} > 26,67 \times 10 \times 150 \times 10^{-4}$$

$$12,5023 \text{ MN} > 4,0005 \text{ MN}$$

On peut dire que l'axe neutre tombe dans la nervure.

- Hauteur de la zone comprimée

L'équilibre statique permet d'avoir :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A_{CP}^T = \bar{\sigma}_b \times 0,8 \times y \times b_0 + \bar{\sigma}_b \times (b - b_0) \times h_0$$

$$\text{Alors } y = \frac{\bar{\sigma}_{sp,u} A_{CP}^T - \bar{\sigma}_b (b - b_0) h_0}{\bar{\sigma}_b \times 0,8 \times b_0}$$

$$\text{Ainsi } y = 1,785 \text{ m}$$

$$\text{et } \alpha = \frac{A_{CP}^T \bar{\sigma}_{sp}}{0,8 b d \bar{\sigma}_b}$$

$$\alpha = 0,20$$

- Hauteur relative de la zone du béton comprimé

Cette hauteur correspond à l'état de rupture du béton comprimé.

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}$$

$$\text{avec } w = 0,85 - 0,008 \bar{\sigma}_b = 0,64$$

$$\sigma_1 = \sup(\bar{\sigma}_{s,u}; \bar{\sigma}_{sp,u} + 400 - \sigma_{sp})$$

$$\sigma_{sp} = 1,02 \sigma_0 - 0,8 \Delta \sigma_{final}$$

$$\sigma_2 = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \sup(348 ; 761,23) = 761,23 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } \alpha_1 = 0,55$$

V-11-2 / Capacité portante de la section

$$M_{CP} = \bar{\sigma}_b b_0 \times (d - 0,4y) \times 0,8y + \bar{\sigma}_b \times (b - b_0) \times h_0 \times (d - 0,5h_0)$$

Nous trouvons $M_{CP} = 2051,968 \text{ Tm}$ et $M_U = 1809,01 \text{ T}$

D'où $M_U < M_{CP}$, la résistance à la flexion est assurée.

V-11-3 / Minimum des armatures transversales

La section des armatures minimales transversales est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,6 b_0 \frac{\gamma_s}{f_e}$$

A_t : Section d'armatures transversales ;

s_t : Espacement des armatures transversales ;

b_0 : Epaisseur de l'âme.

- Dans la zone médiane

Si nous décidons de prendre 2HA12 alors $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$.

Soit $s_t \leq 65,56 \text{ cm}$

Avec un minimum de $s_t \leq \min(1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0) = 72 \text{ cm}$.

Prenons $s_t = 40 \text{ cm}$.

- Dans la zone d'about

Avec 4HA12 alors $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ et $b_0 = 30 \text{ cm}$, on a $s_t \leq 87,34 \text{ cm}$

Avec un minimum de $s_t \leq \min(1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0) = 90 \text{ cm}$.

Comme on a un effort tranchant maximal aux abouts, prenons $s_t = 40 \text{ cm}$.

V-11-4 / Justification des armatures transversales

Dans les sections critiques (zone d'about) de la poutre, il faut que :

$$\tau_{red,u} = \frac{V_{red,u} s_A}{I_n b_n} \leq \bar{\tau}_u = \left[\frac{A_t}{s_t b_n} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \cot g \beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\tau_{red,u} = \frac{|V_u - \sum P_i \sin \alpha_i| s_A}{I_n b_n} = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{red,u}}{\sigma_x}$$

Soit $\tan 2\beta = 0,33$ alors $\cot g \beta = 5,84$.

Ainsi on obtient $\tau_u = 8,65\text{MPa} > \tau_{red,u}$

V-11-5 / Justification des bielles de béton

Cette condition est traduite, pour éviter tout calcul complémentaire, en une vérification de la contrainte de cisaillement sur les sections droites de l'ouvrage.

La condition à vérifier est :

$$\tau_{red,u} \leq \frac{0,85f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta$$

Avec $\sin 2\beta = 0,33$

Alors on a $0,85 \times 40 \times 0,33 / 3 \times 1,5 = 2,49\text{MPa} > 0,39\text{MPa}$.

La condition est vérifiée.

INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI : CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS

Les appareils d'appuis sont des équipements placés sous chaque poutre. Ces appareils, composés essentiellement de caoutchouc, ont la capacité de se distordre afin d'absorber les réactions venant du tablier.

Dans le cas courants, les appareils d'appuis utilisés sont des appareils d'appui STUP en élastomères frettés qui sont constitués par des plaques élastomères associées à des plaques intermédiaires en acier inoxydable ou non.

L'élastomère considéré est le néoprène.

Le principe de calcul est les suivants :

- Imposer les dimensions des appareils ;
- Calculer la répartition des efforts horizontaux connaissant les coefficients de souplesses des appuis ;
- Nous vérifions les contraintes et la stabilité des appareils.

VI-1 / Dimensionnement des appareils d'appuis

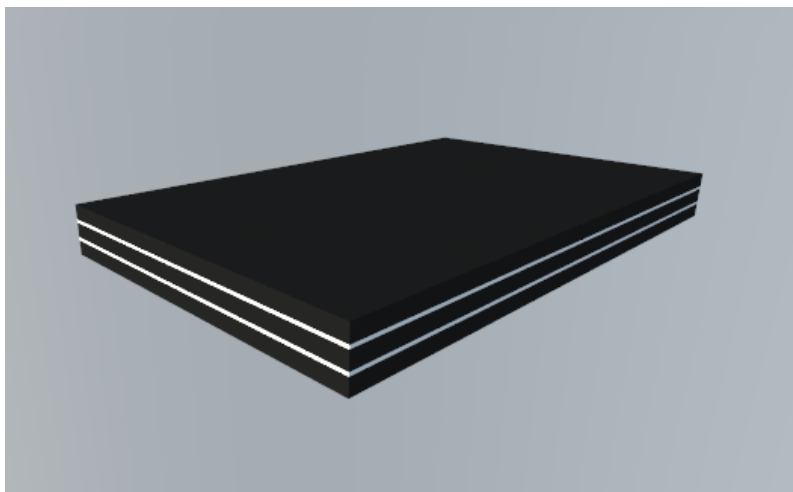


Figure 34 : Appareil d'appui

Les dimensions pour un appareil d'appui sont : $(a \times b \times n) (t + t_s)$, avec :

b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

a : côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

n : nombres de feuillets élémentaires d'élastomères ;

t : épaisseur de la couche élémentaire ;

t_s : épaisseur d'un frette intermédiaire ;

A : surface de l'appareil d'appui

e : épaisseur totale de l'appareil d'appui.

La dimension transversale de l'appareil d'appui est choisie aussi grande que possible, de manière à autoriser une plus grande rotation.

Chaque dimension est néanmoins contrainte à s'adapter au talon de la poutre.

Prenons alors :

$$b = 500\text{mm} ;$$

$$a = 400\text{mm} ;$$

$$n = 4 ;$$

$$t = 10\text{mm} ;$$

$$t_s = 3\text{mm} ;$$

$$e = 50\text{mm}.$$

On obtient alors la valeur du coefficient de forme par la formule :

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

Soit $\beta = 11,11$.

VI-2 / Distribution des efforts horizontaux aux appuis

Les efforts à considérer sont notamment :

- les réactions venant de la charge permanente et surcharge d'exploitation du tablier ;
- les efforts de freinage dus au mouvement des surcharges ;
- le retrait et raccourcissement du béton dû à la variation de température.

VI-2-1 / Effort de freinage

a / Coefficient de souplesse de chaque appui

- Coefficient de souplesse de la pile

➤ Colonne

$$\frac{1}{K_{col}} = \frac{h_c^3}{3nEI}$$

I : moment d'inertie d'une colonne de la pile ;

$$I = \frac{\pi \Phi^4}{64}$$

où $\Phi = 1,00\text{m}$, désigne le diamètre d'une colonne ;

n = 3 : nombre de colonne de la pile ;

$h_c = 8,5\text{m}$;

E_i : module d'élasticité instantanée du béton ayant pour expression :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

E_v : module d'élasticité différée du béton ayant pour expression :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Tableau 105 : Coefficient de souplesse pour la colonne

Souplesse	Instantanée	0,432
	Différée	1,285

➤ Chevêtre

$$\frac{1}{K_{ch}} = \frac{(h_{ch} + h_c)^3 - h_c^3}{3nEI_{ch}}$$

avec $I_{ch} = \frac{b_{ch}h_{ch}^3}{12}$

où $b_{ch} = 1,20\text{m}$ et $h_{ch} = 0,80\text{m}$ alors $I_{ch} = 0,051\text{m}^4$.

Tableau 106 : Coefficient de souplesse pour la chevêtre

Souplesse	Instantanée	0,128
	Différée	0,382

➤ Appareil d'appui

$$\frac{1}{K_{app}} = \frac{e_T}{nGab}$$

Avec G le module d'élasticité transversale de l'appareil d'appui ;

G (instantanée)=1,6 MPa ;

G (différée) = 0,80 MPa.

Tableau 107 : Coefficient de souplesse pour les appareils d'appui

Souplesse	Instantanée	0,521
	Différée	1,042

La somme des coefficients de souplesses de toutes ses composantes nous donne le coefficient de souplesse de la pile, soit :

Tableau 108 : Coefficient de souplesse pour la pile

Souplesse	Instantanée	1,081
	Différée	2,708

- Coefficient de souplesse des culées

Les coefficients de souplesse des culées sont égaux aux coefficients de souplesse des appareils d'appui.

b / Distribution des efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c 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.

- Freinage due à A(l)

Selon le fascicule 61, cette force a pour valeur :

$$H_f = \frac{A(l)}{20 + 0,0035 \times S}$$

Avec $S = 39,21 \times 7 = 274,47\text{m}^2$: désigne la surface de chaussée chargée ;

$A(l) = 0,933\text{T/m}^2$ équivaut à $A(l) = 256,08\text{T}$

Alors $H_f = 12,217\text{T}$.

- Freinage du au système B_c

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que nous pouvons placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Nous avons alors $H_f = 300\text{kN}$.

Pour la transmission des efforts de freinage au niveau de chaque appui, on appliquera la formule suivante qui est fonction des coefficients de souplesse de ces appuis :

$$H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \times H_f$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 109 : Effort de freinage due à la surcharge Bc et A(l)

	Bc		A(l)	
	Pile	Culée	Pile	Culée
Coefficient de souplesse	1,081	0,521	1,081	0,521
Coefficient de rigidité K_i	0,925	1,92	0,925	1,92
Effort développé H_f (kN)	300,00	300,00	122,17	122,17
Effort de freinage H_i (kN)	97,52	202,50	39,71	82,46

VI-2-2 / Effort du au retrait, au fluage et à la variation de température

Les différentes étapes de calcul sont résumées comme suit :

- Détermination de $d_i = \lambda \times X_i$: raccourcissement du tablier au niveau de l'appui où X_i : abscisse de l'appui considéré ;

- Détermination des déplacements de chaque appui par les formules :

$$U_0 = - \frac{\sum K_i d_i}{\sum K_i} : \text{Pour la culée}$$

$$U_1 = U_0 + d_i : \text{Pour la pile intermédiaire}$$

- Détermination de la distribution des efforts par $F_i = K_i U_i$;

Dans ces formules, K_i est la rigidité instantanée de l'appui i s'il s'agit de calculer la distribution des efforts dus à la variation des températures à court terme.

Les déformations relatives du tablier sont :

$\lambda_1 = 3.10^{-4}$ m/m : Phénomène dû au retrait et au fluage du béton ;

$\lambda_2 = 3.10^{-4}$ m/m : Phénomène dû à la variation de température à long terme;

$\lambda_3 = 2.10^{-4}$ m/m : Phénomène dû à la variation de température à court terme.

Après calcul, on résume les valeurs obtenues dans le tableau suivant :

Tableau 110 : Effort du au fluage, retrait et à la variation de température

Effort	Appui	$1/K_i$ (mm/T)	K_i (T/mm)	d_i (mm)	U_i (mm)	Effort horizontal encaissé par l'appui H_i (kN)
Retrait et fluage	Culée	1,0417	0,960	0,00	-3,268	-31,37
	Pile	2,7081	0,369	11,76	8,495	31,37
Température à court terme	Culée	0,5208	1,920	0,00	-2,549	-48,95
	Pile	1,0814	0,925	7,84	5,29	48,95
Température à long terme	Culée	1,0417	0,960	0,00	-3,268	-31,37
	Pile	2,7081	0,369	11,76	8,495	31,37

VI-3 / Vérification des appareils d'appui

L'appareil d'appui doit être vérifié vis-à-vis des efforts qui le sollicitent à savoir :

- Réaction du tablier provenant des charges permanentes et des surcharges

A(L), Bc et des surcharges de trottoirs ;

- Réaction provenant des efforts de freinage ;
- Variations linéaires dues à la température, au fluage et au retrait.

VI-3-1/ Descente de charge

Les charges verticales sur des appareils d'appui des poutres sont :

- Poids propre de la superstructure : $N_g = g \times L = 4642,50 \text{ kN}$;
- Surcharge A(L) : $N_{A(L)} = A(L) \times S \times l_c = 1280,40 \text{ kN}$ (l_c : largeur de la chaussée et S aire de la LI) ;
- Surcharge Bc30 : $N_{Bc} = \delta \times \sum P_i y_i = 989,80 \text{ kN}$;
- Surcharge des trottoirs : $N_t = q_t \times S = 2q \times l_t \times S = 58,80 \text{ kN}$

Soit $N_{\max} = 5981,70 \text{ kN}$

VI-3-2 / Vérification des appareils d'appui

Les charges et surcharges sollicitant un appareil d'appui sont rassemblées dans le tableau suivant (les efforts horizontaux sollicitant un appareil sont obtenus en divisant ceux encaissés par l'appui par le nombre d'appareil d'appui de cette dernière):

Tableau 111 : Efforts horizontaux et verticaux sur la culée et la pile

Appui	Effort verticaux		Effort horizontaux	
	Désignation	Effort (kN)	Désignation	Effort (kN)
Culée	Charge permanente max	1547,49	Retrait et fluage	10,46
	Charge permanente min	1547,49	Température à CT	16,32
	Charge d'exploitation max	446,41	Température à LT	10,46
	Charge d'exploitation min	0,00	Freinage	67,49
Pile	Charge permanente max	1547,49	Retrait et fluage	10,46
	Charge permanente min	1547,49	Température à CT	16,32
	Charge d'exploitation max	446,41	Température à LT	10,46
	Charge d'exploitation min	0,00	Freinage	32,51

Nous allons procéder au diverses vérifications, à savoir :

- La limitation de contrainte moyenne de compression

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} < 15MPa$$

- Condition de non cheminement

$$\frac{N}{ab} > 2MPa$$

- Condition de non glissement

$$H < fN_{max}$$

où H = 202,50kN : effort horizontal maximal appliqué à l'appareil d'appui.

f : coefficient de frottement ayant pour expression :

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,10$$

$$fN_{max} = 598,10kN > H = 202,50kN$$

La condition de non glissement est donc vérifiée.

- Vérification de l'épaisseur des frettes

$$t_s \geq \max\left(\frac{a\sigma_m}{\beta\sigma_e}; 2mm\right)$$

$$t_s \geq \max(2,679\text{mm}; 2\text{mm})$$

Avec $t_s = 3\text{mm}$, la condition est vérifiée.

– Vérification des contraintes de cisaillement

- Contrainte de cisaillement due à l'effort vertical

$$\tau_N = \frac{1,5N}{\beta ab}$$

- Contrainte de cisaillement due au retrait, fluage et variation de température

$$\tau_{H_1} = \frac{Gu_1}{e_t} < 0,5G = 0,4\text{MPa pour } G = 0,8\text{MPa}$$

u_1 : déformation de l'appareil d'appui due à ces trois termes ;

e_t : épaisseur totale de l'appareil d'appui ;

$G = 0,8\text{MPa}$: Module d'élasticité transversale différée.

- Contrainte de cisaillement due à l'effort de freinage

$$\tau_{H_2} = \frac{H_f}{ab}$$

Alors

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} < 0,7G = 0,56\text{MPa}$$

- Contrainte de cisaillement due à la rotation des appareils d'appui

$$\tau_d = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{\alpha_T}{n} < \tau_N$$

Où :

n : le nombre de feuillets élémentaires d'élastomère, $n=4$;

t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire, $t=10\text{ mm}$;

α/n : Angle de rotation, exprimé en radian d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

Compte tenu des calculs dans l'étude de la poutre principale, les rotations aux appuis sont :

Due à l'imperfection de la pose des poutres : $0,001\text{ rad}$;

Due aux charges permanentes : $-0,021\text{rad}$;

Due aux charges d'exploitation maximale : $0,001\text{ rad}$;

Due aux charges d'exploitation minimale : 0 rad ;

La somme de toutes ces contraintes de cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_d < 5G = 4\text{MPa}$$

Pour les vérifications des appareils d'appui, nous allons considérer trois cas :

Cas1 : charge permanente + retrait et fluage + température de courte durée ;

Cas2 : charge permanente + charge d'exploitation maximale + retrait et fluage + température de longue durée ;

Cas3 : charge permanente + charge d'exploitation minimale + retrait et fluage + température de longue durée.

CHAPITRE VII : CALCUL DE LA CULEE

Les diverses pièces principales de la culée sont montrée dans la figure ci-dessous :

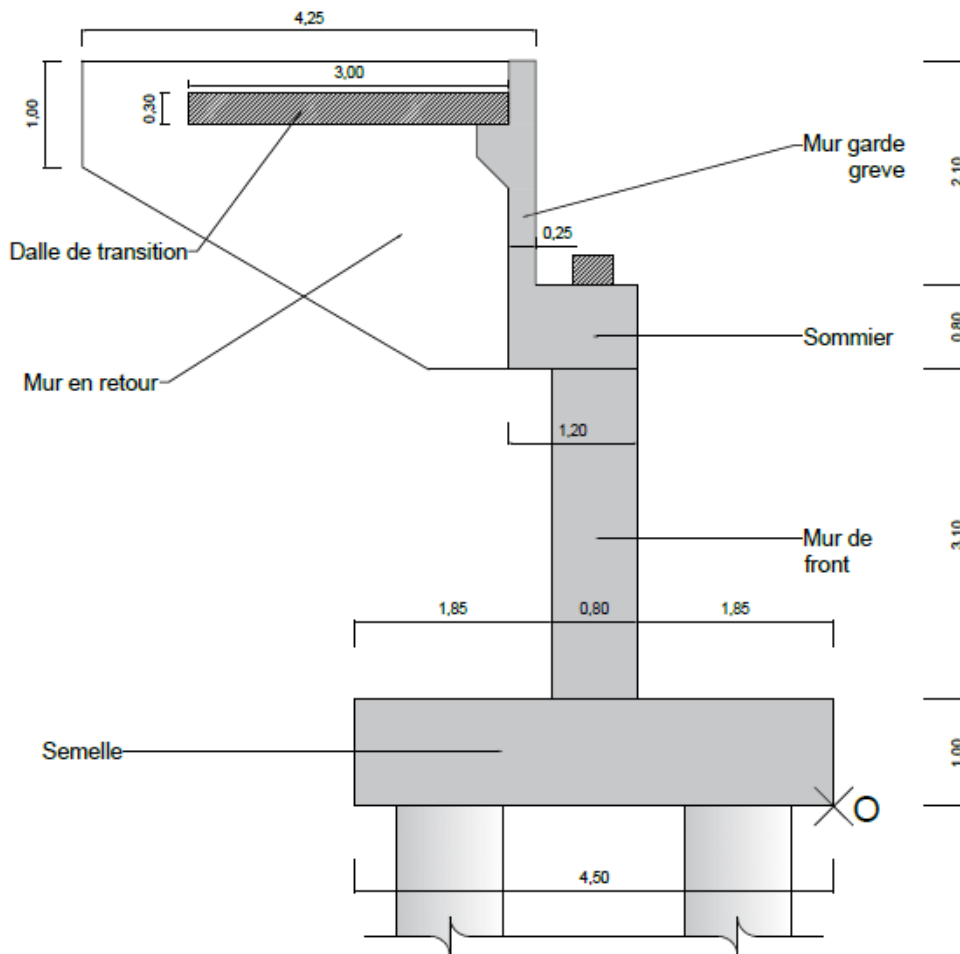


Figure 35 : Vue en élévation de la culée

VII-1 / Stabilité de la culée

La culée est stable vis-à-vis du renversement si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_S : somme des moments qui tendent à stabiliser la culée ;

M_R : somme des moments qui tendent à renverser la culée.

VII-1-1 / Moment stabilisant

C'est le moment qui maintient la stabilité de la structure. Ce moment est engendré par les charges verticales venant des éléments structuraux de la culée ainsi que celles du tablier par rapport à un point O situé à la base de la semelle.

a / Poids propre des éléments de la culée

Les poids des éléments qui composent la culée sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 112 : Volume et poids de chaque élément de la culée

Désignation	Volume (m ³)	Poids (T)
Mur garde grève	5,67	14,18
Sommier	8,64	21,60
Mur en retour	4,68	11,70
Mur de front	22,32	55,80
Semelle de liaison	42,75	106,88
Dalle de transition	8,10	20,25
Total	92,16	230,40

Grace au bras de levier pris par rapport au point O, ces poids vont engendrer un moment dont les résultats sont les suivantes :

Tableau 113 : Moment du poids des éléments par rapport au point O

Désignation	Poids (kN)	Bras de levier	Moment (kN.m)
Mur garde grève	141,75	2,93	415,33
Sommier	216,00	2,45	529,20
Mur en retour	117,00	3,925	459,25
Mur de front	558,00	2,25	1255,50
Semelle de liaison	1068,75	2,25	2404,69
Dalle de transition	202,50	4,55	921,38
Total	2304,00		5985,34

$$M_{S1} = 5985,34 \text{ kN}$$

b / Action de la superstructure

Cette action est provoquée par :

- Le poids propre de la superstructure : $R_g = g \times L/2$

$$R_g = 118,38 \times 39,21/2 = 2320,84 \text{ kN ;}$$

- La surcharge A(L) : $R_{A(L)} = A(L) \times l_c \times L/2$

$$R_{A(L)} = 9,33 \times 7,00 \times 39,21/2 = 1280,40 \text{ kN ;}$$

- La surcharge $B_{c30} : R_{Bc} = \delta \times \Sigma P_i y_i$
 $R_{Bc} = 1,081 \times 915,60 = 989,76 \text{ kN} ;$

- La surcharge des trottoirs : $R_t = 2q_t \times l_t \times L/2$

$R_t = 2 \times 1,50 \times 1,00 \times 39,21/2 = 58,82 \text{ kN}$

Soit $R_{\max} = R_g + \max (R_{Bc} ; R_{A(L)}) + R_{A(t)} = 3660,06 \text{ kN}$

Le moment stabilisant dû à cette action par rapport à O a pour valeur :

$M_{S2} = 3660,06 \times 2,25 = 8236,13 \text{ kN.m}$ soit $M_{s2} = 915,13 \text{ kN/m}$ pour une longueur $L = 9,00 \text{ m}$

VII-1-2 / Moment renversant

Il s'agit du moment qui tend à renverser l'ouvrage. Ce moment provient de :

- la poussée de terre créée par les remblais qui s'appuient derrière le mur garde grève et mur de front ;
- la force de freinage provoquée sur le tablier ;
- la déformation du béton.

a / Poussée de terre

Cette poussée est modélisée comme suit :

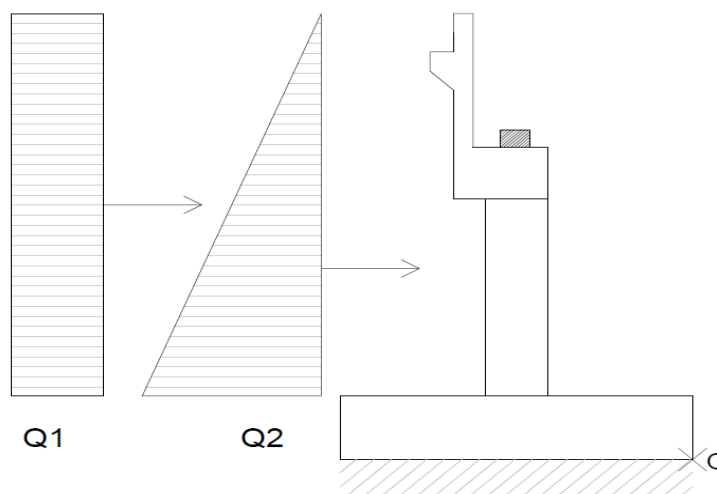


Figure 36 : Modélisation de la poussée de terre

L'effort dû à la charge créée par les remblais est établi par les relations suivantes :

$$Q_1 = q_0 H \quad \text{et} \quad Q_2 = \frac{q_1 H}{2} \quad \text{dont} \quad q_0 = k_{aq} q \quad \text{et} \quad q_1 = \gamma_h k_{ay} H$$

où :

k_{aq} : Coefficient de poussée de surcharge du remblai ;

k_{ay} : Coefficient de poussée du remblai ;

$\gamma_h = 18\text{kN/m}^3$: Poids volumique humide ;

$\phi = 22^\circ$: Angle de frottement interne ;

$q = 10\text{kN/m}^3$: Surcharge du remblai ;

$H = 6,00\text{m}$: Hauteur du mur de garde grève (hg) + Hauteur du mur de front (hf) + Hauteur du sommier

On a

$$k_{ay} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0,455 = k_{aq}$$

Soit $q_0 = 4,55\text{kN/m}^2$ et $q_1 = 49,14\text{kN/m}^2$

Alors $Q_1 = 27,30\text{kN/m}$ et $Q_2 = 147,41\text{kN/m}$

Les moments créés par ces poussées par rapport au point O sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 114 : Moment provoqué par la poussée de terre par rapport à O

Désignation	Force (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kN.m)
Poussée Q_1	27,30	4,00	109,19
Poussée Q_2	147,41	3,00	442,22
Total			551,41

Soit $M_{r1} = 551,41\text{kN.m/m}$

b / Force due au freinage et déformation du béton

La force de freinage est de $202,48\text{kN}$ équivaut à $22,50\text{kN/ml}$

La force due au raccourcissement du tablier : $62,74\text{kN}$ soit $6,97\text{kN/ml}$.

Comme ces forces sont appliquées au sommet de la culée et le bras de levier est pris par rapport à la base de la semelle de liaison alors les moments auront pour valeur :

$$M_{\text{Freinage}} = F_{\text{Freinage}} \times (H + H_{\text{semelle}}) = 202,48 \times (6,00 + 1,00) = 157,50\text{kNm}$$

$$M_{\text{Raccourcissement}} = F_{\text{Racc}} \times (H + H_{\text{semelle}}) = 62,74 \times (6,00 + 1,00) = 48,79\text{kNm}.$$

Soit $M_{r2} = 206,29\text{kN.m/m}$.

On peut finalement procéder à la vérification de la stabilité avec :

$$M_s = 665,04 + 915,13 = 1580,17 \text{ kNm/m}$$

$$M_r = 551,41 + 206,29 = 757,77 \text{ kNm/m}$$

$$\text{D'où } \frac{1580,17}{757,77} \geq 2,08$$

Le résultat nous montre que le renversement n'est pas à craindre.

Passons alors au dimensionnement de chaque élément de la culée.

VII-2 / Mur garde-grève

Les dimensions du mur garde-grève sont les suivantes :

Longueur = 9,00m ;

Hauteur = 2,10m ;

Epaisseur = 0,25m.

VII-2-1 / Calcul des sollicitations

Le mur garde-grève est supposé encastré au niveau du sommier. Les forces qui lui sont soumises sont les suivantes :

- poussée de terre ;
- poussée due à la surcharge des remblais ;
- force de freinage.

a / Poussée de terre

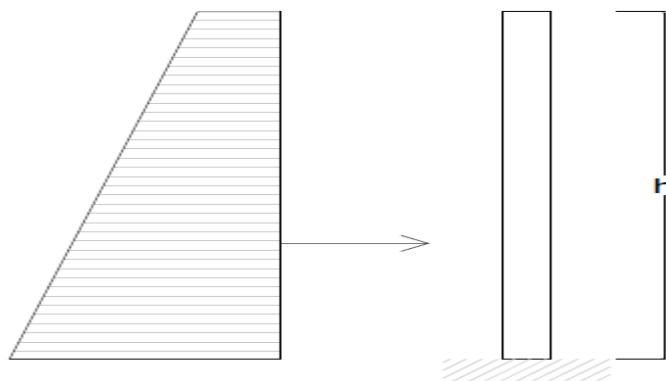


Figure 37 : Modélisation de la poussée de terre

La poussée de terre suit une répartition linéaire croissante dont l'intensité est :

$$q_i = k_{a\gamma} \gamma_h h + q k_{aq}$$

Avec :

$$k_{aq} = 0,455$$

$$k_{a\gamma} = 0,455 ;$$

$$\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3 ;$$

$$\varphi = 22^\circ ;$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^3 ;$$

$$q_i = 8,19h + 4,55$$

La valeur de la charge totale s'obtient en intégrant l'expression de q_i pour une valeur de z partant de 0 jusqu'à $h_g = 2,10 \text{ m}$

$$\text{Soit } Q_i = \int_0^{2,1} (8,19z + 4,55) dz = 27,61 \text{ kN/ml}$$

Le moment fléchissant engendré par cette poussée a pour expression :

Avec différents centre de gravité, le calcul du moment en prendra conséquence :

Ainsi $M_p = 19,33 \text{ kNm/ml}$.

b / Poussée due à la surcharge des remblais

La sollicitation la plus défavorable est l'effet de l'essieu arrière de 12 T de camions type Bc30. Cette charge uniforme est répartie sur une surface rectangulaire de $0,25 \times 0,75 \text{ m}^2$ et se diffuse sous un angle de 45° .

