
SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ABREVIATIONS

NOTATIONS

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION

PARTIE I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE

Chapitre I : GENERALITES SUR LE PROJET

Chapitre II : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE DIRECTE DU PROJET

Chapitre III : ETUDE DU TRAFIC

PARTI II : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre I : ETUDE HYDROLOGIQUE

Chapitre II : ETUDE HYDRAULIQUE

Chapitre III : ETUDE GEOTECHNIQUE

PARTIE III : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

A. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

Chapitre I : PROPOSITION ET ANALYSE DES VARIANTES

Chapitre II : LA PRECONTARINTE

Chapitre III : HYPOTHESES DE CALCUL

Chapitre IV : CALCUL DE LA DALLE

Chapitre V : ETUDE DES ENTRETOISES

Chapitre VI : ETUDE DES POUTRES PRINCIPALES

B. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre VIII : ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS

Chapitre IX : ETUDE DE LA CULEE

Chapitre X : ETUDE DE LA PILE

Chapitre XI : FERRAILLAGES DES PIEUX

PARTIE IV : EVALUATION FINANCIERE ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET

Chapitre I : PHASAGES DES TRAVAUX

Chapitre II : CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES

Chapitre III : DEVIS QUANTITATIF

Chapitre IV : SOUS DETAILS DES PRIX

Chapitre V : BORDEREAU DETAIL ESTIMATIF DU PROJET

Chapitre VI : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Répartition de la riziculture dans l'espace	4
Tableau 2 :Temperatures moyennes mensuelles Station : Morondava.....	8
Tableau 3 :Les principaux bassins versants dans la région	11
Tableau 4 :Effectifs de la population de Morondava	13
Tableau 5 :Effectifs de la population de Belo sur Tsiribihina.....	14
Tableau 6: Effectifs de la population de Mahabo	14
Tableau 7: Effectifs de la population de Manja	15
Tableau 8: Effectifs de la population de Miandrivazo	15
Tableau 9: Composition ethnique	18
Tableau 10: Villages à moins de 5 km de l'axe Routier RN 34/35 et leur nombre d'habitants	19
Tableau 11: Effectif de la population.....	21
Tableau 12: Couverture du dispositif d'enseignement et effectif des élèves.....	23
Tableau 13 ;Indicateurs d'accès aux formations sanitaires.....	24
Tableau 14 :Pourcentage de population servie en eau potable.....	25
Tableau 15: Statistiques des produits halieutiques de Morondava en 2004.....	29
Tableau 16: Statistiques des produits halieutiques de BELO SUR TSIRIBIHINA en 2004 ...	31
Tableau 17 :Impact à court terme, à moyen terme et à long terme de l'ouvrage	34
Tableau 18 :Classement par Catégorie des véhicules	37
Tableau 19 :Trafic Moyen Journalier.....	38
Tableau 20 :Trafic futur du tracé.....	38
Tableau 21: Caractéristiques du bassin versant.....	40
Tableau 22 :Liste des débits de crue extrêmes annuels.....	40
Tableau 23: Classification par ordre décroissante.....	41
Tableau 24 :Résultat avec les lois de PEARSON, de GUMBEL et de FRECHET.	43
Tableau 25 :Classe n_i des 23 débits de la Morondava à Dabara	44
Tableau 26: Calcul de v_i pour la loi de PEARSON.....	44
Tableau 27 :Calcul de v_i pour la loi de GUMBEL.....	45
Tableau 28 :Calcul de v_i pour la loi de PEARSON.....	46
Tableau 29: Récapitulation des résultats	46
Tableau 30: l'intervalle de confiance selon la loi considéré	47
Tableau 31 :Valeur de Q en fonction de h	49
Tableau 32: Profil géotechnique des rives	55
Tableau 33: Profil géotechnique en rivière	55
Tableau 34: Terme de frottement	57
Tableau 35: Largeur de la membrure en fonction de la portée.	76
Tableau 36:Caractéristiques des aciers selon l'Eurocode 3	77
Tableau 37: Prédimensionnement des poutres principales	77
Tableau 38: Devis quantitatifs et devis sommaire pour la variante n°1	82
Tableau 39: Devis quantitatifs et devis sommaire pour la variante n°2.....	82
Tableau 40: Devis quantitatifs et devis sommaire pour la variante n°3.....	83
Tableau 41 :Tableau d'évaluation de chaque variante	84
Tableau 42 :Analyse multicritère	85
Tableau 43: Coefficient de dégression transversal a_1	91
Tableau 44 :Classe des ponts	91
Tableau 45: Coefficient de pondération bc	93
Tableau 46 :Dimension des surfaces d'impact de Bc, Be, Br	97
Tableau 47: Moment fléchissant sous système B.....	99

Tableau 48: Moments fléchissant totaux.....	100
Tableau 49 : Effort tranchant sous charge B	101
Tableau 50 :Sections d'armature de la dalle suivant le sens de la petite portée.....	107
Tableau 51: Nombre et section réelle d'armature aux appuis et en travée suivant le sens de la grande portée	109
Tableau 52: Sollicitations des entretoises d'abouts.....	119
Tableau 53 :Valeurs des moments aux appuis et à mi-travée à l'ELS et à l'ELU du système B.	125
Tableau 54: Valeurs de CRT.....	133
Tableau 55: Aires et ordonnées des Lignes d'influences des moments fléchissants	135
Tableau 56 : Aires des LI des efforts tranchants	136
Tableau 57: Valeurs des moments fléchissants dus aux charges permanentes	136
Tableau 58: valeurs des efforts tranchants dus aux charges permanentes	137
Tableau 59: Moments fléchissants de la poutre de rive dus aux surcharges d'exploitation ..	138
Tableau 60: Moments fléchissants de la poutre centrale dus aux surcharges d'exploitation.	139
Tableau 61: poutre de rive.....	140
Tableau 62: Poutre centrale.....	140
Tableau 63: efforts tranchants de la poutre de rive dus à la surcharge B_c	140
Tableau 64 :Sollicitations aux états limites des poutres en phase de mise en tension	141
Tableau 65 :Sollicitation aux états limites de la poutres centrale en phase d'exploitation.....	141
Tableau 66 : Sollicitation aux états limites des poutres de rive en phase d'exploitation.....	142
Tableau 67 :Paramètre de calcul de y_G	142
Tableau 68: Valeur de y_G	143
Tableau 69 :Calcul de ce moment d'inertie	143
Tableau 70: Moment d'inertie de la poutre	143
Tableau 71: Paramètres de tracé des câbles	151
Tableau 72 :Coordonnées des câbles	151
Tableau 73 :Ordonnées des câbles (suite)	151
Tableau 74 :Ordonnées des câbles (suite)	151
Tableau 75 :Coordonnées des câbles équivalents	152
Tableau 76 :Coordonnées des câbles équivalents (suite)	152
Tableau 77: Premier et deuxième fuseau limite	153
Tableau 78: Vérification du tracé des câbles.....	153
Tableau 79 :Tension obtenue avec un câble de précontrainte après pertes de tension dues aux frottements.....	154
Tableau 80 :Tension obtenue avec un câble de précontrainte après pertes de tension dues aux frottements (suite).	155
Tableau 81: Tension obtenue avec un câble de précontrainte après pertes de tension dues aux frottements (suite).	155
Tableau 82: Pertes par frottement.....	155
Tableau 83: Perte de tension à l'ancrage.....	156
Tableau 84: Paramètre pour le calcul de l'ordonné Y'_G du centre de gravité des câbles de la deuxième famille.	158
Tableau 85 :Ordonnée Y'_G du centre de gravité des câbles de la deuxième famille par rapport à la fibre supérieure (poutre + hourdis).	158
Tableau 86: Valeur de V_{ph} et de V'_{ph} pour la section poutre + hourdis	158
Tableau 87: Moment d'inertie de la poutre + hourdis.....	159
Tableau 88: Coordonnées des câbles équivalents de la deuxième famille.....	159
Tableau 89: Coordonnées des câbles équivalents de la deuxième famille (suite)	159
Tableau 90: Valeur de e_2	159

Tableau 91 : Valeur de e_2 (suite)	159
Tableau 92 : Valeurs de M_h , de M_{en} , de M_g et de M_S	160
Tableau 93 : Valeurs de M_h , de M_{en} , de M_g et de M_S (suite)	160
Tableau 94 : Valeurs de $\Sigma \sigma_{p2}(x)$	160
Tableau 95 : Valeurs de $\Sigma \sigma_{p2}(x)$ (suite).....	160
Tableau 96: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°1.....	161
Tableau 97: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°1(suite)	161
Tableau 98: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°2.....	162
Tableau 99 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°2 (suite)	162
Tableau 100: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°3.....	163
Tableau 101 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°4.....	164
Tableau 102 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°4 (suite)	164
Tableau 103 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°5.....	164
Tableau 104 :Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées	165
Tableau 105 :Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées (suite)	165
Tableau 106 :Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées (suite)	165
Tableau 107 :Pertes de tension dues à la relaxation des aciers	167
Tableau 108 :Pertes de tension dues à la relaxation des aciers (suite)	167
Tableau 109 :: Pertes dues au fluage du béton	168
Tableau 110 :Pertes dues au fluage du béton (suite)	168
Tableau 111: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre seule.....	172
Tableau 112: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre seule (suite)	172
Tableau 113: Contrainte normales cumulées dans le béton en [MPa]	173
Tableau 114: Contrainte normales cumulées dans le béton en [MPa] (suite).....	173
Tableau 115 : valeur de la force de précontrainte dans la section d'about	174
Tableau 116: Caractéristiques géométriques de la section d'about	174
Tableau 117: valeur de la force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°4.....	175
Tableau 118 : Caractéristiques géométriques de la section d'arrêt du câble n°4.....	175
Tableau 119 :Valeur de la force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°5	176
Tableau 120 :Caractéristiques géométriques de la section d'arrêt du câble n°4.....	176
Tableau 121: calcul des coefficients de souplesse des colonnes.....	186
Tableau 122 :Calcul des coefficients de souplesse du chevêtre.....	186
Tableau 123: Calcul des coefficients de souplesse de l'appareil d'appui	187
Tableau 124: Calcul des coefficients de souplesse de la pile.....	187
Tableau 125: Salcul des coefficients de souplesse des culées.....	187
Tableau 126: Répartition des efforts de freinage entre appuis.....	188
Tableau 127: Distribution des efforts dus au retrait, fluage et à la variation de température	189
Tableau 128: Effort sollicitant un appareil d'appui sur culée et sur pile	190
Tableau 129: Vérification des appareils d'appui.....	192
Tableau 130: Valeurs des sollicitations sur le mur garde grève aux états limite	196
Tableau 131: Sollicitations aux états limites de mur en retour	198
Tableau 132: Poids propres et volumes des éléments constituant la culée	201
Tableau 133: Valeurs des moments dus aux poids propres des éléments constituant la culée	202
Tableau 134: Sollicitations aux états limites du mur de front.....	204
Tableau 135: Moment de la semelle de la pile par rapport au point O de la pile.....	210
Tableau 136: Vérification de la condition de stabilité	210

Tableau 137 : Valeur de la longueur de flambement	218
Tableau 138: Valeurs de A_i	223
Tableau 139 : Avant mètre	224
Tableau 140: Bordereau Detail Estimatif.....	230
Tableau 141: Récapitulation du coût du projet	231
Tableau 142 : Valeurs des paramètres pour la détermination de la VAN.....	232
Tableau 143: Les impacts envisagés.	237

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Description schématique des principaux flux de produits agricoles de la région du Menabe	28
Figure 2: Section trapézoïdale fictive de la rivière	48
Figure 3: Réduction des affouillements par tapis d’enrochement	54
Figure 4 :Figure montrant les longueurs de travée.....	62
Figure 5 : Section de la poutre en béton précontrainte.....	69
Figure 6: Caractéristiques géométriques de la poutre	78
Figure 7: Système Bc	92
Figure 8: Surface d’impacte du système Be.....	93
Figure 9: Surface d’impacte du système B _f	93
Figure 10 : hourdis console	102
Figure 11: Schéma de surcharge pour le système B _c	103
Figure 12 :Section de calcul de la dalle en travée	106
Figure 13 : Schéma de calcul de la dalle dans la partie console	106
Figure 14: Disposition de la pré-dalle	111
Figure 15: Repartition de la charge du poids de la dalle sur l’entretoise d’about.....	113
Figure 16: Schéma de calcul des entretoises sous charges permanentes	114
Figure 17: schéma de calcul de la ligne d’influence sous une charge unitaire	115
Figure 18: ligne d’influence des moments M _A et M _B	116
Figure 19: ligne d’influence du moment à mi-travée	116
Figure 20: ligne d’influence des réactions V _A et V _B	118
Figure 21: Repartition de la charge du poids de la dalle sur l’entretoise intermédiaire.....	123
Figure 22: Section des poutres préfabriquées	130
Figure 23 :: LI de la réaction de la poutre de rive	133
Figure 24: LI de la réaction de la poutre intermédiaire.....	133
Figure 25: Schéma de calcul de la LI pour $\alpha < x$	134
Figure 26 : Schéma de calcul de la LI pour Erreur ! Des objets ne peuvent pas être créés à partir des codes de champs de mise en forme.	134
Figure 27: LI des efforts tranchants	135
Figure 28: LI des sollicitations.....	135
Figure 29: Disposition constructive des câbles	149
Figure 30: Disposition des encrages aux abouts.	149

Figure 31: Tracé d'un câble.	150
Figure 32: Caractéristique d'un appareil d'appui.....	184
Figure 33: Poussée de terre sur le mur garde grève	193
Figure 34: Distribution de la poussée de la surcharge de remblai.....	194
Figure 35: Schéma de calcul pour le ferrailage du mur garde grève.....	196
Figure 36: Schéma du mur en retour	197
Figure 37. Schéma de calcul d'armature du mur ne retour	199
Figure 38 :Schéma de calcul pour les charges horizontales.....	200
Figure 39: Schéma de calcul d'armature du mur de front.....	204
Figure 40: Modélisation du chevêtre.....	211

LISTE DES ABREVIATIONS

Ar	: Ariary
B.A	: Béton Armé
BAEL	: Béton Armé aux Etats Limites
B.P	: Béton Précontraint
BPEL	: Béton Précontraint aux Etats Limites
CEG	: Collège d'Enseignement Général
CSB	: Centre de Santé de Base
CSSEP	: Cellule de Surveillance et de Suivi Environnementaux du Projet
CMD	: Coefficient de Majoration Dynamique
CRT	: Coefficient de répartition Transversale
Dnd	: donné non disponible
EDC	: Enrobé Dense à Chaud
ELS	: Etat Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
EPP :	Ecole Primaire Publique
ESPA	: Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
HA	: Haute Adhérence
HTVA	: Hors Taxe sur Valeur Ajouté
INSTAT	: Institut Nationale de la statistique
LI	: Ligne d'influence
MECIE	: Mise En Comptabilité des Investissements avec l'Environnement
MO	: Main d'oeuvre
MTPM	: Ministère de Travaux Publics et de la Météorologie.
PHEC	: Plus Haute eaux Cyclonique
PK	: Point kilométrique
PU	: Prix Unitaire
RN	: Route Nationale
SETRA	: Service d'Etude Technique des Routes et d'Autoroutes
TBR	: Très Basse Relaxation
TIR	: Taux Interne de Rentabilité
VAN	: Valeur Actuelle Nette

NOTATIONS

Hydraulique :

C : Coefficient de débit

g : Accélération de pesanteur

h : Hauteur d'eau

I : Pente du bassin versant

K : Coefficient de rugosité

L : Longueur du rectangle équivalente

P : Périmètre mouillée

Q : Débit de crue

R : Rayon hydraulique

S : Section mouillée

TAM : Caractéristiques du cours d'eau en amont

TAV : Caractéristiques du cours d'eau en aval

V : Vitesse d'écoulement de l'eau à l'état naturel

V_{AM} : Vitesse moyenne en amont

V_{AV} : Vitesse moyenne en aval

α: Coefficient sans dimension représentant la distribution des vitesses de l'eau

Δz : Surélévation du niveau d'eau

σ : Ecart-type

μ₃ : Moment centré d'ordre 3

Bétons :

E_b : Module de résistance

f_{bu} : Résistance limite à la compression relative à l'ELU

f_{cj} : Résistance à la compression à j jours d'âge

f_{tj} : Résistance à la traction à j jours d'âge

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité

Θ : Coefficients sans dimensions dépendant de la durée d'application des charges

σ_{bc} : Résistance limite à la compression relative à l'ELS

Aciers :

E_p : Module d'élasticité des aciers de précontrainte

Notations

- E_S : Module d'élasticité des aciers
 F : Coefficient de frottement en courbure d'une armature de précontrainte
 f_e : limite d'élasticité des aciers
 f_{prg} : contrainte de rupture garantie pour l'armature de précontrainte
 f_{peg} : contrainte à la limite conventionnel d'élasticité
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier
 γ_s : Coefficient de sécurité

Autres :

- A_u : section d'armatures à l'ELU
 A_{ser} : section d'armatures à l'ELS
 I : Moment d'inertie d'une section
 M : moment de flexion
 M_u : moment de flexion à l'ELU
 M_{ser} : moment de flexion à l'ELS
 N : effort normale
 V : effort tranchant

Notation minuscules :

- b : Dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
 b_0 : Epaisseur brute de l'âme d'une poutre
 d : hauteur utile
 e : excentricité d'une résultante par rapport au centre de gravité d'une section
 h_0 : épaisseur d'une membrure du béton
 k : coefficient en générale
 l_f : longueur de flambement
 s_t : espacement des armatures transversales \square : Périmètre

Notations en lettres grecques :

- λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée \square : Coefficient de poisson
 ρ : rapport de dimension
 Δ : variation
 Φ : diamètre des armatures (parfois d'une section)
 Σ : sommation
 ω : aire

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : VALEUR DE φ EN FONCTION DE γ	B
ANNEXE 2 : TABLE DE PEARSON III.....	B
ANNEXE2 : TABLE DE PEARSON III (SUITE)	C
ANNEXE 3 : TABLE DE DISTRIBUTION χ^2 DE PEARSON	D
ANNEXE 4 : ESTIMATION DES CRUES. SEUIL DE CONFIANCE 95%	E
ANNEXE 5 : ABAQUES POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT	F
ANNEXE 6 : ABAQUE DE PIGEAUD	H
ANNEXE 7 : CLASIFICATION DES SOLS PAR PRESSIOMETRE	I
ANNEXE 8 : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE K_p	J
ANNEXE 9 : COURBES DONNANT LE FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE LIMITE Q_s	K
ANNEXE 10 : CHOIX DE LA COURBE POUR LE CALCUL DU FROTTEMENT UNITAIRE Q_s	K
ANNEXE 11 : PLAN DIVERS	L

INTRODUCTION

Actuellement l'Etat Malagasy fait d'effort pour améliorer les réseaux routiers dans tout Madagascar, et ceci en collaboration avec de nombreux partenaires.

Parmi les projets de construction financés par les Bailleurs de Fonds, le projet de construction d'un nouveau pont sur la rivière de Morondava au PK 146+132 sur la RN 35 à partir du PK 0+000 qui se trouve à la commune d'Ivato à Ambositra est en stade d'étude et en cours de finalisation.

A titre d'information, le pont existant sur la Morondava est actuellement dans un très mauvais état. Du fait de l'étroitesse du pont, les poutres latérales ont subis de très nombreux chocs de la part des camions. Les montants sont presque systématiquement tordus voire déchirés. La totalité de la section en béton a disparue, et les aciers sont presque sectionnés. Par ailleurs, la position de ce pont est en biais par rapport à l'axe de la route.

Cette situation met en danger la sécurité des usagers, et une coupure de la circulation sur cet axe routier provoquerait l'isolement, et mettrait en veille l'économie de cette région

La nouvelle construction du pont sur la rivière de Morondava constitue donc une priorité pour l'état, dans le souci de rétablir la continuité de la RN 35 et d'assurer la vie économique de notre pays.

Ainsi notre travail vise à construire un nouveau pont en Béton Précontraint dont son domaine d'emploi connaît un intérêt particulier par sa large exploitation et son avantage de point de vue technique.

Notre travail comporte quatre parties. Afin d'y parvenir nous proposons en premier lieu d'étudier l'environnement socio-économique qui a pour but de justifier notre choix pour la construction d'un nouveau pont.

Ensuite, nous abordons les études hydrologiques, hydrauliques et géotechniques qui tiennent une importance pour le dimensionnement de l'ouvrage et le calage du pont.

La troisième partie traite l'étude de la superstructure et l'infrastructure

Enfin, nous détaillons avec précision l'estimation du projet en établissant un devis quantitatif et estimatif pour la réalisation de ce projet.

PARTIE I
ETUDE SOCIO - ECONOMIQUE

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET

I.1 Localisation du projet

Le projet se trouve dans la région du Morondava, plus précisément au PK 12 de Morondava dans la direction de Mahabo le long de la RN 35. Il se trouve à l'altitude 99,73m et traverse la rivière sur Morondava. Il relie la région de Menabe avec les autres régions de Madagascar.

I.2 Description du projet

C'est un projet de remplacement d'un ancien pont métallique, très défectueux, de 66,44m de longueur, de largeur roulable très étroite de 2,60m, à une voie en un pont à deux voies, de longueur 110m. Il assure notamment la liaison entre Malaimbandy, Miandrivazo, Mahabo, Morondava et relie le bassin de Morondava avec la RN 34 aux centres économiques de la région de Vakinankaratra du Région d'Antananarivo et de la Mania du Région de Fianarantsoa.

I.3 Délimitation des zones d'influence

I.3.1 Zones d'influence directe

Ce sont les zones qui bénéficient directement de la construction de l'ouvrage. Les zones d'influence immédiate du projet sont les 4 régions de Madagascar suivantes :

- Région du Menabe à l'ouest (Région de Morondava) ;
- Le Vakinankaratra au centre (Région d'Antsirabe) ;
- La plaine d'Amoron'i Mania au centre sud (Région d'Ambositra) ;
- Moyen ouest à mi-parcours des deux RN 35 et RN34.

I.3.2 Zones d'influence indirecte

La différence avec les zones d'influence directe c'est qu'elles sont éloignées de l'axe de la RN 35 et RN34, et généralement des zones qui ont des influences indirectes de ce pont.

Pour cet ouvrage, la zone concernée est le Fivondronana de Belo sur Tsiribihina.

CHAPITRE II : ETUDE SOCIO – ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUANCE

L'existence de ce pont assure la circulation et les échanges inter-régionales. Il est donc nécessaire de faire une étude socio-économique.

II.1 Description de la zone géographique cible

Dans le cadre de la recherche d'une croissance soutenue de l'économie et dans la perspective de la politique de réduction de la pauvreté dans les régions à proximité, même dans les zones d'influence indirecte, ce pont contribue à la stratégie du développement du secteur des transports. L'étude de l'impact des transports sur la pauvreté intervient dans le contexte physique, humain et socio-économique dans la zone traversée par cet ouvrage.

De par sa situation géophysique, l'axe routier des RN 34 et RN 35 traverse une zone rurale essentiellement tournée vers l'agriculture et doit, par conséquent, contribuer à l'amélioration des conditions de circulation des biens, des personnes et des informations et doit aider à rompre des populations rurales concernées en facilitant l'accès aux services de base, tel que l'enseignement, la santé, l'eau potable, etc.

II.2 Contexte physique et humain

II.2.1 contexte physique

a. Reliefs et paysages

Nombreux sont les îlots et bancs de sable qui séparent la côte de la haute mer, à savoir (du Sud vers le Nord) :

- Entre Andranompasy et Belo/Mer, les îlots d'Andriamitoraka, Mahelohelo et d'Andriangory,
- Entre Belo/Mer et Morondava :
 - L'îlot d'Andravoko ;
 - Le banc de sable d'Ankaramasy ;
 - La fosse de Morondava ;
- Entre Morondava et Belo/Tsiribihina :
 - Les bancs de sable de Cordelière-Moines - Marjolaine et la fosse de la Tsiribihina.

Les zones côtières

Le littoral est formé de mangroves ayant une importance capitale pour la population vivant de la cueillette, en particulier :

- La chasse aux crabes, la pêche traditionnelle ou artisanale.
- L'utilisation de bois pour le chauffage et les constructions (habitations, et mâts de pirogues à voile).

Les mangroves couvrent presque la totalité de la superficie du littoral.

Les plaines

On rencontre de vastes étendues de plaines pouvant recevoir des spéculations irriguées et/ou celles se contentant de l'eau de pluie (haricot, pois du Cap, lentille, tsiasisa, maïs).

Tableau 1 : Répartition de la riziculture dans l'espace

District	Superficie Rizicultivable	Superficie Cultures pluviales	Total surfaces cultivables
Morondava	9 000	8 000	17 000
Belo/ Tsiribihina	31 000	83 000	114 000
Mahabo	63 000	175 000	238 000
Manja	11 300	5 500	16 800
Miandrivazo	9 000	9 000	18 000
Total	124 300	280 500	404 800

Source : Service statistique (2004)

Les plateaux

Les plateaux de Bemahara et de Besabora, vastes plaines en hauteur, zones agropastorales, à cheval sur les sous-préfectures de Belo/Tsiribihina et de Miandrivazo du Nord au Sud, se prolongent vers le Sud pour rejoindre Besabora en plein milieu de la sous-préfecture de Mahabo via Malaimbandy.

Les massifs

Le massif du Bongolava se culmine à une altitude de 1,342 m, entre Ankavandrakely et Tsiroanomandidy ;

Le massif du Makay se culmine à une altitude de Andranomita, à 1,034 m.

b. Géologie et géomorphologie

Les tronçons traversés par le projet traversent des substrats géologiques d'une grande diversité tant par l'âge des formations que par la nature des roches affleurantes. La

morphologie et le relief des zones traversées montrent de grandes variations. La morphologie des paysages s'explique par la présence d'un socle de roches métamorphiques : gneiss, micaschistes, migmatites, cipolins, quartzite, etc. Ce socle a lui même subi d'importantes orogènes, des plissements et érosion par les eaux superficielles a créé des dépôts sédimentaires qui domine actuellement toute la frange ouest du pays. L'érosion générale s'est effectuée de manière différentielle en individualisant

les roches les plus dures (migmatites, granites, quartzites) des nombreuses collines qui caractérisent les Hauts Plateaux alors que l'érosion et le déblaiement des roches plus altérables (gneiss, micaschistes) ont donné naissance à des vallées étroites. Se surimposant à ces phénomènes, des intrusions de matériaux ignés (granites et gabbros) ont laissé des reliefs bien individualisés dégagés par l'érosion différentielle.

La RN 34 (Miandrivazo à Malaimbandy) circule dans une zone de déblaiement opéré dans des roches sédimentaires, essentiellement constitués de grès grossiers, qui constitue l'étage de l'Isalo I. la dépression marginale laissée par le déblaiement présente la forme d'un long couloir appelé le « Betsiriry » qui longe les Hauts Plateaux à l'Est et dont le fond constitue la plaine d'inondation de la rivière Sakeny qui y dépose de grandes quantités d'alluvions récentes. Le fond du couloir présente une morphologie relativement plane, inclinée en pente douce vers le Nord, avec un micro-relief lié aux nombreuses levées alluviales créées par les divagations de la Sakeny.

Les tronçons Est et central de la RN 35 circulent d'abord essentiellement au sein de formations métamorphiques du système « schisto-quartzocalcaire » qui caractérise la région de l'Itremo. Les roches dominantes sont de quartzite, migmatite, gneiss et cipolin, entrecoupées d'intrusions de granites et gabbros. L'érosion différentielle a laissé un relief accidenté avec des collines dont les sommets atteignent de 1200 à plus de 2000 m. ce massif de quartzite se présente sous forme d'une chaîne massive et peu disséquée par l'érosion.

A l'ouest de Janjina sur le tronçon central, le tracé descend rapidement dans des formations sédimentaires composées de grès, schistes et argilites, au sein duquel s'écoule la rivière Sakeny, enjambée par le tracé à une altitude d'environ 200 m. A ce niveau, les dépôts alluvionnaires récents de la rivière recouvre le substrat.

Le tronçon ouest de la RN 35 traverse, de Malaimbandy à Mahabo, le couloir de Betsiriry puis remonte les basses collines du massif de Besabora constituées de matériau sédimentaires. Cet ensemble sédimentaire présente un relief accidenté témoin d'une érosion très active.

A partir de Mahabo et jusqu'à Morondava, la route circule sur un substrat continental détritiques, appelé d'une manière générale « carapace sableuse » et constitué de matériaux gréseux et gréso-argileux. Ces formations sont partiellement recouvertes d'alluvions contemporaines le long du cours de la rivière Morondava. L'ensemble forme une vaste plaine côtière, régulièrement inclinée vers l'ouest jusqu'au niveau de la mer.

La RN 41 circule dans une zone de formations anciennes du socle métamorphisé où dominant des roches généralement acides telles que migmatites, micaschiste et gneiss.

c.Types de sols

Quatre grands types de sols occupent la zone d'influence du projet en fonction de la nature des matériaux sous-jacents et du régime des eaux de surfaces :

- Les sols ferrallitiques issus de l'altération des roches éruptives et métamorphiques. Il s'agit des sols de couleur rougeâtre, d'épaisseur variable en fonction du matériau et de la topographie. Ces sols occupent les abords de la RN 41, de la RN 35 Est et de la RN 35 Centrale.
- Les sols minéraux bruts d'érosion se rencontrent notamment sur substrat gréseux et argileux fortement décapés par l'érosion : descente de Janjina (RN 35 centrale), montée du Besabora (RN 35 ouest), par exemple. Ces sols sont de texture très grossière.
- Les sols ferrugineux tropicaux sont issus de l'altération des matériaux d'origine sédimentaire ; ils sont de couleur jaune à rouge et d'épaisseurs variables (quelques cm à 2 m). la grande plaine côtière de Morondava est couverte en grande partie de sols ferrugineux.
- Les sols récents d'apport alluvial sont caractéristiques des plaines de divagation des cours d'eau telles que notamment le fond du couloir de Betsiriry où s'écoule la rivière Sakeny. Les sols de ce type bordent en grande partie la RN 34.

d.Régime climatique:

Les tronçons concernés par le projet traversent trois grands types de climat rencontrés à Madagascar :

- Climat tropical humide d'altitude, caractéristique des Hauts Plateaux malgaches, avec deux saisons contrastées tant du point de vue pluviométrique que thermique. La pluviométrie moyenne est généralement supérieure à 1500 mm, principalement étalée entre les mois de novembre et avril, mais sans véritables mois secs. La durée de la

saison pluvieuse diminue vers l'ouest (climat de type « moyen ouest »). Les températures moyenne annuelles sont inférieurs à 15°C, avec une forte différence entre l'hiver (saison sèche) et l'été (saison humide), différence qui augmente logiquement avec l'altitude. Ce type de climat concerne la RN 41, la RN 35 Est et la RN 35 Centrale.

- Climat tropical humide type, rencontré dans le couloir de Betsiriry, à deux saisons très contrastées du point de vue pluviométrique mais peu du point de vue thermique. Les pluviométries moyennes sont comprises entre 1000 et 1500 mm qui tombent à plus de 80% entre décembre et mars, les mois de mai à septembre étant pratiquement secs. Les températures moyennes annuelles sont élevées : supérieures à 25°C. L'altitude faible explique des écarts réduits entre les maximales (janvier et février) et les minimales (juillet et août) : approximativement 15°C d'amplitude thermique. Ce type de climat concerne la RN 34 et les premiers km de la RN 35 Ouest.
- Climat tropical sec de la plaine côtière de Mahabo, caractérisé par une saison humide courte et très marquée et une longue saison sèche. A Morondava, la pluviométrie moyenne est voisine de 600mm tombant à plus de 80% entre décembre et février. Les températures moyennes sont élevées (approximativement 25°C) avec de faibles variations entre les maxima et les minima : écart d'environ 10°C à Morondava et de 15°C à Mahabo. Ce type de climat concerne la RN 35 à partir d'Ankilizato vers Morondava.

e. Vents

Le vent marin chargé d'humidité souffle vers l'intérieur de la terre, est arrêté par le massif de Bongolava, à l'Est de la région : ceci explique l'humidité optimale plus ou moins persistante de l'Ouest de la région alors que la région est reconnue semi-aride.

En Septembre - Octobre souffle un vent desséchant, qui tarit tous les fleuves et rivières réduisant ainsi le niveau des nappes phréatiques (période conseillée pour le creusement des puits).

En haute mer, il est à noter l'existence de vent périodique qui, en saison de pluie, souffle du Nord vers le Sud, agitant ainsi la mer et rend impossible le cabotage en boutre; le fait inverse se produit en saison sèche : la plupart du temps, la mer est calme et les activités marines (pêche de tous genres et voyage en boutres) peuvent avoir lieu.

*f. Variation de température***Tableau 2 : Temperature moyenne mensuelle Station : Morondava**

	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	TOTAL
Température (°C)	26,6	27,4	27,7	27,6	27,4	26,2	23,7	21,8	21,5	22,2	23,7	25,8	25,1

- Mois le plus chaud : Janvier : 27,7 °C

- Mois le plus froid : Juillet : 21,5 °C

(Source : service météorologique 2003)

II.3 Caractéristiques hydrologiques

La Région dispose d'une potentialité hydraulique énorme en eaux de surface et de profondeur.

D'importants et nombreux plans d'eau sont localisés dans la partie Nord et Est de la Région (lacs, étangs et mares) ; aussi, des fleuves et rivières traversent des diverses plaines en méandres pour déposer des riches alluvions au bénéfice des cultures vivrières de la Région.

II.3.1 Les fleuves et rivières (du nord au sud)

- Le Manambolo : il prend naissance dans le massif de Bongolava, arrose toute la partie Nord de Miandrivazo, traverse le plateau de Bemaraha, sépare la région de Menabe de celle de Maintirano, et trouve son embouchure dans la partie Nord de la commune de Belo/Tsiribihina.
- Le Tsiribihina (grossi de la Mania, de Sakeny et de la Mahajilo) prend également sa source du massif de Bongolava, débouche dans la commune de Miandrivazo, au niveau du Chef lieu de la Commune d'Ankotrofotsy (pont de la Mania). Il traverse et arrose une plaine très riche et connue mondialement pour la production de haricot, alimente le fameux lac de Betsiriry, très poissonneux et levier économique de la région. Il continue sa course sur le plateau de Bemaraha et prolonge son trajet dans la commune de Belo/Tsiribihina, laissant de part et d'autre d'immenses plaines arrosées par plusieurs lacs, poissonneux également (lacs Andranomena, Hima, Serinamo) et se disperse dans la vaste mangrove d'Andimaka, au Nord de la ville de Belo/Tsiribihina, avant de rejoindre le Canal de Mozambique.
- La Morondava prend sa source dans le massif de Makay, arrose la partie centrale de la sous-préfecture de Mahabo, continue son trajet dans la sous-préfecture de Morondava, presque en parallèle à la Route Nationale 35 ; de nombreux affluents tels

que Sakamaly, Maroalika, Fanikay arrosent la sous-préfecture de Mahabo avant de se jeter dans le fleuve Morondava.