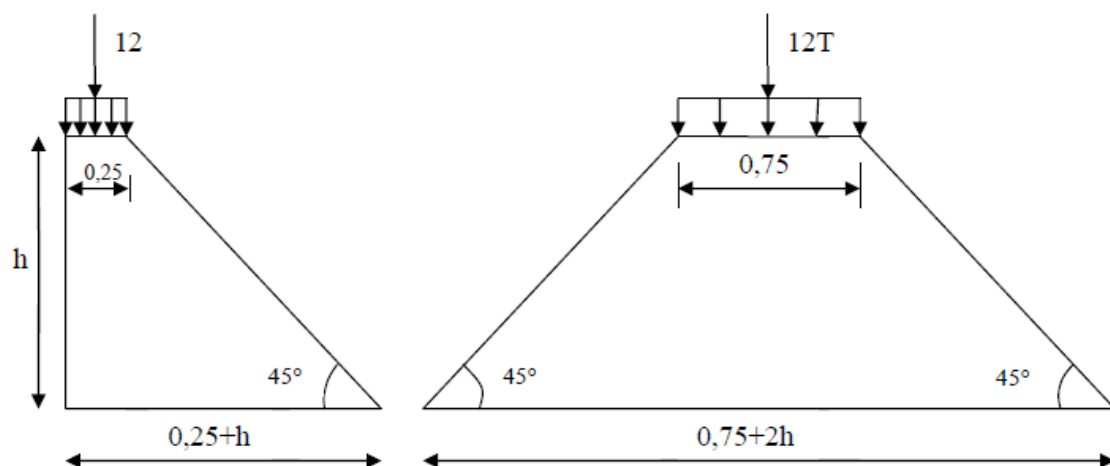


Figure 38 : Modélisation de la poussée due au surcharge des remblais

Le moment fléchissant dû à cette surcharge a pour expression :

$$M_{remblai} = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - z}{0,25 + z} dz$$

dont : $K = k_{ay} \times q \times \delta \times b_c$

$\delta = 1$: Coefficient de majoration dynamique pour le cas de charge remblai ;

$q = 10,00 \text{ kN/m}^3$: Surcharge de remblai ;

$b_c = 1,1$: pour deux voies chargées.

Soit $K = 5,00$

Après calcul, on obtient $M_{remblai} = 38,18 \text{ kNm/m}$

L'effort tranchant est défini par :

$$V_{remblai} = \int_0^h 12K(0,25 + z) dz$$

Soit $V_{remblai} = 163,80 \text{ kN}$ équivaut à $V_{remblai} = 18,20 \text{ kN/ml}$

c / Force de freinage

Il s'agit d'interpréter l'effet provoqué par le camion B_c sur le mur garde grève. Le moment de cette force a pour expression:

$$M_f = \frac{60h}{0,25 + 2h} q$$

Soit $M_f = 28,31 \text{ kNm/ml}$

L'effort tranchant vaut $V_f = 60 \text{ kN}$ soit $V_f = 6,67 \text{ kN/ml}$.

VII-1-2 / Armatures

- Combinaison d'action :

ELU :

$$M_u = 1,35M_p + 1,5 \times 1,07(M_q + M_f)$$

$$V_u = 1,35V_p + 1,5(V_q + V_f)$$

ELS :

$$M_s = M_p + 1,2(M_q + M_f)$$

$$V_s = V_p + 1,2(V_q + V_f)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 115 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Moment (kNm/ml)	Effort tranchant (kNm/ml)
ELU	132,81	77,19
ELS	99,12	57,45

a / Armatures verticales

Avec comme cas de fissuration préjudiciable.

$b = 100\text{cm};$

$h = 30\text{cm};$

$d = 27\text{cm};$

$f_{c28} = 30\text{MPa};$

$f_e = 400\text{MPa};$

$A_{ser} = 19,4\text{cm}^2$ et $A_{min} = 3,72\text{cm}^2$

Pour 7HA20, $A_{réel} = 21,99\text{cm}^2$ et les aciers sont espacés de 14cm.

b / Armatures horizontales

Par définition $A_t = A / 3$

Soit $A_t = 7,33\text{m}^2$

Prenons 10HA10 = $7,85\text{cm}^2$

c / Vérification à l'effort de cisaillement

La nécessité des armatures transversale ne doit pas requies si la contrainte tangentielle vérifie la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour $V_u = 0,077\text{MN}$ alors $\tau_u = 0,29\text{MPa}$

Et de plus, $\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{30}{1,5} = 1,4\text{MPa} > 0,29\text{MPa}$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII-3 / Mur en retour

Les murs en retour sont des voiles en BA destinés à soutenir les remblais contigus de l'ouvrage dans le sens transversal du pont. Ils sont encastres avec le mur garde-grève et le sommier formant ainsi un système unique et rigide.

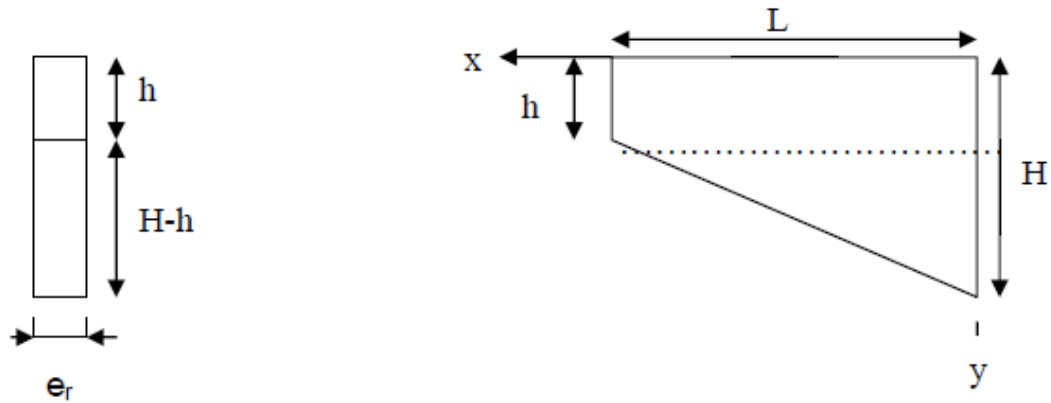


Figure 39 : Vue en élévation du mur en retour

Ses dimensions sont :

$$H_r = 2,90\text{m} ;$$

$$h_r = 1,00\text{m} ;$$

$$e_r = 30\text{cm} ;$$

$$L_r = 4,00\text{m}.$$

VII-3-1 / Calcul des sollicitations

Ce mur est sollicité par :

- son poids propre ;
- la poussée du remblai ;
- une charge verticale de 4 T et une charge horizontale de 2 T est appliques a l'extrémité du mur.

Ces deux charges sont conventionnelles et permettent de présenter :

- Les actions appliquées au cours de la construction ;
- Les poussées sur le mur dues aux charges locales sur remblai ;
- Les surcharges accidentelles appliquées au mur en retour.
- Sollicitations dues aux charges verticales :
 - Poids propre du mur en retour : $P = 2,5L_re_r\left(\frac{H_r + h_r}{2}\right)$

$$P = 58,50\text{kN}$$

Le moment fléchissant à l'encastrement vaut :

$$M = 4(L_r - x_G) + Px_G$$

Avec x_G : Position du centre de gravité du mur par rapport à l'axe ox

$$x_G = \frac{L_r}{3} \left(\frac{2h_r + H_r}{H_r + h_r} \right) = 1,675\text{m}$$

Alors, on a $M = 191,00\text{kNm}$

$$\text{et } V = P + 4 = 98,50\text{kN}$$

- Sollicitation due aux charges horizontales

Il s'agit de :

- une charge concentrée de 2 T
- une charge uniformément réparties sur toute la surface du mur d'intensité $(y_G + 0,5)\text{T/m}^2$

$$\text{avec } y_G = \frac{\left(\frac{H_r - h_r}{3}\right)(H_r - h_r) + h_r H_r}{H_r + h_r} = 1,052\text{m}$$

Le moment a pour expression : $M = (y_G + 0,5)Sx_G + 2L_r$

$$\text{avec } S = L_r \frac{(H_r + h_r)}{2}$$

Alors $S = 7,80\text{m}^2$

et $M = 282,81\text{kNm}$

Effort tranchant

$$V = (y_G + 0,5) \times S + 2$$

$$V = 141,07\text{kN}$$

Récapitulons les combinaisons d'action aux états limites dans le tableau suivant :

Tableau 116 : Charge horizontale et verticale à l'ELU et à l'ELS

	Charge verticale		Charge horizontale	
	M (kN.m)	V (kN)	M (k N.m)	V (kN)
ELU	348,30	132,98	381,80	190,44
ELS	258,00	98,50	282,81	141,07

VII-3-2 / Armatures

a / Armature pour les forces verticales

- Longitudinal

$$M_{\text{ser}} = 258,00 \text{ kNm/ml}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$A_{\text{ser}} = 13,9 \text{ cm}^2, \text{ soit } 10\text{HA}14 = 15,39 \text{ cm}^2$$

- Armature de repartition

$$A_r = A / 3 = 5,13 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 7\text{HA}10 = 5,50 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de l'effort de cisaillement

Comme dans le cas précédent, la condition suivante doit être vérifiée sinon on aura besoin d'armature transversale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour $V_u = 0,132 \text{ MN}$ alors $\tau_u = 0,544 \text{ MPa} < 1,4 \text{ MPa}$ (valeur calculée précédemment).

La condition est vérifiée.

b / Armature pour les forces horizontales

- Longitudinale

$$M_{\text{ser}} = 282,81 \text{ kNm/ml}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$A_{ser} = 15,3\text{cm}^2$. Soit $10\text{HA}14 = 15,39\text{cm}^2$

- Armature de répartition

$A_r = A / 3 = 5,13\text{cm}^2$. Soit $7\text{HA}10 = 5,50\text{cm}^2$.

- Vérification de l'effort de cisaillement

Avec $V_u = 0,190\text{MN}$ alors $\tau_u = 0,783\text{MPa} < 1,4\text{MPa}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII-4 / Mur de front

VII-4-1 / Calcul des sollicitations

Le mur de front est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre ;
- Action du tablier sous les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ;
- Action due au freinage et au raccourcissement ;
- Poussée de terre ;

a / Poussée de terre

La poussée de terre est modélisée de la manière suivante :

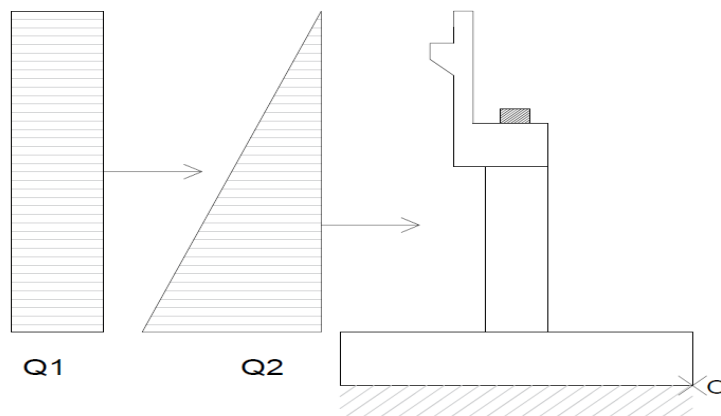


Figure 40 : Modélisation de la poussée de terre

Les intensités de Q_1 et Q_2 comme calculés précédemment sont respectivement :

$Q_1 = 27,30\text{kN/m}$ et $Q_2 = 147,41\text{kN/m}$.

Avec comme bras de levier pris par rapport au point d'encastrement de la base du mur de front, on a :

$$M_{\text{Poussée}} = (27,30 \times 6,00 / 2) + (147,41 \times 6,00 / 3) = 349,42 \text{ kNm/m}$$

b / Force due au freinage et à la déformation du béton

Avec un point d'application au sommet de la culée, ces forces entraîneront un moment d'intensité :

$$M_{\text{Freinage}} = 22,50 \times 6,00 = 135,00 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Raccourcissement}} = 6,97 \times 6,00 = 41,82 \text{ kNm/m}$$

c / Action du tablier et du poids de la culée

Le tablier et la culée (sans semelle) vont transmettre un effort normal de compression au mur de front.

Soit $N_{\text{permanente}}$ la charge permanente transmise par les poids de ces éléments.

$$N_{\text{permanente}} = 2321,20 + 1235,25 = 3556,45 \text{ kN équivaut à } N_{\text{permanente}} = 395,16 \text{ kN/m.}$$

Soit $N_{\text{exploitation}}$ la surcharge d'exploitation venant de la superstructure. Son intensité est de :

$$N_{\text{exploitation}} = \max(R_{\text{Bc}} ; R_{\text{A(L)}}) + R_{\text{A(t)}} = \max(989,76 ; 1280,40) + 58,82 = 1339,22 \text{ kN équivaut à } N_{\text{exploitation}} = 148,80 \text{ kN/m}$$

La combinaison de ces sollicitations est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 117 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

	Moment fléchissant (kNm/ml)	Effort normal de compression (kN/ml)
ELU	755,51	772,29
ELS	561,60	543,96

VII-4-2 / Armatures

a / Armature longitudinale

La section des armatures se calcule par mètre linéaire de base et par mètre linéaire de hauteur.

- Effort de compression centré maximal supporté par le béton

$$N_{b\text{max}} = bh f_{bc} = 14400 \text{ kN pour un } f_{c28} = 30 \text{ MPa et } f_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

- Coefficient de remplissage

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b\text{max}}} = \frac{772,29}{14400} = 0,053$$

- Comme $\Psi_1 < 0,81$ alors déterminons l'excentricité critique

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,165$$

- Calcul de l'excentricité e

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,98m$$

- Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi h = 0,17m$$

Comme $e > e_{NC}$, alors la section est partiellement comprimée.

On déterminera les armatures de la pièce en flexion simple soumise à un moment fictif dont la formule est :

$$M_{ufictif} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ufictif} = 1119,82kNm/ml$$

On obtient alors $A_{sfictif} = 34,8cm^2$

La section réelle d'aciers comprimés est la section trouvée ci-dessus ;

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{sfictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$$

$$A_s = 0,00348 - 0,772 \times 1,15 / 400 = 0,00125m^2$$

Après calcul $A_s = 12,59cm^2$. Cette valeur doit être supérieure à l'armature donnée par la règle du millièrme et la condition de non fragilité qui s'écrivent :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

On a ainsi $A_{smin} = 10,71cm^2$.

Soit $A_s = 12,59cm^2$. Prenons 12HA12 = 13,57cm²

Comme $e > e_{NC}$, nous n'avons pas besoin de vérifier la section d'armatures A_s par rapport à la section du béton car l'état ultime peut ne pas être atteint.

b / Armature de répartition

$A_r = A / 3 = 4,19cm^2$. Soit 6HA10 = 4,70cm².

c / Vérification de la contrainte tangentielle

Avec la condition à respecter : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ où $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ et $\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec $V_u = 0,28 \text{ MN}$ alors $\tau_u = 0,36 \text{ MPa} < 1,4 \text{ MPa}$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

VII-5 / Semelle sous culée

VII-5-1 / Semelle sous culée

Poids propre :

– Culée : 2304,00kN

Charges transmises par la superstructure :

- Charge permanente : 2321,20kN ;
- Charge d'exploitation : 1339,22kN.

Ainsi la charge à prendre en compte est :

A l'ELU : $N_u = 8252,85 \text{ kN}$;

A l'ELS : $N_s = 5964,42 \text{ kN}$.

VII-5-2 / Disposition constructive

a / Nombre de pieu sous semelle

Le nombre de pieux sous culée est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{N_u}{Q_1} \gamma_{PP} \text{ avec } \gamma_{PP} = 1,6 \text{ pour les pieux sous culée}$$

$Q_1 = 4428,86 \text{ kN}$ Pour un diamètre de pieux égal à 1000mm.

Après calcul, nous avons $n = 3,024$ pieux soit $n = 4$ pieux

Pour un fonctionnement correct de la bielle, nous admettons que son angle d'inclinaison est défini par : $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. Prenons $\theta = 50^\circ$.

b / Distance entraxe des pieux

Elle est donnée par la formule :

$$b' = \frac{D_p}{2} + \frac{2h}{\tan \theta}$$

Où $D_p = 0,80 \text{ m}$: épaisseur du mur de front ;

$h = 1,00 \text{ m}$: la hauteur de la semelle ;

Tout calcul fait, nous obtenons : $b' = 1,80 \text{ m}$, prenons $b' = 2 \text{ m}$.

c / Hauteur utile des armatures tendues

$$0,5 \left(b' - \frac{D_P}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(b' - \frac{D_P}{2} \right)$$

Soit $0,80 \leq d \leq 1,12$

Prenons $d = 1,00$ m.

d / Etat limite ultime de la compression de la bielle

Les charges verticales appliquées à la semelle donnent naissance à des lignes de tensions au niveau de celui-ci en qui peuvent être modélisée par des bielles.

Il est alors nécessaires de vérifier chaque point de contact c'est-à-dire la base du mur et les têtes de pieu vis-à-vis de la compression afin d'assurer la bonne transmission d'effort.

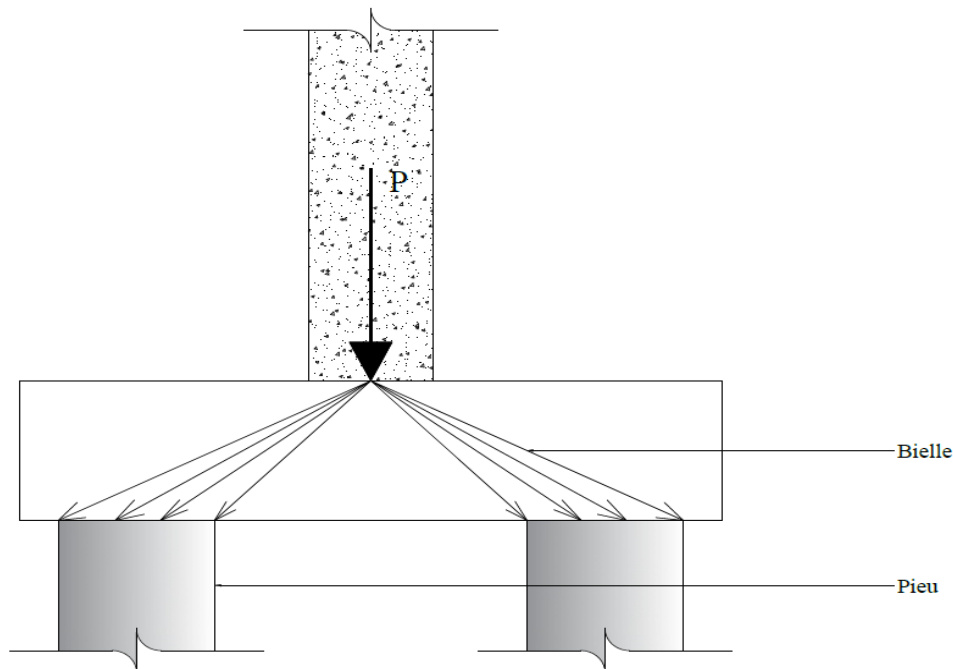


Figure 41 : Transmission des efforts de compression du mur la semelle

- Au niveau de la base de la culée

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{N_{uf}}{S_P \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{c28}$$

Où $S_P = 0,80 \times 9,00 = 7,20 \text{ m}^2$: section du mur de front sur la culée ;

$N_{uf} = (8252,85 - 1,35 \times 1068,80) = 6809,97 \text{ kN}$: Charges transmises à la semelle par la culée.

Après calcul, nous avons : $1,63 \text{ MPa} \leq 27 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée.

- Au niveau de la tête du pieu

Nous devons vérifier la relation suivante :

$$\frac{1}{3S_0} \left(1,35G_{semelle} + \frac{N_{uf}}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0,9f_{c28}$$

S_0 : section du pieu ;

$G_{semelle}$: poids propre de la semelle

Tout calcul fait, nous avons : $5,58 \text{ MPa} \leq 27 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée.

e / Etat limite de cisaillement du béton

Nous désignons par τ_{u0} la contrainte tangentielle conventionnelle qui doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{u0} \leq 1,5f_{t28} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u0} = \frac{P_u}{2b_s d} = \frac{8252,85}{2 \times 4,50 \times 0,97} = 945,34 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \text{ soit } \tau_{u0} = 0,94 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, le cisaillement du béton n'est pas à craindre

f / Etat limite de résistance

- Armature principale

Pour notre cas, la fissuration est préjudiciable. Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle. La section des armatures doit être majorée de 50% afin de respecter l'état limite d'ouverture des fissures.

La section d'armature est donnée par la relation suivante :

$$A = \frac{1,5N_u}{2 \frac{f_e}{\gamma_s} \tan \theta}$$

Après majoration, nous trouvons $A = 179,18 \text{ cm}^2$. Soit $A = 15\text{HA}40 = 188,50 \text{ cm}^2$.

- Armature complémentaire

Elles sont destinées en partie, de reprendre les éventuels moments de torsion résultant des écarts d'implantation.

- Armature supérieure

$$A' \geq 10\%A = 17,92 \text{ cm}^2$$

Soit $A' = 12\text{HA}14 = 18,47 \text{ cm}^2$.

- Armature transversale

Ces armatures sont constituées par des cadres ou étriers intérieurs répendant sur une longueur égale d. elles ont un pourcentage de :

$$\begin{cases} \frac{A_v}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_{u_0}}{f_{t28}} \times \frac{A}{db} \\ A_v \geq 0,20 \frac{A}{bd} \end{cases}$$

Tout calcul fait, nous avons $A_v = 15,27 \text{ cm}^2$ et $A_v \geq 3,76 \text{ cm}^2$

Prenons $A_v = 10\text{HA}14 = 15,39 \text{ cm}^2$.

- Armature horizontale

Les armatures horizontales sont constituées par des cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section totale est égale à :

$$A_h = \left[\frac{1}{4} \frac{\tau_{u_0}}{f_{t28}} \right] \times A - A'$$

Avec une section minimale à respecter qui est égale à $10\%A$:

Après calcul, nous obtenons :

$$A_h = - 0,116 \text{ cm}^2 \text{ et } 10\%A = 15,079 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 10\text{HA}14 = 15,39 \text{ cm}^2$.

- Armature de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de la semelle. Leur section est d'au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur du parement. Prenons $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PILE

VIII-1 / Détermination des efforts appliquées sur la pile

VIII_1_1 / Efforts verticaux

- Poids propre de la pile
 - Chevêtre : $0,80 \times 1,20 \times 9,00 \times 25 = 216,00\text{kN}$
 - Colonne : $3 \times 3,14 \times (1,00^2 / 4) \times 8,50 \times 25 = 500,69\text{kN}$
 - Semelle de liaison : $9,50 \times 4,50 \times 1,00 \times 25 = 1068,75\text{kN}$
- Réaction du tablier

$$\text{Poids propre du tablier : } g \times L = 4642,40\text{kN}$$

$$\text{Surcharge } A(L) : R_{A(L)} = A(L) \times S \times l_c = 1280,40\text{kN}$$

$$\text{Surcharge } B_{c30} : R_{Bc} = \delta \times \Sigma P_i y_i = 989,80\text{kN}$$

$$\text{Surcharge des trottoirs : } R_t = q_t \times S = 2q \times l_t \times S = 58,80\text{kN}$$

$$\text{Soit } R = 5981,60\text{kN}$$

VIII-1-2 / Efforts horizontaux

- Effet du vent

La pression du vent est prise égale à $4,00\text{kN/m}^2$ pour le vent extrême et $2,50\text{kN/m}^2$ pour le vent normal.

- Vent sur le tablier : $4,00 \times 39,21 \times 2,18 = 341,91\text{kN}$
- Vent sur chevêtre : $4,00 \times 0,80 \times 1,20 = 3,84\text{kN}$
- Vent sur les colonnes : $4,00 \times 3,14 \times 1,00 \times 8,50 = 106,76\text{kN}$
- Effet du freinage : $97,52\text{kN}$
- Effet dû au retrait, fluage et variation de la température : $62,74\text{kN}$
- Effet du courant :

Le courant exerce sur la partie immergée une action hydrodynamique. La valeur de la résultante R des actions hydrodynamiques est : $R = \rho K S V^2$.

ρ : Masse volumique de l'eau en kg/m^3 ;

$K = 0,4$: Coefficient ;

$S = 6,109 \times \pi \times 1 = 19,192 \text{ m}^2$: Surface de la pile frappée par le courant

(PHEC = 6,109 m) ;

$V = 2,539 \text{ m/s}$ (vitesse du courant d'après l'étude hydraulique).

$$R = 4,00 \times 19,192 \times 2,539^2 \times 1000 = 49488,65 \text{ N} = 49,49 \text{ kN}$$

VIII-2 / Stabilité au renversement de la pile

Nous devons vérifier la stabilité dans le sens transversal et longitudinale du pont.

L'étude de ces deux stabilités se fait par rapport à la base de la semelle en respectant la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Avec

M_S : Moment stabilisant ;

M_R : Moment renversant.

La combinaison la plus défavorable qui tend à renverser la pile est celle où il y a vent extrême entraînant l'absence de surcharge d'exploitation.