- Les rivières Andrangory et Mahaniso (Mandabe), fonctionnelles depuis leur source jusqu'au niveau de la commune de Befasy (sauf à la saison pluvieuse exceptionnellement) ;
- Les rivières Laompolo, Maintitapaka et Tsianihy collectent les eaux de ruissellement de bassins versants du Massif de Makay avant de se diriger vers la mer ;
- La rivière Ianandrano, seule, déverse son eau dans le fleuve Mangoky pour continuer sa course vers la mer ;
- Enfin, le fleuve Mangoky, arrose toute la partie Sud-Est de la sous-préfecture de Manja ;

II.3.2 Les lacs

Ils incitent les riziculteurs à étendre leurs superficies rizicoles tous les ans, malgré les matériels rudimentaires dont ils disposent ; de plus, ces lacs jouent le rôle de bassins piscicoles produisant de centaines de tonnes de poissons d'eau douce (consommation humaine, production de provende), générant une source de revenu supplémentaire pour la population riveraine (Baraoa, Tilapia, Carpe).

Les principaux lacs se trouvent sur le Betsiriry et le long du fleuve Tsiribihina : Betsiaky (Anosimena), Ankotrevo, Asonjo (Anosimanitsy, Ankotrofotsy), Andranomena (Ankalalobe), Andranomena (Begidro), Hima (Amboloandro), Kinahomby (Andranomandeha, Ambohibary), Iboboka, Sariaka (Masoarivo).

Les lacs servent également d'abreuvoir (élevage traditionnel), de bercail des oiseaux sauvages dont quelques-uns sont jalousement protégés comme le MIREHA (*Anas bernierri*) dans la zone limite, région Melaky (Maintirano) et celle de Menace, de refuges hospitaliers des reptiles et amphibiens tels que caïmans, tortues d'eau douce, et autres ...

II.3.3 Eaux de profondeur

Les principales nappes sont actuellement bien connues et exploitées à savoir :

- la nappe de grès de crétacé, qui, a donné de nombreuses sources d'eau artésienne, comme à Dabara
- la nappe de grès d'Isalo, exploitée à Beroroha

- la nappe des alluvions de Morondava, exploitée par la SUCOMA pour l'irrigation de la canne à sucre et par la JIRAMA pour l'alimentation en eau de la ville de Morondava.
- la nappe des sables superficiels et des plages pour l'alimentation en eau en milieu rural (le littoral en particulier).

Le potentiel en eau souterraine exploitable dans la région du Menabe est en général important à l'exception de quelques zones localisées où les conditions topographiques et hydrologiques ne sont pas favorables.

Ces potentialités en eau souterraine sont utilisées non seulement pour surmonter la pénurie en eau potable mais aussi pour développer les activités agricoles et industrielles locales (SUCOMA) en particulier dans la plaine de Morondava.

Les divers types de nappe dans le bassin de Morondava sont :

- la nappe d'alluvions
- la nappe des sables argileux supérieurs
- la nappe de sable de plage
- la nappe du quaternaire ancien
- la nappe de l'éocène
- la nappe de crétacé.

Les principaux bassins ci-après enregistrent l'importance des eaux souterraines :

Tableau 3 :Les principaux bassins versants dans la région

Bassins	Superficie (km ²)	Potentiel de l'exploitation eau souterraine/jour/bassin (m ³ /jour)	Potentiel de l'exploitation eau souterraine/km ² (m ³ /km ² /jour)
- Plaine de Morondava	6 006	5 689 932	947
- Bassin fleuve Andranomena	882	499 151	566
- Bassin fleuve Morondava (1)	667	170 983	253
- Bassin fleuve Morondava (2)	3 885	850 229	219
- Bassin fleuve Sakeny	2 183	443 808	203
- Bassin fleuve Maharivo (1)	602	106 085	176
- Bassin fleuve Maharivo (2)	299	411 565	179
- Bassin fleuve Kirindy	1 050	301 927	288
- Bassin fleuve Matitapaka (1)	397	123 884	312
- Bassin fleuve Matitapaka (2)	364	102 487	282
- Bassin fleuve Mangoky (1)	1 301	490 816	377
- Bassin fleuve Mangoky (2)	3 173	1 347 004	424

(Source : Délégation de Mine et de l'Energie à Morondava)

II.2.2 Milieu humain

a. Démographie

Le milieu physique et humain de chaque District se présente brièvement comme suit :

➤ Le district de Miandrivazo :

Le district de Miandrivazo s'étend sur une superficie d'environ 13 055 km² pour une population de 91 960 habitants, avec une densité démographique de 7 habitants par km².la route

RN 34, sur le tronçon entre Miandrivazo et Malaimbandy, traverse des villages, au milieu d'un paysage varié des savanes, des plaines marécageuses et des vallées habitées par des agriculteurs et des éleveurs.

➤ Le district de Mahabo :

Traversé par la Route Nationale RN 35 reliant Malaimbandy à Mahabo, en passant par Ankilizato, le district occupe une superficie de 13626 km² pour une population de 96350 habitants, avec une densité de 7 habitants par km². Cette population également d'agriculteurs et d'éleveurs vit dans des villages au milieu d'un paysage composé des savanes et des plaines alluvionnaires.

➤ Le district de Morondava :

Etendu sur une superficie de 5529 km², avec une population de 89884 habitants et une densité de 16 habitants par km², le district de Morondava est traversé par la Route Nationale RN 35 reliant

Mahabo et Morondava. La RN 35 traverse ici une plaine alluviale fertile, dont les villages le long de la route sont habités par des cultivateurs et éleveurs également.

Morondava est le seul centre urbain important avec un développement des activités agro-industrielles, artisanales, portuaires et de pêche.

➤ Fivondroanana de Belo sur Tsiribihina :

D'une superficie de 6633 km, le Fivondronana de Belo sur Tsiribihina a une population de 48314.

a. Répartition de la population par classes d'âge et par sexe en milieu rural et urbain

Les effectifs de la population du district de Morondava , Belo sur Tsiribihina, Mahabo, Manja, Miandrivazo

- * par classe d'âge,
- * par sexe,
- * selon le milieu de résidence,

Figurent dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 4 :Effectifs de la population de Morondava

Groupe d'âge	MILIEU DE RESIDENCE								
	ENSEMBLE			URBAIN			RURAL		
	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin
00 - 04	16069	8138	7931	5572	2827	2745	10497	5311	5185
40061	12437	6251	6185	4603	2297	2306	7832	3955	3879
41913	10248	5093	5156	4362	2113	2249	5887	2980	2907
15 - 19	9651	4524	5126	4158	1928	2231	5492	2597	2896
20 - 24	7818	3667	4151	3304	1531	1773	4513	2135	2378
25 - 29	6807	3194	3612	2644	1177	1467	4164	2019	2145
30 - 34	6076	3051	3025	2461	1208	1253	3615	1842	1772
35 - 39	5097	2651	2447	1999	953	1047	3098	1699	1400
40 - 44	4127	2190	1937	1761	874	888	2365	1316	1049
45 - 49	2765	1444	1322	1132	575	557	1632	867	765
50 - 54	2514	1323	1192	965	504	460	1550	818	732
55 - 59	1790	863	927	720	324	396	1070	539	532
60 - 64	1580	828	752	533	260	274	1047	568	478
65 - 69	1136	638	498	382	195	187	753	442	311
70 - 74	849	431	418	274	102	171	575	328	247
75 - 79	431	224	206	146	56	90	285	168	116
80 & +	492	246	246	156	73	83	335	173	163
Ensemble	89884	44753	45131	35172	16998	18175	54712	27756	26957

Tableau 5 : Effectifs de la population de Belo sur Tsiribihina

Groupe d'âge	MILIEU DE RESIDENCE								
	ENSEMBLE			URBAIN			RURAL		
	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin
00 - 04	8970	4511	4458	3128	1568	1560	5842	2944	2898
40061	6661	3386	3275	2575	1294	1281	4086	2092	1995
41913	5558	2802	2756	2157	1063	1095	3401	1740	1661
15 - 19	5236	2398	2838	2289	1009	1279	2948	1389	1559
20 - 24	4082	2004	2077	1706	858	848	2375	1146	1229
25 - 29	3374	1571	1803	1271	585	686	2103	985	1117
30 - 34	3028	1500	1530	1138	563	575	1892	937	955
35 - 39	2635	1350	1285	978	475	503	1657	873	782
40 - 44	1925	985	939	794	380	414	1131	606	525
45 - 49	1411	708	703	565	283	283	846	426	420
50 - 54	1381	680	701	533	250	283	848	429	419
55 - 59	1135	575	561	452	219	233	683	356	328
60 - 64	1094	587	505	419	224	195	674	363	310
65 - 69	756	476	279	285	163	123	471	315	156
70 - 74	543	328	217	215	119	96	329	208	120
75 - 79	245	150	95	110	67	43	135	83	52
80 & +	280	132	148	107	52	55	173	81	92
Ensemble	48314	24144	24170	18723	9170	9552	29591	14973	14618

Tableau 6: Effectifs de la population de Mahabo

Groupe d'âge	MILIEU DE RESIDENCE								
	ENSEMBLE			URBAIN			RURAL		
	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin
00 - 04	17326	8850	8478	15278	821	707	15798	8029	7771
40061	13281	6776	6505	11476	581	568	12134	6197	5937
41913	10513	5359	5154	10774	488	589	9435	4871	4565
15 - 19	10000	4826	5174	9540	473	481	9046	4353	4694
20 - 24	8441	3956	4485	8067	419	387	7635	3537	4098
25 - 29	7137	3605	3531	6608	342	318	6476	3263	3213
30 - 34	6612	3339	3272	5387	265	274	6073	3075	2998
35 - 39	5093	2802	2292	5219	253	269	4571	2549	2023
40 - 44	4118	2159	1958	3634	205	157	3754	1954	1800
45 - 49	2865	1462	1403	3072	156	152	2557	1306	1251
50 - 54	2950	1531	1420	2413	129	114	2708	1402	1306
55 - 59	2295	1204	1091	2160	104	112	2079	1100	981
60 - 64	2197	1145	1052	1361	63	73	2061	1083	978
65 - 69	1361	769	592	898	45	46	1271	724	546
70 - 74	1087	613	474	884	38	51	999	575	424
75 - 79	501	268	233	449	22	21	456	244	212
80 & +	575	269	306	449	18	27	530	251	279
Ensemble	96350	53141	47418	87681	4422	4346	87583	44510	43073

Tableau 7: Effectifs de la population de Manja

Groupe d'âge	MILIEU DE RESIDENCE								
	ENSEMBLE			URBAIN			RURAL		
	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin
00 - 04	12502	6237	6265	1909	964	945	10593	5273	5320
40061	9009	4646	4364	1604	803	801	7406	3842	3563
41913	6810	3521	3289	1358	676	682	5452	2845	2607
15 - 19	6959	3175	3784	1302	591	712	5657	2584	3072
20 - 24	5433	2526	2906	1007	477	530	4426	2049	2377
25 - 29	4991	2368	2623	915	438	475	4078	1930	2147
30 - 34	4089	2039	2050	812	392	420	3277	1647	1630
35 - 39	3261	1665	1597	640	327	315	2620	1338	1282
40 - 44	2652	1357	1296	535	290	244	2117	1065	1052
45 - 49	2019	981	1037	379	192	186	1640	789	851
50 - 54	1903	965	938	340	173	166	1563	793	770
55 - 59	1519	845	673	311	171	140	1209	676	533
60 - 64	1425	829	595	272	162	110	1153	668	486
65 - 69	916	542	374	171	91	78	747	451	296
70 - 74	756	413	342	133	68	65	623	345	277
75 - 79	315	182	133	56	30	25	259	150	108
80 & +	386	185	201	55	25	29	331	160	172
Ensemble	64946	32479	32467	11794	5871	5924	53151	26608	26543

Tableau 8: Effectifs de la population de Miandrivazo

Groupe d'âge	MILIEU DE RESIDENCE								
	ENSEMBLE			URBAIN			RURAL		
	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin	Total	Masculin	Féminin
00 - 04	17406	8730	8676	3486	1763	1723	13921	6967	6953
40061	12996	6577	6420	2642	1291	1351	10356	5286	5070
41913	10509	5341	5168	2294	1178	1115	8215	4162	4053
15 - 19	9676	4613	5063	2005	979	1026	7672	3634	4038
20 - 24	7981	3812	4167	1891	905	986	6087	2907	3180
25 - 29	6884	3426	3458	1522	766	756	5362	2660	2694
30 - 34	6192	3321	2872	1414	755	659	4780	2566	2212
35 - 39	4791	2615	2176	1125	593	532	3666	2022	1644
40 - 44	3504	1898	1606	826	432	394	2680	1466	1212
45 - 49	2750	1484	1265	624	332	292	2125	1152	974
50 - 54	2506	1250	1256	495	247	247	2010	1003	1007
55 - 59	2006	1076	929	407	209	196	1599	867	732
60 - 64	1717	885	832	354	181	171	1364	704	659
65 - 69	1243	721	523	244	140	104	999	581	419
70 - 74	954	564	391	180	111	69	774	453	321
75 - 79	414	213	201	87	52	35	328	161	167
80 & +	431	196	234	80	43	36	351	152	198
Ensemble	91960	46725	45236	19671	9979	9693	72289	36745	35544

Source : Etude de Réhabilitation des Routes Nationales RN 34, RN 35

Milieu rural

Les courbes sont dans l'ensemble bien équilibrées, avec cependant systématiquement (sauf pour Belo/Tsiribihina) chez les femmes un déficit dans la classe d'âge 10-14 ans accompagné d'un excédent dans la classe d'âge 15-19 ans. Le phénomène est particulièrement marqué à Manja. On peut supposer qu'il s'agit d'une mauvaise appréciation (volontaire ou non) des filles d'âge compris entre 14 et 15 ans, dont une partie a été inscrite dans la classe 15-19 ans.

L'âge moyen de la population rurale masculine est supérieure (23 ans) par rapport à celui de la population féminine (22 ans).

Milieu urbain

L'âge moyen de la population urbaine masculine (23,06 ans) est légèrement supérieur à celui de la population urbaine féminine (22,8 ans) ;

- Morondava présente un léger excédent chez les hommes (écoliers, métiers divers) et un excédent bien plus important chez les femmes (écolières, métiers féminins liés au développement touristique), l'âge moyen est de 22,5 ans pour la population masculine contre 23,03 pour la population féminine ;
- Belo/Tsiribihina présente un très fort excédent chez les femmes de 15 à 19 ans, sans explication apparente ;
- Miandrivazo présente une pyramide bien régulière ;
- Mahabo présente également toutes les caractéristiques d'une population en équilibre avec, chez les femmes, quelques irrégularités probablement dues à des erreurs d'appréciation (ou d'enregistrement) de l'âge.

b. Equilibre Hommes/Femmes

La constante universelle qui veut qu'il y ait légèrement plus de femmes que d'hommes dans une population en équilibre est respectée, sauf pour Manja et Mahabo, en milieu rural. Est-ce l'expression d'un léger exode rural des femmes fuyant des conditions sévères d'isolement (Manja et Mahabo rural) ou est-ce le fait que les femmes sont attirées par la ville (Mahabo urbain)

c. Composition ethnique

La région de Morondava correspond à l'ancien royaume du Menabe, qui s'étend du Mangoky au sud et au Manambolo au nord. Ces fleuves frontières sont à la fois des frontières naturelles et historiques.

Le Menabe est une des régions multiethniques de Madagascar puisqu'on y trouve plus de 10 ethnies, qui vivent côte à côte. Les Sakalava ont été les premiers à occuper le terrain avec leur bétail. Comme la région est une zone d'immigration, les autres ethnies sont venues s'installer ou accumuler des richesses avant de revenir dans la région d'origine.

Les Sakalava du Menabe se distinguent en deux groupes socio-culturels :

Les Vezo, pêcheurs, établissent leurs villages sur le littoral. En contact constant avec l'extérieur, cette population - souvent métissée - s'intègre plus facilement à l'économie du marché (Fivondronana de Morondava).

Les Masikoro, cultivateurs et éleveurs, sont les populations de l'intérieur.

-Les Maroserana, cadets des Maroserana du pays Mahafaly, établissent leur première capitale à Bengy (Sud de la sous-préfecture de Manja). La capitale du royaume de Maroserana se déplacera du sud vers le nord pour finir à Ambiky (sous-préfecture de Belo-sur-Tsiribihina).

Les Antalaotse (groupe islamisé) et les Indiens détiennent depuis longtemps le commerce en pays Sakalava. Les principaux centres d'échanges sont TSIMANANDRAFOZANA et BOSY (au nord de la Morondava)

Les Antesaka venant du Sud-Est, sont majoritaires dans le sud de la sous-préfecture de Manja (Ankiliabo). En plus de la riziculture, ils vont travailler sur les baiboho du fleuve Mangoky pour les cultures sèches comme métayers des Masikoro.

Les Betsileo, majoritaires dans la sous-préfecture de Mahabo, viennent en troisième position après les Antesaka et les Sakalava dans la sous-préfecture de Belo-sur-Tsiribihina et de Miandrivazo. On les appelle alors Antanandro.

Les Bara peuple tout le sud et le centre de la sous-préfecture de Mahabo (Mandabe, Beronono) où, en dehors de l'élevage, ils se consacrent à la culture du riz et de l'arachide.

Les Antandroy et les Mahafaly viennent compléter la main d'œuvre agricole. Ils émigrent vers le nord. Employés comme ouvriers agricoles ou manœuvres, leurs migrations temporaires durent 7 à 8 ans.

Les Tanosy et les Merina se trouvent aussi dans les sous-préfectures de Miandrivazo et Manja. Ils sont minoritaires.

Le rôle des immigrés en général a été déterminant dans le développement agricole de la région de Morondava, mais l'installation des Antandroy (fivondronana de Morondava et de Belo-sur-Tsiribihina) est une véritable catastrophe pour le patrimoine forestier qui disparaît avec la culture sur brûlis (Hatsake) du maïs entre autres.

A part quelques rares exceptions, les différentes ethnies cohabitent dans un même village et certaines valeurs assurent cette cohésion. On peut citer notamment : l'entraide, le culte des ancêtres, les traditions communes, le respect des Vieux (Ray aman-d'Reny)... Parfois cette cohésion s'effrite à cause des conflits fonciers qui commencent à naître dans la région entre les autochtones et les nouveaux immigrants.

Le tableau ci-dessous présente les principales ethnies ainsi que leurs activités :

Tableau 9: Composition ethnique

Ethnie	Activité
Sakalava	Elevage extensif de zébus pour les cérémonies Agro-éleveurs
Bara	Elevage extensif de zébus pour les cérémonies Agro-éleveurs
Vezo	Pêcheurs
Antesaka	Agriculteurs Elevage (zébus)
Betsileo	Rizicultures Elevages domestiques (vente, animaux de trait)
Antandroy	Agriculteurs (hatsake, monka) Elevage extensif Elevage de petits ruminants
Mahafaly	Agriculteurs Elevage domestique (vente, animaux de trait) Elevage de petits ruminants

Source : Référentiel agricole de la zone forestière du Menabe Central - Juillet 2005

Le tableau suivant résume le nombre de population total à moins de 5 km de l'axe routier RN 34/35 dans la région du Menabe :

Tableau 10: Villages à moins de 5 km de l'axe Routier RN 34/35 et leur nombre d'habitants

N°	District	Commune	Village	Distance entre RN 34/35-village (en km)	Population totale en 2008
1	MAHABO	AMPANIHY	AMPANIHY	3	453
2	MAHABO	AMPANIHY	ANJATELO	0	374
3	MAHABO	AMPANIHY	ANKILIMIDA	0	525
4	MAHABO	AMPANIHY	MANAMBY	0	623
5	MAHABO	AMPANIHY	TSARAHONENANA	0	756
6	MAHABO	ANALAMITSIVALANA	SOASERANA	5	791
7	MAHABO	ANKILIVALO	BEZEZIKA	0	660
8	MAHABO	ANKILIVALO	MIARY	0	683
9	MAHABO	ANKILIVALO	TANAMBAO I	3	1169
10	MAHABO	ANKILIZATO	AMBIKY	3	491
11	MAHABO	ANKILIZATO	AMPANDRABE	0	573
12	MAHABO	ANKILIZATO	ANKILIZATO NORD	0	1194
13	MAHABO	ANKILIZATO	ANKILIZATO SUD	0	2552
14	MAHABO	ANKILIZATO	FILANJARA	2	564
15	MAHABO	ANKILIZATO	TSIANALOKA	5	530
16	MAHABO	MAHABO	AMPASIFASY	1	0
17	MAHABO	MAHABO	MAHABO	0	1243
18	MAHABO	MAHABO	SOAFAOSA	0	0
19	MAHABO	MAHABO	TANANDAVA I	0	0
20	MAHABO	MALAIMBANDY	AMBONARA NORD	5	422
21	MAHABO	MALAIMBANDY	FENOARIVO POMAY	2	389
22	MAHABO	MALAIMBANDY	MALAIMBANDY BANLIEU	2	818
23	MAHABO	MALAIMBANDY	MALAIMBANDY CENTRE	2	1934
24	MIANDRIVAZO	AMBATOLAHY	AMBOTOLAHY	0	2439
25	MIANDRIVAZO	AMBATOLAHY	ANALAMITSIVALANA	2	350
26	MIANDRIVAZO	AMBATOLAHY	MAHAVAVY	0	297
27	MIANDRIVAZO	AMBATOLAHY	SOASERANA	5	488
28	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	ANKOTROFOTSY	0	932
29	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	ANTSOHA	0	974
30	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	ANTSONDRIKA	3	0
31	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	BELOLO	5	282
32	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	MANGAFOTSY	0	0
33	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	MANGARIVOTRA	3	588
34	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	MAROTONGO	3	540
35	MIANDRIVAZO	ANKOTROFOTSY	SOATANA BOFO	0	0
36	MIANDRIVAZO	DABOLAVA	ANDIMAKA	5	917
37	MIANDRIVAZO	DABOLAVA	ANKIRANOMENA	0	827
38	MIANDRIVAZO	DABOLAVA	BETAMOTAMO	2	489

39	MIANDRIVAZO	DABOLAVA	DABOLAVA	0	1650
40	MIANDRIVAZO	DABOLAVA	MADIOKELY	0	759
41	MIANDRIVAZO	ISALO	ANALAMBIBY	5	1448
42	MIANDRIVAZO	ISALO	ANALAMBIBY	5	423
43	MIANDRIVAZO	ISALO	ANTSIKIDA	0	0
44	MIANDRIVAZO	MANAMBINA	AMBALABE	5	590
45	MIANDRIVAZO	MANAMBINA	ANDRAKETA	0	0
46	MIANDRIVAZO	MANAMBINA	AMAROLEFO	0	0
47	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	AMBATOMENA	0	752
48	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	AMPANASANA	0	2481
49	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	ANDOLOBE	3	468
50	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	ANDRANOFOTSY	5	0
51	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	ANDRANOMAINTY	0	870
52	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	ADRANONKARATO	5	0
53	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	ANDRANOTAKATRA	0	0
54	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	ANTANIMAINTY	3	524
55	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	BETALATALA	0	866
56	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	MAHASOA	0	0
57	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	MAMOTSATANANA	4	773
58	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO CENTRE	2	1497
59	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	MORARANO	2	1046
60	MIANDRIVAZO	MIANDRIVAZO	TSINJORANO	3	471
61	MORONDAVA	BEMANONGA	ANDRANOTERAKA	2	0
62	MORONDAVA	BEMANONGA	ANKIRIJIBE	3	571
63	MORONDAVA	BEMANONGA	ANTSAKAMIROHAKA	5	694
64	MORONDAVA	BEMANONGA	BEKONAZY	5	674
65	MORONDAVA	BEMANONGA	BEMANONGA	0	2564
66	MORONDAVA	BEMANONGA	KIMONY	4	397
67	MORONDAVA	BEMANONGA	MAROVOAY	3	1014
68	MORONDAVA	BEMANONGA	TANANDAVA CIVIQUE	4	226
69	MORONDAVA	BEMANONGA	TANDROKOSY	5	271
70	MORONDAVA	BEMANONGA	TSITELO	4	280

Source: Bureau d'Etudes Sofreco (2008)

Ce sont ces populations qui utilisent et bénéficient directement du bon fonctionnement de cet ouvrage et par suite des Routes Nationales RN 34 et RN 35.

d. Evolution

Suivant les données recueillies à partir du document « inventaire des FIVONDRONANA de Madagascar » publié par le service de la politique générale et Méthodologie de la planification-Direction de la Planification Globale et Evaluation du Ministère des Finances et

de l'économie en Juin 1999, le nombre de la population des zones d'influence directes et secondaires du projet et la projection de l'effectif de la population se présente comme suit :

Tableau 11: Effectif de la population

Zones	1998	Taux d'accroissement	2000	2010	2015	2020
Miandrivazo	75263	2,5%	79451	101705	115069	130190
Mahabo	79233	2,4%	83081	105336	110608	124533
Morondava	73915	2,3%	77354	97032	108677	121763
Belo sur Tsiribihina	48314	2,9%	51157	68127	78618	88391

Source : Etude APD BCEOM 2007

Le taux d'accroissement de ces zones est inférieur à celui de l'ensemble du pays qui est de 3% d'après la publication des principaux indicateurs économique du Ministère des Finances et par le Secrétariat Permanent à la Prévision Macro Economique du Ministère des Finances et de l'Economie.

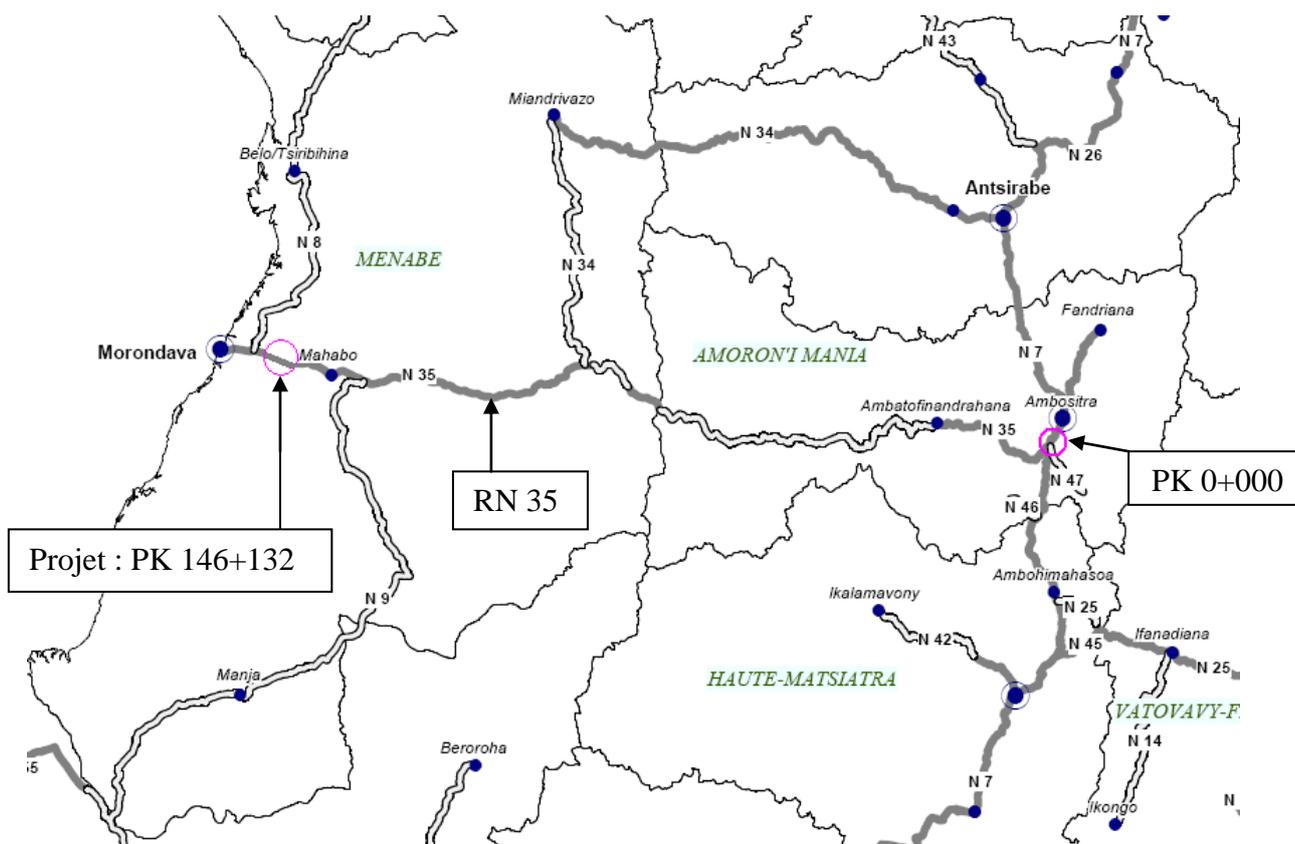
Il convient de noter la parfaite cohérence entre la valeur de ce taux et le degré d'enclavement des sous-préfectures. A l'exception de Morondava, dont le faible taux pourrait être dû à la difficulté d'accès à cause de ce pont.

e. Voies d'accès et de communication

Situés dans une région où 1 km² de route dessert 302 habitants pour une superficie de 21 km², les districts et leurs populations vivent isolés et enclavés. Cette situation rend difficiles les échanges avec les régions limitrophes et constitue un handicap sérieux pour l'écoulement des produits locaux.

De ce fait, l'importance de l'axe routier des RN 34 et RN 35 est capitale puisqu'il est le principal et unique accès permanent vers les régions limitrophes via les hautes terres (carte ci-dessous), mais l'état de ce pont ne permet pas d'assumer convenablement ce rôle surtout pour le Fivondronana de Morondava. Cet ouvrage est important pour le bon fonctionnement des routes nationales RN 34 et RN 35, donc stratégiques pour la région du Menabe car ces routes restent, pour le moment, la seule liaison pérenne et stratégique entre la région du Menabe, et le reste du pays.

Voici la carte illustrant ces zones.



Source : Carte de la Région Menabe

Toutefois, le transport maritime et aérien à partir du port et de l'aéroport de Morondava jouent un rôle important dans la facilitation de la desserte et des échanges commerciaux avec les autres régions et provinces ainsi qu'avec l'extérieur mais ceux-ci n'est pas à la portée de la généralité de la population de ce Fivondronana.

Le Fivondronana de Morondava possède un port de cabotage, un aérodrome non revêtu et un dépôt de carburant, ce qui favorise l'échange. La production des produits de mer exploitables s'y développe.

Quant à l'équipement en communication, seul Morondava est doté d'un central téléphonique couvert par un opérateur GSM «Orange».

f. Services sociaux

A titre indicatif, les services sociaux de base présente dans les secteurs de l'éducation, de la santé et de l'accès à l'eau potable, dans les trois Districts, la situation générale ci-après :

➤ **Education**

Ce secteur est caractérisé par un faible taux de scolarisation primaire, un taux très élevé de déperdition à chaque niveau et insuffisance de la couverture géographique du dispositif d'enseignement, tel que présenté dans le tableau ci-après :

Tableau 12: Couverture du dispositif d'enseignement et effectif des élèves

District	Nombre d'établissements			Effectif d'élèves		
	Niveau 1 : EPP	Niveau II : CEG	Niveau III: Lycée	Niveau 1 :	Niveau II :	Niveau III :
Morondava	70	15	3	14253	2166	894
Mahabo	67	6	1	6233	Dnd	
Miandrivazo	94	6	1	7018	Dnd	
Région Menabe	371	37	7	13477	3737	1207

Dnd : donné non disponible

Source : Programme Régional de développement, Région du Menabe, Document Principal (2006)

En complément à ce tableau, le document se référant aux résultats du recensement de l'INSTAT de 2003 au niveau des communes ; conclut que toutes les communes n'ont pas de collèges d'Enseignement Général (CEG) et que le taux de couverture des fokontany (villages) en Ecoles Primaires Publiques est de 67% pour Miandrivazo, 82% pour Mahabo, et 92% pour Morondava. L'insuffisance de la couverture, particulièrement en CEG, a comme conséquence que des écoliers en moyenne mettent 8 à 12 heures de temps pour atteindre le CEG le plus proche, lorsqu'il n'existe pas dans la commune.

➤ **Obstacles à la scolarisation**

La scolarisation se heurte à des obstacles qui devront être franchis, tels qu'ils sont résumés dans les lignes suivantes :

- Faible intérêt des parents pour la scolarisation des enfants ;
- Frais de scolarisation difficilement supportables pour les parents d'élèves ;
- Inexistence d'actes de naissance pour l'entrée scolaire ;
- Insécurité d'emploi des enseignants non fonctionnaires (vacataires) ;
- Insuffisance du personnel enseignant ;
- Absence ou insuffisance de matériels et de budget ;
- Insuffisance et mauvais état des infrastructures scolaires ;
- Coût élevé de l'enseignement privé ;

- Eloignement des écoles et dispersion de l'habitat.

La dernière contrainte implique des difficultés d'accès et de mobilité pour les élèves et les enseignants, et l'amélioration de la situation des transports contribuera à une évolution positive des performances en matière d'éducation. L'évaluation des changements dans ce domaine fer l'objet des évaluations que l'étude prévoit dans la partie concernée du Menabe.

➤ Santé

Les caractéristiques saillantes de ce secteur sont l'insuffisance des médecins (CSB2 sans médecin), éloignement et l'accès difficile des formations sanitaires, de faibles ratios d'encadrement sanitaire par le dispositif public.

Le tableau ci-après illustre cette situation pour les trois Districts concernés par l'étude.

Tableau 13 ; Indicateurs d'accès aux formations sanitaires.

Districts	CSB2 sans médecin	Accès aux Formations Sanitaires (FS)		Ratio de couverture sanitaire	
		Taux de fréquentation des FS	Population à moins de 5km des FS	Population pour 1 FS	Population pour 1 médecin
Morondava	aucun	41%	60%	6384	6964
Mahabo	3 sur 11	21%	-----	10564	15339
Miandrivazo	6 sur 15	29%	47%	6582	12658

Source : Programme Régional de Développement, Région du Menabe, Document Principal (2006).

S'agissant de la protection des mères et des enfants, les conclusions des enquêtes de l'Institut National de la Statistique (2003) font état d'un faible taux d'accouchement assisté dans les centres hospitaliers, avec moins de 20% des mères ciblées, et également d'un faible taux de la protection de l'enfance, le taux de vaccination DTCHB3 étant de 53% seulement, par exemple, à Mahabo.

✓ Accès à l'eau potable

La situation dans ce secteur aussi primordial est caractérisée par un faible taux d'accès à l'eau courante, la JIRAMA n'étant fonctionnelle qu'à Morondava et Mahabo. La plupart des points d'eau potable installés en milieu rural sont des simples puits ou forages et beaucoup

d'entre eux ne sont pas équipés de pompe, ou sont hors d'état de fonctionnement, faute d'entretien.

Le tableau ci- après donne le pourcentage de population servie en eau potable dans les districts de l'étude.

Tableau 14 :Pourcentage de population servie en eau potable.

Districts	Eau courante	Puits	Ensemble
Morondava	34%	56%	90%
Mahabo	8%	32%	40%
Miandrivazo	3%	37%	40%
Région Menabe (moyenne)	14%	37%	51%

Source : Programme Régional de Développement, Région du Menabe, Document Principal (2006)

Dans le cadre de la politique de décentralisation, les districts sanitaires et les circonscriptions scolaires constituent les pièces maîtresses de la mise en place de cette politique au niveau des Fivondronana, en demandant la participation des communautés et des usagers.

Or plusieurs chefs-lieux de fivondronana sont parfois coupés de leur base par des coupures de route nationale, et presque tous sont coupés de leur arrière-pays en raison de pistes rurales impraticables ou inexistantes.