Soit la figure suivante :

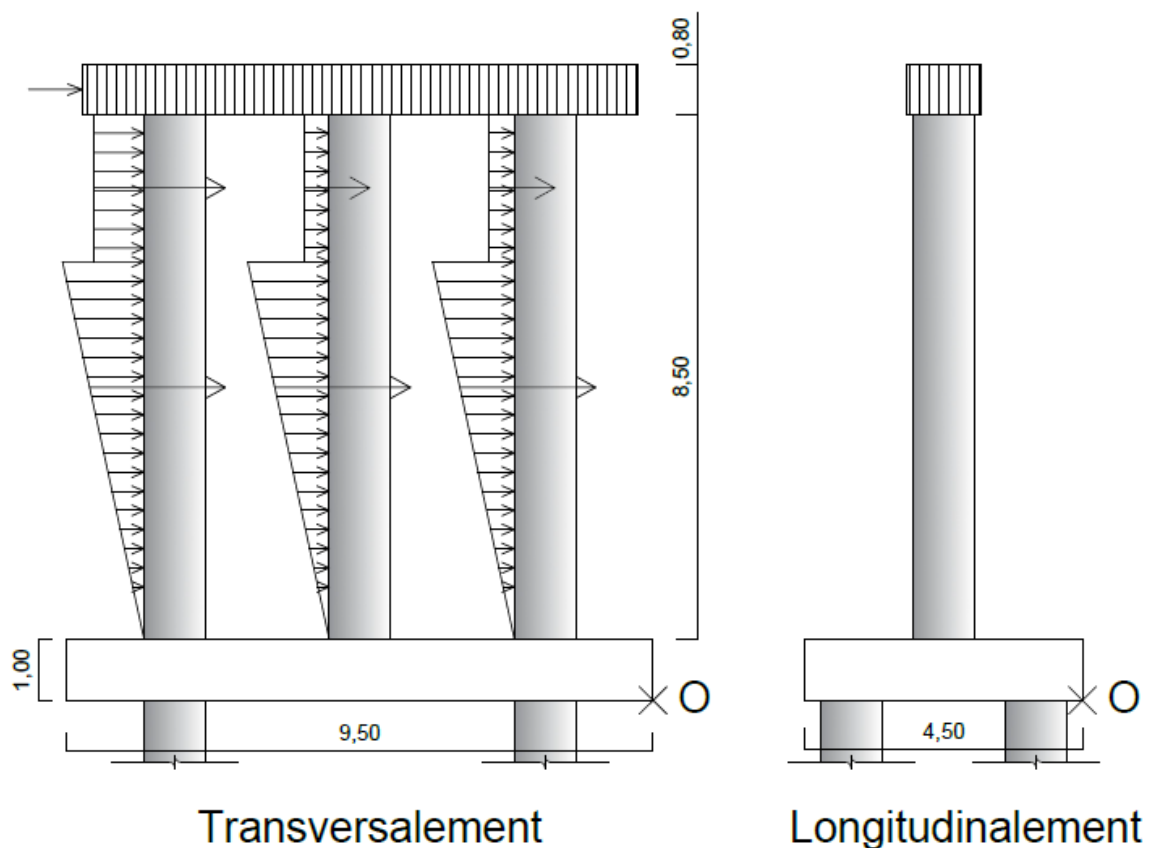


Figure 42 : Modélisation des efforts sur la pile

Ainsi on obtient :

Tableau 118 : Moment engendré par chaque effort par rapport à O

Désignation	Transversalement			Longitudinalement		
	Force (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kN.m)	Force (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kN.m)
Poids porpre chevrete + tablier	6427,84	4,75	30532,24	6427,84	2,25	14462,64
Vent sur tablier	341,91	11,39	3894,35			
Vent sur chevrete	3,84	9,90	38,02			
Vent sur 3 colonnes	213,52	8,31	1774,35			
Effet de courant sur la pile	148,47	5,07	752,74			
Retrait, fluage et temperature				62,74	12,48	782,99

VIII-2-1 / Stabilité transversale

Moment renversant :

$$M_r = 6459,46 \text{ kN.m}$$

Moment stabilisant :

$$M_s = 30532,24 \text{ Tm}$$

Comme les sollicitations de renversement sont des actions variables, alors le moment de renversant est multiplier par le coefficient 1,2 ce qui donne :

$$M_r = 7751,35 \text{ kNm d'où}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 3,94$$

VIII-2-2/ Stabilité transversale

Moment renversant :

$$M_r = 782,99 \text{ kN.m}$$

Moment stabilisant :

$$M_s = 14462,64 \text{ kN.m}$$

D'où :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 18,47$$

VIII-3 / Dimensionnement du chevêtre

VIII-3-1 / Calcul des sollicitations

La modélisation des charges qui s'appliquent sur la pile s'effectue suivant deux cas bien distincts :

– En situation de vent normal

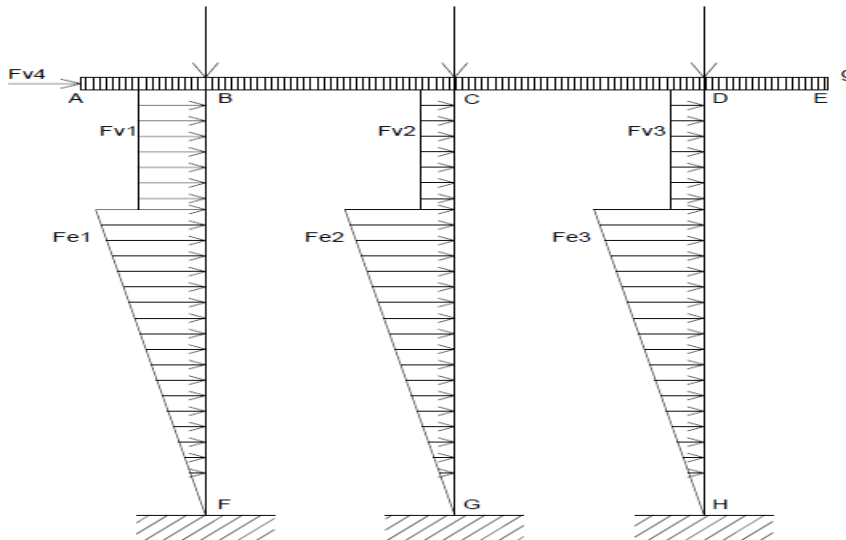


Figure 43 : Effort appliqué sur la pile en cas de vent normal

– En situation de vent extrême

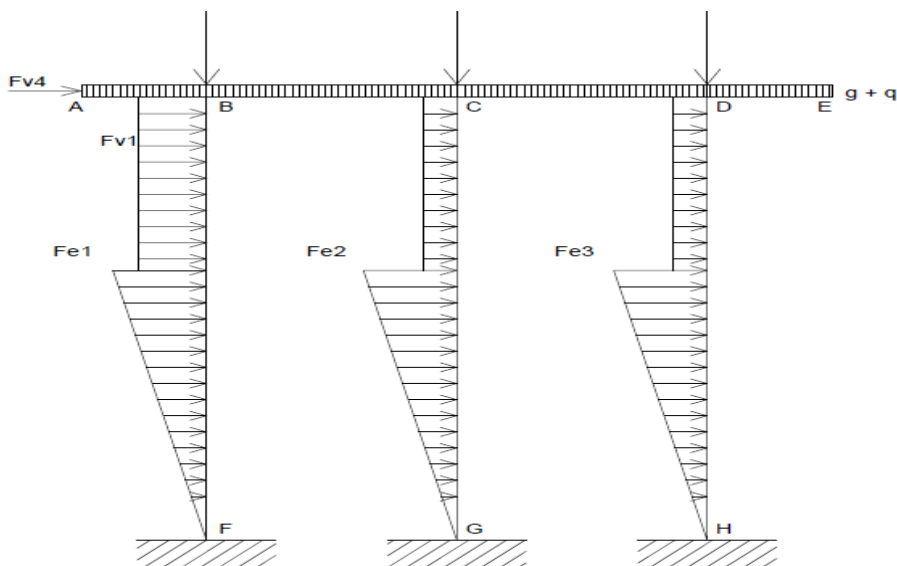


Figure 44 : Effort appliqué sur la pile en cas de vent extrême

g : poids propre de la cheville ;

q : surcharge $A(l) + A(t)$;

F_v : Effet du vent ;

F_e : Effet du courant ;

Pour déterminer les sollicitations dans un portique, on a une large gamme de méthode mais la plus classique est sans doute la méthode de Hardy Cross qui propose une résolution par relaxation.

Les différentes étapes à suivre sont les suivantes :

- Détermination de l'inertie des barres I ($I = bh^3 / 12$ pour une section rectangulaire et $I = \pi\Phi^4 / 64$ pour une section circulaire)
- Calcul de la raideur R des barres où $R = I / L$ pour une barre encastrée à ses deux extrémités et $R = 3I / 4L$ s'il s'agit d'une barre encastrée d'un côté et articulée de l'autre ;
- Calcul des moments d'encastrement parfait des barres : M ;
- Répartition et transmission des moments jusqu'à avoir une somme de moment nulle en chaque nœuds ;
- Refaire l'opération pour chaque déplacement de nœuds envisageable.

Après calcul sur Excel, on obtient les valeurs suivantes pour chaque cas de charge :

Tableau 119 : Moment fléchissant en cas de vent normal

Nœud	A	B			C			D			E	F	G	H
Barre	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DH	DE	ED	FB	GC	HD
Moment fixe	0,00	-72,34	-44,59	116,93	-124,31	-21,81	146,12	-90,43	-13,11	103,53	0,00	19,44	13,74	18,09
Moment 1er depl x k	0,00	-298,56	597,12	-298,56	-298,56	597,12	-298,56	-298,56	597,12	-298,56	0,00	630,79	630,79	630,79
Moment final	0,00	-370,90	552,53	-181,63	-422,87	575,31	-152,44	-388,99	584,01	-195,03	0,00	650,23	644,53	648,89

Tableau 120 : Moment fléchissant en cas de vent extrême

Nœud	A	B			C			D			E	F	G	H
Barre	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DH	DE	ED	FB	GC	HD
Moment fixe	0,00	-3,53	-33,68	37,21	-3,05	-24,63	27,68	-9,33	-25,32	34,65	0,00	12,72	13,94	13,60
Moment 1er depl x k	0,00	-311,33	622,66	-311,33	-311,33	622,66	-311,33	-311,33	622,66	-311,33	0,00	657,77	657,77	657,77
Moment final	0,00	-314,86	588,98	-274,12	-314,38	598,02	-283,65	-320,66	597,34	-276,68	0,00	670,50	671,71	671,37

On peut ainsi en déduire les moments maximaux en chaque barre.

Tableau 121 : Moment fléchissant maxima résultant des deux cas de vent

Nœud	A	B			C			D			E	F	G	H
Barre	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DH	DE	ED	FB	GC	HD
Moment fixe	0,00	72,34	44,59	116,93	124,31	24,63	146,12	90,43	25,32	103,53	0,00	19,44	13,94	18,09
Moment 1er depl x k	0,00	311,33	622,66	311,33	311,33	622,66	311,33	311,33	622,66	311,33	0,00	657,77	657,77	657,77
Moment final	0,00	370,90	588,98	274,12	422,87	598,02	283,65	388,99	597,34	276,68	0,00	670,50	671,71	671,37

VIII-3-2 / Armature des chevêtres

a / Longitudinale

$$b = 1,20\text{m};$$

$$h = 0,80\text{m};$$

$$M_{\text{ser}} = M_{\text{CB}} = 422,87\text{kN}.$$

$$f_e = 400\text{MPa};$$

$$f_{c28} = 30\text{MPa}$$

$$\text{Soit } A_{\text{ser}} = 27,9\text{cm}^2 \text{ et } A_{\text{min}} = 12,75\text{cm}^2. \text{ Prenons } 9\text{HA}20 = 28,27\text{cm}^2$$

b / Répartition

Nous avons :

$$A_r = A / 3 = 9,3\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 9\text{HA}12 = 10,18 \text{ cm}^2$$

c / Armature de peau

Elle est nécessaire si on a une longueur de parement supérieure ou égale à 80 cm.

Or notre béton a une hauteur 80 cm, alors nous devons prévoir une armature de peau qui a pour section 3 cm² par mètre linéaire.

$$\text{Nous avons } A_p = 3\text{cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

d / Vérification au cisaillement

La nécessité des armatures transversales ne doit pas être requise si la contrainte tangentielle vérifie la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec } V_u = V_{\text{BC}} = 368,70\text{kN}$$

$$\text{Soit } \tau_u = 0,39\text{MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{30}{1,5} = 1,40\text{MPa} > 0,39\text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

VIII-4 / Dimensionnement de la colonne

VIII-4-1 / Calcul de sollicitation

La colonne est soumise à un effort normal venant de la superstructure et du chevet ainsi qu'à un moment de flexion engendré par le courant et le vent.

La colonne est soumise aux efforts suivants :

_ Charge permanente de la superstructure : 4642,40 / 3	= 1547,47kN
_ Surcharge d'exploitation de la superstructure : 1339,20 / 3	= 446,40kN
_ Poids propre du chevêtre : 216,0 / 3	= 72,00kN
_ Poids propre d'une colonne :	= 166,90kN

Soit $N_{ser} = 2232,77\text{kN}$

$N_u = 3081,20\text{kN}$

et $M_{ser} = M_{GC} = 671,71\text{kN}$

$M_u = 672,02\text{kN}$ (Moment obtenu avec vent extrême)

VIII-4-2 / Armature

a / Armature longitudinale

Le calcul des armatures se fera en flexion composée.

Il faudra donc suivre les étapes suivantes :

- Longueur de flambement

Etant donné une colonne qui est supposée encastree dans la semelle de liaison et dans le chevêtre, alors, sa longueur de flambement est donné par :

$$l_f = \frac{l_0}{2}$$

Ainsi pour $l = 8,5\text{m}$; $l_f = 4,25\text{m}$

- Elancement

Son expression pour une section circulaire est de :

$$\lambda = \frac{4l_f}{\phi}$$

Comme $\Phi = 1,00\text{m}$, alors $\lambda = 17$

- Calcul de l'excentricité e_0 :

Selon la valeur algébrique de l'effort normal N_u et celle de l'excentricité e_0 par rapport au noyau central, on pourra dire si cette section est soit entièrement tendue ou comprimé soit partiellement comprimée.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{672,02}{3081,20} = 0,22m > \frac{D}{8} = 0,13m$$

Comme $N_u > 0$ et $e_0 > D/8$ montre qu'il s'agit d'une compression mais avec une excentricité en dehors du noyau central.

Il s'agit alors d'une section partiellement comprimée.

- Calcul de l'excentricité du premier ordre e_1 :

$$e_1 = e_0 + e_a$$

avec $e_a = \max \{2\text{cm} ; L / 250\} = 0,034\text{m}$: excentricité additionnelle

Soit $e_1 = 0,22 + 0,03 = 0,25\text{m}$.

- Vérification de la stabilité de forme

La condition suivante doit être respectée :

$$\frac{L_f}{D} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{D} \right)$$

$$L_f / D = 4,25$$

$$\max (15 ; 20 \times 0,25 / 1,00) = 15$$

Alors, la section peut être vérifiée uniquement en flexion composée, à condition d'augmenter l'excentricité de e_2 qui tient compte de façon forfaitaire l'effet du second ordre.

- Calcul de l'excentricité du second ordre

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 D} (2 + \alpha \Phi)$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

Soit $\alpha = 1$ et $\Phi = 2$

Alors $e_2 = 0,022\text{m}$

- Sollicitation de calcul en flexion composée

Le moment de calcul s'obtient alors par la formule :

$$M = N_u (e_1 + e_2) = 3081,20 (0,25 + 0,022) = 838,09\text{kN.m}$$

- Armature

La section d'armature est déterminée par la relation suivante :

$$\rho = \frac{4Af_{ed}}{\pi D^2 f_{bc}}$$

dont sa valeur dépend de v et μ_G et c / D avec $c = 0,03m$: enrobage

$$v = \frac{N}{\pi D^2 f_{bc}} = \frac{3,081}{\pi (1,0)^2 17} = 0,057$$

$$\mu_G = \frac{4M}{\pi D^3 f_{bc}} = 0,06$$

$$\frac{c}{D} = 0,03$$

Grâce à ces valeurs obtenues, on peut lire l'abaque d'intersection dans l'annexe et on a $\rho = 0,1$.

Ainsi $A = 38,38cm^2$ soit $13HA20 = 40,84cm^2$.

- Vérification des armatures

La condition suivante doit être vérifiée :

$$Max \left[4\mu; \frac{0,2B_r}{100} \right] \leq A \leq \frac{5B_r}{100}$$

Où B_r : du béton réduit de 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie de la colonne :

$$B_r = \frac{\pi(\phi - 1)^2}{4} = 7693,78cm^2$$

μ : Périmètre de la colonne exprimée en [m]:

$$\mu = \pi\Phi = 3,14 \text{ m};$$

$$15,40cm^2 \leq A \leq 384,88 \text{ cm}^2$$

Cette condition est vérifiée

Nous devons aussi vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq N_{uc}$$

$$N_{uc} = \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,90\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Après calcul $N_{uc} = 12080\text{kN} > N = 3081,20\text{kN}$.

b / Armature de répartition

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

Pour $\Phi_l = 20\text{mm}$ alors $\Phi_t = 6,67\text{mm}$;

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$.

c / Espacement

L'espacement doit respecter la règle suivante :

$$s_t \leq \min\{15\phi_l; a + 10\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

Avec a : diamètre de la colonne

On a alors $s_t \leq \min\{30\text{mm}; 110\text{cm}; 40\text{cm}\}$

Prenons $s_t = 25\text{mm}$.

VIII-5 / Semelle de liaison

VIII-5-1 / Descente de charge

Poids propre :

- Chevêtre : $9,00 \times 1,20 \times 0,80 \times 25 = 216,00\text{kN}$
- Colonne : $3 \times \pi \times (1,00^2/4) \times 8,50 \times 25 = 500,70\text{kN}$
- Semelle : $9,50 \times 4,50 \times 1,00 \times 25 = 1068,70\text{kN}$

Charge venant de la superstructure :

- Charge permanente : 4642,40kN
- Surcharge d'exploitation : 1339,20kN

D'après la combinaison des charges :

ELU : $N_u = 10686,30\text{kN}$

ELS : $N_s = 7767,00\text{kN}$

VIII-5-2 / Disposition constructive

Pour un fonctionnement correct de la bielle, nous admettons que son angle d'inclinaison est défini par : $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. Prenons $\theta = 50^\circ$.

a / Nombre de pieux

Nombre de pieux sous semelle :

Le nombre de pieux sous culée est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{N_U}{Q_l} \gamma_{PP} \text{ où } \gamma_{PP} = 1,4 \text{ pour pieu sous pile}$$

$Q_l = 4428,86 \text{ kN}$. Pour un diamètre de pieux égal à 1000 mm, on a $n = 4$ pieux.

b / Distance entraxe des pieux

$$b' = \frac{D_p}{2} + \frac{2h}{\tan \theta}$$

Où $D_p = 1,00 \text{ m}$: diamètre du pilier ;

$h = 1,00 \text{ m}$: la hauteur de la semelle ;

Tout calcul fait, nous obtenons : $b' = 2,18 \text{ m}$.

c / Hauteur utile des armatures tendues

$$0,5 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right)$$

Alors $0,84 \leq d \leq 1,18$. Prenons $d = 1,00 \text{ m}$

d / Etat limite de la compression de la bielle

- Au niveau de la base du pilier

L'état limite de la compression des bielles doit être vérifié par la relation suivante :

$$\frac{N_u}{S_p \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{c28}$$

Avec S_p : Section du pilier = $0,785 \text{ m}^2$

$N_u = (10686,30 - 1,35 \times 1068,70) = 9243,42 \text{ kN}$: Charges transmises à la semelle par les piliers.

Après calcul, nous avons : $20,06 \text{ MPa} \leq 22,5 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée.

- Au niveau de la tête du pieu

Nous devons vérifier la relation suivante :

$$\frac{1}{3S_0} \left(1,35G_{semelle} + \frac{N_{uf}}{\sin^2\theta} \right) \leq 0,9f_{c28}$$

S_0 : section du pieu ;

$G_{semelle}$: poids propre de la semelle

Tout calcul fait, nous avons : $7,30 \text{ MPa} \leq 22,5 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée.

e / Etat limite de cisaillement du béton

Nous désignons par τ_{u0} la contrainte tangentielle conventionnelle qui doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{u0} \leq 1,5f_{t28} = 3,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u0} = \frac{P_u}{2b_s d} = \frac{10686,30}{2 \times 4,50 \times 1} = 1187,36 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

La condition est vérifiée, le cisaillement du béton n'est pas à craindre.

f / Etat limite de résistance

- Armature principale

Pour notre cas, la fissuration est préjudiciable. Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle. La section des armatures doit être majorée de 50% afin de respecter l'état limite d'ouverture des fissures.

La section d'armature est donnée par la relation suivante :

$$A = \frac{1,5N_u}{2 \frac{f_e}{\gamma_s} \tan\theta}$$

Après majoration, nous trouvons $A = 167,14 \text{ cm}^2$. Soit $A = 14\text{HA}40 = 175,93 \text{ cm}^2$.

- Armature complémentaire

Les écarts d'implantation peuvent entrainer des moments de torsion, d'où la nécessité des armatures complémentaires.

• Armature supérieure

$$A' \geq 10\%A = 17,59 \text{ cm}^2$$

Soit $A' = 12\text{HA}14 = 18,47 \text{ cm}^2$.

- Armature transversale

Ces armatures sont constituées par des cadres ou étriers intérieurs répartis sur une longueur égale d. elles ont un pourcentage de :

$$\begin{cases} \frac{A_v}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_{u_0}}{f_{t28}} \times \frac{A}{db} \\ A_v \geq 0,20 \frac{A}{bd} \end{cases}$$

Tout calcul fait, nous avons $A_v = 24,11 \text{ cm}^2$ et $A_v \geq 4,39 \text{ cm}^2$

Prenons $A_v = 12\text{HA}16 = 24,13\text{cm}^2$.

- Armature horizontale

Les armatures horizontales sont constituées par des cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section totale est égale à :

$$A_h = \left[\frac{1}{4} \frac{\tau_{u_0}}{f_{t28}} \right] \times A - A'$$

Avec une section minimale à respecter qui est égale à 10% A:

Après calcul, nous obtenons :

$$A_h = 6,24 \text{ cm}^2 \text{ et } 10\% A = 17,59 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 12\text{HA}14 = 18,47 \text{ cm}^2$.

- Armature de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de la semelle. Leur section est d'au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur du parement. Prenons $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

CHAPITRE IX : CALCUL DES PIEUX

Les principes de justification des fondations profondes sont conformes à la théorie générale du calcul aux états limites qui consiste, pour un état limite donné, à vérifier que la charge axiale de calcul reste égale ou inférieure à la charge maximum de l'élément de fondation.

IX_1 / Détermination de la charge limite Q_l par la méthode pressiométrique

IX-1-1 / Calcul de la charge limite de pointe

La charge limite de pointe est désignée par :

$$Q_P = Ak_p p_{le}^*$$

Avec : A section de pointe ;

k_p : Facteur de portance ;

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

- Section de pointe

Elle est définie par :

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

avec Φ : diamètre du pieu.

- Pression limite nette équivalente

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante :

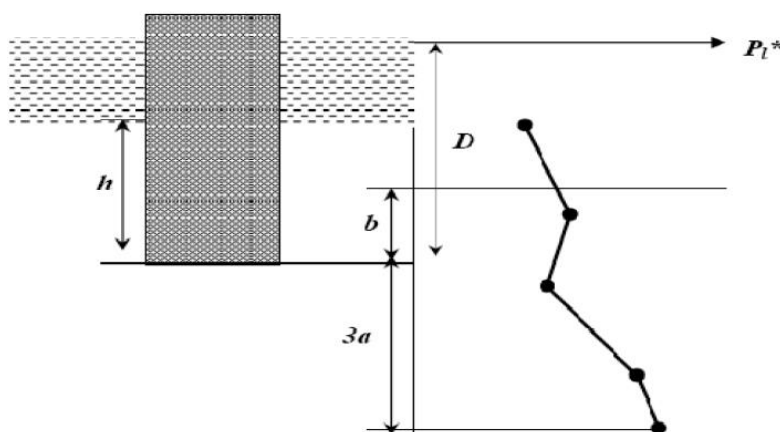


Figure 45 : Représentation de la pression limite nette

On a :
$$P_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

Avec $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$;

$a = 0,5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$;

B : largeur de l'élément de fondation. Pour un pieu circulaire, $B = \Phi$;

$b = \min(a, h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

D'après les recommandations du rapport géotechnique, $h = 3\Phi$

Ce calcul ne cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de p_1 n'excèdent pas deux fois les valeurs minimales de p_1 .

$P_l^*(z)$: est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents P_l^* mesuré.

- Facteur de portance k_p :

Elles sont données par le tableau suivant :

Tableau 122 : Valeur de k_p en fonction du type de sol

Classe de sol			Pressiomètre $P_l(\text{Mpa})$
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C	Argiles très fermes et dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 à 2,0
	C	Compacts	> 3,0
Marnes Marno- Calcaire	A	Tendres	1,5 à 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 à 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

Natures des terrains		Elément mis en œuvre sans refoulement du sol	Elément 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	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		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

D'après le résultat du sondage présenté dans l'annexe, le sol est formé de succession de couche parfois limoneuse compacte à très compact, alors décidons de classer ce terrain en argile, limons de classe B sans refoulement du sol lors de la mise en œuvre.

Soit $k_p = 1,2$

On décide d'ancrer les pieux à 20m.

Les paramètres utilisés pour le calcul sont alors :

- $D = 20\text{m}$;
- $a = 0,5\text{m}$;
- $b = 0,5\text{m}$;
- $\Phi = 1,00\text{m}$;
- $D + 3a = 21,5\text{m}$;
- $D - b = 19,5\text{m}$;
- L'extrait des valeurs de P_l^* classé dans le tableau suivant:

Tableau 123 : Extrait de l'essai pressiométrique

Profondeur (m)	PI (MPa)
15	1,25
16	1,81
17	1,92
18	1,98
19	1,98
19,5	2,00
20	2,05
21	2,02
21,5	2,05

$$p_{le}^* = \frac{1}{(3 \times 0,5) + 0,5} \left[\frac{2,00 + 2,05}{2} \times 0,5 + \frac{2,05 + 2,02}{2} \times 1,00 + \frac{2,02 + 2,05}{2} \times 0,50 \right]$$

$$= 2,033 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors } Q_{up} = 1915,60 \text{ kN}$$

IX-1-2 / Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

Dans cette expression P désigne le périmètre du pieu et $q_s(z)$ le frottement latéral unitaire limite à la cote z .

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette

P_l^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure ci-après :

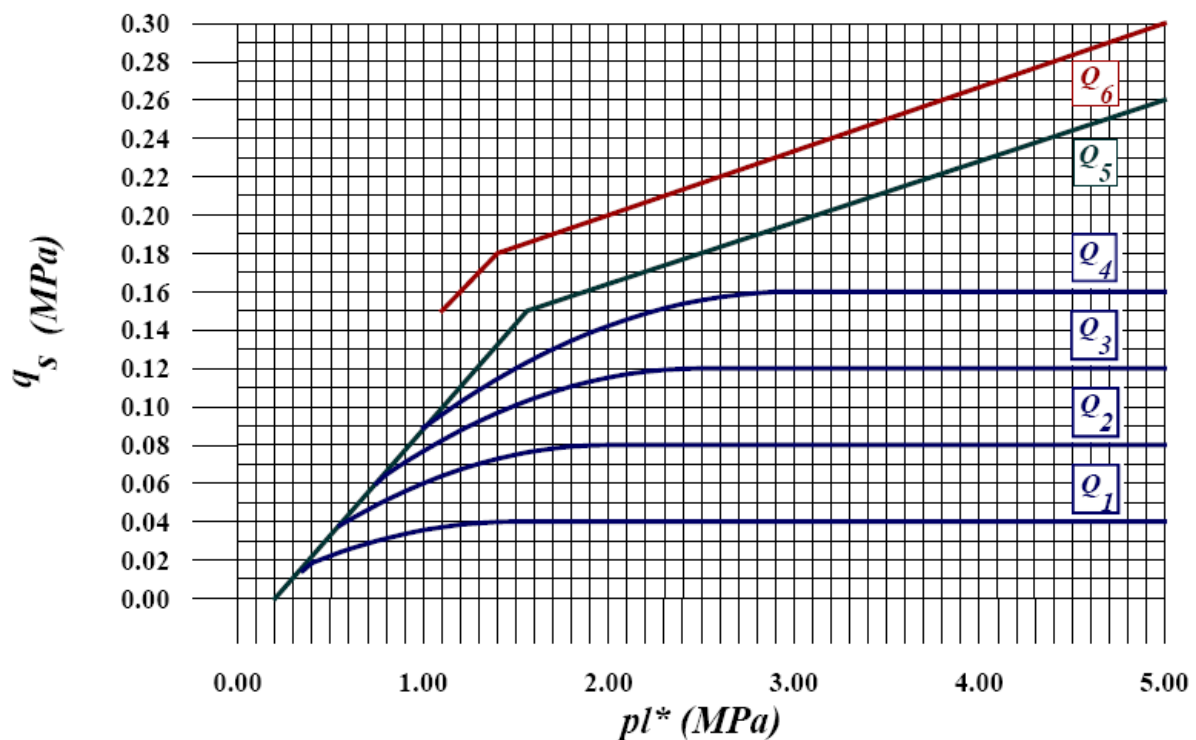


Figure 46 : Valeur de q_s en fonction de Pl^*

Le choix de courbe se fait en fonction de la nature du sol et de l'élément de la fondation.

Tableau 124 : Choix de la courbe Q en fonction de la mode de réalisation du pieu et du type de sol

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	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⁾
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⁾
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		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 (5)	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	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	(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 (6)		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage ;

(2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30 m) ;

(3) Forage à sec, tube non louvoyé ;

(4) Dans le cas des 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 foncé perdu (parois rugueuses) ;

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

D'après les courbes et les résultats des essais pressiométriques, nous pouvons déterminer la valeur de q_s .

Comme, le mode de réalisation des pieux s'agit de pieu foré boue et en considérant l'homogénéité des couches sur les parois du pieux (Argile, limon), on peut en déduire que la courbe à utiliser est Q_1 .

Pour $Pl^* = 1,965\text{MPa}$, on a $q_s = 0,04\text{MPa}$.

Soit $Q_s = \pi \times 1,00^2 \times 0,04 \times 20 = 2,5132\text{MN}$ équivaut à $Q_s = 2513,27\text{kN}$.

IX-1-3 / Charge limite totale Q_l

Dans le cas général, les pieux travaillent en compression.

- L'expression de la charge limite d'un élément de fondation profonde :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

- La formule de la charge de fluage en compression Q_c , pour les éléments de fondation mise en œuvre par excavation du sol est donnée par :

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s.$$

Tableau 125 : Charge limite admissible

Diamètre (m)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_l (kN)	Q_c (kN)
0,80	1225,98	2010,62	3236,59	2020,42
1,00	1915,59	2513,27	4428,86	2718,88
1,20	2758,44	3015,93	5774,37	3490,37

IX-2 / Descente de charge

D'après les descentes des charges effectuées aux études de stabilités des appuis, nous avons :

- Au niveau de la culée :

- ELU : $N_u = 8252,85\text{kN}$;
- ELS : $N_s = 5964,42\text{kN}$;

- Au niveau de la pile :
- ELU : $N_u = 10686,30\text{kN}$;
- ELS : $N_s = 7767,00\text{kN}$

On obtient alors la charge transmise sur un pieu :

- Au niveau de la culée :
- ELU : $N_u = 2063,21\text{kN}$
- ELS : $N_s = 1491,11\text{kN}$
- Au niveau de la pile :
- ELU : $N_u = 2671,57\text{kN}$
- ELS : $N_s = 1941,75\text{kN}$

IX-3 / Justification aux états limites

Nous devons vérifier que la charge transmise par un pieu doit inférieure à la charge maximale dont les expressions sont :

- A l'ELU :

$$Q_{max} = \frac{Q_l}{1,4}$$

- A l'ELS :

$$Q_{max} = \frac{Q_c}{1,4}$$

Tableau 126 : Vérification de la charge limite par rapport à la charge appliquée

	Pile		Culée	
	Q (kN)	Q_{max} (kN)	Q (kN)	Q_{max} (kN)
ELU	2671,57	3163,47	2063,21	3163,47
ELS	1941,75	1942,06	1491,11	1942,06

IX-4 / Ferrailage des pieux

Supposons que les pieux soumis à des compressions simples :

- La longueur de flambement d'un pieu est donné par :

$$l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}}$$

Avec $l_0 = 20\text{ m}$: longueur libre du pieu :

Soit $l_f = 14,14$ m.

- L'élancement pour le pieu circulaire s'écrit :

$$\lambda = \frac{4l_f}{\phi}$$

Pour $\Phi = 1,00$ m, alors $\lambda = 56,56$

- Le coefficient de réduction a pour valeur :

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

car $50 \leq \lambda \leq 70$

$\alpha = 0,468$.

IX-4-1 / Armatures

a / Longitudinale

L'armature longitudinale doit vérifier la condition :

$$\text{Max} \left[4\mu; \frac{0,2B_r}{100} \right] \leq A_1 \leq \frac{5B_r}{100}$$

Où B_r : du béton réduit de 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie de la colonne :

$$B_r = \frac{\pi(\phi - 1)^2}{4} = 7697,68 \text{ cm}^2$$

μ : Périmètre de la colonne exprimée en [m]:

$$\mu = \pi\Phi = 3,14 \text{ m};$$

$$15,40 \text{ cm}^2 \leq A_1 \leq 384,88 \text{ cm}^2$$

Prenons $A_1 = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$.

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq N_{uc}$$
$$N_{uc} = \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,90\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec $N_u = 2063,21 \text{ kN}$ pour la culée ;

$N_u = 2671,57 \text{ kN}$ pour la pile.

Après calcul, nous avons : $N_{uc} = 6977,00 \text{ kN} > N_u$

La condition est vérifiée.

b / Armature transversale

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

Pour $\Phi_l = 20\text{mm}$ alors $\Phi_t = 6,67\text{mm}$;

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$.

c / Espacement

L'espacement doit respecter la règle suivante :

$$s_t \leq \min\{15\phi_l; a + 10\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

Avec a : diamètre du pieu

$$\text{On a alors } s_t \leq \min\{30\text{mm}; 110\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

Prenons $s_t = 25\text{mm}$.

Après avoir passé à l'étude technique de l'ensemble des composantes de l'ouvrage, il est essentiel de tenir compte qu'aucun projet n'est envisageable sans qu'on en tire profit.

Voilà pourquoi il faut passer à ce qu'on appelle étude financière, pour décortiquer les diverses facettes sur le côté budgétaire d'un projet à réaliser.

ETUDE FINANCIERE,
ETUDE D'IMPACT
ENVIRONNEMENTAL,
CONTROLE DE TRAVAUX

CHAPITRE I : PHASAGE DES TRAVAUX

Phase1 :

La phase 1 comprend :

- Travaux préparatoires ;
- L'amenée d'engins et des matériels pour l'exécution des travaux ;
- L'édification de bureau, de magasin, d'ateliers et l'aménagement nécessaire des aires de stockage et de travail ;
- La construction des ouvrages auxiliaires (piste d'accès à la carrière, gîte et emprunts).

Phase 2 : réalisation des appuis

- ✓ Constructions des culées :
 - Forage des pieux ;
 - Confections des semelles de liaison ;
 - Confections des différents murs ;
 - Confections des sommiers d'appui ;
 - Et mise en place des appareils d'appui.
- ✓ Constructions des piles :
 - Excavation du sol ;
 - Mise en place des palplanches;
 - Forages des pieux ;
 - Confection des semelles de liaison ;
 - Confection des colonnes ;
 - Confection de chevêtres ;
 - Mise en place des appareils d'appuis.

Phase3 : Réalisation du tablier :

- ✓ Poutres :
 - Coffrages des poutres préfabriqués ;
 - Coffrages des plaques d'abouts préfabriquées ;
 - Réalisation du ferrailage ;
 - Bétonnage de la poutre ;
 - Mise en tension de la première famille des câbles de précontrainte au 7^{ème} jour ;
 - Transfert du banc de préfabrication vers l'aire de stockage ;
 - Cachetage des ancrages ;

- Préparation de poutre avant lancement (préparation des surfaces de reprise avant bétonnage éventuelle, déploiement d'armature en attente...) ;
- Lancement des poutres ;
- ✓ Entretoises ;
- Coffrages des entretoises ;
- Ferrailage de l'entretoise ;
- Bétonnage sur place.
- ✓ Hourdis :
- Confection des prédalles ;
- Mise en place des prédalles ;
- Ferrailages du hourdis ;
- Bétonnage ;
- Mise en tension de la deuxième famille de câbles à 28 jours d'âge du béton des poutres ;
- Bétonnage définitif.

Phase 4 : finition des appuis

- Mises en œuvre des enrochements au niveau de la semelle de fondation ;
- Exécution des remblais derrière les culées ;
- Mise en place de la dalle de transition.

Phase5 : mise en place des équipements

- Revêtement du tablier ;
- Mise en œuvre de la couche d'imprégnation et de la couche d'accrochage ;
- Fixation des tous les éléments restants (glissière, garde-corps).
- Implantations des panneaux de signalisation routière ;

Phase6 : phase d'essai et assainissement

- Essai de mise ne charge ;
- Nettoyage et balayage ;
- Réception provisoire ;
- Repli de chantier.

CHAPITRE II : CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORATION DE DEBOURSE

K est obtenu par la formule suivante:

$$K = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3(1 + T)}$$

Tableau 127 : Coefficient de déboursé

Origine des frais	Décomposition à l'intérieure 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	4	$A_1 = 13$
	Frais de chantier	5	
	Frais d'étude et de laboratoire	2	
	Assurance	2	
Bénéfice brute et frais financier proportionnel au prix de revient	Bénéfice nette et impôt	20	$A_2 = 27$
	Aléas techniques	2	
	Aléas de révision de prix	2	
	Frais généraux	3	
Frais proportionnel au prix de règlement avec TVA	Frais de siège	0	$A_3 = 0$

Après calcul, nous avons :

$$K = 1,435$$

Nous entendons par :

- Frais de chantier, tous les éléments tels que :
 - Salaires, charges, frais de déplacement ;
 - Logement de chantier, mobilier, installation de chantier, installation diverse non comprise dans l'installation du chantier.
- Frais d'étude et de laboratoire, tous les éléments tels que :
 - Frais de laboratoire au titre des essais de convenance' d'agrément et de contrôle ;

- Frais d'étude ;
- Frais de conception et de plan.
- Les aléas et révision de prix : tous les éléments rémunérant les aléas à la révision des prix ;
- Les aléas techniques: aléas et impact technique (évacuation d'accident).

CHAPITRE III : DEVIS QUANTITATIF

Le but est de déterminer les quantités des matériaux nécessaires pour la construction.

Pour le cas des armatures, on détermine le poids des aciers par mètre cube de béton à partir des résultats de calculs des ferraillages dans l'étude technique.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 128 : Devis quantitatif des matériaux

Désignation		Unité	Quantité
Revêtement	Feuille d'étanchéité	m ²	560
	Enduit d'imprégnation	T	0,672
	Revêtement EDC	T	64,39
Equipements	Garde-corps	mL	320
	Gargouille	mL	16
	Glissière	mL	160
	Evacuation des eaux	u	20
	Appareils d'appuis	u	12
Hourdis	Béton Q350	m ³	127,06
	Acier HA	kg	16644,86
	Coffrage	m ²	406,59
Entretoises	Béton Q350	m ³	23,18
	Acier HA	kg	869,63
	Coffrage	m ²	153,01
Poutre préfabriquées	Béton Q400	m ³	182,33
	Acier HA	kg	10939,59
	Acier de précontrainte	kg	7293,06
	Coffrage métallique	m ²	1203,35
Dalle de transition	Béton Q350	m ³	14,40
	Acier HA	kg	360,00
	Coffrage	m ²	86,40
Sommier	Béton Q350	m ³	17,28
	Acier HA	kg	1036,80
	Coffrage	m ²	34,56

Désignation		Unité	Quantité
Mur garde grève	Béton Q350	m ³	9,45
	Acier HA	kg	481,95
	Coffrage	m ²	82,22
Mur en retour	Béton Q350	m ³	13,92
	Acier HA	kg	849,12
	Coffrage	m ²	91,87
Mur de front	Béton Q350	m ³	44,64
	Acier HA	kg	3571,2
	Coffrage	m ²	102,67
Semelle de liaison des pieux sous culée	Béton Q400	m ³	85,50
	Acier HA	kg	7695,00
	Coffrage	m ²	141,08
Pieux sous culée	Forage	m ³	125,664
	Béton Q400	m ³	125,664
	Acier HA	kg	3769,91
Chevêtre	Béton Q350	m ³	8,64
	Acier HA	kg	691,2
	Coffrage	m ²	27,648
Colonne	Béton Q400	m ³	20,0277
	Acier HA	kg	1602,21
	Coffrage	m ²	80,11
Semelle de liaison des pieux sous piles	Béton Q400	m ³	42,75
	Acier HA	kg	3847,5
	Coffrage	m ²	70,5375
Pieux sous piles	Forage	m ³	125,664
	Béton Q400	m ³	125,664
	Acier HA	kg	3769,91
Remblai		m ³	1251,32
Enrochement		m ³	151,18

CHAPITRE IV : SOUS DETAIL DES PRIX

IV-1 / Numéro des prix

Tableau 129 : Numéro des séries de prix

N° des prix	Désignation des travaux	Unité
100	Installation et replis de chantier	Ftt
101	Dégagement des emprises	Ftt
102	Sondages et études géologiques	Ftt
200	Feuille d'étanchéité	m ²
201	Enduit d'imprégnation	T
202	Revêtement EDC	T
210	Béton Q400	m ³
211	Béton Q350	m ³
213	Acier HA	kg
214	Acier de précontrainte	kg
215	Coffrage métallique	m ²
300	Garde-corps	ml
301	Gargouille	ml
302	Glissière	ml
303	Evacuation des eaux	u
304	Appareils d'appuis	u
400	Forage	m ³
500	Remblais	m ³
600	Enrochements	m ³

IV-2 / Sous détail des prix

Le but de ce paragraphe est de déterminer le prix unitaire des éléments tels que béton Q400, Aciers HA, Coffrage,...

Ce prix est donné par :

$$PU = K \times \frac{D}{R}$$

Où D : total des déboursés ;

K : coefficient des déboursés ;

R : Rendement journalier.

Pour notre cas, on va montrer quelques exemples de calcul.

Prix N°210

Désignation : Béton Q400

Rendement : 25 m³/j

Tableau 130 : Sous détail du prix du Béton Q400

	Composition des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total
	Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU (Ar)	Matériel	MO	Matériaux	
Matériel	Outillage	Ftt	1	Ftt	1	100000	100000			680000
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	55000	330000			
	Bétonnière	Mj	1	j	1	100000	100000			
	Camion benne	Mj	1	j	1	150000	150000			
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	3	H	6	900		16200		100200
	Opérateur	Hj	3	H	8	750		18000		
	Chef laboratoire	Hj	1	H	6	1200		7200		
	Opérateur laboratoire	Hj	1	H	8	750		6000		
	Manœuvre	Hj	12	H	8	550		52800		
Matériaux	Gravillon	m3	0,80	m3	20	30000			600000	6847000
	Ciment	kg	400	kg	10000,00	500			5000000	
	Sable	m3	0,40	m3	10	20000			200000	
	Eau	L	180	L	4500,00	10			45000	
	Lubrifiant	L	2,1	L	52,50	4000			210000	
	Adjuvant	L	4,4	L	110,00	7200			792000	
						Total des déboursés D			7627200	
						K			1,4351	
						PU = K x D/R			437832	

Prix N°211

Désignation : Béton Q350

Rendement : 25 m³/j

Tableau 131 : Sous détail du prix du Béton Q350

	Composition des prix			Couts directs			Dépenses directes			Total
	Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU (Ar)	Matériel	MO	Matériaux	
Matériel	Outillage	Ftt	1	Ftt	1	100000	100000			680000
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	55000	330000			
	Bétonnière	Mj	1	j	1	100000	100000			
	Camion benne	Mj	1	j	1	150000	150000			
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	3	H	6	900		16200		100200
	Opérateur	Hj	3	H	8	750		18000		
	Chef laboratoire	Hj	1	H	6	1200		7200		
	Opérateur laboratoire	Hj	1	H	8	750		6000		
	Manœuvre	Hj	12	H	8	550		52800		
Matériaux	Gravillon	m3	0,80	m3	20	30000			600000	6222000
	Ciment	kg	350	kg	8750,00	500			4375000	
	Sable	m3	0,40	m3	10	20000			200000	
	Eau	L	180	L	4500,00	10			45000	
	Lubrifiant	L	2,1	L	52,50	4000			210000	
	Adjuvant	L	4,4	L	110,00	7200			792000	
Total des déboursés D										7002200
K										1,4351
PU = K x D/R										401954

Prix N°201

Désignation : Couche d'imprégnation

Rendement : 2 T/j

Tableau 132 : Sous détail du prix de la couche d'imprégnation

Composition des prix			Couts directs			Dépenses directes			Total
Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU (Ar)	Matériel	MO	Matériaux	
Matériel	Outillage	Ftt	1	Ftt	1	35000	35000		65000
	Balayeuse	u	1	j	0,5	40000	20000		
	Répandeuse	u	1	j	0,5	20000	10000		
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	1	H	2	1500		3000	15200
	Chef d'équipe	Hj	1	H	4	950		3800	
	Manœuvre	Hj	6	H	8	550		4400	
	Conducteur d'engin	Hj	2	H	4	1000		4000	
Matériaux	Cut-back 0/1	T	1	T	2	25000000		50000000	50000000
Total des déboursés D									50080200
K									1,435
PU = K x D/R									35935048

Prix N°213

Désignation : Acier ordinaire HA

Rendement : 3550 Kg/j

Tableau 133 : Sous détail du prix de l'Acier HA

Composition des prix			Couts directs			Dépenses directes			Total
Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU (Ar)	Matériel	MO	Matériaux	
Matériel	Outillage	Ftt	1	Ftt	1	65000	65000		65000
Main d'œuvre	Façonnage								34400
	Chef de chantier	Hj	1	H	4	1500		6000	
	Chef d'équipe	Hj	1	H	4	950		3800	
	OS	Hj	5	H	8	750		6000	
	Manœuvre	Hj	5	H	8	550		4400	
	Montage								
	Chef d'équipe	Hj	1		4	950		3800	
	Ferrailleur	Hj	3		8	750		6000	
	Manœuvre	Hj	3		8	550		4400	
Matériaux	Acier	kg	1	kg	3550	5000		17750000	20365500
	Fil recuit	kg	0,062	kg	220	2500		550000	
	Ecarteur	u	0,027	u	1350	1530		2065500	
Total des déboursés D									20464900

Prix N°215

Désignation : Coffrage Métallique

Rendement : 75 m²/j

Tableau 134 : Sous détail du prix du coffrage métallique

Composition des prix				Coûts directs			Dépenses directes			Total
	Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU (Ar)	Matériel	MO	Matériaux	
Matériel	Outillage	Ftt	1	Ftt	1	750000	750000			750000
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	1	H	2	1500		3000		57500
	Chef d'équipe	Hj	1	H	6	950		5700		
	OS	Hj	3	H	8	750		18000		
	Manœuvre	Hj	7	H	8	550		30800		
Matériaux	Panneaux	m ²	0,426		32	700000			22400000	28872500
	Cale béton	u	2,2		165	11000			1815000	
	Etais	u	1,2		90	16000			1440000	
	Couronne 3 oreilles 15/17	u	2,2	kg	165	19500			3217500	
Total des déboursés D										29680000
K										1,435
PU = K x D/R										567917

Prix N°400

Désignation : Forage des pieux

Rendement : 621 m³/j

Tableau 135 : Sous détail du prix du forage

	Composition des prix	Coût direct			Dépenses directes			Total
	Désignation	U	Qté	PU (Ar)	Matériel	MO	Matériau	
Matériel	Pelle	j	16	1440000	23040000			58749000
	Pompe PDM	j	40	575000	23000000			
	Pompe Tri do	j	1	4500000	4500000			
	Trax 950E	j	350	2000	700000			
	Poste soudure	j	30	250000	7500000			
	Groupe électrogène	j	1	9000	9000			
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	32	7600		243200		3876200
	Chef d'équipe	Hj	40	7600		304000		
	Magasinier	Hj	35	7600		266000		
	Foreurs	Hj	126	6000		756000		
	Boueur	Hj	60	6000		360000		
	Conducteur	Hj	60	4500		270000		
	Soudeur	Hj	35	4500		157500		
	Mécano	Hj	35	5700		199500		
	Manœuvre	Hj	300	4400		132000		
Matériaux	Bentonite	T	47	365500			17178500	47250900
	Gas Oil	L	726	4000			29040000	
	Lubrifiant	L	112	3700			414400	
	Baguette ordinaire	étui	6	13000			78000	
	Baguette N°158	étui	7	26000			182000	
	Baguette inox	étui	5	32000			160000	
	Baguette de	étui	3	42000			126000	
	Baguette de découpe	étui	3	24000			72000	
				Total des déboursés D				10987610
				K				1,435
				PU = K x				253918

CHAPITRE V : EVALUATION FINANCIERE DU PROJET

V-1 / Bordereau Détail Estimatif

L'évaluation de cout du projet est donnée par le tableau suivant en utilisant les prix unitaire calculés précédent.

Tableau 136 : Bordereau Détail Estimatif

N° de prix	Désignation		Unité	Quantité	PU (Ariary)	Montant (Ar)
100	Installation et replis de chantier		Ftt		2 510 765 837	2 510 765 837
101	Dégagement des emprises		Ftt		470 051 625	470 051 625
102	Sondages et études géotechniques		Ftt		235 025 813	235 025 813
TOTAL						3 215 843 275
200	Revêtement	Feuille d'étanchéité	m²	560,00	46 825	26 222 000
201		Enduit d'imprégnation	T	0,67	35 935 048	24 148 351
202		Revêtement EDC	T	64,39	35 547	22 88 871
300	Equipements	Garde-corps	ml	320,00	59 793	19 133 760
301		Gargouilles	ml	16,00	16 016	256 256
302		Glissière	ml	160,00	45 928	7 348 480
303		Evacuation des eaux	u	20,00	10 287	205 740
304		Appareils d'appuis	u	12,00	173 295	2 079 540
211	Hourdis	Béton Q350	m³	127,06	401 954	51 072 311
213		Acier HA	kg	16644,86	8 273	137 703 058
215		Coffrage	m²	406,59	567 917	230 910 470
211	Entretoise	Béton Q350	m³	23,18	401 954	9 318 908
213		Acier HA	kg	869,63	8 273	7 194 471
215		Coffrage	m²	153,01	567 917	86 899 464
210	Poutres préfabriquées	Béton Q400	m³	182,33	437 832	79 828 337
213		Acier HA	kg	10939,59	8 273	90 503 314
214		Acier de précontrainte	kg	7293,06	48 500	353 713 410
215		Coffrage	m²	1203,35	567 917	683 405 592
211	Dalle de transition	Béton Q350	m³	14,40	401 954	5 788 141
213		Acier HA	kg	360,00	8273	2 978 282
214		Coffrage	m²	86,40	567917	49 068 020
211	Sommier	Béton Q350	m³	17,28	401954	6 945 770
213		Acier HA	kg	1036,80	8273	8 577 454
215		Coffrage	m²	34,56	567917	19 627 208

N° de prix	Désignation		Unité	Quantité	PU (Ar)	Montant (Ar)
211	Mur garde grève	Béton Q350	m³	9,45	401954	3 798 468
213		Acier HA	kg	481,95	8273	3 987 176
215		Coffrage	m²	82,22	567917	46 691 288
211	Mur en retour	Béton Q350	m³	13,92	401954	5 595 203
213		Acier HA	kg	849,12	8273	7 024 776
215		Coffrage	m²	91,87	567917	52 175 662
211	Mur de front	Béton Q350	m³	44,64	401954	17 943 239
213		Acier HA	kg	3571,20	8273	29 544 565
215		Coffrage	m²	102,67	567917	58 309 164
210	Semelle sous culées	Béton Q400	m³	85,50	437832	37 434 617
213		Acier HA	kg	7695,00	8273	63 660 795
215		Coffrage	m²	141,08	567917	80 118 877
400	Pieux sous culées	Forage	m³	125,66	253918	31 908 299
210		Béton Q400	m³	125,66	437832	55 019 565
213		Acier HA	kg	3769,91	8273	31 188 504
211	Chevêtre	Béton Q350	m³	8,64	401954	3 472 885
213		Acier HA	kg	691,20	8273	5 718 303
215		Coffrage	m²	27,65	567917	15 701 766
210	Colonne	Béton Q400	m³	20,03	437832	8 768 743
213		Acier HA	kg	1602,21	8273	13 255 114
215		Coffrage	m²	80,11	567917	45 496 171
210	Semelle de liaison	Béton Q400	m³	42,75	437832	18 717 308
213		Acier HA	kg	3847,50	8273	31 830 397
215		Coffrage	m²	70,54	567917	40 059 438
400	Pieux sous piles	Forage	m³	125,66	253918	31 908 299
210		Béton Q400	m³	125,66	437832	55 019 565
213		Acier HA	kg	3769,91	8273	31 188 504
500	Remblai			1251,32	71200	89 093 984
600	Enrochement			151,18	223660	33 812 918
Total						2 853 660 801

Tableau 137 : Prix de la totalité de l'ouvrage

Désignation	Montant (Ariary)
Installation de chantier et travaux préparatoire	3 215 843 275
Ouvrage proprement dit	2 853 660 801
Total HTVA	6 069 504 076
Total 18%	1 092 510 734
Total TTC	7 162 014 810

Arrêté ce présent devis estimatif à la somme de « SEPT MILLIARDS CENT SOIXANTE DEUX MILLIONS QUATORZE MILLE HUIT CENT DIX ARIARY» (**Ar 7162014810Ar**).

V-2 / Etude de rentabilité

Un investissement est considéré rentable dans la mesure où le flux des recettes qu'il rapporte est supérieur à la dépense qu'il représente.

Pour mesurer la rentabilité économique d'un investissement, la théorie microéconomique classique retient l'appréciation de la rentabilité économique :

- Valeur actuelle nette (VAN) ;
- Taux de rentabilité interne (TRI) ;
- Délai de récupération du capital des investissements (DRCI).

V-2-1 / Calcul de la VAN

La valeur actuelle nette est la somme des « cash-flows » prévisionnels du projet actualisé au taux de rendement minimum exigé qui est le taux d'actualisation.

$$VAN = \sum_{i=1}^n F_P (1 + i)^{-n} - I$$

F_P : représente les flux de trésoreries des années 1 à n appelé « Cash-flow ». Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_P = (R_n + A) ;$$

$$R_n = \text{Recette} - \text{Dépense} ;$$

A : Amortissement;

$F_P (1 + I)^{-P}$: Cash-flow actualisé;

I: Investissement initial;

i: Taux d'actualisation.

n : nombre d'année

a / Recette

Selon les enquêtes effectuées, la recette annuelle de la commune s'élève à 698 958 000Ar avec un taux de croissance annuel estimé à 10%.

b / Dépense

A part le coût d'exécution du projet, pour pouvoir maintenir en bon état un ouvrage routier, il faut bien les entretenir.

Pour un ouvrage de franchissement qui se fait en béton précontraint, nous estimons qu'il nécessite un entretien à partir de la dixième année. Le coût est pris égal à 4% de la recette du projet.

c / Amortissement

Nous considérons une durée de 20 ans pour que notre projet soit amorti.

Le taux d'amortissement linéaire t est estimé à 5%.

D'où, pour $n = 20$, l'amortissement $A = I \times t = 7\,162\,014\,810 \times 0,05 = 358\,100\,740$

Ainsi $A = \text{Ar } 349\,841\,152$.

Le taux d'actualisation dépend du taux directeur de la Banque centrale et au taux d'inflation actuelle. Dans notre cas, nous prenons que le taux est de $i = 10\%$.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 138 : Valeur actualisée de revenu

n	Résultats net (Ar)	Amortissement (Ar)	Cash-flow (Ar)	$(1 + i)^{-n}$	Valeur actualisée (Ar)
1	698 958 000	358 100 740	340 857 260	0,909	309 870 236
2	768 853 800	358 100 740	410 753 060	0,826	339 465 338
3	845 739 180	358 100 740	487 638 440	0,751	366 369 977
4	930 313 098	358 100 740	572 212 358	0,683	390 828 740
5	1 023 344 408	358 100 740	665 243 667	0,621	413 063 978
6	1 125 678 849	358 100 740	767 578 108	0,564	433 277 831
7	1 238 246 733	358 100 740	880 145 993	0,513	451 654 062
8	1 362 071 407	358 100 740	1 003 970 666	0,467	468 359 725
9	1 498 278 547	358 100 740	1 140 177 807	0,424	483 546 692
10	1 648 106 402	358 100 740	1 290 005 662	0,386	497 353 026
11	1 812 917 042	358 100 740	1 454 816 302	0,350	509 904 239
12	1 994 208 747	358 100 740	1 636 108 006	0,319	521 314 432

n (année)	Résultats net	Amortissement	Cash-flow	$(1 + i)^{-n}$	Valeur actualisée de revenus
13	2 193 629 621	358 100 740	1 835 528 881	0,290	531 687 335
14	2 412 992 583	358 100 740	2 054 891 843	0,263	541 117 246
15	2 654 291 842	358 100 740	2 296 191 101	0,239	549 689 893
16	2 919 721 026	358 100 740	2 561 620 286	0,218	557 483 209
17	3 211 693 129	358 100 740	2 853 592 388	0,198	564 568 041
18	3 532 862 441	358 100 740	3 174 761 701	0,180	571 008 798
19	3 886 148 686	358 100 740	3 528 047 945	0,164	576 864 031
20	4 274 763 554	358 100 740	3 916 662 814	0,149	582 186 970
Total					9 659 613 801

Tout calcul fait, on obtient

$VAN = 9\,659\,613\,801 + 7\,162\,014\,810 = 2\,497\,598\,991 \text{ Ar.}$

V-2-2 / Taux de rentabilité interne (TRI)

Le taux interne de rentabilité correspond au taux d'actualisation qui rend nulle la valeur actuelle nette.

Soit $x = \text{TIR}$; x tel que :

$$TRI = \left\{ x / \sum_{p=1}^n F_p (1 + i)^{-n} - I = 0 \right\}$$

Le TIR est obtenu soit en résolvant l'équation précédent soit en faisant varier le taux d'actualisation jusqu'à nous aurons de $VAN = 0$.

En raisonnant à partir du théorème de la valeur intermédiaire, il suffit de calculer deux valeurs de VAN de signes contraires et en tirer le TRI.

Soit $i = 13\%$ donne $VAN = 18644105$ et $i = 14\%$ donne $VAN = - 613\,389\,682$

Après interpolation, nous avons, $\text{TIR} = 13,029\%$.

V-2-3 / Délai de récupération du capital investi (DRCI)

Le DRCI consiste à mesurer le temps que l'investissement met à récupérer sa de fond. Il est évident que plus le DRCI est court, meilleur est le projet d'investissement. En faisant le cumul des cash-flows pendant des années, nous avons que le montant de l'investissement est compris entre le cumul du cash – flow de la quinzième année et celui de la seizième année.

Après interpolation, nous avons :

$$\text{DRCI} = 15,63$$

Soit DRCI= 15 ans 7mois 22jours.

V-2-4 / Conclusion

Comme la VAN est positive et de plus on a un TRI qui dépasse le taux d'actualisation, alors on peut dire que le projet est rentable.

Etant donné sa rentabilité financière, il est à noter que l'implantation d'un nouvel ouvrage sur un lieu pourra provoquer des dommages de type collatéraux c'est-à-dire sur son environnement récepteur.

Ainsi, la particularité de l'étude à suivre, se focalisera sur l'ensemble des impacts environnementaux causés par la présence du pont.

CHAPITRE VI : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAUX

L'étude d'impact sur l'environnement (EIE) est un instrument institué par une loi et des réglementations afin d'assurer une meilleure intégration des considérations environnementales au développement et une meilleure utilisation des ressources et du territoire.

L'EIE sert à prévoir et à déterminer les conséquences écologiques et sociales, positives et négatives, d'un projet. L'importance relative attribuée aux impacts négatifs devrait aboutir à la définition de mesures d'atténuation ou de mesures de compensation contribuant à réduire les impacts. L'étude peut également permettre de développer d'autres alternatives ou variantes du projet moins dommageables pour l'environnement.

Pour préserver la nature du lieu suivant la charte de l'environnement malagasy, on devra tenir compte des textes suivants : Conformément à l'article 10 de la loi N° 90-033 du 21 décembre 1990, modifiée par la loi n° 97-012 du 06 juin 1997, les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement doivent faire l'objet d'une étude d'impact environnemental (EIE).

En application de cet article 10 de la Charte, le décret N° 99 954 du 15 décembre 1999, portant refonte du décret N° 95-377 du 23 mai 1995 relatif à la mise en compatibilité des investissements avec l'environnement (MECIE), fixe les règles et les procédures à suivre par les promoteurs pour la mise en œuvre d'une EIE.

VI_1 / Méthodologie d'évaluation des impacts

La méthodologie adoptée pour l'évaluation des impacts repose sur une analyse multicritère (intensité, durée, portée) et la combinaison des valeurs des critères pour apprécier leur importance. L'effet direct ou indirect est tenu en compte car renforce la valeur de l'importance.

- Intensité ou ampleur : définit la gravité de l'impact du projet sur l'environnement. Elle est fonction de l'ampleur des changements engendrés par le projet sur une composante du milieu touché. Elle peut être :
 - Forte (valeur 3) : changement irréversible, modification importante (>50%) de l'intégrité et de l'utilisation de la composante.
 - Moyenne (2) : changement réversible, modification partielle (30-50%)
 - Faible (1) : changement réversible, modification légère (<30%).
- Durée :
 - Permanente (3) : changement continu ou intermittent mais régulier même après le projet ;

- Temporaire (2) : changement continu ou intermittent mais régulier durant une phase du projet ;
- Occasionnelle (1) : changement intermittent pendant une phase du projet.
- Etendue ou portée mesure la superficie ou l'espace affecté sur une composante du milieu. Elle varie de :
 - Régionale (3) : modification totale et ressentie par 100% population
 - Locale (2) : modification partielle ressentie par la population environnante
 - Ponctuelle (1) : modification très localisée perçue par une petite portion de la population.