II.4 Environnement économique

II.4.1 Secteur agricole

L'économie de la zone cible de l'étude repose essentiellement sur le secteur agricole, à l'image de la région. De Miandrivazo à Morondava, la zone dispose d'un potentiel agricole important caractérisé par des vastes plaines cultivables et d'un milieu naturel diversifié favorable aux différents types d'activités telles que l'agriculture (cultures vivrières, cultures de rente, cultures industrielles), l'élevage, la pêche, et l'exploitation forestière.

➤ Cultures vivrières

Les cultures vivrières, dont la riziculture irriguée constitue la base de l'agriculture, sont l'activité économique principale. La riziculture occupe près de 15% de la superficie cultivée à Morondava, 37% à Mahabo et 28% à Miandrivazo (PDR, 2006).

Le mode dominant de riziculture est la culture attelée et le piétinage par les bœufs et la technique culturale la plus courante est le repiquage.

Quant au rendement, il est de 1,8 t/ha à Morondava, 1,8 t/ha à Mahabo et de 1,7 t/ha à Miandrivazo, selon la même source documentaire.

➤ **Cultures alimentaires de substitution :**

Les autres cultures vivrières telles que le manioc à Miandrivazo, le maïs à Mahabo, Morondava et Miandrivazo, et la patate douce à Miandrivazo, constituent, après le riz, l'aliment de base de la majeure partie de la population.

Quant à leur importance dans la production agricole de la région, le manioc occupe 7000 ha, dont 11% à Miandrivazo, avec un rendement de 5-7 t/ha. Le maïs occupe 4000 ha, dont 24% à Mahabo, 16% à Morondava et 10% à Miandrivazo, avec un rendement de 1 t/ha.

➤ **Cultures de rente**

Les cultures de rente comme le haricot à Miandrivazo, le pois du Cap à Morondava sont à vocation commerciale.

Leur importance dans l'agriculture régionale est représentée par leur superficie cultivée.

Le haricot occupe 2850 ha dont 80% à Miandrivazo, avec un rendement de près de 1 t/ha. Le pois du Cap occupe 110 ha, dont 17% de la superficie à Morondava, avec un rendement de 2 t/ha.

Les cultures en exploitation familiale sont : les brèdes, les tomates, les aubergines, les concombres, les pois (voagnemba), les poivrons, les laitues, les ambériques, l'oignon. Pour les autres légumes (carottes, navets, pommes de terre, petits pois, haricots verts, chou, radis...), les grossistes les font venir soit d'Antsirabe, soit d'Ambositra ou de Fianarantsoa pour compléter leurs besoins.

➤ **Cultures industrielles**

Les cultures industrielles sont principalement représentées par l'arachide à Morondava, Mahabo et Miandrivazo, la canne à sucre à Morondava (production de la SUCOMA d'Analaiva) et le tabac à Miandrivazo (filiale régie par le tandem SOCTAM-OFMATA). La canne à sucre occupe 3600 ha, dont 82% à Morondava, avec un rendement de 49 t/ha. L'arachide occupe 2300 ha dont 13% à Morondava, 12% à Mahabo et 8% à Miandrivazo, avec un rendement de près de 1 t/ha. Le tabac ne représente qu'une infime partie de la superficie cultivée.

- ***Cultures maraîchères***

Les cultures maraîchères sont très limitées dans le Menabe malgré une campagne de distribution de semences organisée par SAFCO et les autres institutions de la région. Cette limitation est due en grande partie au problème d'eau d'irrigation en saison sèche et aussi au manque d'habitude.

Les cultures maraîchères constituent une activité qui peu être renforcée surtout autour des grands centres de consommation comme Morondava (les complexes hôteliers) et Mahabo et le long des axes routiers pour faciliter l'écoulement des produits.

- *Cultures fruitières*

Du temps de la première république (1968-1969), on a essayé l'implantation d'une orangerie de 1000 ha à Mahabo : Bezezika. Mais cette tentative a échoué à cause du problème d'eau d'irrigation. Les fruits qu'on trouve actuellement dans la région du Menabe proviennent, soit de l'exploitation familiale, soit de la cueillette, soit des Hautes Terres.

Elevage bovin :

L'élevage des petits ruminants (ovin et caprin) ainsi que le petit élevage (porcin et volailles) est également pratiqué particulièrement à Morondava et Miandrivazo. Cette activité est source de revenus pour acheter des zébus dans la zone.

II.4.1 Les échanges à l'intérieur de la région

On note surtout les échanges résultant de l'approvisionnement des grandes localités en produits vivriers et fournitures en PPN des communes et fokontany de la Région. Les potentialités de la Région sont considérables.

Toutes les sous-préfectures devront être autosuffisantes du point de vue alimentaire si la sécurité rurale est bien organisée. Le facteur limitant des circuits commerciaux est dû au mauvais état des voies de communication à l'intérieur de la zone et vers l'extérieur.

Description schématique des principaux flux de produits agricoles de la région du Menabe

Le schéma ci-dessous résume les échanges commerciaux principaux concernant les produits agricoles de la région du Menabe central.

Les produits d'exportation sont actuellement acheminés par bateau vers Toliara. Avec la réhabilitation du port de Morondava, ces circuits commerciaux peuvent fortement changer.

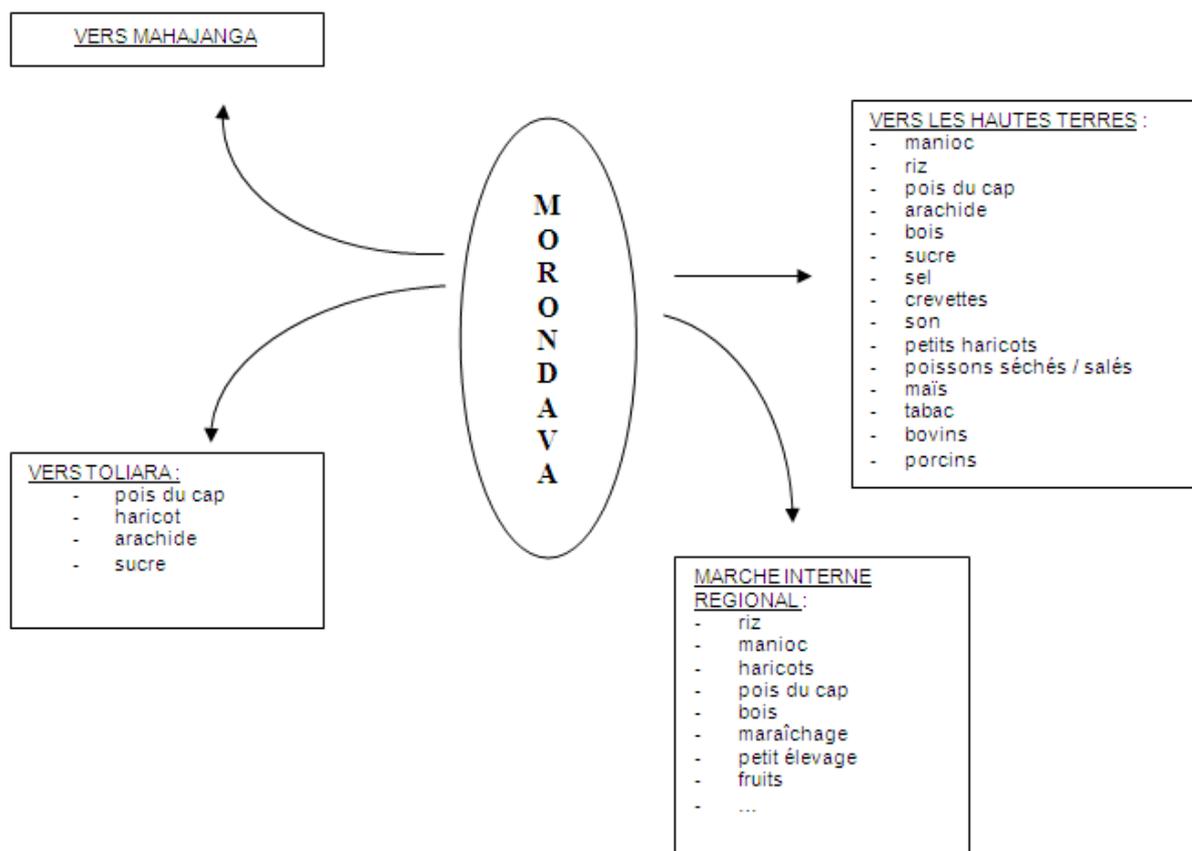


Figure 1: Description schématique des principaux flux de produits agricoles de la région du Menabe

Parmi ces cultures, la riziculture est la plus importante aussi bien au niveau national que régional. La filière riz constitue la première activité économique en terme de volume. Ses performances déterminent celle du secteur agricole, et donc de l'économie nationale.

II.4.3 Contraintes et faiblesses de la production rizicole du Menabe

L'une des contraintes majeures est l'enclavement de nombreuses zones de production et la dégradation des pistes de desserte, constituant ainsi un goulot d'étranglement.

Stratégie et ligne d'action :

Parmi les stratégies et lignes d'actions figure en premier lieu l'amélioration des rendements pour assurer la sécurité alimentaire de la région, tout en créant des excédents commercialisables pour le marché national.

Conditions de base :

L'une des conditions de réussite est d'étendre, de réhabiliter et de renforcer le capital physique en infrastructures de transport.

Dans cette perspective, la reconstruction de ce pont qui va contribuer à l'amélioration du fonctionnement de la RN 35.

Pêche traditionnelle :

La pêche traditionnelle, lacustre ou maritime, est pratiquée pour le ravitaillement des marchés intérieurs en poissons et crevettes d'eau douce de Miandrivazo et Morondava.

Pêche artisanale :

Elle est pratiquée avec des petites embarcations à Morondava par des collecteurs représentés par la SOPEMO, la SICOCEAN et la SOEXPROMA pour approvisionner le marché extérieur en poissons et crevettes.

Pêche industrielle :

Pratiquée à Morondava par l'AQUAMEN et la SOPEMO, elle exige de gros moyens de bateaux usines et congélateurs pour collecter et conserver des poissons et crevettes destinés à l'exportation.

Tableau 15: Statistiques des produits halieutiques de Morondava en 2004

Expéditions intérieures (situation jusqu'au mois d'août)

Unité : kg

Destination	Ambositra	Antsirabe	Antananarivo	Toamasina	Mananjary	Poids Total
POISSONS	0	0	0	0	0	0
Entier evisc s/s	5950	6300	9250	3850	4150	29500
Entier evisc fumé	-	300	150	-	100	550
Entier evisc cong	380	600	690	-	-	1670
CREVETTE	0	0	0	0	0	0
Entière fraîche	-	200	-	-	-	200
Entière cong	-	-	110	-	-	110
DIVERS	0	0	0	0	0	0
Trépangs séchés	-	-	-	200	-	200
Chevaquines séchée	10420	3700	1240	200	1000	16560
Provende de poisson	19650	18900	12570	-	-	51120
Anchois séchés	430	1200	1580	-	-	3210

Production totale

Utilisation	Consommation Locale	Vente intérieur opérateur	Vente intérieur particulier	Exportation opérateur	Poids total	Coefficient de conversion	Poids frais	TOTAL PRODUIT
POISSON								120811
Entier frais	24935	-	-	-	24935	1.00	24935	0
Ent evisc cong	-	6000	1670	230	7900	1.20	9480	0
Ent evisc s/s	-	1300	29500	-	30800	2.50	77000	0
Ent evisc fume	1610	-	550	-	2160	4.35	9396	0
CREVETTE								165199
Entière fraîche	5850	-	200	-	6050	1.00	6050	0
Ent crue cong	-	75056	110	69515	144681	1.10	159149	0
CRABE								182926
Vivant	11670	470	-	-	12140	1.00	12140	0
Morceau congelé	-	77630	-	-	77630	2.20	170786	0
DIVERS	0	0	0	0	0	0	0	0
Trépangs séchés	-	1700	200	-	1900	3.28	6232	6232
Autres	6080	6300	70890	-	83270	-	83270	83270

Utilisation	Consommation locale	Vente intérieur opérateur	Vente intérieur Particulier	Exportation opérateur	Poids total	Coefficient de conversion	Poids frais	TOTAL PRODUIT
POISSON								<u>120 811</u>
Entier frais	24 935	-	-	-	24	1.00	24	
Ent evisc cong	-	6 000	1 670	230	935	1.20	935	
Ent evisc s/s	1 610	1 300	29 500	-	7 900	2.50	9 480	
Ent evisc fumé	5 850	-	550	-	30	4.35	77	
					800		000	<u>165 199</u>
CREVETTE		75 056	110	69 515		1.10		
Entière fraîche	11 670	470	-	-	6 050		6 050	<u>182 926</u>
Ent crue cong	-	77 630	-	-	144	1.00	159	
					681	2.20	149	
CRABE		1 700	200	-	12	3.28	12	<u>6 232</u>
Vivant	6 080	6 300	70 890	-	140	-	140	<u>83270</u>
Morceau congelé					77		170	
					630		786	
DIVERS								
Trépangs séchés					1 900		6 232	
Autres					83		83	
					270		270	

Tableau 16: Statistiques des produits halieutiques de BELO SUR TSIRIBIHINA en 2004

Expéditions intérieures de produits d'eau douce

Unité : kg

Destination	Morondava	Antsirabe	Fianar	Tana	Ambatolampy	POIDS TOTAL
POISSON						
Entier frais	140	-	-	-	-	140
Entier evisc s/s	-	144 982	471 134	193 969	242 303	1 052 388
Entier fumé	2 370	19 230	25 230	11 075	9 610	67 515
Entier séché	700	1 500	1 200	1 950	8 900	14 250
CREVETTE						
Entière sous glace	1 200	2 010	220	500	-	3 990
DIVERS						
Varilava	24 503	37 999	11 024	4 520	6 900	84 946

Expédition intérieure de produits marins

Unité : kg

Destination	Fianar	Antsirabe	Tana	Toamasina	POIDS TOTAL
POISSON					
Entier sous glace	-	50	20	-	70
Entier evisc fumé	15	160	70	-	245
Entier evisc s/s	13 420	36 340	20 652	16 250	86 662
CREVETTE					
Entière sous-glace	2 500	1 918	1 190	-	5 608
CRABE					
Vivant	3 375	1 100	245	-	4 720
DIVERS					
Chevaquine séchée	30 190	21 157	15 220	5 640	72 207
Autres	950	2 860	700	-	4 510

Production totale de produits marins

Unité : kg

Utilisation	Consommation locale	Expéditions intérieures	Poids total	Coefficient de conversion	Produits frais	TOTAL PRODUIT
POISSON						<u>371 668</u>
Entier frais	58 120	70	58 190	1	58 190	
Ent evisc fumé	21 950	245	22 195	4.35	96 548	
Ent evisc s/s	110	86 662	86 772	2.5	216 930	
CREVETTE						<u>24 880</u>
Entière fraîche	16 920	5 608	22 528	1	22 528	
Entière bouillie	2 138	-	2 138	1.1	2 352	
CRABE						<u>161 420</u>
Vivant	156 700	4 720	161 420	1	161 420	
DIVERS						
Chevaquine sec	-	72 207	72 207	2	144 414	<u>144 414</u>
Autres	2 880	4 510	7 390	-	7 390	<u>7 390</u>

II.4.3 Autres secteurs économiques

Il convient de mentionner ici particulièrement le tourisme et les ressources minières.

Tourisme et écotourisme :

Les activités touristiques sont caractérisées par les attractions autour des allées de baobab, de la plage et des sites historiques de Morondava, autour des sources thermales de Menabe, de Malaimbandy et Tsiarozava pour Mahabo, ainsi que par les descentes de la

Tsiribihina et des plans d'eaux des lacs (Ambala, Bofo, Kongaky) autour de Miandrivazo, etc...

En tourisme, Morondava est très développé, la capacité d'accueil est importante et de tous les standings :

- 3 agences de voyages ;
- 58 chambres réparties dans 5 hôtels restaurant ;
- 6420 ha de réserves naturelles ;
- 110730 ha de réserves spéciales.

Ressources minières :

Il s'agit surtout de l'or en paillette, des gisements de quartz, de béryl et de pyrite dans le District de Miandrivazo.

a. Industrie et unités artisanales de transformation :

Dans le domaine de l'industrie et des unités artisanales, les activités se concentrent dans la transformation des produits agroalimentaires et du bois. Les agro-industries concentrent leurs activités dans la sucrerie, l'huilerie alimentaire et les pêcheries, notamment dans le District et la ville de Morondava.

Les firmes les plus représentatives sont la SUCOMA d'Analaiva pour le sucre, le SICA pour la fabrication de l'huile alimentaire d'arachide et de coton, l'AQUAMEN, la SOPEMO pour la pêche, la SODEPA pour la production animale et la CYPRION pour la transformation des bois.

Les petites unités de transformation sont principalement représentées par les décortiqueries et les métiers du bois : décortiqueries de riz à Morondava, Mahabo et Miandrivazo, construction de bateaux et pirogues, fabrication des meubles (menuiseries), etc.

Ainsi l'impact attendu à court terme, à moyen terme et à long terme de cet ouvrage pour les Routes Nationales RN 34 et RN 35 se résume dans le tableau ci-dessous pour l'axe Miandrivazo-Morondava :

Tableau 17 :Impact à court terme, à moyen terme et à long terme de l' ouvrage

Impacts prévus pour les Routes Nationales RN 34 et RN 35	Impacts à court terme	Impacts à moyen terme	Impacts à long terme	Indicateurs vérifiables
Tronçon : Malaimbandy-Morondava				
	-Amélioration de l'accès aux régions rurales ; -Encourage leur participation à l'économie de marché.	Accroissement du chiffre d'affaires des décortiqueries dans tous les villages :Mahabo, Ankilizato, etc.	Regain d'intérêt pour la réhabilitation des périmètres irrigués.	
	Réduction des prix à la consommation.			Augmentation de la part de la production agricole commercialisée.
	Amélioration de la productivité agricole, des rendements, par l'amélioration de l'accès aux intrants, aux crédits et davantage de visites d'encadreurs.			-Amélioration de la maîtrise de l'eau ; -Amélioration de l'encadrement ; -Fourniture d'intrants ; -Réduction des coûts de transport du matériel et des encadreurs ; -Amélioration des rendements et de la productivité.
	Augmentation des revenus des pêcheurs	-Amélioration de l'équipement de la pêche traditionnelle ; -Valorisation des produits halieutiques.	Organisation de la filière pêche.	
	Amélioration des échanges des petits pêcheurs côtiers, des petits villages côtiers, avec les grands centres dont Morondava, si Morondava est désenclavé.	Amélioration du niveau de vie des populations côtières.		
			Obtention de financements pour les projets lourds : Réaménagement du port de Morondava, plan d'urbanisme de la ville, etc.	Morondava devient une vraie ville capitale économique régionale, un pôle d'attraction, de développement.

L'état dégradé de ce pont entraîne un enclavement interne et la difficulté des échanges inter-régionaux surtout pour le Fivondronana de Morondava d'où les difficultés de l'écoulement des produits agricoles, et d'accessibilité aux sites touristiques, de la sous exploitation des potentialités agricoles.

Au vu des informations fournies par ce tableau, différents groupes de la population, à savoir, les producteurs, les pêcheurs, etc. attendent des bénéfices de l'amélioration de l'état de cet ouvrage afin de contribuer au bon fonctionnement des Routes Nationales RN 34 et RN 34.

CHAPITRE III : Etude du trafic

Une attention particulière a été consacrée aux données relatives aux conditions du transport, étant donné que l'amélioration de l'état des infrastructures routières entraînera des changements positifs dans le trafic et la circulation des biens et des marchandises. Cela jouera un rôle important dans le développement des secteurs socio-économiques.

III.1 Enquête sur le trafic

Les enquêtes effectuées ont permis de recueillir des données sur le trafic au moyen du comptage, et des données sur les tarifs au moyen des interviews.

Le comptage routier a pour objet de déterminer les charges sur une route. Il permettra au Maître

d'Ouvrage de choisir les travaux à exécuter (entretien ou réhabilitation) et d'en définir les caractéristiques techniques.

L'exploitation des données de comptage, permet d'obtenir, notamment :

- Le trafic Moyen Journalier (TMJ) des véhicules sur l'axe retenu ;
- La nature et la répartition de ce trafic par catégorie de véhicule ;
- L'importance des poids lourds dans ce TMJ et sa répartition par essieu ;
- L'importance des Moyens Intermédiaires de Transport (TMJ).

Pour le comptage et l'exploitation des données les véhicules ont été classés par catégories :

Tableau 18 :Classement par Catégorie des véhicules

Catégorie	Type de véhicule
1	Voitures particulières
2	Pick up ; bâchés ; Minibus<30 places
3	Autocars>30 places
4	Camion 1 essieu AV-1 essieu AR
5	Camion 1 essieu AV-1 tandem AR
6	Camion 1 essieu AV-1 essieu AR tractant une remorque 1 essieu AV+1 essieu AR
7	Camion 1 essieu AV-1 essieu AR tractant une remorque 1 essieu AV+1 tandem AR
8	Camion 1 essieu AV-1 tandem AR tractant une remorque 1 essieu AV+1 essieu AR
9	Camion 1 essieu AV-1 tandem AR tractant une remorque 1 essieu AV+1 tandem AR
10	Semi-remorque tractant 2 essieux ; remorque 1 essieu
11	Semi-remorque tractant 2 essieux ; remorque 1 essieu tandem
12	Semi-remorque tractant 3 essieux ; remorque 1 essieu tridem
13	Semi-remorque tractant 3 essieux ; remorque 1 essieu tridem
14	Tracteurs et engins
15	Vélos et motos
16	Charrettes

Le poste de comptage a été localisé à Bemanonga à 13 km de Morondava pour la RN 35.

Les travaux de comptage se sont déroulés sous la responsabilité des superviseurs, du 8 au 14 Novembre 2007 pour le poste de Bemanonga sur la RN 35.

Les données de comptage ont été consignées sur des fiches de collecte (voir annexe) portant :

- date du relevé ;
- le trafic journalier
 - Par jour (24h) ;
 - Par sens ;
 - Pour les deux sens confondus ;
 - Par catégorie de véhicule.

III.2 Résultats de comptage

Tableau 19 :Trafic Moyen Journalier

	VP	Pick up Bâché; Minibus	Auto car > 30 places	Cam 1AV et AR	Cam 1è AV 2è AR	Cam autre	Total
Nombre	65,4	214,4	176,6	67,3	3,6	7,1	534,4
%	12,2	40,1	33,1	12,6	0,7	1,3	100

III.3 Estimation du trafic

La méthode qu'on va adopter pour l'estimation du trafic est celle de la croissance exponentielle qui est définie par la formule suivant : $T = T_0(1 + \alpha)^n$.

Avec : T : trafic à l'année voulue ;

T_0 : Trafic donné ar le comptage ;

α : taux de croissance annuel pris égal à 7% d'après MTPM ;

$N = T - T_0$: le nombre d'années entre l'année de référence et l'année voulue.

Le tableau suivant présente les résultats de calcul :

Tableau 20 :Trafic futur du tracé

Année	2010	2020	2030	2040	2050	2060
Trafic (véhicules/Jours)	3216	6327	12446	24484	48164	94745

III.4.Conclusion :

L'étude socio-économique de la zone d'influence nous a permis de constater que la potentialité des zones d'influence est remarquable, alors que les infrastructures ne correspondent pas à cette situation. La construction de ce pont contribue à l'amélioration de la vie des populations vivant dans ces zones et augment leurs rendements dans tous le domaine.

Pour y arriver, il est nécessaire de prévoir le trafic des années futur pour assurer la durée de vie le plus long possible du pont. D'après l'étude du trafic, les années futures présentent un nombre de véhicule considérable, alors nous allons construire le pont en deux voies de circulation.

Entamons donc les études préliminaires.

PARTIE II
ETUDES PRELIMINAIRES

CHAPITRE I : ETUDES HYDROLOGIQUE

Dans le cadre de l'étude des travaux de reconstruction d'ouvrage sur la Route Nationale RN 35 reliant la Région du Menabe avec le reste du Pays, le présent mémoire concerne les études hydrologique et hydraulique du pont sur le fleuve de Morondava, au PK 146+132. Les études ont pour objectif le dimensionnement hydraulique de l'ouvrage (calcul de la section d'écoulement et de la côte de calage sous poutre) ainsi que la formulation des recommandations éventuelles en ce qui concerne les mesures de protection des culées.

I.1 Estimation des débits de crue

I.1.1 Choix de la fréquence pour le calcul

La fréquence adoptée pour ce pont de 110 mètres est celle de fréquence cinquentennale car c'est un ouvrage qui se trouve sur un axe routier à grande circulation. (p154)

I.1.2 Caractéristiques du bassin versant de la Morondava au pont sur la rivière Morondava

Bassin de la Morondava, petit fleuve côtier de la cote Ouest, est situé entre le fleuve Mangoky au Sud et celui de la Tsiribihina au Nord. Morondava et ses principaux affluents, la Sakamaly et la Fanikay, drainent la façade Nord Ouest du massif du Makay et par un petit affluent de la Sakamaly, la Beritsoka, le plateau incliné de la Betsabora, à l'Est de la falaise de Tsiandava. Après les gorges, la Morondava se dirige vers le canal de Mozambique, anastomosant dans la plaine de Mahabo. Le bassin est entièrement situé sur des formations peu évoluées (lithosols et rankers en cuirasse gréseuses assez imperméables) et principalement par des sols ferrugineux tropicaux peu lessivés. La végétation est représentée par la savane arbustive et, vers l'Ouest, par la forêt tropophile.

Après le barrage de Dabara et à quelques dizaines de kilomètres avant MAHABO, le fleuve Morondava commence à traverser une zone de delta avec une autre rivière située en rive gauche, la RN 35 étant en rive droite.

Après la déviation d'Antevamena, la Morondava s'éloigne de la RN 35WW ; une partie de son débit va vers la rivière en rive gauche mentionnée ci-dessus pour donner le fleuve Kabatomena. La Morondava avec le restant de son débit traverse la RN 35 WW au PK 146+132 sous le pont.

Les données disponibles pour le calcul du débit pour cet ouvrage sont ceux de la Morondava à Dabara. Une estimation du partage du débit de la Morondava à Dabara est donc nécessaire pour calculer celui qui passe au PK 146+132.

Tableau 21: Caractéristiques du bassin versant

DESIGNATION	CARACTERISTIQUES
Surface du bassin versant	4650 km ²
Périmètre du bassin versant	335 km
Dénivelée	809 m
Coefficient de GRAVELIUS	1,4
Longueur du rectangle équivalent	133 km
Pente	6,08 m/km

I.1.3 Calcul du débit de crue de la Morondava à Dabara

Les données hydrométriques recueillies auprès du service météorologique ont suffi pour pouvoir appliquer la méthode de l'hydrologie statistique.

La variable aléatoire continue étudiée est le débit de pointe d'une crue issue de la station Dabara situé près de la prise d'eau de Dabara, en bordure de la RN 35.

Tableau 22 :Liste des débits de crue extrêmes annuels

Année	Q (m ³ /s)	Date
1951/52	2160	07/01/52 à 12h00
1952/53	1100	13/01/53 à 12h00
1954/55	1270	05/02/55 à 12h00
1955/56	4120	0
1956/57	2220	14/03/57 à 9h00
1957/58	1440	06/01/58 à 12h00
1958/59	1260	27/02/59 à 6h00
1960/61	1130	23/03/61 à 21h00
1961/62	1450	18/12/61 à 6h00
1964/65	1830	11/01/65 à 09h00
1965/66	2400	21/02/66 à 21h00
1966/67	1600	30/03/67 à 21h00
1967/68	1330	14/02/68 à 09h00
1968/69	2430	06/02/69 à 03h00
1969/70	5940	17/01/70 à 09h00
1970/71	1240	08/02/71 à 12h00
1971/72	1500	07/02/72 à 03h00
1972/73	6380	12/01/73 à 09h00
1973/74	1380	19/12/73 à 09h00
1974/75	3830	01/02/75 à 21h00
1975/76	1220	05/01/76 à 09h00

Tableau 23: Classification par ordre décroissante

Année	Débits extrêmes annuels (m ³ /s)
1	6380
2	5940
3	4120
4	3830
5	2430
6	2400
7	2220
8	2160
9	1830
10	1600
11	1500
12	1450
13	1440
14	1380
15	1330
16	1270
17	1260
18	1240
19	1220
20	1130
21	1100

➤ **Application de la loi de PEARSON III**

a) Calcul des paramètres caractérisant l'échantillon étudié :

- Le temps de retour T est exprimé en fonction de la fonction de non dépassement F :

- Moyenne $\bar{Q} = \frac{\sum Q_i}{N} = 2249$, $T = \frac{1}{1-F}$ nombre d'échantillon étudié qui est égal

à 21.

- $\log \bar{Q} = 3,35199865$ m³/s

b) Calcul des paramètres d'ajustement :

$$\varphi(\gamma) = \log \bar{Q} - \frac{\sum \log Q_i}{N} = 0,0697.$$

$\varphi(\gamma)$ étant une fonction complexe dont les valeurs sont données par le tableau en annexe.

Après interpolation, $\gamma = 3,33$

Ainsi, le paramètre a est donné par l'expression $a = \frac{\gamma}{Q}$, qui donne $a = \frac{3,33}{2249,04762} = 0,00148$

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(Q) = \frac{a^\gamma}{\Gamma(\gamma)} \int_0^Q e^{-aQ} \cdot Q^{\gamma-1} dQ$$

Avec $\Gamma(\gamma)$ fonction d'EULER, γ et a étant deux paramètres.

Pour déterminer les débits de fréquence donnée, on utilisera la table de PEARSON qui donne $F(u)$, fonction de non dépassement, en fonction de la variable réduite $u = a \cdot Q$, et du paramètre γ . D'où, pour $T=50$ ans, donne $F_{50} = 0,98$, alors $u = 8,041$ soit $Q_{50} = 5433 \text{ m}^3/\text{s}$.

➤ **Application de la loi de GUMBEL :**

Appelée loi doublement exponentielle ou loi de valeurs extrêmes, elle se présente sous la forme : $F(Q) = e^{-e^{-u}}$

Où $F(Q)$ est la fonction de non dépassement avec :

$$u = \alpha(Q - Q_0) \text{ pour la loi de GUMBEL}$$

Cette loi fait apparaître deux paramètres α et Q_0 .

a) **Détermination des paramètres d'ajustement :**

- Moyenne $\bar{Q} = \frac{\sum Q}{N}$, avec $N=21$ et $\sum Q = 47230 \text{ m}^3/\text{s}$, qui donne $\bar{Q} = 2249,04762 \text{ m}^3/\text{s}$
- Ecart-type $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Q - \bar{Q})^2}{N - 1}} = 1539,3 \text{ m}^3/\text{s}$
- $\alpha = \frac{1}{0,780\sigma} = 8,328 \cdot 10^{-4}$
- $Q_0 = \bar{Q} - 0,45 \times \sigma = 1556,36 \text{ m}^3/\text{s}$

La fonction de répartition s'écrit sous la forme :

$$F(Q) = \exp(-e^{-8,328 \cdot 10^{-4} (Q - 1556,36)}) = 0,98.$$

b) **Calcul du débit:**

Il se calcul directement par l'intermédiaire de la variable u tirée de la loi de répartition qui donne : $u = -\ln(-\ln(F))$ qu'on égale à $u = \alpha(Q - Q_0)$ afin d'obtenir la valeur correspondante

$$Q_T \text{ avec } T = \frac{1}{1 - F}$$

$$\text{D'où } Q_{50} = 6421 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Application de la loi de FRECHET :**

a) Détermination des paramètres d'ajustement :

- Moyenne $\overline{\log Q} = \frac{\sum \log Q}{N} = 3,2822799$;
- Ecart type $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\log Q_i - \overline{\log Q})^2}{(N-1)}} = 0,23298026 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $\alpha = \frac{1}{0,780\sigma} = 5,50283213$
- $\log Q_o = \overline{\log Q} - 0,45\sigma = 3,17743878$.

b) Calcul du debit:

L'expression de la fonction de non dépassement est la même que celle de GUMBEL mais avec : $u = \alpha(\log Q - \log Q_o)$ qu'on égale à $u = -\ln(-\ln(F))$ pour le calcul direct du débit de période de retour voulue qui donne : $Q_{50} = 7700 \text{ m}^3/\text{s}$

Le tableau suivant résume les valeurs de Q_{50} obtenues par la loi de PEARSON, de GUMBEL et de FRECHET.

Tableau 24 :Résultat avec les lois de PEARSON, de GUMBEL et de FRECHET.

	Q₅₀ (m³/s)
PEARSON	5433
GUMBEL	6421
FRECHET	7700

I.1.4 Test de validité de l'ajustement

Le test de validité de l'ajustement le plus utilisé est le test χ^2 qui permet de juger si les lois appliquées sont parfaitement acceptables ou non pour représenter la distribution statistique des débits.

a.Procédé pratique de calcul

- L'échantillon de N valeurs classées par ordre décroissante st divisé en K classes arbitraires tels que chaque classe i contient au minimum un nombre $n_i > 5$ de valeur expérimentales ;
- On détermine le nombre théorique des valeurs contenues dans la classe par la relation $v_i = N [F(Q_i) - F(Q_{i-1})]$;

- On calcul alors la valeur de $\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
- On recherche sur la table de PEARSON la probabilité de dépassement correspondant au degré de liberté défini par $\lambda = k - 1 - p$, avec :
 - K : nombre de classes de l'échantillon ;
 - p : le nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition F.

Si cette probabilité est $> 0,05$, l'ajustement est satisfaisant, dans le cas contraire, il y a de forte chance pour que l'ajustement soit mauvais, il est préférable de le rejeter.

L'échantillon de 23 débits de la Morondava à Dabara est divisé en 4 classes suivantes :

Tableau 25 : Classe n_i des 23 débits de la Morondava à Dabara

Classe	Bornes	n_i
1	2400 >	5
2	2420-1650	5
3	1650-1300	5
4	>1300	6

➤ **Application sur la loi de PEARSON III**

Elle s'écrit, pour l'échantillon étudié :

$$F(Q) = \frac{(0,00148)^{3,33}}{\Gamma(3,33)} \int_0^Q e^{-0,00148Q} \times Q^{2,33} dQ$$

Les tables de PEARSON donnent les valeurs de F(Q) en fonction de :

$$\gamma = 3,33 \text{ et } X = aQ = 0,00148Q.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant, avec $v_i = N [F(Q_i) - F(Q_{i-1})]$, qui est le nombre théorique de valeur (sur l'échantillon de N valeurs) affectées à la classe i par la loi de répartition :

Tableau 26: Calcul de v_i pour la loi de PEARSON

Classe	Q	u = aQ	F	F(Qi)-F(Qi-1)	v_i
1	0	0	1	0,38	7,98
	2420	3,59	0,62		
2	2420	3,59	0,62	0,18	3,78
	1650	2,45	0,44		
3	1650	2,45	0,44	0,2	4,2
	1300	1,93	0,24		
4	1300	1,93	0,24	0,24	5,04

(Le tableau donnant F(X) de la loi de PEARSON III se trouve en annexe 2.)

Ce qui donnera : $\chi^2 = 1,84$

Le degré de liberté $\lambda = k - 1 - p$,

Pour la loi de PEARSON, $p=2$, puisque la loi de répartition dépend de \bar{Q} et de $\log Q$.