L'importance de l'impact est définie en fonction de la résultante des trois critères ci-dessus décrits à savoir l'intensité, l'étendue et la durée :

Majeure (≥ 7) : modification notoire pouvant mettre en danger la vie ou la survie des êtres vivants

Moyenne (5-6) : changement partiel non dangereux.

Mineure (< 5) : changement légèrement perçu et non dangereux.

L'évaluation des impacts est effectuée à l'aide de la matrice d'évaluation à double entrée combinant les activités de chaque phase du projet et les critères d'évaluation.

Tableau 139 : Critère d'évaluation d'impact

Critères			Valeur d'importance
Intensité / Degré	Etendue / Portée	Durée	Importance
Forte (3)	Régionale (3)	Permanente (3)	Majeure (9)
		Temporelle (2)	Majeure (8)
		Occasionnelle (1)	Majeure (7)
	Locale (2)	Permanente (3)	Majeure (8)
		Temporelle (2)	Moyenne (7)
		Occasionnelle (1)	Moyenne (6)
	Ponctuelle (1)	Permanente (3)	Majeure (7)
		Temporelle (2)	Moyenne (6)
		Occasionnelle (1)	Moyenne (5)

Moyenne (2)	Régionale (3)	Permanente (3)	Majeure (8)
		Temporelle (2)	Moyenne (7)
		Occasionnelle (1)	Moyenne (6)
	Locale (2)	Permanente (3)	Moyenne (7)
		Temporelle (2)	Moyenne (6)
		Occasionnelle (1)	Moyenne (5)
	Ponctuelle (1)	Permanente (3)	Moyenne (6)
		Temporelle (2)	Moyenne (5)
		Occasionnelle (1)	Mineure (4)
Faible (1)	Régionale (3)	Permanente (3)	Majeure (7)
		Temporelle (2)	Moyenne (6)
		Occasionnelle (1)	Mineure (5)
	Locale (2)	Permanente (3)	Moyenne (6)
		Temporelle (2)	Moyenne (5)
		Occasionnelle (1)	Mineure (4)
	Ponctuelle (1)	Permanente (3)	Moyenne (4)
		Temporelle (2)	Mineure (4)
		Occasionnelle (1)	Mineure (3)

Il convient de considérer surtout les impacts d'importance majeure (valeur ≥ 7).

VI-2 / Identification des impacts prévisionnels

Quel que soit le choix de conception de ces ponts, les opérations à mener restent classiques à la construction d'ouvrages de franchissement.

VI-2-1 / En phase préparatoire

La phase préparatoire considère surtout les impacts rattachés aux opérations d'installation des sites connexes (base vie, carrières et voies d'accès, Site de dépôt de déchets de chantier, etc.). Leur aménagement peut compacter le sol ; les déchets épars de base vie, les entraînements par les eaux de ruissellement de fines particules résultant des éventuels déblais peuvent polluer les sols et l'eau.

- Des impacts sur le milieu biophysique

Ils sont rattachés aux opérations d'exploitation des sites d'emprunt, utilisés pour l'approvisionnement en terres de remblais nécessités pour l'aménagement des déviations, tels la perturbation du milieu biophysique, par l'érosion engendrée (défrichement, décapage de

terres végétales), le compactage du sol dû à la circulation des engins. Ils sont d'ordre mineur, vu que d'une part le maximum de volume nécessaire n'excède pas les 8000m³, et que d'autre part ces quantités de remblais seront approvisionnées sur des sites diffus en milieu écologiquement peu sensible le long de la RN4.

Notons que l'étude APD n'a pas développé d'étude spécifique sur les gites, emprunts et carrière. Il sera recommandé à l'entreprise de s'approvisionner auprès de fournisseur disposant de carrière agréé, d'autant plus que la RN4 abonde de carrières déjà exploitées, localisées en dehors de toute zone sensible.

- Des impacts sur le milieu humain

Les conditions d'aménagement des ponts ou des déviations à leur niveau nécessitent le déplacement involontaire de population. L'analyse des impacts à leur propos se présente tel que l'occupation définitive par le nouvel emplacement au Pont Manambatomby au PK 374+254, va affecter quatre cases construites en matériaux locaux de construction, et une dizaine d'arbres fruitiers implantés sur l'emprise de la construction du nouveau pont définitive. L'impact sur le milieu humain est classé moyen.

Tableau 140 : Impact prévisionnel en phase préparatoire

Source d'impact	Impact environnementaux	Milieu récepteur concerné	Classification de l'impact		
			Positive / Négative	Classification	Importance
Construction de pont et de ses voies d'accès	Occupation définitive de terrains. Enlèvement de cases d'habitation, d'arbres fruitiers	Milieu humain	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	5 (Moyenne)
Installation de sites connexes (base vie, emprunts, déviation, site de dépôt	Erosion, pollution des sols et des eaux	Milieu biophysique	Négative	Intensité : 1 Durée : 1 Etendue : 1	3 (Mineure)

de déchets de chantier, site d'enrobage d'asphalte ...)					
--	--	--	--	--	--

VI-2-2 / En phase de chantier

Différentes opérations menées sur chantier peuvent être sources d'impacts négatifs pour l'environnement :

- Par rapport au milieu biophysique
 - L'aménagement de déviations nécessite un besoin en matériaux rocheux (le maximum, nécessité pour un pont n'excède même pas les 2000 m³). Le prélèvement de ces volumes sont diffus le long de la RN4, dans des zones dépourvues de sensibilité particulière.
 - Les résidus de béton, issus de la démolition des anciens ouvrages, l'aménagement des accès aux nouveaux ponts, pourraient engendrer la pollution par de particules solides et l'ensablement des cours d'eau, entraîner la rétention et l'accumulation de débris de branchage charriés par les eaux. Dans tous les cas, l'enlèvement des déchets de démolition et résidus divers est prévu dans la description du projet.

Les déchets résultant de la démolition d'ouvrage, les déblais des déviations sont à déposer tous ses déchets sur des sites agréés par la MDC et disposant de PPES développé en considération de la description du milieu et validé par la MDC. Le cas échéant, Ils peuvent être cédés aux riverains qui sont intéressés à recueillir des volumes de remblais sur leurs terrains. Le devenir de ces volumes de déchets doit être traçables, pour qu'on puisse vérifier que l'entreprise ne se contente pas d'une évacuation directe par entraînement par les eaux de rivière.

- Le transport et le stockage des matériaux engendrent des nuisances sonores, la compaction du sol. Ces impacts peuvent facilement être limités par le respect des vitesses de circulation, notamment à la traversée des agglomérations.

Ces activités du projet ne vont occasionner aucun impact négatif significatif additionnel ni sur les zones sensibles, ni sur le sol ou la végétation. Ils sont tous classés mineurs. Leur réalisation en respect des règles de l'art suffit à limiter correctement leurs impacts.

- Par rapport au milieu humain
 - L'approvisionnement en matériaux nécessitera 10 allers retours d'unités de camions au maximum pour le transport des matériaux rocheux et variant de 100 à 525 allers retours d'unités de camions pour celui des matériaux meubles. Le transport de ces matériaux présente ainsi des risques potentiels d'accident, notamment aux points de sortie des sites

d'approvisionnement et en cas d'excès de vitesse, catégorisé d'importance moyenne. Aussi, le plan de gestion des risques et accident doit inclure la validation de l'itinéraire de transport des camions, adaptée à l'emplacement de chaque site d'approvisionnement de matériaux, outre la signalisation habituelle des points de sortie des camions.

- Les travaux sur l'ensemble des chantiers peuvent être des sources d'accidents divers, notamment pour le personnel et éventuellement pour les usagers. Les risques sont jugés d'ordre moyen, car peuvent affecter des vies humaines. Ils sont gérables par simple respect des règles de l'art sur chantier (port d'EPI, délimitation du chantier, panneaux de signalisation).
- Les travaux sur les ponts engendrent des perturbations des riverains dans leurs activités quotidiennes et des restrictions de circulation des usagers notamment du fait de la circulation en demi-chaussée sur les déviations. Ces impacts sont classés mineurs compte tenu de la courte durée des travaux, et seront atténués par le maintien de la circulation durant les travaux et la gestion de la circulation alternée sur la déviation ;
- L'aménagement des déviations pourrait empiéter sur des zones de cultures utilisées par des riverains. Ces impacts mineurs sont d'ordre temporaire. Les mesures de compensation y afférentes ont été négociées avec les PAPs concernées, et les pertes de récoltes seront indemnisées avant le démarrage des travaux.
- La main d'oeuvre allochtone, non accompagnée par leurs familles respectives, peut être tentée à sortir avec la jeunesse riveraine, avec risque de propagation des MST/VIH-SIDA (importance moyenne). En sus du règlement du personnel, les entreprises seront tenues de mettre en place des plans de gestion des risques de propagation des MST/VIH-SIDA au sein de son personnel.
- Des travaux de fouille sur le chantier ou dans les sites connexes peuvent toucher des vestiges culturels ou fossiles. Ces impacts sont jugés d'importance moyenne, mais les travaux doivent être immédiatement suspendus en attendant les directives des autorités compétentes sur les mesures de préservation du patrimoine culturel.

Aucun impact négatif additionnel significatif n'est donc identifié pour l'environnement humain par rapport à la situation initiale sans projet.

Aucune activité de subsistance ne sera définitivement interrompue durant l'exécution du projet.

Tableau 141 : Impact prévisionnel en phase de chantier

Source d'impact	Impact environnementaux	Milieu récepteur concerné	Classification de l'impact		
			Positive / Négative	Classification	Importance
Exploration de sites connexes	Erosion (défrichement, décapage), Compaction du sol (circulation des engins)	Sol	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	4 (mineure)
Aménagement de déviation	Pollution des sols et des eaux (défrichement, déchets de base de vie)	Sol _ eau	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	4 (mineure)
Transport de matériaux	Pollution de l'air (station d'enrobage, enrobage)	Air	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	4 (mineure)
	Perte temporaire/ définitive de biens (habitation)	Milieu humain	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	4 (mineure)
Résidus de démolition des ouvrages	Pollution du sol	Sol	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	4 (mineure)

	Nuisance visuelle	Milieu humain	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	4 (mineure)
Travaux sur chantier et sur sites connexes	Risques d'accidents divers pour le personnel	Milieu humain	Négative	Intensité : 2 Durée : 3 Etendue : 1	6 (moyenne)
Transport des matériaux	Risque d'accidents de circulation				

Travaux de fouille	Destruction de vestiges culturels	Milieu humain	Négative	Intensité : 1 Durée : 2 Etendue : 1	4 (mineure)
Transport des matériaux	Risque d'accidents de circulation	Milieu humain	Négative	Intensité : 2 Durée : 2 Etendue : 1	5 (moyenne)
Présence de main d'œuvre allochtone	Risque de prolifération des MST et VIH SIDA	Milieu humain	Négative	Intensité : 1 Durée : 3 Etendue : 1	5 (moyenne)

VI-2-3 / En phase d'exploitation

Comme la circulation sur la route n'est pas interrompue durant les travaux qui sont habituellement menés en demi-chaussée, la phase d'exploitation correspond à la remise totale des ouvrages au maître d'ouvrage, en fin de chantier.

Aucun impact notable n'est identifié pour cette phase.

- Par rapport au milieu biophysique,
 - Aucune augmentation des pollutions de l'air pour les riverains par les gaz d'échappement ;
 - Aucune augmentation du bruit par les véhicules, pour les riverains ne sera notée, ce qui suppose qu'il n'y aura pas d'augmentation du bruit par les véhicules, ni de modification du niveau de pollution de l'air pour les riverains par les gaz d'échappement,
 - Les risques d'érosion engendrés sur les sites de prélèvement de remblais pour l'aménagement des déviations sont d'importance mineure, car les quantités de remblais à prélever sont diffuses le long de la RN4.

Il ressort de l'analyse des impacts prévisionnels du projet que ce dernier ne va occasionner aucun impact négatif significatif additionnel sur l'environnement : ni sur les zones sensibles, ni sur le sol ou la végétation, vu que la mise en oeuvre des travaux reste sur l'emplacement actuel des ouvrages.

- Par rapport au milieu humain,
 - Par rapport aux risques d'accidents, les travaux de réhabilitation et de reconstruction vont améliorer voire renouveler l'état des ouvrages fortement dégradés. Ainsi, le projet va contribuer à amener un minimum de qualité de calculabilité, et une amélioration du confort des usagers. Cependant, ceci ne va pas spécifiquement susciter une augmentation potentielle du trafic, ni un accroissement de la vitesse de circulation sur la route, vu l'état général de la RN4 d'une part et les localisations tronçonnées des interventions pour la réhabilitation des petits ponts. Aucun accroissement des risques d'accidents n'est ainsi envisagé. Sinon, la pose de panneaux de signalisation ou de limitation de vitesse exigée par le Code de la Route est déjà prévue.

Sur l'ensemble des zones d'emprise et directement concernées par le projet, aucun impact additionnel significatif ne sera apporté par le projet

Tableau 142 : Impact prévisionnel en phase d'exploitation

Source d'impact	Impact environnementaux	Milieu récepteur concerné	Classification de l'impact		
			Positive / Négative	Classification	Importance
Augmentation de la vitesse des véhicules	Accroissement des risques d'accident	Milieu humain	Négative	Intensité : 1 Durée : 3 Etendue : 1	5 (mineure)
Circulation des véhicules	Augmentation des pollutions de l'air	Milieu humain	Négative	Intensité : 1 Durée : 3 Etendue : 1	5 (mineure)

VI-3 / Mesures à adopter

Les mesures à prévoir pour ce projet sont présentées dans le PGE et à insérer dans le Dossier d'Appel d'Offres du projet, en sus des mesures environnementales distinguées dans le Bordereau des Prix.

- Par rapport au milieu biophysique

Vu la nature et la faible envergure des opérations, aucun impact sur l'environnement ne devra survenir sur le milieu biophysique, du fait du projet. Un suivi des règles de l'art applicables sur chantier et sur les sites connexes suffit pour préserver l'environnement de la pollution et des effets de l'érosion.

L'enlèvement des déchets résultant de la démolition d'ouvrage ou des produits de fouilles, l'enlèvement des déviations en fin travaux devra s'effectuer en dehors de période de grosses pluies.

L'entreprise est tenue de déposer tous ses déchets sur des sites agréés par la MDC et disposant de

PPES développé en considération de la description du milieu et validé par la MDC.

- Par rapport au milieu humain

Les pertes de récoltes résultant de l'occupation provisoire des déviations sur des aires de cultures seront compensées avant le démarrage des travaux.

Les pertes de biens résultant de la libération de l'emprise des travaux (Pont Manambatomby) seront indemnisées avant le démarrage des travaux

Pour minimiser les perturbations éventuelles et nuisances aux usagers et riverains, les dispositions envisagées consistent en :

- la mise en place des panneaux de signalisation à l'entrée et à la sortie des têtes de chantier, lors de la conduite des travaux.
- des limitations de vitesse des camions à la traversée des agglomérations, autant pour minimiser la pollution de l'air par les poussières que pour éviter les risques d'accident
- des dispositions pour assurer la circulabilité des usagers sur la route.

Des risques et dangers peuvent survenir pour le personnel de l'entreprise lors des travaux sur chantier en cas de négligence dans le respect des règles de l'art en matière de sécurité. Aussi, le port d'Equipements de Protection Individuelle ou EPI est à prévoir, outre le rappel périodique des consignes de sécurité. Durant les phases de chantier, des dispositions de matérialisation doivent être apposés autour des aires de chantier pour restreindre la circulation des personnes non autorisées tels les riverains de la route.

Spécifiquement par rapport au risque de prolifération des MST/ SIDA :

- Il incombe à l'entreprise prestataire des travaux d'adopter les opérations classiques de prévention des risques de transmission de maladies sexuellement transmissibles (MST, VIH/SIDA) au niveau du personnel sur chantier, suivant les approches préconisées dans la politique nationale en la matière.

Les responsabilités de l'entrepreneur en la matière prévoient :

- la Promotion du plaidoyer par la communication pour le changement de comportement face à l'IST/VIH/SIDA
- la disponibilité de préservatifs pour toute la main d'oeuvre, y compris celle des sous-traitants

Notons que ces actions pour le personnel de l'entreprise sont autant que possible à compléter par le plan d'action de sensibilisation de prévention et de lutte, effectué par la Direction des Impacts sociaux et environnementaux (DISE) du MTP, suivant les mêmes approches mais ciblant surtout les usagers et les riverains de la route.

Le projet prévoit la reconstruction d'un nouveau pont en amont du pont actuel. La circulation routière se poursuivra sur le pont actuel pendant les travaux. L'enlèvement de la voie d'accès au pont actuel n'est pas prévu dans le projet. Toutefois le nouvel emplacement du pont va nécessiter la destruction de 4 cases entièrement construites en matériaux locaux et de 16 arbres fruitiers, appartenant à 2 ménages.

L'indemnisation des biens détruits s'élève à 6 188 200 Ar.

Des mesures sont prévues pour l'indemnisation des biens affectés à la sortie du pont sur l'emplacement même du nouveau pont à aménager,

Les séries de consultations menées depuis 2013 ont rendus les PAPs familiers aux procédures à suivre pour leur indemnisation.

La base de calcul de l'indemnisation des cases autant que des arbres fruitiers a été fixée par un comité ad hoc. Les montants d'indemnisation des ménages affectés définis en conséquence restent supérieurs aux montants présentés par ces derniers. Ainsi, aucun litige ne devrait survenir. Le cas échéant, tout litige sera porté au comité ad hoc, déjà opérationnel au niveau des fokontany.

Bien que toutes les études soient parfaites, il n'y aura aucune valeur sans une bonne réalisation et effectivement un bon contrôle.

CHAPITRE VII : CONTROLE DE TRAVAUX

VII-1 / Généralités

Le contrôle des travaux est l'opération qui consiste à faire réaliser un projet conformément aux plans et spécifications. Le contrôle représente donc, pour le Maître de l'ouvrage l'assurance d'avoir un ouvrage conforme au projet qui a été conçu, ou à l'objectif qui a été fixé.

VII-1-1 / But du contrôle

Le contrôle est une opération nécessaire pour passer d'un désir de réalisation à la réalisation elle-même. A ce titre, il se doit d'être constructif c'est-à-dire d'apporter des éléments permettant de contribuer à la qualité de l'ouvrage et devra œuvrer dans un esprit de coopération avec l'Entreprise.

Pour être satisfaisant, le contrôle doit avoir pour objectif :

- d'obtenir des matériaux ayant des qualités et des quantités requises et qu'ils soient mis en œuvre dans les meilleures conditions ;
- d'être en mesure de percevoir au plus tôt les insuffisances éventuelles afin d'y porter remède avant qu'il ne soit trop tard ;
- de rassembler les résultats du contrôle en vue de leur exploitation ultérieure ;
- assurer le déroulement d'un chantier selon les règles de l'Art.

Enfin, pour être complet et efficace, le contrôle doit s'exercer avant, pendant et après les travaux.

VII-1-2 / Equipe de contrôle

L'équipe de contrôle comprend généralement :

- l'ingénieur en Chef du marché, qui représente le Maître de l'Ouvrage et qui a pouvoir de signature ;
- l'ingénieur chargé du contrôle qui a la responsabilité effective du contrôle ;
- des Surveillants de travaux responsables du contrôle d'un ou plusieurs échelons (terrassement, chaussée,...) mais qui n'ont pas généralement pas pouvoir de décision ;
- des cellules de services : administratives et laboratoires.

VII-1-3 / Condition requise pour l'exécution d'un bon contrôle

La qualité de contrôle dépend dans une large mesure de la responsabilité et de la compétence des divers responsables et en particulier de l'Ingénieur chargé de contrôle.

L'expérience montre en effet que quel que soit le degré de perfection d'une étude il se présente toujours lors de l'exécution des travaux des difficultés imprévues.

Il appartient alors au contrôle d'apporter des solutions rationnelles sur le plan technique et acceptable sur le plan pécuniaire.

L'ingénieur chargé du contrôle devra donc avoir de nombreuses qualités : bonne expérience technique, beaucoup de sens critique et surtout de bon sens, des qualités de jugement, une grande honnêteté intellectuelle et beaucoup de patience aussi.

Pour le cas de notre ouvrage, le contrôle a été assuré par le Laboratoire Nationale du Travaux Publics et du Bâtiment (LNTPB).



Photo 3 : Visite du LNTPB sur le chantier Manambatromby

VII-2 / Techniques de contrôle des travaux d'ouvrage d'art

VII-2-1 / Implantation

a / Principes

L'implantation a pour but de matérialiser sur le terrain la position exacte des divers éléments de l'ouvrage à construire. Elle comporte d'une part le piquetage général qui fixe

définitivement la position de l'ouvrage et d'autre part, le piquetage complémentaire qui matérialise les emplacements des divers éléments.

Le piquetage général qui est assuré habituellement par le Maître d'œuvre, consiste à matérialiser sur le terrain, l'axe longitudinal de l'ouvrage à réaliser et à fixer sur cet axe la position de l'ouvrage en plaçant un repère correspondant à un point particulier.

Le piquetage complémentaire qui est mis en place par l'entrepreneur, sert à avoir les précisions topographiques requises pour la réalisation de l'ouvrage. Les axes longitudinaux et transversaux des appuis et le contour de leur fondation doivent être piquetés.

b / Mode d'exécution de l'implantation

Le piquetage général doit être matérialisé par des repères qui devront subsister pendant toute la durée du chantier. Ces repères doivent donc être placés hors de la zone où le sol est susceptible d'être remué en cours de travaux. L'exécution du piquetage général comprend donc d'une part, la mise en place de piquets à l'emplacement des points que l'on désire matérialiser et d'autre part, la pose de bornes bien enracinées dans le sol et très visibles qui permettront en cas de besoin de remettre les piquets en place par des méthodes simples.

L'ensemble de ces opérations doit être décrit dans le procès-verbal de piquetage.

VII-2-2 / Fondation

a / Généralité

L'étude géotechnique faite au stade de projet ne permet de définir les différentes couches du sol que par interpolation entre les sondages, et elle laisse donc subsister quelque incertitude.

C'est pourquoi, lors de l'exécution des travaux de fondations, l'ingénieur doit s'efforcer de compléter sa connaissance du sol d'après les résultats du chantier, et son rôle n'est plus alors seulement de contrôler mais également de prendre des décisions tenant compte de ce complément d'information.

b / Fondation sur pieux

– Système de forage

Pour la mise en œuvre de pieu sur le pont de Manambatomby, le forage consiste à la fois à forer puis à colmater directement les pores par un mélange du sol extrait avec de la bentonite. Cette méthode, moins couteuse, ne peut travailler qu'à une vitesse de 25cm par heure.

Comme le sol extrait est directement utilisé pour le colmatage, la coupe de terrain lors de l'étude doit être précise afin d'anticiper la quantité d'argile à additionner.



Photo 4 : Forage d'un pieu

– Contrôle

Dans le cas de fondation sur pieux, l'observation directe du terrain de fondation n'est pas possible. L'appréciation de la conformité du sol rencontré avec les prévisions fournies par l'étude géotechnique ne peut se faire qu'en rassemblant le maximum d'information lors du forage.

Le rôle de l'ingénieur est d'assurer que toutes ces observations sont bien effectuées et d'en interpréter les résultats afin de décider notamment si la côte choisie pour l'arrêt des pieux peut être maintenue ou s'il y a lieu de la modifier.

Le principal renseignement à recueillir lors de la réalisation des pieux est la présence de nappe d'eau ou de sol à faible cohésion qui peuvent engendrer des poches d'air aux alentours de la paroi du pieu.

Voilà pourquoi chaque pieu est muni de trois tubes de réservation pour la réalisation des essais auscultations soniques.

Cet essai permet de détecter grâce à l'onde sonore la poche de vide éventuel sur la paroi du pieu.

Si l'essai s'avère positif, une correction au micro pieu s'impose d'où le diamètre du troisième tube de réservation sur les pieux qui est plus grand (de diamètre 1000mm).



Photo 5 : Tube de réservation

VII-2-3 / Béton

a / Introduction

Lorsque l'ingénieur chargé de contrôle d'un chantier estime que le béton réalisé par un entrepreneur n'a pas les qualités de résistance requises, il n'y a d'autre choix que de le faire démolir. En effet, un béton de mauvaise qualité ne peut être amélioré.

L'ingénieur chargé de contrôle doit donc :

- veiller à ce que l'entrepreneur fasse ses études de béton en temps voulu pour que même si un complément s'avère nécessaire, le démarrage des travaux de bétonnage ne soit pas retardé ;
- s'assurer que les résultats obtenus sont compatibles avec le respect des résistances requises ;
- vérifier au cours de l'exécution que la composition étudiée est bien respectée et que la mise en œuvre et la cure sont bien effectuées suivant les règles de l'Art.

Les qualités demandées au béton sont d'être résistant mécaniquement, aussi imperméable que possible, indécomposable et maniable.

Pour arriver à ce résultat, il est absolument indispensable de suivre la procédure figurant au C.P.C, c'est-à-dire de réaliser successivement :

- l'épreuve d'étude :

Elle a pour but de trouver la composition granulométrique qui permette d'obtenir un béton résistant mécaniquement, aussi imperméable que possible (recherche d'une forte densité) et indécomposable (choix du ciment).

Les agrégats, le sable et l'eau doivent provenir des carrières du chantier.

L'ingénieur doit se préoccuper de la consistance de ce béton frais en faisant des mesures d'affaissement au cône d'ABRAMS.

- l'épreuve de convenance :

L'épreuve de convenance a pour but de vérifier que la composition granulométrique telle qu'obtenue lors de l'étude et le matériel de mise en œuvre permettent bien d'obtenir un béton possédant les caractéristiques mécaniques recherchées.

Il doit ressortir de l'épreuve de convenance que les résistances requises peuvent être effectivement atteintes sur le chantier. S'il en était autrement, les qualités des matériaux ou les conditions de fabrication devraient être améliorées et l'épreuve de convenance recommencée dans les conditions nouvelles.

- l'essai de contrôle :

Ces essais permettent de vérifier, a posteriori, la qualité intrinsèque du béton sorti de la bétonnière. L'ingénieur doit particulièrement veiller au respect des conditions de conservation (20° atmosphère humide puis immersion) car des éprouvettes placées dans des conditions différentes ne donneront pas de résultats significatifs.

- l'essai d'information :

Ils permettent de suivre l'évolution dans le temps du béton de l'ouvrage, compte tenu par exemple des variations de la température ambiante, et de déterminer à partir de quelle date l'ouvrage peut être mis en service.

La conservation des éprouvettes doit se faire dans des conditions comparables à celles des parties d'ouvrages qu'elles sont censées représenter.



Photo 6 : Centrale à béton

c / Granulats, ciment et eau de gâchage

Dans ce domaine, les interventions de l'ingénieur comprennent d'une part des décisions : agrément des carrières, du ciment, de l'eau de gâchage, et d'autre part des contrôles : vérification de qualité, de granularité et de propreté.

L'agrément définitif des carrières, du ciment et de l'eau ne peut être donné qu'après l'épreuve d'étude, mais l'ingénieur doit indiquer dès que l'entrepreneur le consulte, s'il y a d'autres motifs qu'un échec lors de l'épreuve d'étude, pour refuser la carrière, le ciment ou l'eau. Il doit exiger dans ce but que l'entrepreneur lui fournisse les résultats d'analyse chimique de l'eau et des agrégats, et ceux des essais de réception du ciment employé.

Après agrément des carrières, du ciment et de l'eau, l'ingénieur doit assurer que les qualités des divers constituants destinés à la fabrication du béton restent bien constantes et identiques à celles des constituants du béton de l'épreuve.

Les vérifications doivent être systématiques, et porter sur :

- le choix des veines d'où sont extraits les granulats ;

- la propreté des sables (mesures de l'équivalent de sable) ;
- la granularité et la forme des granulats ;
- l'homogénéité et la bonne conservation des lots de ciment.



Photo 7 : Granulats



Photo 8 : Eau de gâchage

d / Mise en œuvre

- Vérification de dosage :

Pour être sûr d'obtenir un béton dont les caractéristiques mécaniques soient conformes au béton d'étude et au béton de convenance, l'ingénieur doit s'assurer que l'entrepreneur prend toutes précautions pour que les proportions des divers éléments soient respectées (en poids sec).

Il y a souvent conflit sur les chantiers entre la nécessité de respecter le dosage en eau prévu et celle de réaliser un béton qui se mette facilement en place.

C'est là qu'intervient l'ingénieur où il devra trouver un compromis entre la composition proposé par l'entrepreneur et le béton témoin réalisé lors de l'épreuve de convenance.

– Vibration

Le but de la vibration est de serrer le béton frais, facilitant ainsi la mise en place dans le coffrage. Ce serrage se traduit par une augmentation de densité du béton, qui améliore considérablement ses caractéristiques finales.

La vibration est obligatoire pour tous les bétons de qualité et l'entrepreneur doit indiquer dans son programme de bétonnage comment sera effectuée la vibration.

Avant de donner son visa au programme de bétonnage, l'ingénieur doit s'assurer :

- de l'adaptation du matériel de vibration aux dimensions de l'ouvrage à réaliser ;
- de présence de cheminées de bétonnage suffisantes pour le matériel de vibration prévu (cheminée supérieure de 1cm au moins au diamètre du vibreur) ;
- de la compatibilité de l'épaisseur des couches à vibrer et du matériel de vibration prévu (rayon d'action).

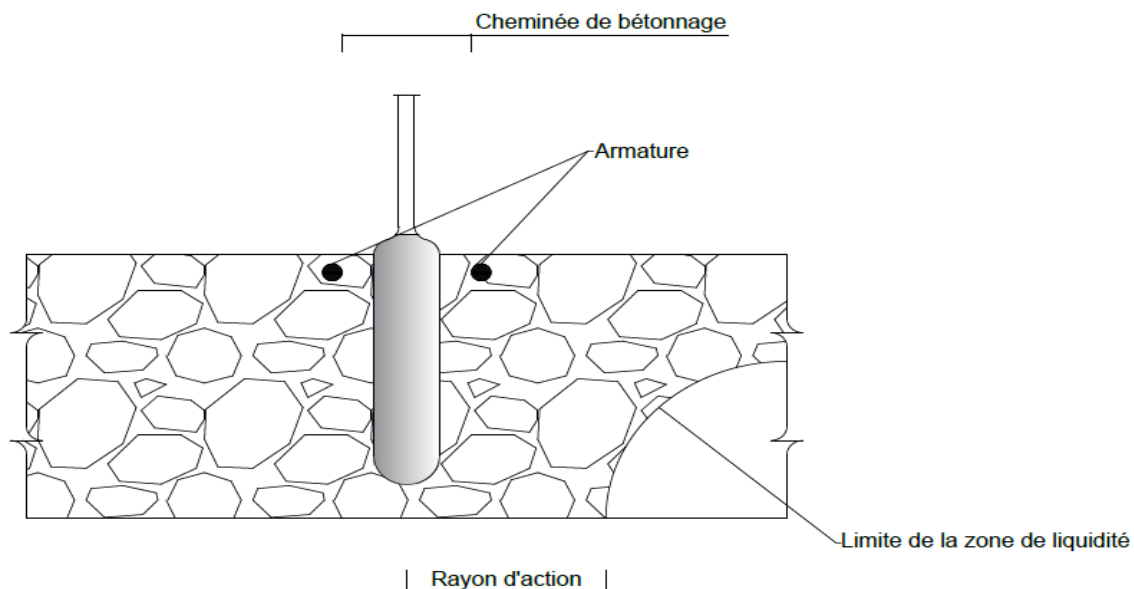


Figure 47 : Fonctionnement d'un pervibrateur

VII-2-4 / Armature

a / Façonnage

L'ingénieur doit veiller très attentivement au respect de toutes les recommandations des fiches d'identification ou des documents analogues établis dans les pays d'origine des aciers. A ce titre, il doit notamment s'assurer que les aciers à haute adhérence ne sont soumis ni volontairement ni accidentellement à des pliages non définitifs.

Tout manquement à ces règles risque d'amorcer des fissures dans les aciers entraînant des risques de rupture brutale sous l'effet des contraintes de service.

b / Mise en place

Lors de la réception des ferrailages, l'ingénieur devra notamment s'assurer que les armatures sont bien à l'emplacement prévu par les plans et qu'elles ne sont pas susceptibles de se déplacer lors de la mise en place du béton.

V-2-5 / Câbles de précontrainte

a / Façonnage

L'ingénieur doit particulièrement veiller à ce que :

- la longueur des câbles soit respectée à 1cm près ;
- les gaines soient mises en place en les laissant pendre entre leurs points extrêmes et ceux où la définition du tracé change (point d'inflexion), puis en réglant leur tracé et en ne les fixant qu'ensuite aux points intermédiaires de façon à éviter toute perte de tension parasite.

b / Mise en tension

- Avant le début de l'opération, l'ingénieur doit exiger la remise du programme de mise en tension qui définit dans quel ordre est effectuée la mise en tension des câbles et quel est l'allongement prévu pour chacun d'entre eux.
- En cours d'opération, l'ingénieur doit suivre l'évolution des allongements en fonction des pressions. Le tracé du graphe correspondant permet d'obtenir l'allongement réel Δl_0 qui doit être comparé à celui annoncé par le programme de mise en tension.

En cas d'écart supérieur à 5% entre allongement prévus et les allongements réels, il faut chercher les causes de cette différence et prendre les décisions en conséquence. Ces décisions sont à prendre par un spécialiste du béton précontraint.

La mise en tension doit être interrompue en cas d'apparition d'anomalie constaté au niveau du béton ou des câbles jusqu'à ce que les causes aient pu être trouvées et les remèdes apportés.

- Après mise en tension, on procède à l'injection des câbles. L'ingénieur doit particulièrement vérifier à ce que l'entrepreneur :
 - insuffle de l'air comprimé plusieurs fois par jour dans les gaines des câbles déjà tendus et non injectés, pour en chasser l'humidité ;
 - injecte des câbles dans un délai maximal de six jours en atmosphère normale après leur mise en tension ;
 - mesure la quantité injectée dans chaque gaine jusqu'à remplissage complet pour comparer avec le volume théorique et détecter des fuites éventuelles dans d'autres gaines ;
 - fasse déborder suffisamment le coulis d'injection après le remplissage pour que l'on soit sûr qu'il ne reste pas d'air emprisonné dans la gaine.

Le coulis doit être préparé dans un malaxeur à haute turbulence (agitateur électrique à hélice tournant à 4000 tours/mn).

VII-2-6 / Epreuve des ouvrages

a / Généralités

En plus du soin avec lequel il a surveillé l'exécution des travaux, l'ingénieur doit s'assurer que les ouvrages construits peuvent effectivement remplir le rôle qui lui est attribué : assurer la circulation des véhicules en toute sécurité.

L'ingénieur doit donc contrôler le comportement global des ouvrages en leur faisant subir des surcharges qui simuleront la circulation ultérieure des véhicules.

b / Organisation des épreuves

Les épreuves comprennent :

- l'épreuve statique qui consiste à appliquer sur l'ouvrage un poids mort voisin de la charge maximale de calcul et à faire les mesures de flèches et, dans le cas de grands ouvrages les mesures de rotation sur appui ;
- l'épreuve dynamique qui consiste à étudier le comportement de l'ouvrage (enregistrement des variations de la flèche) au passage d'une surcharge roulante.

Le programme des épreuves doit tenir compte des moyens disponibles et des possibilités de pesage des camions et engins destinés à constituer la surcharge.

CONCLUSION

Le problème de l'ancien pont à Manambatomby a été jusqu'à présent remplacé par un pont provisoire. On vient pourtant de montrer que la région qui abrite cette commune regorge de ressources non négligeable et que le trafic ne cesse d'accroître. Il faudra alors envisager une solution à long terme. D'où la construction d'un nouveau pont.

Afin que ce nouveau pont puisse bien s'intégrer dans son milieu, il a fallu effectuer certaines études relatifs au cours d'eau et au lit de la rivière. C'est à partir de cela qu'on a pu tirer les dimensions adéquats du futur ouvrage. Ces dimensions ont ensuite servi à effectuer une estimation sommaire sur les coûts de chaque variante qui peuvent être proposée et nous a permis d'opter pour la variante en béton précontraint.

Grâce aux règles classiquement utilisée pour le dimensionnement en ouvrages d'art, en béton armé et en béton précontraint, il nous est été possible de dimensionner chaque composant du pont afin que ce dernier puisse remplir son rôle en tant que porteur de convoi.

Tout ce qu'on a avancé jusqu'ici ne nous permet pas cependant d'affirmer directement qu'un projet doit être impérativement réalisé sans que ce dernier ci soit rentable financièrement, respectueux de l'environnement. On oubliera sans aucun doute la participation active d'un ingénieur de contrôle au cours d'un chantier pour veiller au respect de la Règle de l'Art.

Vue la demande accrue en terme de chargement des transporteurs employant cette route, il serait préférable de dimensionner les ouvrages avec une charge plus élevée que celle utilisée normalement.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]. Albert Fuentes-« CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENTS EN BETON ARME », Eyrolle, 270 pages, 1983
- [2]. BCEOM, CEBTP-« MANUEL SUR LES ROUTES DANS LES ZONES TROPICALES ET DESERTIQUES », Etude et Construction, 483 pages, 1975
- [3]. ENPC-« FLEXION TRANSVERSALE DES OUVRAGES A POUTRES » ;25 pages ,2015
- [4]. Henry Thonier-« CONCEPTION ET CALCUL DE STRUCTURE DE BATIMENT1 », Presse Ponts et Chaussée, 165pages, 1999
- [5]. Fascicule n° 61 titre II – « CONCEPTION, CALCUL ET EPREUVES DES OUVRAGES D'ARTS »
- [6]. Fascicule n° 62- Titre I - Section I –« Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BPAL 91 révisé 99 » 246 pages ; Avril 1999.
- [7]. Fascicule n° 62- Titre I - Section II –« 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 ; Avril 1999.
- [8]. Fascicule n° 62- Titre V–« Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en Génie Civil » 188pages.
- [9]. Henry Thonier-« LE BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES », Presse Ponts et Chaussée,279 pages, 1982
- [10]. J.M Destrac-« MEMOTECH GENIE CIVIL»,Castella, 236 pages , 1996
- [11]. M.Roche-« HYDROLOGIE DE SURFACE», ORSTOM, 431 pages,1963
- [12]. Olivier Gagliardini-« COURS DE BETON ARME »,104 pages, 2004
- [13]. SETRA-« CALCUL DE HOURDIS DE PONTS »,Bulletin Technique n)1,191 pages, Mai 1972
- [14]. SETRA-« PONTS A POUTRE PREFABRIQUEES PRECONTRAIT PAR POST TENSION », Guide de Conception, 168 pages, 1996
- [15]. SETRA – « Guide du projeteur ouvrage d'art – Ponts courant », SETRA ; 356 pages ;

ANNEXE

ANNEXE A : TABLEAU DE GAUSS

<i>u</i>		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,	50 000	49 601	49 202	48 803	48 405	48 006	47 608	47 210	46 812	46 414
0,1		46 017	45 620	45 224	44 828	44 433	44 038	43 644	43 251	42 858	42 465
0,2		42 074	41 683	41 294	40 905	40 517	40 129	39 743	39 358	38 974	38 591
0,3		38 209	37 828	37 448	37 070	36 693	36 317	35 942	35 569	35 197	34 827
0,4		34 458	34 090	33 724	33 360	32 997	32 636	32 276	31 918	31 561	31 207
0,5		30 854	30 503	30 153	29 806	29 460	29 116	28 774	28 434	28 096	27 760
0,6		27 425	27 093	26 763	26 435	26 109	25 785	25 463	25 143	24 825	24 510
0,7		24 196	23 885	23 576	23 270	22 965	22 663	22 363	22 065	21 770	21 476
0,8		21 186	20 897	20 611	20 327	20 045	19 766	19 489	19 215	18 943	18 673
0,9		18 406	18 141	17 879	17 619	17 361	17 106	16 853	16 602	16 354	16 109
1,0		15 866	15 625	15 386	15 151	14 917	14 686	14 457	14 231	14 007	13 786
1,1		13 567	13 350	13 136	12 924	12 714	12 507	12 302	12 100	11 900	11 702
1,2		11 507	11 314	11 123	10 935	10 749	10 565	10 383	10 204	10 027	98 525
1,3	0,0	96 800	95 098	93 418	91 759	90 123	88 508	86 915	85 343	83 793	82 264
1,4		80 757	79 270	77 804	76 359	74 934	73 529	72 145	70 781	69 437	68 112
1,5		66 807	65 522	64 255	63 008	61 780	60 571	59 380	58 208	57 053	55 917
1,6		54 799	53 699	52 616	51 551	50 503	49 471	48 457	47 460	46 479	45 514
1,7		44 565	43 633	42 716	41 815	40 930	40 059	39 204	38 364	37 538	36 727
1,8		35 930	35 148	34 380	33 625	32 884	32 157	31 443	30 742	30 054	29 379
1,9		28 717	28 067	27 429	26 803	26 190	25 588	24 998	24 419	23 852	23 295
2,0		22 750	22 216	21 692	21 178	20 675	20 182	19 699	19 226	18 763	18 309
2,1		17 864	17 429	17 003	16 586	16 177	15 778	15 386	15 003	14 629	14 262
2,2		13 903	13 553	13 209	12 874	12 545	12 224	11 911	11 604	11 304	11 011
2,3		10 724	10 444	10 170	99 031	96 419	93 867	91 375	88 940	86 563	84 242
2,4	0,0 ²	81 975	79 763	77 603	75 494	73 436	71 428	69 469	67 557	65 691	63 872
2,5		62 097	60 366	58 677	57 031	55 426	53 861	52 336	50 849	49 400	47 988
2,6		46 612	45 271	43 965	42 692	41 453	40 246	39 070	37 926	36 811	35 726
2,7		34 670	33 642	32 641	31 667	30 720	29 798	28 901	28 028	27 179	26 354
2,8		25 551	24 771	24 012	23 274	22 557	21 860	21 182	20 524	19 884	19 262
2,9		18 658	18 071	17 502	16 948	16 411	15 889	15 382	14 890	14 412	13 949
3,0		13 499	13 062	12 639	12 228	11 829	11 442	11 067	10 703	10 350	10 008
3,1	0,0 ³	96 760	93 544	90 426	87 403	84 474	81 635	78 885	76 219	73 638	71 136
3,2		68 714	66 367	64 095	61 895	59 765	57 703	55 706	53 774	51 904	50 094
3,3		48 342	46 648	45 009	43 323	41 889	40 406	38 971	37 584	36 243	34 946
3,4		33 693	32 481	31 311	30 179	29 086	28 029	27 009	26 023	25 071	24 151
3,5		23 263	22 405	21 577	20 778	20 006	19 262	18 543	17 849	17 180	16 534
3,6		15 911	15 310	14 730	14 171	13 632	13 112	12 611	12 128	11 662	11 213
3,7		10 780	10 363	99 611	95 740	92 010	88 417	84 957	81 624	78 414	75 324
3,8	0,0 ⁴	72 348	69 483	66 726	64 072	61 517	59 059	56 694	54 418	52 228	50 122
3,9		48 096	46 148	44 274	42 473	40 741	39 076	37 475	35 936	34 458	33 037
4,0		31 67	30 359	29 099	27 888	26 726	25 609	24 536	23 507	22 518	21 569
4,1		20 65	19 783	18 944	18 138	17 365	16 624	15 912	15 230	14 575	13 948
4,2		13 346	12 769	12 215	11 685	11 176	10 689	10 221	97 736	93 447	89 337
4,3	0,0 ⁵	85 399	81 627	78 015	74 555	71 241	68 069	65 031	62 123	59 340	56 675
4,4		54 125	51 685	49 350	47 117	44 979	42 935	40 980	39 110	37 322	35 612
4,5		33 977	32 414	30 920	29 492	28 127	26 823	25 577	24 386	23 249	22 162
4,6		21 125	20 133	19 187	18 283	17 420	16 597	15 810	15 060	14 344	13 660
4,7		13 008	12 386	11 792	11 226	10 686	10 171	96 796	92 113	87 648	83 391
4,8	0,0 ⁶	79 833	75 465	71 779	68 267	64 920	61 731	58 693	55 799	53 043	50 418
4,9		47 918	45 538	43 272	41 115	39 061	37 107	35 247	33 476	31 792	30 190

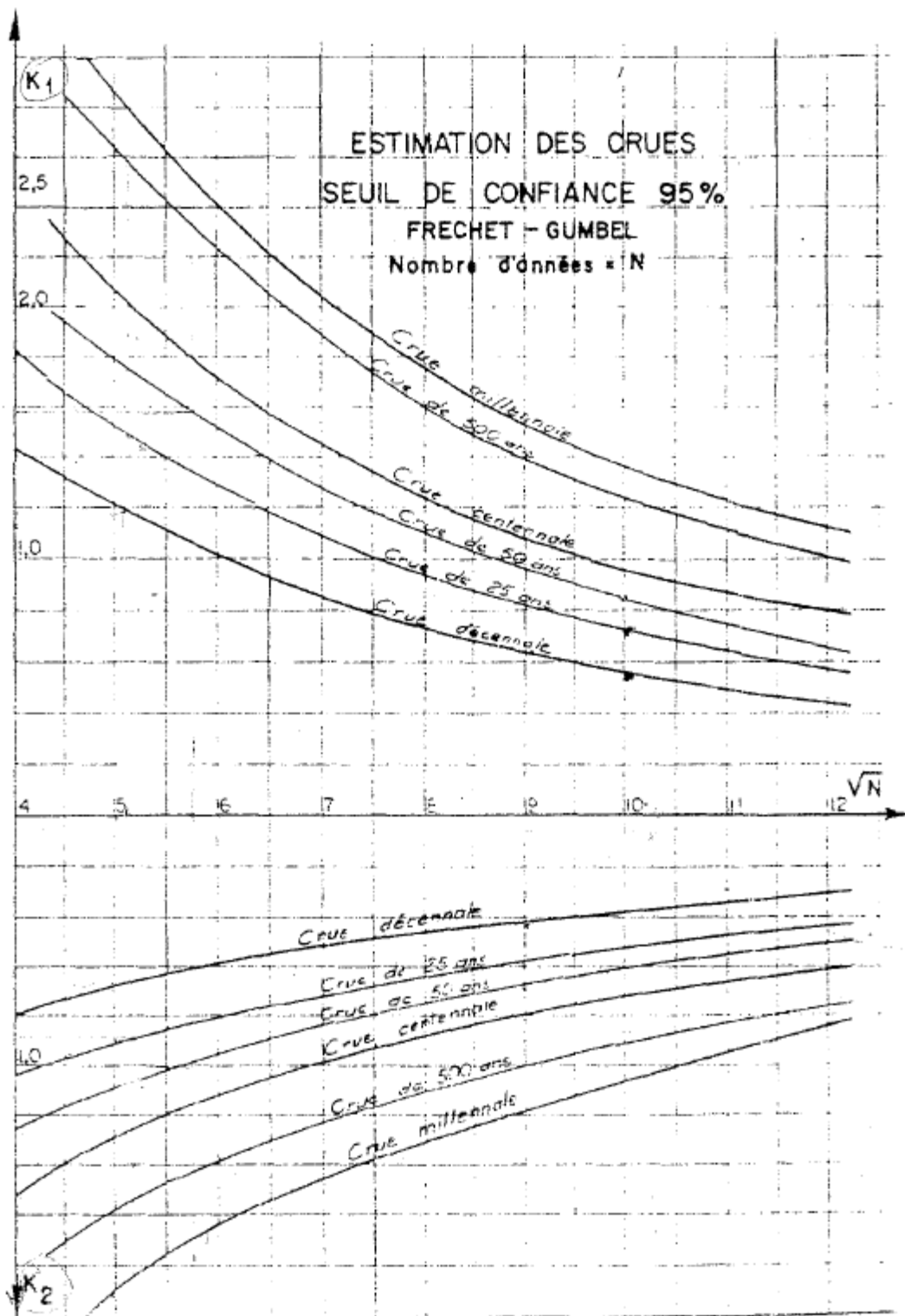
Pour $u < 0$, il suffit de prendre le complément à 1 des valeurs contenues dans le tableau, les nombres de la première colonne désignant alors les valeurs absolues de u .

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-t^2/2} dt$$

ANNEXE B : TABLE DE φ EN FONCTION DE γ

γ	$\varphi(\gamma)$	γ	$\varphi(\gamma)$	γ	$\varphi(\gamma)$
1	0,25068	18	0,01213	35	0,00621
2	0,11741	19	0,01151	36	0,00602
3	0,07634	20	0,01094	37	0,00585
4	0,05654	21	0,01042	38	0,00570
5	0,04487	22	0,00990	39	0,00556
6	0,03719	23	0,00949	40	0,00556
7	0,03174	24	0,00908	41	0,00544
8	0,02767	25	0,00870	42	0,00531
9	0,02453	26	0,00836	43	0,00518
10	0,02204	27	0,00807	44	0,00506
11	0,02000	28	0,00776	45	0,00492
12	0,01832	29	0,00749	46	0,00482
13	0,01690	30	0,00723	47	0,00473
14	0,01569	31	0,00701	48	0,00461
15	0,01460	32	0,00681	49	0,00449
16	0,01370	33	0,00658	50	0,00446
17	0,01289	34	0,00639		0,00433

ANNEXE C : ESTIMATION DES CRUES SEUIL DE CONFIANCE 95%



ANNEXE D : TABLE DE PEARSON III

$F \backslash \gamma$	0,001	0,005	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,995	0,999
.1	.61-30	.59-23	.61-20	.62-17	.59-13	.61-10	.622-7	.359-5	.593-3	.174-1	.694-1	.266	.580	1.12	1.59	2.09	3.36
.2	.65-15	.20-11	.65-10	.209-8	.204-6	.653-5	.209-3	.159-2	.207-1	.121	.264	.605	1.03	1.67	2.20	2.75	4.10
.3	.70-10	.149-7	.150-6	.151-5	.321-4	.324-3	.327-2	.127-1	.731-1	.257	.460	.885	1.37	2.08	2.64	3.22	4.62
.4	.234-7	.131-5	.742-5	.419-4	.415-3	.235-2	.134-1	.375-1	.145	.397	.646	1.13	1.66	2.41	3.00	3.60	5.04
.5	.785-6	.196-4	.785-4	.314-3	.197-2	.790-2	.321-1	.742-1	.227	.537	.821	1.35	1.92	2.71	3.32	3.94	5.41
.6	.829-5	.121-3	.385-3	.122-2	.564-2	.181-1	.588-1	.120	.316	.675	.989	1.56	2.16	2.98	3.61	4.25	5.75
.7	.452-4	.450-3	.121-2	.327-2	.122-1	.331-1	.923-1	.173	.407	.810	1.15	1.76	2.38	3.23	3.88	4.53	6.06
.8	.163-3	.122-2	.290-2	.691-2	.219-1	.530-1	.132	.230	.501	.943	1.31	1.95	2.60	3.47	4.13	4.80	6.36
.9	.445-3	.266-2	.576-2	.125-1	.350-1	.772-1	.179	.292	.597	1.07	1.46	2.13	2.80	3.69	4.37	5.05	6.64
1.0	.100-7	.501-2	.101-1	.202-1	.513-1	.105	.223	.357	.693	1.20	1.61	2.30	3.00	3.91	4.61	5.30	6.91
1.1	.195-2	.847-2	.160-1	.302-1	.708-1	.137	.274	.424	.790	1.33	1.76	2.47	3.19	4.12	4.83	5.53	7.17
1.2	.343-2	.132-1	.236-1	.424-1	.931-1	.172	.328	.494	.888	1.46	1.90	2.64	3.37	4.33	5.05	5.76	7.42
1.3	.556-2	.193-1	.331-1	.569-1	.118	.210	.384	.965	.986	1.58	2.04	2.81	3.55	4.53	5.26	5.99	7.66
1.4	.843-2	.268-1	.443-1	.736-1	.146	.250	.442	.638	1.08	1.71	2.18	2.97	3.73	4.73	5.47	6.21	7.90
1.5	.121-1	.359-1	.574-1	.924-1	.176	.292	.503	.712	1.18	1.83	2.32	3.13	3.91	4.92	5.67	6.42	8.13
1.6	.168-1	.464-1	.723-1	.113	.208	.337	.564	.787	1.28	1.96	2.46	3.28	4.08	5.11	5.87	6.63	8.36
1.7	.224-1	.585-1	.889-1	.136	.242	.383	.628	.863	1.38	2.08	2.59	3.44	4.25	5.29	6.07	6.83	8.58
1.8	.290-1	.720-1	.107	.161	.278	.431	.692	.941	1.48	2.20	2.73	3.59	4.42	5.48	6.26	7.04	8.80
1.9	.367-1	.870-1	.127	.187	.316	.481	.758	1.02	1.58	2.32	2.86	3.74	4.58	5.66	6.45	7.23	9.02
2.0	.454-1	.103	.149	.215	.355	.532	.824	1.10	1.68	2.44	2.99	3.84	4.74	5.83	6.64	7.43	9.23
2.2	.661-1	.141	.196	.279	.438	.638	.961	1.26	1.88	2.68	3.26	4.18	5.06	6.18	7.01	7.81	9.65
2.4	.910-1	.183	.249	.341	.527	.748	1.10	1.42	2.08	2.91	3.52	4.47	5.38	6.53	7.37	8.19	10.1

TABLE DE PEARSON III SUITE

F	0,001	0,005	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,995	0,999
2.6	.120	.230	.307	.412	.620	.863	1.24	1.58	2.28	3.15	3.77	4.76	5.69	6.86	7.72	8.56	10.5
2.8	.153	.282	.369	.488	.717	.981	1.39	1.75	2.47	3.38	4.03	5.04	5.99	7.19	8.07	8.92	10.8
3.0	.191	.338	.436	.567	.818	1.10	1.54	1.91	2.67	3.62	4.28	5.32	6.30	7.52	8.41	9.27	11.2
3.2	.231	.398	.507	.651	.922	1.23	1.68	2.08	2.87	3.85	4.53	5.60	6.59	7.84	8.74	9.62	11.6
3.4	.276	.461	.581	.738	1.03	1.35	1.84	2.25	3.07	4.08	4.78	5.87	6.89	8.15	9.07	9.97	12.0
3.6	.324	.529	.659	.828	1.14	1.48	1.99	2.42	3.27	4.31	5.02	6.14	7.18	8.47	9.40	10.3	12.3
3.8	.375	.599	.740	.921	1.25	1.61	2.14	2.59	3.47	4.53	5.27	6.41	7.47	8.78	9.72	10.6	12.7
4.0	.429	.672	.823	1.02	1.37	1.74	2.30	2.76	3.67	4.76	5.52	6.68	7.75	9.08	10.0	11.0	13.1
4.2	.485	.748	.910	1.11	1.48	1.88	2.45	2.94	3.87	4.99	5.76	6.95	8.04	9.39	10.4	11.3	13.4
4.4	.545	.827	.999	1.22	1.60	2.02	2.61	3.11	4.07	5.22	6.00	7.21	8.32	9.69	10.7	11.6	13.8
4.6	.607	.908	1.09	1.32	1.72	2.15	2.77	3.28	4.27	5.44	6.24	7.47	8.60	9.99	11.0	12.0	14.1
4.8	.672	.992	1.18	1.42	1.85	2.29	2.93	3.46	4.47	5.67	6.48	7.73	8.88	10.3	11.3	12.3	14.5
5.0	.739	1.08	1.28	1.53	1.97	2.43	3.09	3.63	4.67	5.89	6.72	7.99	9.15	10.6	11.6	12.6	14.9
5.5	.917	1.30	1.53	1.80	2.29	2.79	3.49	4.07	5.17	6.45	7.32	8.64	9.84	11.3	12.4	13.4	15.5
6.0	1.11	1.54	1.79	2.09	2.61	3.15	3.90	4.52	5.67	7.01	7.91	9.27	10.5	12.0	13.1	14.1	16.5
6.5	1.31	1.78	2.05	2.38	2.95	3.52	4.32	4.96	6.17	7.56	8.49	9.91	11.2	12.7	13.8	14.9	17.3
7.0	1.52	2.04	2.33	2.68	3.29	3.89	4.73	5.41	6.67	8.11	9.08	10.5	11.8	13.4	14.6	15.7	18.1
7.5	1.74	2.30	2.61	2.99	3.63	4.27	5.15	5.86	7.17	8.66	9.66	11.2	12.5	14.1	15.3	16.4	18.8
8.0	1.97	2.57	2.91	3.31	3.98	4.66	5.58	6.31	7.67	9.21	10.2	11.8	13.1	14.8	16.0	17.1	19.6
8.5	2.21	2.85	3.20	3.63	4.34	5.04	6.00	6.77	8.17	9.76	10.8	12.4	13.8	15.5	16.7	17.9	20.4
9.0	2.45	3.13	3.51	3.95	4.70	5.43	6.43	7.22	8.67	10.3	11.4	13.0	14.4	16.2	17.4	18.6	21.2
9.5	2.70	3.42	3.82	4.28	5.06	5.83	6.86	7.68	9.17	10.8	12.0	13.6	15.1	16.8	18.1	19.3	21.9
10.0	2.96	3.72	4.13	4.62	5.43	6.22	7.29	8.13	9.67	11.4	12.5	14.2	15.7	17.5	18.8	20.0	22.7
11.0	3.49	4.32	4.77	5.30	6.17	7.02	8.16	9.05	10.7	12.5	13.7	15.4	17.0	18.8	20.1	21.4	24.1
12.0	4.04	4.94	5.43	6.00	6.92	7.83	9.03	9.97	11.7	13.5	14.8	16.6	18.2	20.1	21.5	22.8	25.6
13.0	4.61	5.58	6.10	6.70	7.69	8.65	9.91	10.9	12.7	14.6	15.9	17.8	19.4	21.4	22.8	24.1	27.0
14.0	5.20	6.23	6.78	7.42	8.46	9.47	10.8	11.8	13.7	15.7	17.0	19.0	20.7	22.7	24.1	25.5	28.4
15.0	5.79	6.89	7.48	8.15	9.25	10.3	11.7	12.8	14.7	16.8	18.1	20.1	21.9	24.0	25.4	26.8	29.9
16.0	6.41	7.57	8.18	8.89	10.0	11.1	12.6	13.7	15.7	17.8	19.2	21.3	23.1	25.2	26.7	28.2	31.2
17.0	7.03	8.25	8.89	9.64	10.8	12.8	13.5	14.6	16.7	18.9	20.3	22.5	24.3	26.5	28.0	29.5	32.6
18.0	7.66	8.94	9.62	10.4	11.6	12.8	14.4	15.6	17.7	20.0	21.4	23.6	25.5	27.7	29.3	30.8	34.0
19.0	8.31	9.64	10.3	11.2	12.4	13.7	15.3	16.5	18.7	21.0	22.5	24.8	26.7	29.0	30.6	32.1	35.4
20.0	8.96	10.4	11.1	11.9	13.3	14.5	16.2	17.4	19.7	22.1	23.6	25.9	27.9	30.2	31.8	33.4	36.7
22.0	10.3	11.8	12.6	13.5	14.9	16.2	18.0	19.3	21.7	24.2	25.8	28.2	30.2	32.7	34.4	35.9	39.4
24.0	11.6	13.3	14.1	15.0	16.5	18.0	19.8	21.2	23.7	26.3	28.0	30.5	32.6	35.1	36.8	38.5	42.0
26.0	13.0	14.7	15.6	16.6	18.2	19.7	21.6	23.1	25.7	28.4	30.2	32.7	34.9	37.5	39.3	41.0	44.6
28.0	14.4	16.2	17.2	18.2	19.9	21.5	23.5	25.0	27.7	30.5	32.3	35.0	37.2	39.9	41.8	43.5	47.2
30.0	15.9	17.8	18.7	19.8	21.6	23.2	25.3	25.9	29.7	32.6	34.5	37.2	39.5	42.3	44.2	46.0	49.8
32.0	17.3	19.3	20.3	21.5	23.3	25.0	27.2	28.8	31.7	34.7	36.6	39.4	41.8	44.7	46.6	48.4	52.4
34.0	18.8	20.9	21.9	23.1	25.0	26.8	29.0	30.7	33.7	36.8	38.8	41.7	44.1	47.0	49.0	50.9	54.9
36.0	20.3	22.4	23.5	24.8	26.7	28.6	30.9	32.6	35.7	38.9	40.9	43.9	46.4	49.4	51.4	53.3	57.4
38.0	21.8	24.0	25.1	26.4	28.5	30.3	32.7	34.5	37.7	41.0	43.1	46.1	48.7	51.7	53.8	55.7	59.9
40.0	23.3	25.6	26.8	28.1	30.2	32.1	34.6	36.5	39.7	43.1	45.2	48.3	50.9	54.0	56.2	58.2	62.4
42.0	27.2	28.4	29.8	33.9	33.9	36.5	38.4	41.7	45.1	47.3	50.5	53.2	56.4	58.5	60.6	64.9	
44.0	26.3	28.8	30.1	31.5	33.7	35.7	38.3	40.3	43.7	47.2	49.5	52.7	55.4	58.7	60.9	63.0	67.4
46.0	26.3	28.8	30.1	31.5	33.7	35.7	38.3	40.3	43.7	47.2	49.5	52.7	55.4	58.7	60.9	63.0	67.4
48.0	27.8	30.4	31.7	33.2	35.4	37.6	40.2	42.2	45.7	49.3	51.6	54.9	57.7	61.0	63.2	65.3	69.8
50.0	29.4	32.0	33.4	34.9	37.2	39.4	42.1	44.1	47.7	51.4	53.7	57.1	59.9	63.3	65.6	67.7	72.3
55.0	31.0	33.7	35.0	36.6	39.0	41.2	44.0	46.1	49.7	53.5	55.8	59.2	62.2	65.6	67.9	70.1	74.7
60.0	34.9	37.8	39.2	40.9	43.4	45.7	48.7	50.9	54.7	58.6	61.1	64.7	67.7	71.3	73.7	76.0	80.8
65.0	38.9	41.9	43.5	45.2	47.9	50.3	53.4	55.7	59.7	63.8	66.4	70.1	73.3	77.0	79.5	81.8	86.8
70.0	42.9	46.1	47.7	49.5	52.3	54.9	58.1	60.5	64.7	69.0	71.7	75.5	78.8	82.6	85.2	87.6	92.8
75.0	47.0	50.3	52.0	53.9	56.8	59.5	62.9	65.4	69.7	74.1	76.9	80.9	84.3	88.2	90.9	93.4	98.7
80.0	51.1	54.6	56.3	58.3	61.3	64.1	67.6	70.2	74.7	79.3	82.2	86.3	89.8	93.8	96.6	99.2	105.
85.0	55.2	58.8	60.7	62.7	65.9	68.8	72.4	75.1	79.7	84.4	87.4	91.7	95.3	99.4	102.	105.	111.
90.0	59.3	63.1	65.0	67.2	70.4	73.4	77.2	79.9	84.7	89.6	92.6	97.0	101.	105.	108.	111.	116.
95.0	63.5	67.4	69.4	71.6	75.0	78.1	81.9	84.8	89.7	94.7	97.9	102.	106.	111.	114.	116.	122.
100.0	67.7	71.8	73.8	76.1	79.6	82.7	86.7	89.7	94.7	99.9	103.	108.	112.	116.	119.	122.	128.
	71.9	76.1	78.2	80.6	84.1	87.4	91.5	94.5	99.7	105.	108.	113.	117.	122.	125.	128.	134.