Par suite, $\lambda=1$ degré de liberté. Le tableau de distribution du χ^2 de PEARSON se trouvant en annexe 3 indique que la probabilité correspondante est : $P(\chi^2) = 0,181$

Cette probabilité est supérieure à 0,05, ce qui veut dire que la loi de PEARSON III est valable pour représenter la distribution des débits de la Morondava à Dabara.

➤ **Application sur la loi de GUMBEL**

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(Q) = \exp(-e^{-0.0008329Q-155636})$$

Pour les 4 classes étudiées, voici le tableau des résultats :

Tableau 27 : Calcul de v_i pour la loi de GUMBEL

Q	F(Q)	F(Qi)-F(Qi+1)	v_i
0	1	0,386	8,097
2420	0,614		
2420	0,614	0,218	4,576
1650	0,397		
1650	0,397	0,107	2,239
1300	0,29		
1300	0,29	0,264	5,546

Ce qui conduit à : $\chi^2 = 4,67$

Pour la loi de GUMBEL, $p=2$, puisque la fonction de répartition dépend de \bar{Q} et de σ .

Ce qui donne $\lambda=1$ degré de liberté, les tables de PEARSON donnent :

$$P(\chi^2) = 0,032$$

Ce qui indique que la loi de GUMBEL ne convient pas comme loi de distribution fréquentielle des débits de la Morondava à Dabara puisque la probabilité $P(\chi^2)$ est inférieure à 0,05.

➤ **Application sur la loi de FRECHET**

La loi de FRECHET s'écrit :

$$F(Q) = \exp(-e^{-5.5028(\log Q-3.1774)})$$

Ce qui donne, pour les 4 classes étudiées :

Tableau 28 : Calcul de v_i pour la loi de PEARSON

F (Q)	F(Q _i)-F(Q _i +1)	v _i
1	0,275	5,768
0,725		
0,725	0,277	5,815
0,448		
0,448	0,206	4,33
0,242		
0,242	0,242	5,087

Alors : $\chi^2 = 0,48$

Avec k-1-p=1 degré de liberté, puisque la fonction de répartition dépend de \bar{Q} et de σ .

Ce qui donne : $P(\chi^2) = 0,489$

Cette probabilité est supérieure à 0.05, ce qui veut dire que la loi de FRECHET est valable pour représenter la distribution des débits de la Morondava à Dabara.

Voici le tableau récapitulatif des valeurs de $P(\chi^2)$

Tableau 29: Récapitulation des résultats

	P (χ^2)
PEARSON	0,181
GUMBEL	0,032
FRECHET	0,489

C'est la loi du FRECHET qui est la plus prépondérante. Donc nous allons prendre $Q_{50} = 7700$ m³/s.

I.1.5 Intervalle de confiance

En général, la valeur du débit estimée à l'aide de loi statistique 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 de l'intervalle de confiance. Il s'agit de l'intervalle dans laquelle il y a un certain nombre de chance de trouver la vraie valeur du paramètre cherché.

a) 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 admises sont 95% pour les projets importants économiquement

et/ou exigeant une sécurité élevée, 70% pour le projet d'importance économique moindre et/ou n'exigeant pas une sécurité très poussée. Pour ce pont, on va choisir la valeur de 95%.

b) Détermination de l'intervalle de confiance selon la loi considérée :

Loi de FRECHET :

Si Q est la valeur du débit donné par la loi de GUMBEL pour un temps de retour T, alors la valeur Q_c de débit des crues est telle que : $\log Q_T - K_2 \sigma < \log Q_T < \log Q_T + K_1 \sigma$

Où :

- σ étant l'écart type quadratique moyen ;
- K_1 et K_2 sont fournies par les graphiques en annexe 4 dépendant du seuil de confiance fixé à 95% et de la taille N de l'échantillon.

D'après le calcul, $\sigma = 0,23298026 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 30: l'intervalle de confiance selon la loi considérée

T (ans)	K_1	K_2	$K_1 \sigma$	$K_2 \sigma$	$\log Q_{50}$ (m^3/s)	$\log Q_{50} - K_2 \sigma < \log Q_{50} < \log Q_{50} + K_1 \sigma$
50	1,83	1,17	0,4263	0,2527	3,8865	$3,6338 < \log Q_{50} < 4,3128$

Ainsi le choix de période de retour T=50 ans et pour un seuil de confiance égal à 95%, la valeur réelle $\log Q_T = 3,8865 \text{ m}^3/\text{s}$ de FRECHET tombe très bien dans l'intervalle de confiance 3,6338 et 4,3128. En effet, la prise en compte de la valeur de ce débit pour son partage au PK 146+132 et pour la conception et le pré dimensionnement de ce pont peut donner beaucoup plus de sécurité et une économie importante.

Le rapport du débit de la Morondava au PK 146+132 sur le débit de la Morondava à Dabara est estimé par le rapport suivant : le débit de la Morondava au PK 146+132 lors de la mission effectuée par le BCEOM en Avril 2003 ($3,5 \text{ m}^3/\text{s}$) / débit moyen en Avril 2003 de la Morondava à Dabara ($21,9 \text{ m}^3/\text{s}$) = 1/6,3, les mesures faites en juillet 2003 donnent un rapport de 1/5, le rapport retenu est donc de 1/5 à 1/6, mais pour avoir de la sécurité, on va retenir le rapport de 1/5. Alors la valeur de Q_{50} qui passe sous le pont sera de $7700/5 = 1540 \text{ m}^3/\text{s}$.

CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE

Le but de l'étude hydraulique est d'assurer un bon calage du futur ouvrage. Il consiste à déterminer les valeurs des grandeurs hydrauliques suivantes : hauteur naturelle d'eau, surélévation du plan d'eau, le tirant d'air et la hauteur sous poutre.

II.1 Détermination de la hauteur naturelle d'eau

La section est assimilée à une section trapézoïdale fictive de base b , de pente $1/m$ et de hauteur h .

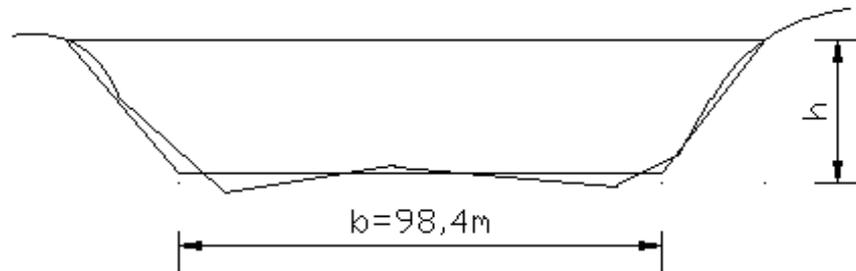


Figure 2: Section trapézoïdale fictive de la rivière

La côte de l'eau est en fonction de trois paramètres bien définis :

- Le débit de crue du projet $Q_{50} = 1540 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Les caractéristiques géométriques du cours d'eau ;
- L'état de la berge et du fond de la rivière.

Pour déterminer la côte, nous allons utiliser la formule de MANNING-STRICKLER qui tient en compte ces trois paramètres : $Q_{50} = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

Avec,

- K : Coefficient de rugosité (en $\text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1/3}$) dont la détermination est un peu subjective. Nous allons adopter $K = 25$ du fait que le cours d'eau est propre, avec quelques étangs et endroits peu profonds, des berges et fond en assez bon état ;
- I : Pente du cours d'eau égale à $0,002 \text{ m/m}$;
- S : Section mouillée, celle-ci est assimilée à une section trapézoïdale fictive de petite

base b égale à $98,4 \text{ m}$ et de pente $\frac{1}{m} = \frac{6,23}{12,75} = \frac{1}{2}$ soit $m = 2$.

L'expression de S est donnée en fonction de h , de b et de m par la formule : $S = (b + mh)h$

- R : Le rayon hydraulique exprimé par : $R = \frac{S}{P}$

Avec, P le périmètre mouillé exprimé par : $P = b + 2 \times h \sqrt{1 + m^2}$.

Ce qui donne l'expression de R en fonction de b, de m et de h suivante :

$$R = \frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$$

L'équation qui donne la côte naturelle de l'eau s'écrit donc, en remplaçant Q₅₀, K, I, b et m par leurs valeurs respectives :

Tableau 31 : Valeur de Q en fonction de h

h(m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	Q(m ³ /s)
4	411,520	110,412	3,73	1106,02
4,5	465,480	111,913	4,16	1345,97
4,8	498,125	112,814	4,42	1498,91
4,85	503,585	112,964	4,46	1525,05
4,87	505,771	113,024	4,47	1535,55
4,879	506,75	113,051	4,48	1540,28

D'après ce tableau, la côte naturelle de l'eau se trouve à 4,892 m de la base de la section trapézoïdale de calcul.

II.2 Détermination de la surelevation du plan d'eau

La présence du pont, notamment ses piles, provoque un étranglement de la section du cours d'eau. Celui-ci engendre des pertes de charges et par suite, une surélévation du niveau d'eau, une surélévation qu'on ne doit pas mettre à l'écart pour assurer un bon calage de l'ouvrage à construire.

La surélévation est donnée par la formule :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2.g.C^2.S_o^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2.g} + \Delta H_f$$

Où, ΔZ est la surélévation de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage (m).

➤ **Calcul du premier terme** $\frac{Q^2}{2.g.C^2.S_o^2}$: **perte de charge due aux caractéristiques**

hydrauliques du pont :

Dans ce premier terme interviennent :

- Q : le débit de crue du projet égal à 1540,28 m³/s ;
- S_o : surface mouillée correspondant au débit Q, S_o= 506,75 m² ;
- C : coefficient du débit, dépendant de plusieurs facteurs liés aux cours d'eau et au pont, donné par la formule :

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

C_c : coefficient de contraction fonction de m et de b/B_o

$$-m = 1 - \frac{T_o}{T_{AM}} = 0 \text{ car } T_o = T_{AM} = K_o \cdot S_o \cdot R_o^{2/3} = 34441,82 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ étant donné que le cours d'eau}$$

ne présente qu'un seul lit, nous trouvons $m = 0$;

b' est la largeur moyenne du remblai d'accès taluté à 1/1.12 égal à 10m ;

B_o est le débouché linéaire du pont égal à 110,83 m.

$$\frac{b'}{B_o} = 0,09$$

La lecture de l'abaque de la détermination de C_c donne $C_c=1$.

C_E : coefficient dû aux conditions d'entrée

$C_E=1$ car l'ouvrage n'aura pas de murs en aile biais.

C_θ : coefficient dû au biais θ que forme le pont avec la perpendiculaire à la ligne d'écoulement

$C_θ=1$ du fait que le pont sera perpendiculaire aux lignes d'écoulement.

C_p : coefficient dû à la présence des piles

Ce coefficient dépend à la fois : du nombre, du type, de la largeur de piles et du coefficient de contraction m.

Nous avons :

- nombre de piles : $n = 2$;
- largeur de la pile : $p = 1,00 \text{ m}$;
- type de la pile : pile à colonnes.

On obtient $\frac{np}{B_o} = 0,018$ et $m = 0$ et d'après l'abaque de l'annexe 6, $C_p=1$.

C_F : coefficient dû à l'influence du nombre de FROUDE

Le nombre de FROUDE F est donné par la formule suivante : $F = \frac{Q}{S_{AV} \times \sqrt{g \times Y_{AV}}}$

Avec,

- $S_{AV} \approx S_o = 506,75 \text{ m}^2$: section d'écoulement à l'aval du pont ;

- $Y_{AV} = \frac{S_{AV}}{P_{AV}} = \frac{S_o}{P_o} \approx Y_o = 4,48 \text{ m}$: profondeur moyenne d'eau à l'aval du pont.

On a $F = 0,46$ ce qui donne $C_F = 0,986$ d'après l'abaque.

C_Y : coefficient dû à l'influence de la profondeur relative d'eau au droit de l'ouvrage

Ce coefficient est donné, en fonction de m et du paramètre $\frac{Y_a + Y_b}{2 \times B_o}$ (Y_a et Y_b sont les

profondeurs relatives d'eau au droit des deux culées).

Pour $m = 0$, $C_Y = 1$.

C_x : coefficient dû à l'excentrement du pont par rapport au champ d'écoulement majeur

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

C_s : coefficient dû à la submersion éventuelle

$C_s = 1$ du fait que la submersion du pont est à éviter.

Finalement, nous trouvons :

- $C = 0,986$;
- $\frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot C^2 \cdot S_o^2} = 0,49 \text{ m}$

➤ **Calcul du second terme $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2 \cdot g}$: hauteur d'eau correspondant à la**

pression dynamique en amont

Avec $\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \times \sum \frac{T_{iAM}^3}{S_{iAM}^2}$: coefficient qui traduit l'homogénéité de la distribution des vitesses.

$$\alpha = 1 \text{ car } S_{AM}^2 = \sum S_{iAM}^2 \text{ et } T_{AM}^3 = \sum T_{iAM}^3$$

$$\text{Et } V_{AM} \approx V_o = \frac{Q}{S_o} = 3,04 \text{ m/s, ainsi } \alpha \frac{V_{AM}^2}{2 \cdot g} = 0,47 \text{ m.}$$

➤ **Calcul du troisième terme ΔH_f : perte de charge dû au frottement**

$$\text{Elle est donnée par la formule : } \Delta H_f = L_{AM} \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_o} \right)^2$$

Où L_{AM} est la distance entre l'ouvrage et une section amont suffisamment loin des perturbations provoquées par l'ouvrage. On prend en général $L_{AM} = B_o = 110,83 \text{ m}$.

$$\text{Ce qui donne } \Delta H_f = 110,83 \left(\frac{1540,28}{34441,82} \right)^2 + 10 \left(\frac{1540,28}{34441,82} \right)^2 = 0,24 \text{ m.}$$

Finalement, la surélévation de la ligne d'eau est :

$$\Delta Z = 0,49 - 0,47 + 0,24 = 0,25 \text{ m.}$$

II.3 Tirant d'air

Un cours d'eau charrie très souvent détritiques, corps flottants, branchages, souches, etc. qui peuvent, au passage sous le pont, s'accrocher et boucher peu à peu les sections d'écoulement, mettant ainsi l'ouvrage en danger d'être en charge.

C'est pourquoi il est obligatoire de prévoir un tirant d'air pour diminuer ce risque d'obstruction partielle ou totale du pont.

Pour ce pont, on adopte un tirant d'air de 2m car la zone est à végétation arbustive et dense. Et comme l'ouvrage est un pont de longueur supérieur à 50m, nous ajouterons au tirant d'air minima ci-dessus 0,5m.

En effet, le tirant d'air est de 2,5m.

II.4 Hauteur du sous poutre (HSP)

La côte du sous poutre, repérée à partir de la base de la section trapézoïdale de référence et donnée par la formule :

Côte du sous poutre = côte naturelle de l'eau + surélévation du niveau de l'eau due à la présence de l'ouvrage + tirant d'air = $4,879 + 0,25 + 2,50 = 7,629\text{m}$.

II.5 Profondeur d'affouillement

Pour éviter tous risques d'accident, le dimensionnement de ce pont doit tenir compte du problème d'affouillement.

La présence des piles réduisent sensiblement la largeur du cours d'eau, produisant ainsi une augmentation locale des vitesses et l'apparition de sillage et de vortex : on constate que le fond du lit dans le rétrécissement peut se voir notablement se creuser et que les fondations des piles et des culées peuvent être mises à nu, voire déséquilibrées par la formation de véritables fosses d'érosion, mettant ainsi en danger la stabilité de l'ouvrage.

La profondeur d'affouillement au droit des piles d'un pont peut être considérée comme la somme de trois termes :

- une profondeur appelée « profondeur normale d'affouillement » qui est celle se produisant dans un lit uniforme et résultant d'une modification du débit ;
 - une profondeur due à la réduction de section du cours d'eau, due aux remblais d'accès ;
 - une profondeur d'affouillement local due à la présence des piles.
- **Calcul de la profondeur normale d'affouillement :**

Les matériaux constitutifs du lit de la rivière ont des dimensions caractéristiques inférieures à 6 mm, ainsi la profondeur d'affouillement H_N au-dessous du niveau d'équilibre du lit sera donnée par la relation :

$$H_N = 0,48 \cdot Q_0^{0,36} - A_i / B_m$$

Avec Q_0 le débit du projet (m^3/s) égale à $Q_0 = 1540 m^3/s$;

A_i la section mouillée (m^2) correspondant au PHE de projet et ne tenant pas compte de la profondeur H_N d'affouillement, elle est donnée par la formule suivante :

$$A_i = bh + mh, \text{ soit } A_i = 98,4 \times 4,879 + 1,12 \times 4,879 \cdot 2 = 506,75 m^2;$$

B_m la largeur au miroir (m) du lit mineur de la rivière correspondant à la crue de projet, elle est donnée par la formule suivante : $B_m = b + 2mh$, soit $B_m = 109,33 m$.

Nous trouvons, après calcul $H_N = 2,10 m$.

- **Calcul de la profondeur d'affouillement due à la réduction de section du cours d'eau :**

La profondeur d'affouillement due à la réduction de section du cours d'eau est nulle puisque la longueur du pont est voisine de la largeur du cours d'eau, $H_R = 0$.

- **Calcul de la profondeur d'affouillement local en eaux chargées de sédiments :**

Lorsque les eaux sont chargées de sédiments, l'expérience semble montrer que la profondeur maximale d'affouillement local n'est plus influencée notablement par la vitesse.

Sur la base de nombreuses mesures effectuées sur le terrain et en laboratoire, BREUSERS (1965) a proposé la formule empirique suivante :

$$H_L = 1,4P$$

Dans laquelle :

H_L est la profondeur locale d'affouillement autour de la pile, mesurée au-dessous du lit moyen (m) ;

P est la largeur de la pile projetée sur le plan perpendiculaire à l'écoulement égale à 1m.

Après calcul, nous trouvons $H_L = 1,4 m$.