Les valeurs suivies de $-m$ sont à multiplier par 10^{-m}

ANNEXE E : TABLE DE DISTRIBUTION χ^2 DE PEARSON

χ^2 / P v	0,990	0,975	0,950	0,900	0,100	0,050	0,025	0,010	0,001
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

ANNEXE F : FONCTION FACTORIELLE D'EULER

x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$
1,00	1,00000	1,25	0,90640	1,50	0,88623	1,75	0,91906
01	0,99433	26	0,90440	51	0,88659	76	0,92137
02	0,98884	27	0,90250	52	0,88704	77	0,92376
03	0,98355	28	0,90072	53	0,88757	78	0,92623
04	0,97844	29	0,89904	54	0,88818	79	0,92877
1,05	0,97350	1,30	0,89747	1,55	0,88887	1,80	0,93138
06	0,96874	31	0,89600	56	0,88964	81	0,93408
07	0,96415	32	0,89464	57	0,89049	82	0,93685
08	0,95973	33	0,89338	58	0,89142	83	0,93969
09	0,95546	34	0,89222	59	0,89243	84	0,94261
1,10	0,95135	1,35	0,89115	1,60	0,89352	1,85	0,94561
11	0,94740	36	0,89018	61	0,89468	86	0,94869
12	0,94359	37	0,88931	62	0,89592	87	0,95184
13	0,93993	38	0,88854	63	0,89724	88	0,95507
14	0,93642	39	0,88785	64	0,89864	89	0,95838
1,15	0,93304	1,40	0,88726	1,65	0,90012	1,90	0,96177
16	0,92980	41	0,88676	66	0,90167	91	0,96523
17	0,92670	42	0,88636	67	0,90330	92	0,96877
18	0,92373	43	0,88604	68	0,90500	93	0,97240
19	0,92089	44	0,88581	69	0,90678	94	0,97610
1,20	0,91817	1,45	0,88566	1,70	0,90864	1,95	0,97988
21	0,91558	46	0,88560	71	0,91057	96	0,98374
22	0,91311	47	0,88563	72	0,91258	97	0,98768
23	0,91075	48	0,88575	73	0,91467	98	0,99171
24	0,90852	49	0,88595	74	0,91683	99	0,99581
1,25	0,90640	1,50	0,88623	1,75	0,91906	2,00	1,00000

Les valeurs de la fonction gamma pour $x < 1$ et $x > 2$ peuvent être calculées à l'aide des formules :

$$\Gamma(x) = \frac{\Gamma(x+1)}{x}, \quad \Gamma(x) = (x-1) \Gamma(x-1).$$

EXEMPLES : 1) $\Gamma(0,7) = \frac{\Gamma(1,7)}{0,7} = \frac{0,90864}{0,7} = 1,2981.$

2) $\Gamma(3,5) = 2,5 \cdot \Gamma(2,5) = 2,5 \cdot 1,5 \cdot \Gamma(1,5) = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 0,88623 = 3,32336.$

ANNEXE G : ABAQUE POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT

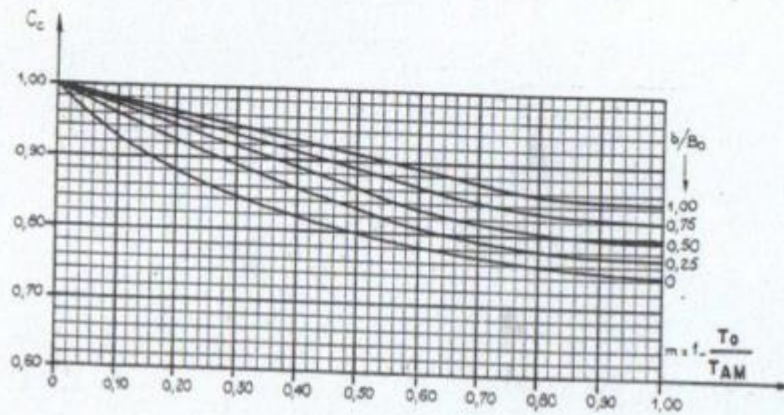


Fig. 47a. Influence de la contraction.

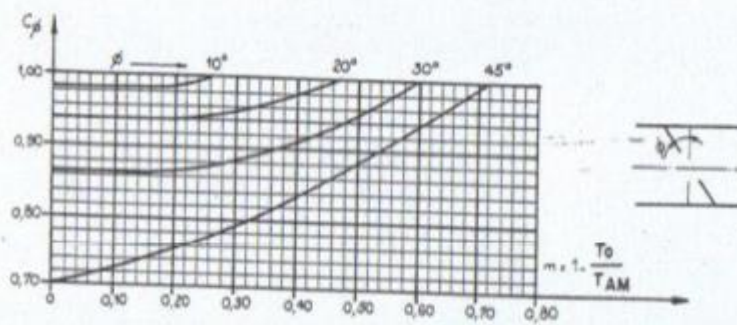


Fig. 47b. Influence du biais.

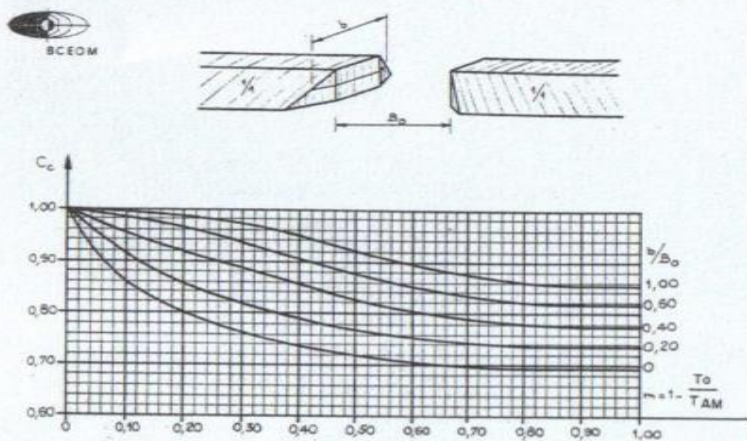


Fig. 48a. Influence de la contraction.

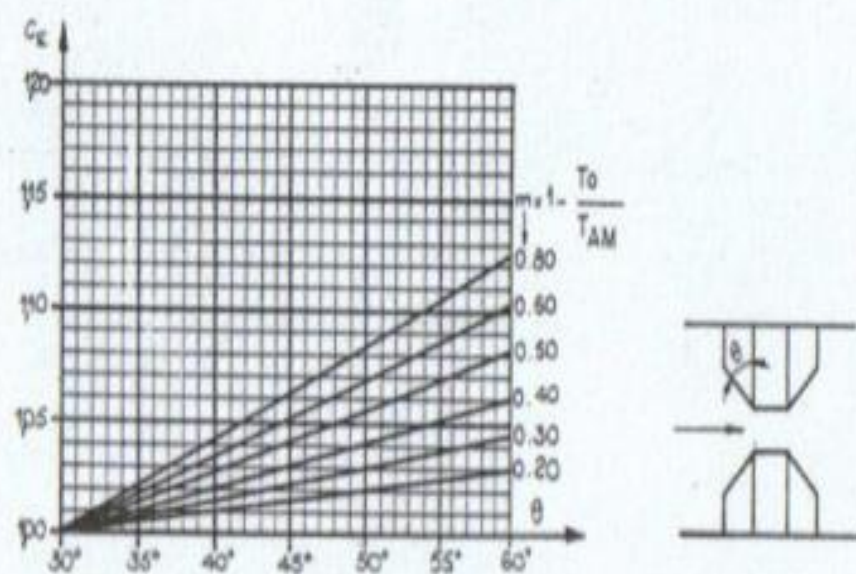


Fig. 48b. Influence de l'angle d'ouverture.

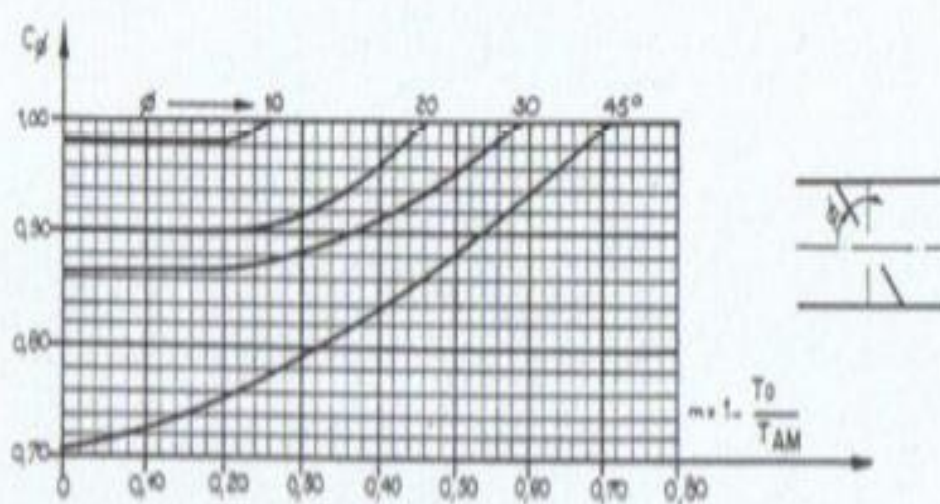


Fig. 48c. Influence du biais.

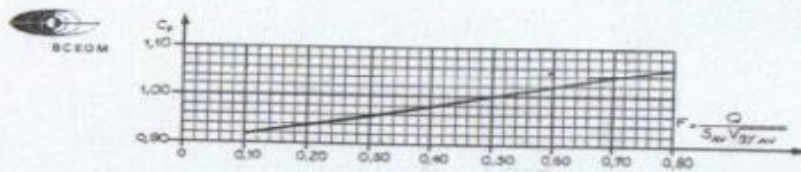


Fig. 54a. Influence du nombre de FROUDE.

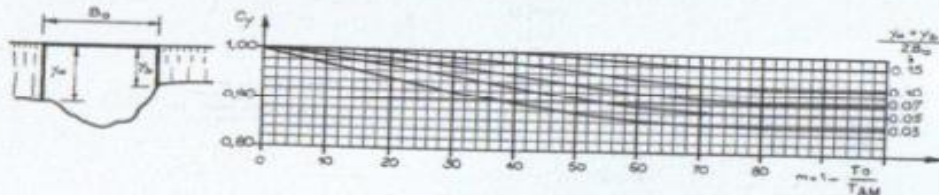


Fig. 54b. Influence de la profondeur relative d'eau (talus à 1/1).

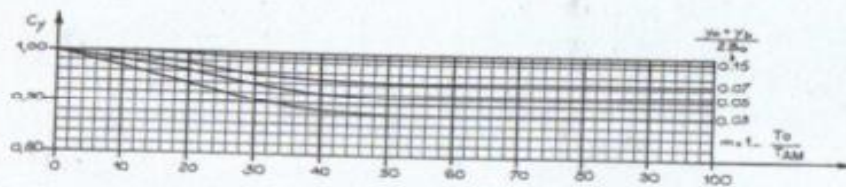


Fig. 54c. Influence de la profondeur relative d'eau (talus à 1/2).

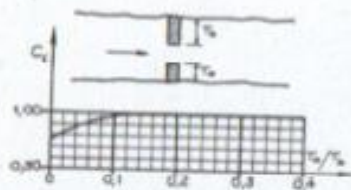


Fig. 54d. Influence de l'excentrement.

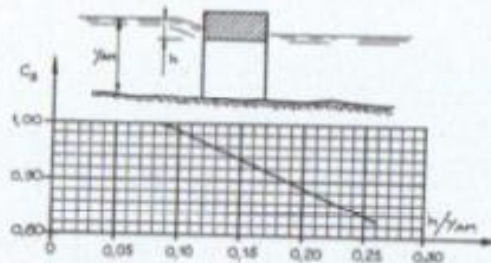
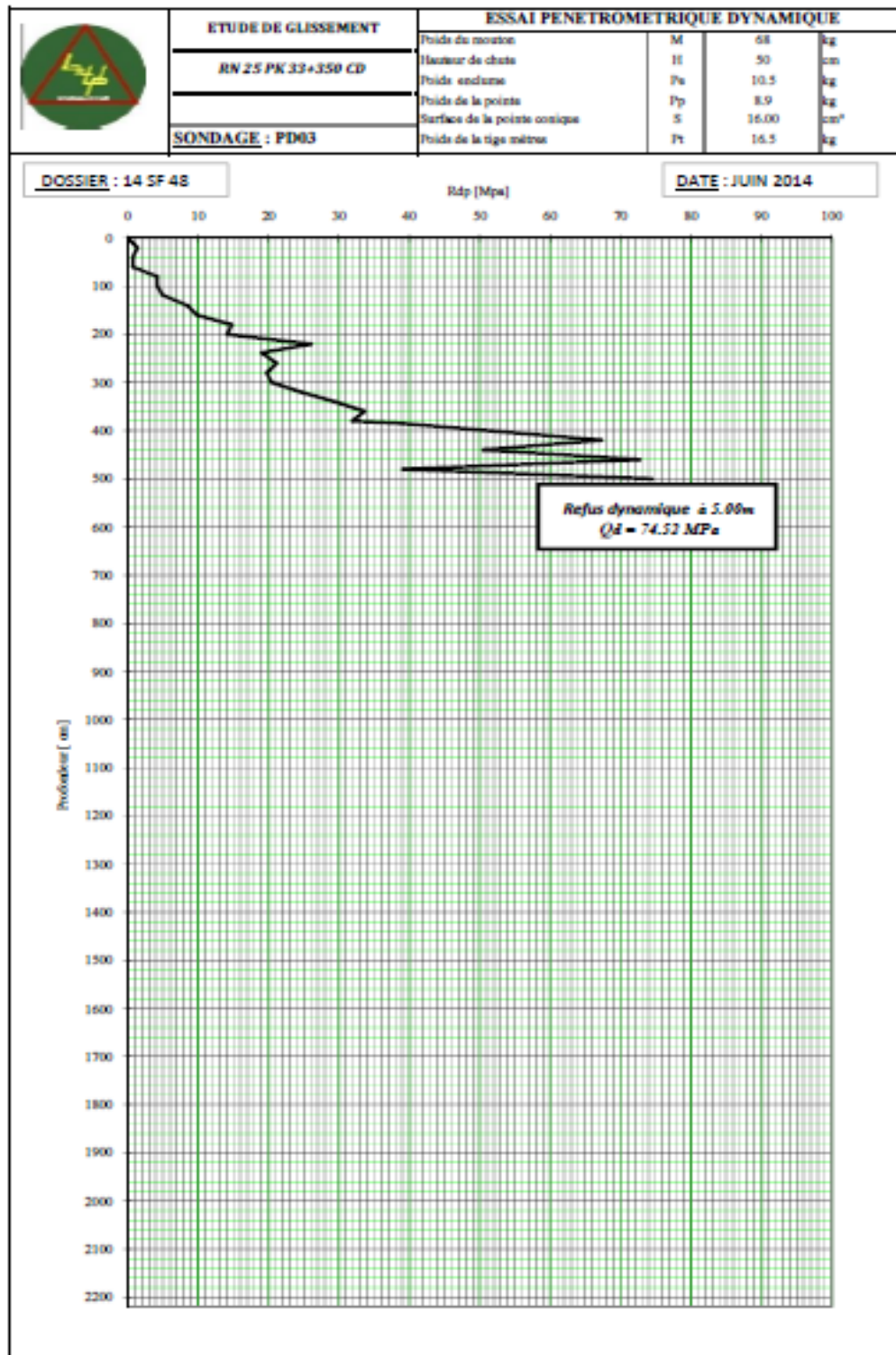


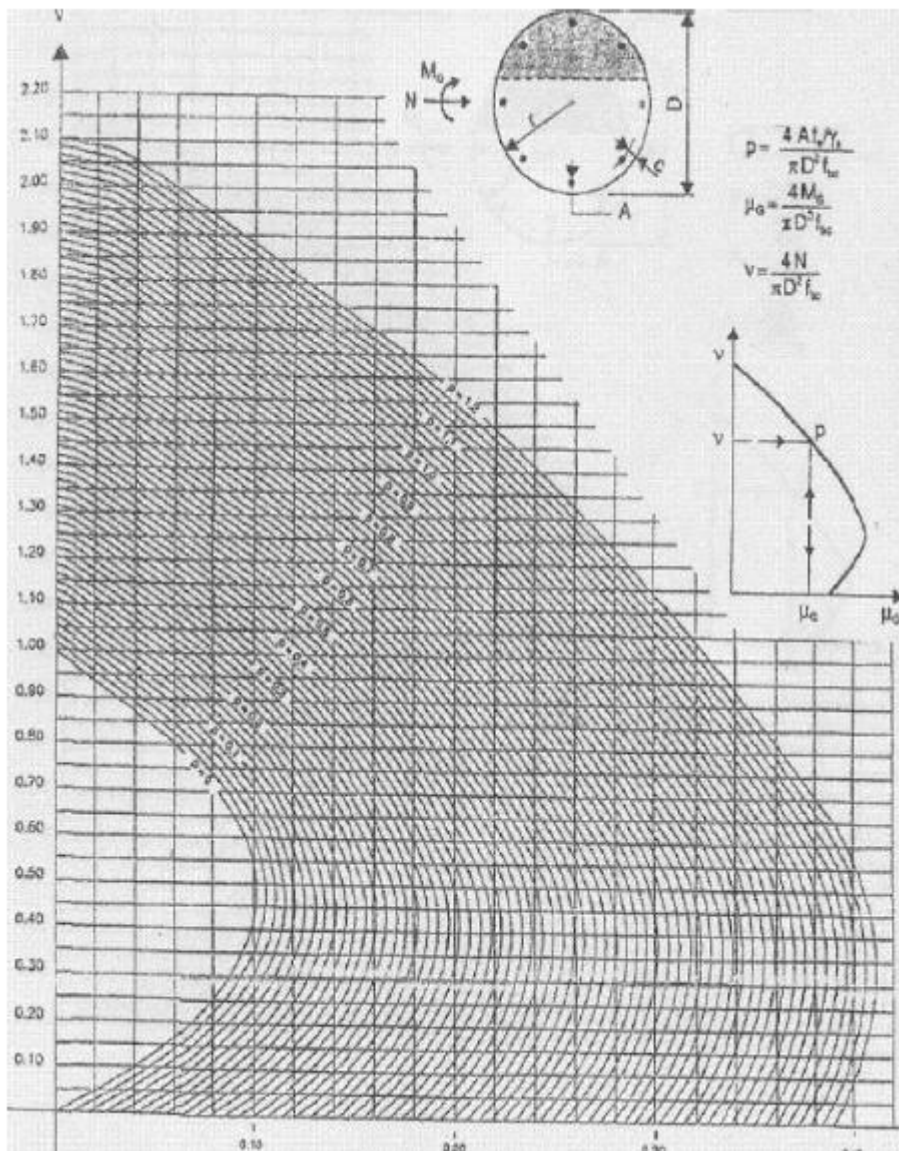
Fig. 54e. Influence de la submersion (éventuelle).

Fig. 54. Influences diverses.

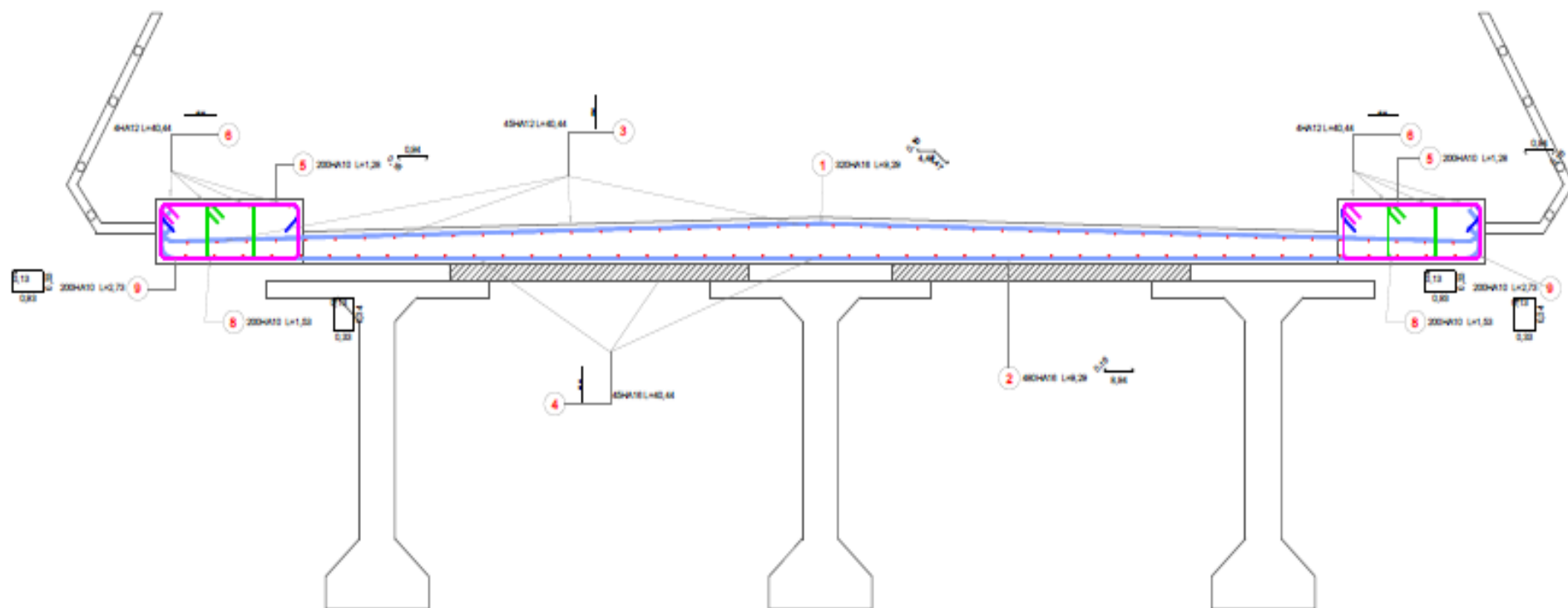
ANNEXE H : RESULTAT PENETROMETRIQUE



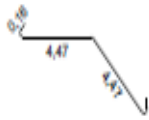
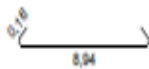


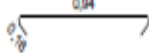




ANNEXE I : ABAQUE D'INTERACTION DE WALTER



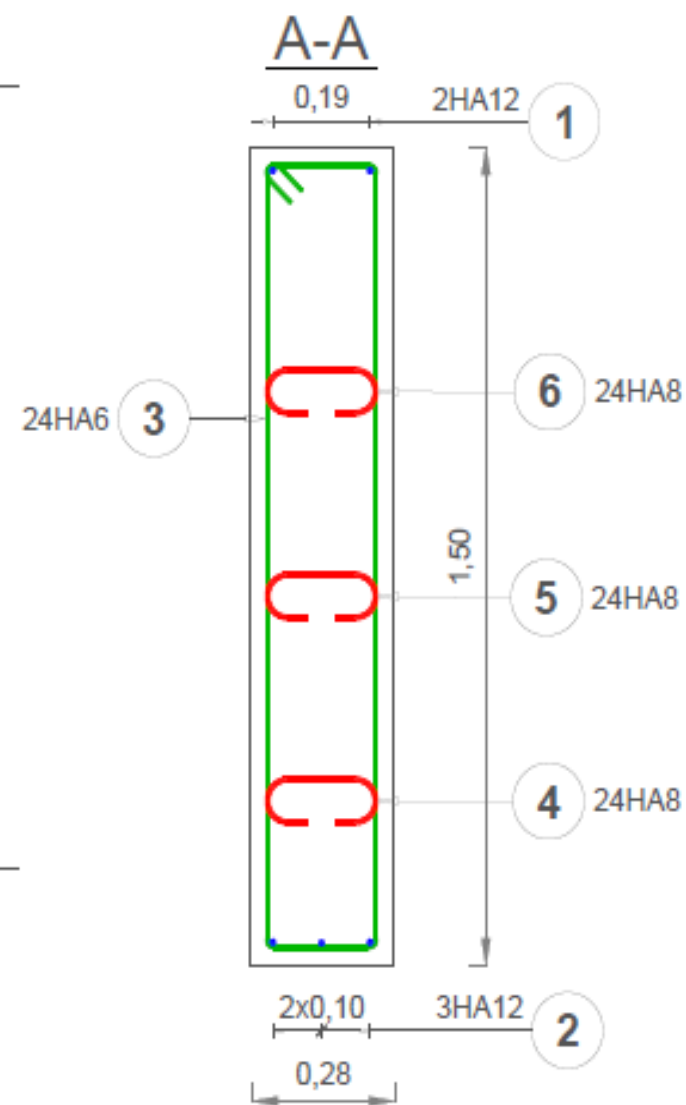
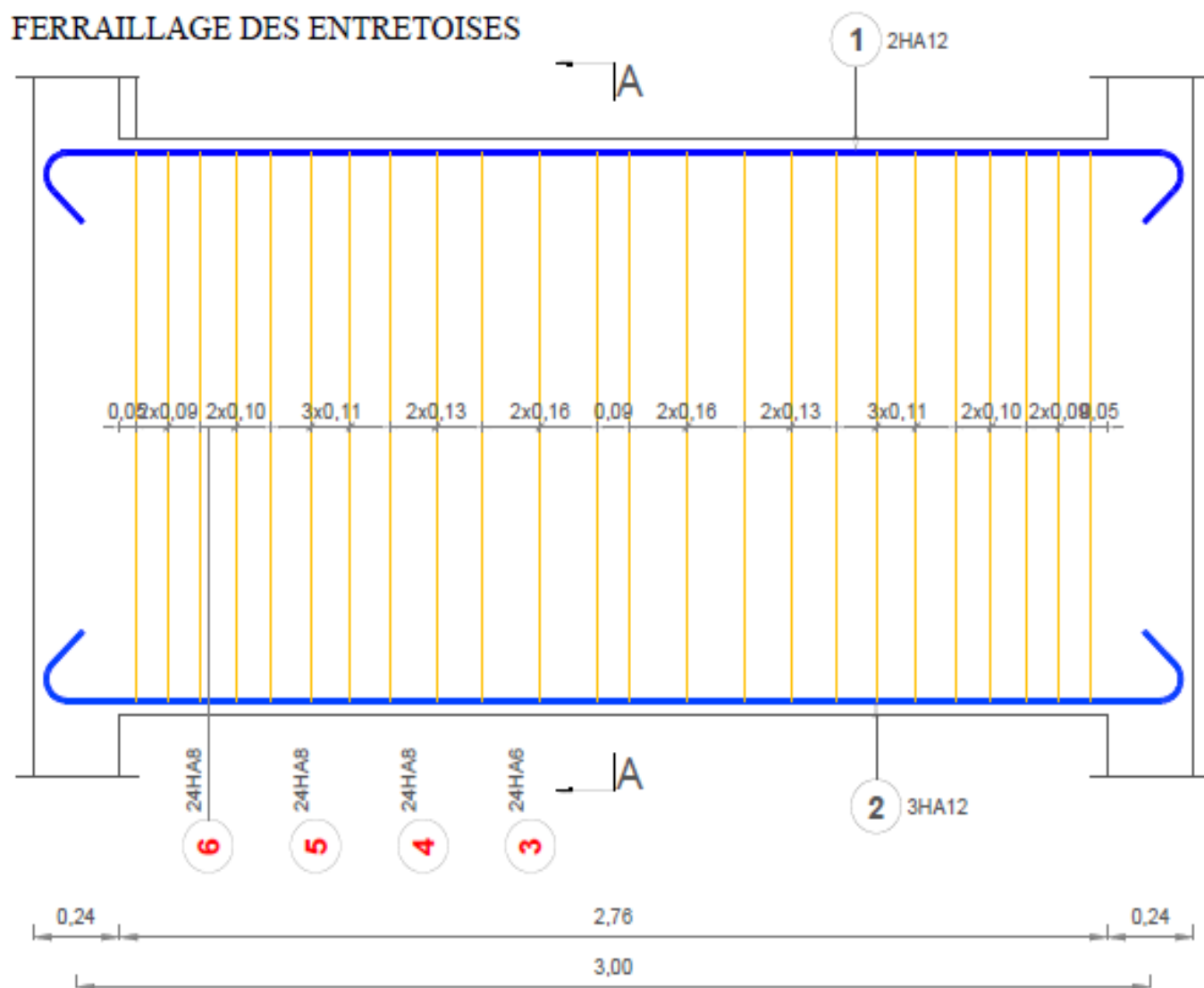
ANNEXE J : FERRALLAGE DE LA DALLE



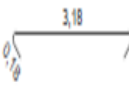


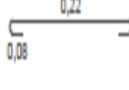
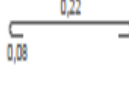
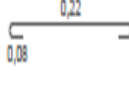
LISTE DES ARMATURES DE LA DALLE

Pos.	Nuance d'acier	Diamètre	Nombre			Espacement (m)	Longueur (m)	Longueur totale (m)	Schéma	Indice	Masse (kg)	Masse totale (kg)
			dans un élément	d'éléments	total							
1	HA 400	16	320	1	320		9,29	2972,80			4697,02	4697,02
2	HA 400	16	480	1	480		9,29	4459,20			7045,54	7045,54
3	HA 400	12	45	1	45	VAR	40,44	1819,80			1615,98	1615,98
4	HA 400	16	45	1	45	0,20	40,44	1819,80			2875,28	2875,28
5	HA 400	10	400	1	400		1,28	512,00			315,90	315,90
6	HA 400	12	8	1	8	0,27	40,44	323,52			287,29	287,29
7	HA 400	10	1	1	1		40,44	40,44			24,95	24,95
8	HA 400	10	400	1	400		1,53	612,00			377,60	377,60
9	HA 400	10	400	1	400		2,73	1092,00			673,76	673,76

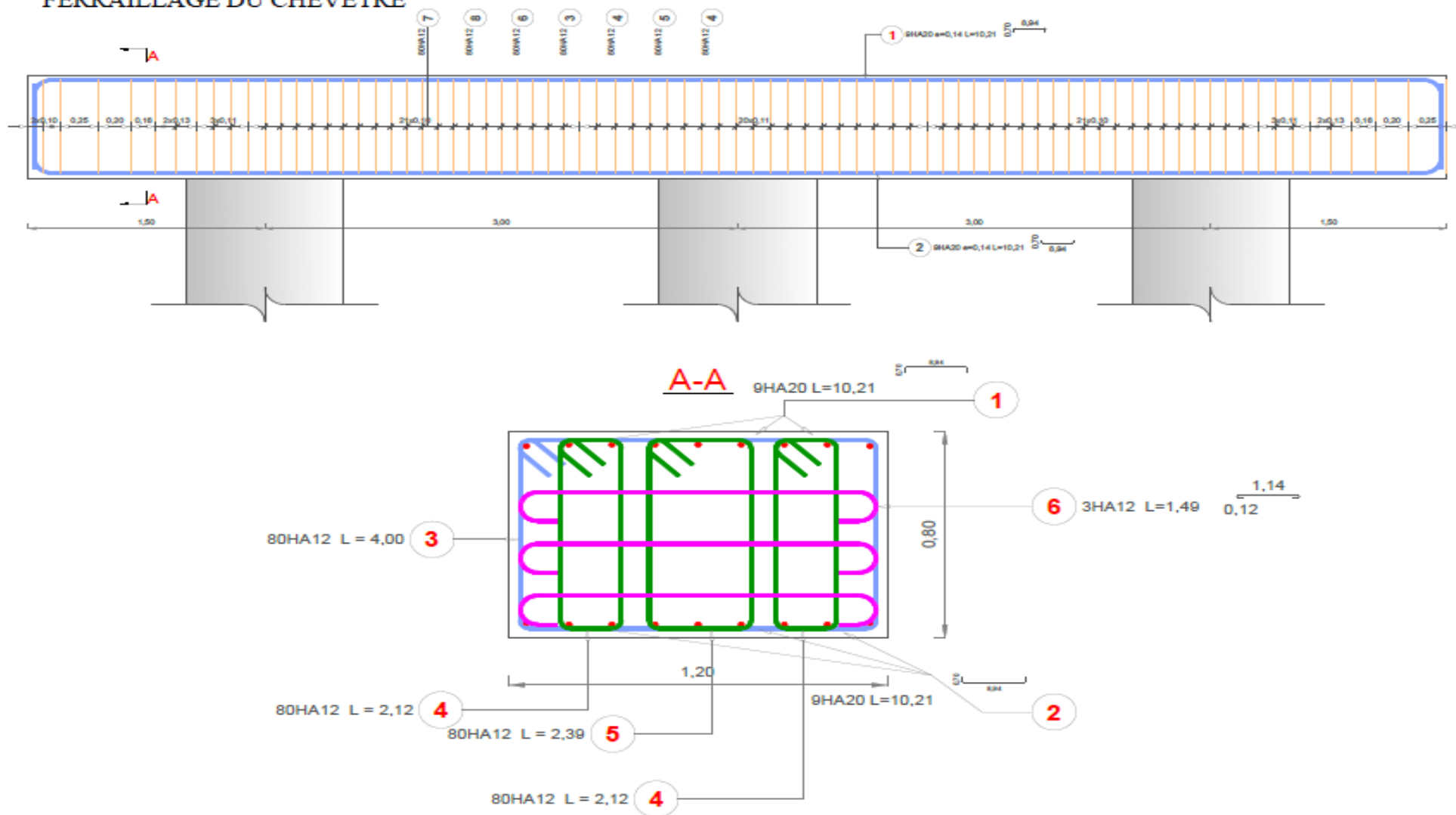
FERRAILLAGE DES ENTRETOISES



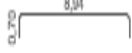






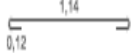
LISTE DES ARMATURES DE L'ENTRETOISE

Pos.	Nuance d'acier	Diamètre	Nombre			Espacement (m)	Longueur (m)	Longueur totale (m)	Schéma	Indice	Masse (kg)	Masse totale (kg)
			dans un élément	d'éléments	total							
1	HA 400	12	2	1	2	0,19	3,56	7,12			6,32	6,32
2	HA 400	12	3	1	3	0,10	3,56	10,68			9,48	9,48
3	HA 400	6	24	1	24	VAR	3,44	82,56			18,33	18,33
4	HA 400	8	24	1	24	VAR	0,46	11,04			4,36	4,36
5	HA 400	8	24	1	24	VAR	0,46	11,04			4,36	4,36
6	HA 400	8	24	1	24	VAR	0,46	11,04			4,36	4,36

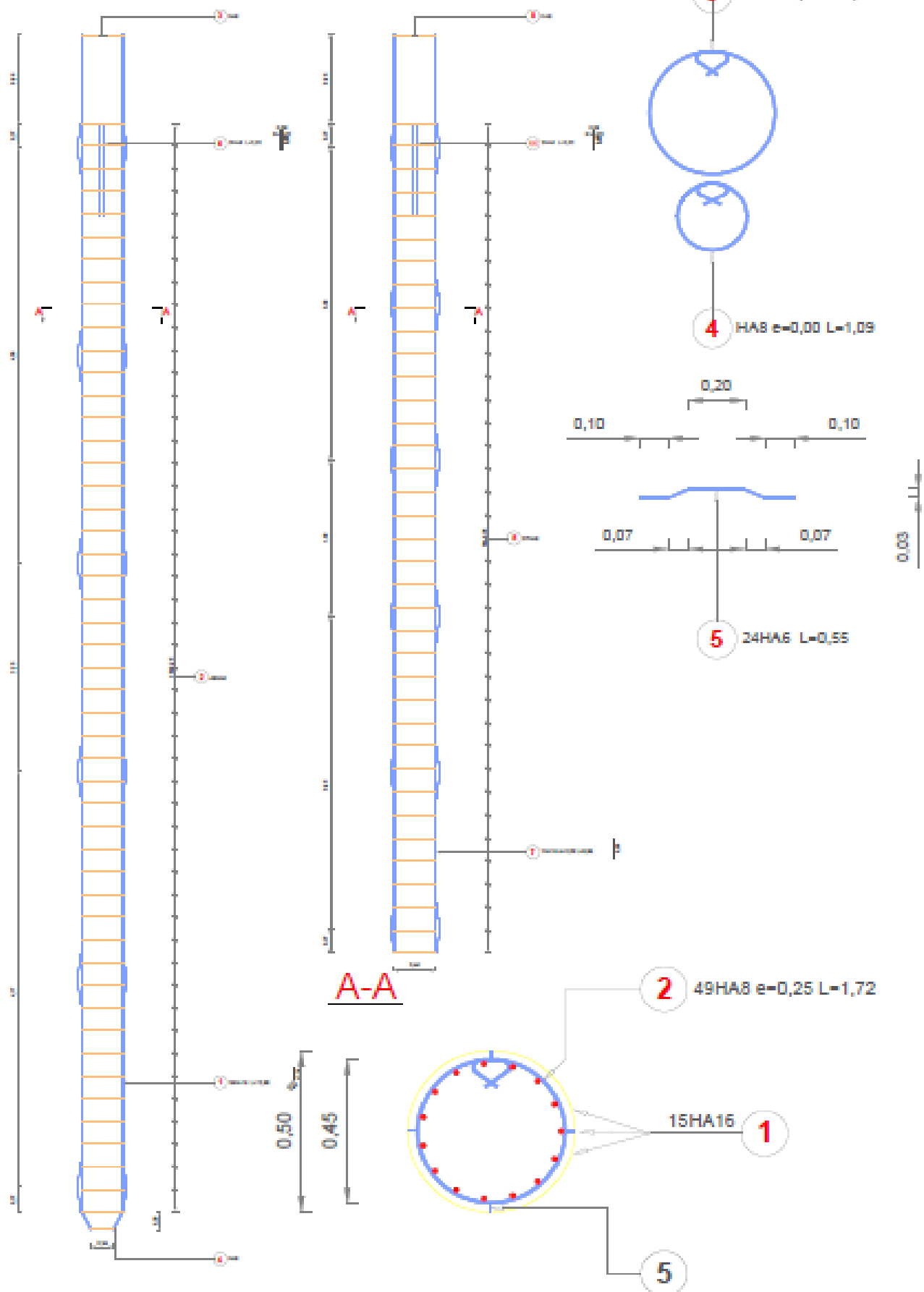
FERRAILLAGE DU CHEVETRE



LISTE DES ARMATURES DU CHEVETRE

Pos.	Nuance d'acier	Diamètre	Nombre			Espacement (m)	Longueur (m)	Longueur totale (m)	Schéma	Indice	Masse (kg)	Masse totale (kg)
			dans un élément	d'éléments	total							
1	HA 500	20	9	1	9	0,14	10,21	91,89			226,97	226,97
2	HA 500	20	9	1	9	0,14	10,21	91,89			226,97	226,97
3	HA 500	12	80	1	80	VAR	4,00	320,00			284,16	284,16
4	HA 500	12	160	1	160	VAR	2,12	339,20			301,21	301,21
5	HA 500	12	80	1	80	VAR	2,39	191,20			169,79	169,79
6	HA 500	12	3	1	3		1,49	4,47			3,97	3,97
7	HA 500	12	80	1	80	VAR	1,49	119,20			105,85	105,85
8	HA 500	12	80	1	80	VAR	1,49	119,20			105,85	105,85

FERRAILLAGE DES PIEUX



LISTE DES ARMATURES DES PIEUX

Pos.	Nuance d'acier	Diamètre	Nombre			Espacement (m)	Longueur (m)	Longueur totale (m)	Schéma	Indice	Masse (kg)	Masse totale (kg)
			dans un élément	d'éléments	total							
1	HA 500	16	16	1	16		12,98	207,68			328,13	328,13
2	HA 500	8	49	1	49	0,25	1,72	84,28			33,29	33,29
3	HA 500	8	1	1	1		1,72	1,72			0,88	0,88
4	HA 500	8	1	1	1		1,09	1,09			0,43	0,43
5	HA 500	6	24	1	24		0,55	13,20			2,93	2,93
6	HA 500	8	2	1	2		2,02	4,04			1,80	1,80
7	HA 500	16	15	1	15	0,00	9,98	149,40			236,05	236,05
8	HA 500	8	37	1	37	0,25	1,72	83,84			25,14	25,14
9	HA 500	8	1	1	1		1,72	1,72			0,88	0,88
10	HA 500	6	24	1	24		0,55	13,20			2,93	2,93
11	HA 500	8	2	1	2		2,02	4,04			1,80	1,80

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	4
SOMMAIRE	5
LISTE DES TABLEAUX	I
LISTE DES FIGURE	IV
LISTE DES PHOTOS	VI
LISTE DES ANNEXES	VII
LISTE DES ABBREVIATIONS	VIII
LISTE DES NOTATIONS	IX
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE PROJET	2
I-1 / Contexte du projet	2
I-2 / Localisation du projet	2
I-3 / Etat actuel du projet	3
CHAPITRE II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE	4
II-1 / Zone d'influence	4
II-1-1 / Délimitation de la zone d'influence	4
II-1-2 / Climat de la zone d'influence	4
II-2 / Contexte sociaux	5
II-2-1 / Etat de la population	5
II-2-2 / Infrastructure sanitaire et sociale :	6
II-2-3 / Education	7
II-3 / Contexte économique	8
II-3-1 / Agriculture	8
II-3-2 / Elevage	9
II-3-3 / Pêche	10
II-3-4 / Ressources minières	10
II-3-5 / Forêts et aires protégés	11
II-3-6 / Tourisme	12
II-3-7 / Transport	13
CHAPITRE III : ETUDE DE TRAFIC	15
III-1 / Objectif	15
III-2 / Taux de croissance α	15
III-3 / Trafic actuel	15

III-4 / Trafic futur	16
CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE	18
I-1 / Généralités	18
I-2-1 / Surface, périmètre et pente du bassin versant:	18
I-2-2 / Indice de compacité.....	19
I-2-3 / Rectangle équivalent	19
I-3 / Estimation des débits de crues	19
I-3-1 / Loi de GIBRAT_GALTON	20
I-3-2 / Loi de GUMBEL ou Doublement Exponentielle.....	22
I-3-3 / Loi de FRECHET	23
I-3-4 / Loi de GOODRICH.....	24
I-3-5 / Loi de PEARSON III	26
I-3-6 / Test de validité	27
I-3-7 / Intervalle de confiance	33
I-3-8 / Détermination des débits de crue	34
CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE.....	36
II-1 / Détermination de la hauteur d'eau naturelle	36
II-2 / Surélévation du niveau de l'eau et hauteur du PHEC	38
II-2-1 / Surélévation du niveau de l'eau	38
II-2-2 / Hauteur de PHEC (Plus Haute Eau Cyclonique)	41
II-3 / Tirant d'air.....	41
II-4 / Hauteur sous poutre.....	41
II-5 / Affouillement	42
II-5-1 / Description du phénomène.....	42
II-5-2 / Détermination de la profondeur d'affouillement Ha.....	42
II-5-3 / Protection contre l'affouillement	43
II-6 / Récapitulation des caractéristiques de l'ouvrage	44
CHAPITRE III : PROPOSITION ET ANALYSE DES VARIANTES	45
III-1 / Généralités	45
III-2 / Proposition des variantes	45
III-3 / Hypothèses et données de base pour la comparaison de variante	45
III-3-1 / Ratio des armatures.....	45
III-3-2 / Poids volumique	46
III-3-3 / Prix unitaire	46
III-3-5 / Combinaison d'action.....	47
III-3-6 / Nombre de pieux.....	47

III-3-7 / Estimation des variantes	48
III_ 4 / Analyse des trois variantes	69
III-5 / Choix multicritère	70
CHAPITRE I : NOTION DE LA PRECONTRAINTE	73
I-1 / Définition.....	73
I-2 / Mode de réalisation	73
I-2-1 / Post tension	73
I-I-2 / Pré tension.....	74
I-I-3 / Phase de précontrainte	74
I-3 / Choix de la précontrainte.....	74
CHAPITRE II : HYPOTHESE DE CALCUL	76
II-1 / Règlements de calculs utilisés.....	76
II-1-1 / Les règlements	76
II-1-2 / Les Etats Limites Ultimes (ELU).....	76
II-1-2 / Les Etats Limites de Service (ELS)	76
II-1-3 / Hypothèses adoptées	76
II-2 / Actions et combinaison d'actions.....	77
II-2-1 / Actions	77
II-2-2 / Combinaison d'action	79
II-3 / Caractéristique physique et mécanique des matériaux	80
II-3-1 / Le béton	80
II-3-2 / Acier d'armature	81
II-3-3 / Sable.....	82
II-3-4 / Eau de gâchage.....	82
II-3-5 / Adjuvant.....	82
CHAPITRE III : CALCUL DE LA DALLE DU PONT.....	85
III-1 / Hourdis central.....	85
III-1-1 / Caractéristique de la dalle.....	85
On prendra les valeurs obtenues lors du pré dimensionnement de la superstructure dans la proposition des variantes.	85
III-1-2 / Détermination du Coefficient de Majoration Dynamique	85
III-1-3 / Sollicitation.....	86
III-2 / Hourdis en console.....	93
III-2-1 / Efforts dus aux charges permanentes.....	93
III-2-2 / Efforts dus aux surcharges d'exploitation	94
III-2-3 / Combinaison d'action.....	96

III-2-4 / Récapitulation des sollicitations	97
III_3 / Calcul des armatures	97
III-2-7 / Vérification au poinçonnement de la dalle	99
CHAPITRE IV : CALCUL DES ENTRETOISES	100
IV-1 / Dimension	100
IV-2 / Sollicitations dues à la charge permanente	100
IV-2-1 / Moment fléchissant isostatique	101
IV-2-2 / Effort tranchant.....	101
.....	101
IV-3 / Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation.....	101
IV-3-1 / Moment fléchissant	101
IV-3-2 / Effort tranchant.....	103
IV-4 / Combinaisons d'actions.....	104
IV-1-5 / Armatures	105
CHAPITRE V : CALCUL DE LA POUTRE PRINCIPALE	107
V-1 / Calcul des actions.....	107
V-1-1 / Charge permanente	107
V-1-2 / Surcharge d'exploitation.....	107
V-2 / Coefficient de répartition transversale (CRT).....	108
V-3 / Détermination des sollicitations.....	111
V-3-1 / Tracé des lignes d'influences du moment fléchissant.....	111
V-3-2 / Moments fléchissant dus à la charge permanente.....	112
V-3-3 / Moments dus aux surcharges d'exploitation.....	112
V-3-4 /Moment dans chaque poutre	115
V-3-5 / Combinaison d'action	117
V-3-6 / Ligne d'influence de l'effort tranchant	118
V-3-7 / Effort tranchant dû à la charge permanente	118
V-3-8 / Effort tranchant dû aux surcharges d'exploitation.....	119
V-3-9 / Effort tranchant dans chaque poutre	120
V-3-10 / Combinaison d'action	123
V-4 / Calcul de la précontrainte.....	124
V-4-1 / Caractéristique des sections	124
V-4-2 / Vérification de la section du béton	125
V-4-3 /Détermination de la force de précontrainte.....	126
V-4-4 / Nombre de câbles de la première famille	128
V-4-5 / Disposition constructive	129

V-5 / Tracé des câbles	131
V-5-1 / Relevage des câbles	131
V-5-2 / Tracé de câble équivalent	133
V-5-3 / Tracé de fuseau limite.....	134
V-5-4 / Vérification du passage du câble équivalent.....	135
V-6 / Perte de précontrainte.....	136
V-6-1 / Pertes de tension Instantanées.....	137
V-6-3 / Perte de tension différée	144
V-7 / Justification des sections vis-à-vis des contraintes normales à l'ELS :	149
V-7-1 / Différentes phases de justification	149
V-7-2 / Section de référence pour le calcul des contraintes normales.....	150
V-7-3 / Calcul des contraintes normales.....	151
V-8 / Justification des contraintes tangentielles	157
V-8-1 / Vérification de la section d'about	158
V_9 / Détermination des armatures passives.....	161
V-10 / Etat limite de service vis-à-vis des déformations.....	162
V-10-1 / Calcul des flèches et contreflèche.....	162
V-10-2 / Calcul et vérification des rotations	163
V-11 / Vérification de section à l'état limite ultime	164
V-11-1 / Position de l'axe neutre.....	164
V-11-2 / Capacité portante de la section	166
V-11-3 / Minimum des armatures transversales.....	166
V-11-4 / Justification des armatures transversales	166
V-11-5 / Justification des bielles de béton.....	167
CHAPITRE VI : CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS	169
VI-1 / Dimensionnement des appareils d'appuis.....	169
VI-2 / Distribution des efforts horizontaux aux appuis	170
VI-2-1 / Effort de freinage.....	170
VI-2-2 / Effort du au retrait, au fluage et à la variation de température	173
VI-3 / Vérification des appareils d'appui	174
VI-3-1/ Descente de charge	174
VI-3-2 / Vérification des appareils d'appui.....	174
CHAPITRE VII : CALCUL DE LA CULEE	178
VII-1 / Stabilité de la culée.....	178
VII-1-1 / Moment stabilisant	178
VII-1-2 / Moment renversant.....	180

VII-2 / Mur garde-grève	182
VII-2-1 / Calcul des sollicitations.....	182
VII-1-2 / Armatures.....	184
VII-3 / Mur en retour.....	186
VII-3-1 / Calcul des sollicitations.....	186
VII-3-2 / Armatures.....	188
VII-4 / Mur de front.....	189
VII-4-1 / Calcul des sollicitations.....	189
VII-4-2 / Armatures.....	190
VII-5 / Semelle sous culée.....	192
VII-5-1 / Semelle sous culée	192
VII-5-2 / Disposition constructive.....	192
CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PILE	196
VIII-1 / Détermination des efforts appliquées sur la pile	196
VIII_1_1 / Efforts verticaux	196
VIII-1-2 / Efforts horizontaux	196
VIII-2 / Stabilité au renversement de la pile	197
VIII-2-1 / Stabilité transversale	198
VIII-2-2/ Stabilité transversale	198
VIII-3 / Dimensionnement du chevêtre.....	199
VIII-3-1 / Calcul des sollicitations	199
VIII-3-2 / Armature des chevêtres.....	202
VIII-4 / Dimensionnement de la colonne	202
VIII-4-1 / Calcul de sollicitation	202
VIII-4-2 / Armature	203
VIII-5 / Semelle de liaison	206
VIII-5-1 / Descente de charge	206
VIII-5-2 / Disposition constructive	207
CHAPITRE IX : CALCUL DES PIEUX	210
IX_1 / Détermination de la charge limite Q_l par la méthode pressiométrique	210
IX-1-1 / Calcul de la charge limite de pointe	210
IX-1-2 / Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s	213
IX-1-3 / Charge limite totale Q_l	215
IX-2 / Descente de charge	215
IX-3 / Justification aux états limites	216
IX-4 / Ferrailage des pieux.....	216

IX-4-1 / Armatures	217
CHAPITRE I : PHASAGE DES TRAVAUX.....	220
CHAPITRE II : CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORATION DE DEBOURSE	222
CHAPITRE III : DEVIS QUANTITATIF	224
CHAPITRE IV : SOUS DETAIL DES PRIX	226
IV-1 / Numéro des prix	226
IV-2 / Sous détail des prix	226
CHAPITRE V : EVALUATION FINANCIERE DU PROJET	232
V-1 / Bordereau Détail Estimatif.....	232
V-2 / Etude de rentabilité	234
V-2-1 / Calcul de la VAN.....	234
V-2-2 / Taux de rentabilité interne (TRI)	236
V-2-3 / Délai de récupération du capital investi (DRCI).....	236
V-2-4 / Conclusion	237
CHAPITRE VI : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAUX.....	238
VI_1 / Méthodologie d'évaluation des impacts.....	238
VI-2 / Identification des impacts prévisionnels	240
VI-2-1 / En phase préparatoire	240
VI-2-2 / En phase de chantier	242
VI-2-3 / En phase d'exploitation	246
VI-3 / Mesures à adopter	248
CHAPITRE VII : CONTROLE DE TRAVAUX.....	250
VII-1 / Généralités.....	250
VII-1-1 / But du contrôle.....	250
VII-1-2 / Equipe de contrôle.....	250
VII-1-3 / Condition requise pour l'exécution d'un bon contrôle.....	251
VII-2 / Techniques de contrôle des travaux d'ouvrage d'art.....	251
VII-2-1 / Implantation	251
VII-2-2 / Fondation	252
VII-2-3 / Béton	254
VII-2-4 / Armature	259
VII-2-5 / Câbles de précontrainte	259
VII-2-6 / Epreuve des ouvrages.....	260
CONCLUSION	262
BIBLIOGRAPHIE	a
ANNEXE	b

TABLE DES MATIERES.....	a
.....	
.....	

Nom : RABOTO
Prénom : Paul Yvon

Adresse : III J 139 TER PP Soanierana

E-mail : rabotopaulyvonn@gmail.com



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du Grade Master II

Titre Ingénieur

Titre :

« Projet de construction d'un pont sis à Manambatomby sur la RN4 au PK 374 + 254 »

Nombre de pages : 257

Nombre de tableaux : 142

Nombre de figures : 47

RESUME :

En résumé le projet va propulser la région sur le plan économique mais aussi sur le plan social.

L'étude socio-économique sur cette région affirme les privilèges et les intérêts apportés par le pont sur ces régions. L'étude de variante a permis d'affirmer que le pont en béton précontraint est la plus adéquate. L'étude financière donne un résultat du montant réel du projet et d'en sortir la rentabilité du projet vis-à-vis du revenus annuel de la région.

Sur le côté environnemental, toutes les dispositions ont été adoptées afin d'anticiper les dégâts probables. Finalement, toute réalisation qui nécessite la règle de l'art doit avoir un ingénieur comme pièce maîtresse.

Mots clés : Béton Précontraint, Pont, Tension, Règle, Etude

SUMMARY :

To summary, the project contributes to boost the local economy and improve the social standing.

The socioeconomic study on the region asserts us the privileges and the interests that this bridge is going to bring on. Besides, the variants study helps us to conclude that prestressed concrete bridge is the most appropriate.

Moreover, the financial study gives us the profits of the real cost of the project and to bring out its profitability toward the annual income.

Finally, the environment of the region is insured by the front last chapter which study positive and negative impacts as well as their measure of mitigation to have no damage but improve the situation.

Keys words : Prestressed Concrete, Bridge, Stress, Rule , Study

Rapporteur : Monsieur RIVONIRINA RAKOTOARIVELO

08 Juillet 2017