La profondeur d'affouillement total est donc $H = H_N + H_R + H_L$, soit $H = 3,50 m$.

II.6 Protections des piles contre les affouillements

La précaution à prendre au départ est de calculer le pont afin qu'il puisse tenir sans problème sous l'hypothèse d'affouillements maxima. Les procédés modernes de construction permettent de fonder les ouvrages de franchissement à des profondeurs suffisantes pour obtenir cette sécurité.

Réduction des affouillements par tapis d'enrochements

Il s'agit de la méthode la plus couramment utilisée. On déverse des blocs d'enrochements dans la fosse d'affouillement. L'expérience montre que ce type de protection quand il est bien exécuté peut réduire voire supprimer les affouillements.

La détermination du diamètre des enrochements se fait généralement à l'aide de la

formule d'IZBASH :
$$d = \frac{\rho \times V^2}{0,72 \times g \times (\rho_s - \rho)}$$

Avec :

Vmax la vitesse de l'écoulement en crue égale à 3,04m/s ;

g l'accélération de la pesanteur égale à 9,81m/s² ;

ρ_s la masse volumique de l'enrochement égale à 2600kg/m³ ;

ρ la masse volumique de l'eau égale à 1000kg/m³ ;

d le diamètre de l'enrochement (m).

Après calcul, nous avons d = 0,82m.

Pour éviter tout affouillement, les dimensions du tapis en plan doivent être de l'ordre de trois fois le diamètre de la pile, pour une pile circulaire.

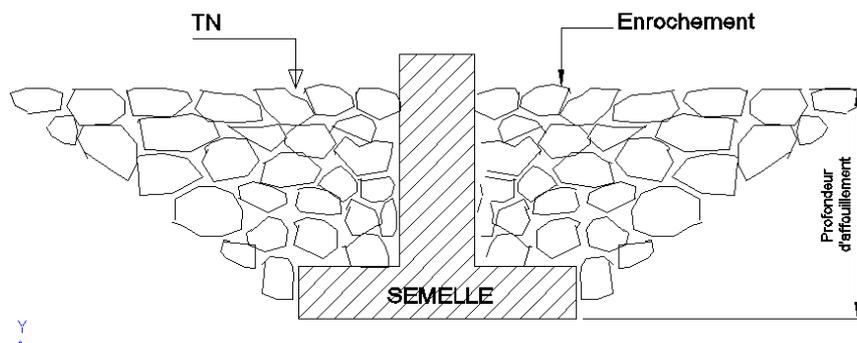


Figure 3: Réduction des affouillements par tapis d'enrochement

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

L'étude géotechnique du sol de fondation fait partie des études les plus délicates à faire pour dimensionner un pont car elle contribue beaucoup à la stabilité de l'ouvrage. Les résultats fournis par cette étude nous permettent de connaître les caractéristiques physico-mécaniques du terrain qui sont nécessaires à la détermination de la dimension des pieux compatible à notre ouvrage.

III.1 Analyse des différents résultats des sondages

Les résultats de sondage effectués par le BCEOM se déroulent comme suit :

- sondage n°1 et n°2: sur la rive gauche et à proximité, côté de Morondava ;
- sondage n°3 et n°4: sur la rive droite et à proximité, côté de Malaimbandy.

III.2 Résultats des sondages

Voici les structures des couches des fondations de cet ouvrage d'après les études effectuées par le BCEOM :

Tableau 32: Profil géotechnique des rives

Profondeur (m)	Nature du sol	P_l [MPa]
0 à 2,80	Sable fin argileux brun	0 à 0,29
2,80 à 4,00	Argile sableuse brun grisâtre	0,29 à 0,45
4,00 à 4,60	Argile sableuse jaunâtre	0,43 à 0,45
4,60 à 5,50	Sable argileux compact gris jaunâtre	0,43 à 0,50
5,50 à 8,50	Sable argileux très compact gris jaunâtre	0,50 à 0,81

Tableau 33: Profil géotechnique en rivière

Profondeur (m)	Nature du sol	P_l [MPa]
0 à 5,50	Sable fin argileux beige	0 à 0,55
5,50 à 6,80	Argile sableuse brun grisâtre	0,49 à 0,78
6,80 à 7,50	Argile sableuse brune compacte	0,78 à 0,80

En dessous de ces dernières profondeurs, la courbe préssiométrique de chaque sondage est linéaire et c'est à partir de cette hypothèse que nous allons déterminer les pressions limites au-delà de ces profondeurs.

III.3 Choix du type de fondation et calcul des forces portantes

D'après ces études géotechniques, la fondation compatible à l'ouvrage est la fondation profonde sur pieux de diamètre $\Phi = 1\text{m}$ en béton armé.

III.4 Calcul du terme de pointe et de frottement

➤ Rives

a) Terme de pointe

- Calcul de la pression limite équivalente :

La pression limite équivalente est définie par la relation suivante : $P'_{le} = \sqrt[3]{P'_{l1} \times P'_{l2} \times P'_{l3}}$

Avec,

P'_{l1} est la pression limite mesurée à un niveau situé à un diamètre au dessus du niveau de la base de fondation ;

P'_{l2} est la pression limite mesurée au niveau de la base ;

P'_{l3} est la pression limite mesurée au niveau de la base, à une profondeur d'un diamètre de fondation.

Les pieux sont ancrés à 20m de profondeur, ainsi nous avons les valeurs suivantes :

$$\text{Soit } P'_{l1} = 1,905\text{MPa} ; P'_{l2} = 2,05\text{MPa} ; P'_{l3} = 2,105\text{MPa}.$$

En effet, $P'_{le} = 2,018\text{MPa}$.

- calcul de la résistance à la pointe :

Le calcul de la résistance à la pointe est défini par la relation suivante :

$$q'_p = K_p \times P'_{le}$$

Avec, K_p le facteur de portance fixée en fonction de la nature du sol et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation, quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci (en annexe 7), la valeur de K_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble présentée dans l'annexe 8 à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Et on adopte le facteur de portance en dessous de cette profondeur. D'après ce sondage géotechnique au droit de la rive gauche, la profondeur se trouve à 5,50m et la couche est à dominance sableuse, en effet nous allons prendre comme valeur de $K_p = 3,2$.

$$\text{Soit } q'_p = 3,2 \times 2,018 = 6,458\text{MPa} = 646\text{t}.$$

Ainsi le terme de pointe est calculé à l'aide de la formule suivante : $Q'_p = Axq'_p$, dans laquelle :A est la section à considérer à la pointe calculée à partir de la formule suivante :

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4}, \text{ après calcul, nous trouvons } A = 0,785\text{m}^2 ;$$

Q'_p est la valeur de la terme de pointe, après calcul, nous avons :

$$Q'_p = 0,785 \times 646 = 507,11\text{t};$$

Tableau 34: Terme de frottement

Profondeur (m)	Nature du sol	P_l moyenne [MPa]	h_i (m)	Classe du sol	Q_s
0 à 2,80	Sable fin argileux brun	0,145	2,8	A	0
2,80 à 4,00	Argile sableuse brun grisâtre	0,37	1,2	A	0,02
4,00 à 4,60	Argile sableuse jaunâtre	0,44	0,6	A	0,025
4,60 à 5,50	Sable argileux compact gris jaunâtre	0,465	0,9	C	0,03
5,50 à 8,50	Sable argileux très compact gris jaunâtre	0,655	3	C	0,053
8,50 à 10		0,88	1,5	C	0,07
10 à 15		1,235	5	C	0,083
15 à 20		1,785	5	C	0,11

D'où, $Q'_{fu} = 3,14 \times 1 \times [0,02 \times 1,2 + 0,025 \times 0,60 + 0,03 \times 0,9 + 0,053 \times 3 + 0,07 \times 1,5 + 0,083 \times 5 + 0,11 \times 5] \times 100 = 406,630\text{t}$

$$\text{D'où, } Q'_l = \frac{Q'_p}{3} + \frac{Q'_{fu}}{2}, \text{ soit } Q'_l = \frac{507,11}{3} + \frac{406,630}{2} = 372,352 \text{ t.}$$

➤ **En rivière :**

a) **Terme de pointe**

Les pieux sont ancrés à 25m de profondeur, ainsi nous avons les valeurs suivantes :

Soit $P_{l1} = 4,9\text{MPa}$ à 24,20m de profondeur ; $P_{l2} = 5,15\text{MPa}$ à 25m de profondeur ; $P_{l3} = 5,35\text{MPa}$ à 25,80m de profondeur.

En effet, $P_{le} = 5,13\text{MPa} = 513\text{t}$.

D'où le terme de pointe : $Q_p = A \times K_p \times P_{le} = 0,785 \times 1,6 \times 513 = 644,328 \text{ t}$.

b) Terme de frottement

Profondeur (m)	Nature du sol	P ₁ moyenne [Mpa]	Hauteur de la couche h _i (m)	Classe du sol	Q _s
0 à 3,50	Sable fin argileux beige	0,1	3,5	A	négligeable
3,50 à 6,50	Argile sableuse compacte	0,325	4	C	0,015
6,80 à 10		1,255	3,2	C	0,04
10 à 15		2,25	5	C	0,04
15 à 20		3,5	5	C	0,04
20 à 25		4,675	5	C	0,04

Le terme de frottement est donc :

$$Q_{fu} = 3,14 \times 1 \times [0,015 \times 4 + 0,04 \times (4 + 3,2 + 5 + 5 + 5)] \times 100 = 297,672 \text{ t.}$$

En effet,

$$Q_t = \frac{644,328}{3} + \frac{297,672}{2} = 363,612 \text{ t.}$$

PARTIE III
ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

A. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

CHAPITRE I : PROPOSITION ET ANALYSES DES VARIANTES

I.1 Proposition de variantes

- **VARIANTE N°1** : pont en béton armé à poutres sous chaussée 4 travées de 27,5m chacune ;
- **VARIANTE N°2** : pont en béton précontraint à poutres sous chaussée ayant 3 travées de 36,7m chacune ;
- **VARIANTE N°3** : pont mixte bipoutre en acier et à dalle participante en BA avec une seule travée continue de 110m.

I.2 Comparaison des variantes

I.2.1 Critères d'évaluation

Les critères d'évaluations portent surtout sur :

- la portée déterminante : c'est la plus grande des longueurs entre appuis consécutifs. Le choix de la structure à adopter et celui de l'élancement de la poutre dépendent de cette portée ;
- Le mode de construction ou d'exécution : qui pèse sur la facilité de montage et d'exécution de l'ouvrage avec les engins et les matériaux disponibles.
- L'entretien et l'exploitation : le coût de l'ouvrage à réaliser ne se limite pas à son coût de construction mais doit englober aussi, à long terme, les coûts d'exploitation, d'entretien et de réparation ;
- La durée de vie : la durabilité de l'ouvrage avec les conditions climatiques est un facteur déterminant pour limiter le coût de l'entretien et pour éviter sa reconstruction dans un futur trop proche ;
- Le coût : l'ouvrage conçu doit être à la fois économique et résistant.

I.3 Estimation des coûts des variantes

I.3.1 Hypothèses et données de base

a. Caractéristiques communes

- portée : 110m ;
- largeur de la chaussée : 7m (2 voies) ;
- largeur/épaisseur des trottoirs : 0,5m/0,15m ;
- poutres sous chaussée ;

- piles à 2 colonnes et à chevêtre ;
- culée comportant un mur garde grève, un mur en retour, un sommier et une semelle en BA ;

b.Prix unitaires

L'estimation du coût de construction de chaque variante se referera aux prix unitaires suivants :

- Acier d'armatures passives [HA]	3559 Ar/Kg ;
- câble d'armature de précontrainte	31500 Ar/Kg ;
- Béton Q350	350 000 Ar/Kg ;
- Fer PRS (structure métallique)	7900 Ar/Kg .

c.Ratios des armatures

- Pour les superstructures en BA	160 Kg/m ³ ;
- Aciers actifs de la superstructure en BP	100 Kg/m ³ ;
- Aciers passifs de la superstructure en BP	95 Kg/m ³ ;
- Pour les piliers-poteaux	90 Kg/m ³ ;
- Pour les culées	60 Kg/m ³ ;
- Semelle (culée et pile)	50 Kg/m ³ .

d.Poids volumiques des matériaux

-Béton armé	2,50T/m ³ ;
- Béton ordinaire	2,40 T/m ³ ;
- Acier	7,85 T/m ³ .

I.3.2 VARIANTE N°1

Pont en béton armé à poutres sous chaussées ayant 4 travées de 27,5m chacune.

a. Détermination de la travée de calcul

Nous avons $l_1 = 1,07l_0 + 0,65$

Avec $l_1 = 27,5\text{m}$ et nous trouvons la portée libre $l_0 = 25,1\text{m}$.

Et la longueur de travée de calcul est donc :

$$l = 1,05l_0 + 0,60$$

Après calcul, nous obtenons : $l = 26,95\text{ m}$.

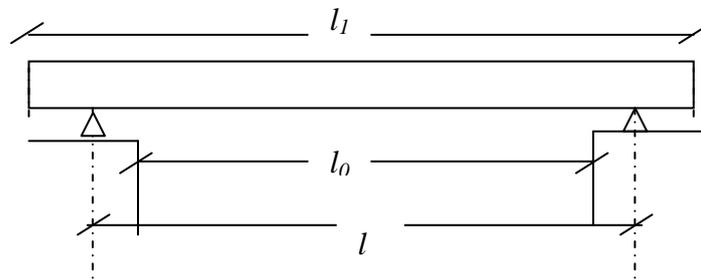


Figure 4 : Figure montrant les longueurs de travée

b. Prédimensionnement de la superstructure

- **hauteur de la dalle :**

La condition de non poinçonnement s'écrit : $15\text{cm} \leq h_d \leq 23\text{cm}$

Prenons $h_d = 22\text{cm}$.

- **Hauteur totale de la poutre**

$$\frac{l}{15} \leq h_p \leq \frac{l}{11}$$

Nous avons $1,8 \leq h_p \leq 2,45$; prenons $h_p = 2\text{m}$.

L'entraxe des poutres est compris entre 2,5m et 3,3m, prenons $e_p = 3\text{m}$.

- **Largeur de la nervure**

$$0,3h_p \leq b_o \leq 0,5h_p$$

Nous avons $0,6 \leq b_o \leq 1$; prenons alors $b_o = 0,80\text{m}$.

- **Entretoise**

L'entraxe e_e des entretoises est défini par l'inégalité : $3h_p \leq e_e \leq 5,5h_p$, nous avons, après calcul : $6 \leq e_e \leq 11$, prenons $e_e = 5,6m$.

Chaque travée a 3 entretoises intermédiaires et 2 entretoises sur appuis.

La hauteur des entretoises est voisine de celle des poutres. Prenons $h_e = 1,8m$ et prenons une épaisseur $e = 0,45m$.

c. Volume en béton et ratio en armature de la superstructure

- Poutre : $V = 1,78 \times 0,8 \times 26,95 = 38,37m^3$ pour 1 travée;
- Dalle : $V = 0,22 \times 26,95 \times 9 = 53,36m^3$ pour 1 travée;
- Trottoir : $V = 2 \times 0,15 \times 26,95 \times 1 = 8,085m^3$ pour 1 travée;
- Entretoise : $V = (2-0,22) \times (3-0,8) \times 0,45 \times 2 \times 5 = 17,62m^3$ pour 1 travée.

Le volume en béton de la superstructure sera donc : $V_{superstructure} = 117,44m^3$.

Ainsi, le poids de l'armature est : $A = V_{superstructure} \times 160 = 18790,4Kg$

d. Dimensionnement de l'infrastructure

Nous prendrons comme hypothèse que les piliers sont constitués par des piliers-poteaux à 3 colonnes.

➤ Pile :

- **Colonnes**

Chaque colonne a un diamètre D défini par la relation : $D \geq \frac{h_m}{12}$

Avec h_p la hauteur maximale de l'élément considéré définie par la formule suivante :

$$h_m = HSP - h_s - e_c$$

Où $h_s = 1,20m$ l'épaisseur de la semelle de fondation ;

$e_c = 1m$ l'épaisseur du chevêtre.

Soit $h'_m = 5,43m$, mais en tenant compte de la profondeur d'affouillement nous avons :

$h_m = 8,93m$ alors $D \geq 0,74m$, prenons $D = 1m$.

- **Chevêtre**

Longueur : elle est voisine de la largeur du tablier, prenons $L_c = 8m$.

Hauteur : sa hauteur est telle que $h_c \geq 0,60\text{m}$, prenons $h_c = 1\text{m}$.

Largeur : sa largeur est environ $l_c = 1,40\text{m}$ pour pouvoir recevoir les colonnes.

- **Semelle de fondation sous pile**

La semelle de fondation sera dimensionnée comme suit :

Longueur : 7,50m ;

Largeur : 4m ;

Epaisseur : 1,20m.

➤ Culée :

Les culées seront constituées par un mur garde grève prolongé par des murs en ailes (ou mur en retour), un sommier d'appuis et une semelle de fondation.

Les éléments des culées sont :

- **Mur garde grève**

Epaisseur : $e_g = 0,30\text{m}$;

Hauteur : elle est donnée par la formule : $H_g = h_p + e_{ap} + e_b$

Avec :

h_p , la hauteur totale du tablier ;

e_{ap} , l'épaisseur de l'appareil d'appui prise égal à 0,05m ;

e_b , l'épaisseur de bossage en béton égale à 0,15m.

Soit donc $H_g = 2,20\text{m}$.

Largeur : sa largeur est égale à celle du tablier qui est égale à 9m.

- **Sommier**

Epaisseur : elle doit être telle que $e_{so} > 0,60\text{m}$. prenons donc $e_{so} = 1\text{m}$.

Largeur : elle est donnée par la formule ci-après :

Nous avons
$$l_{so} \geq e_{so} + \frac{E}{2}$$

Avec,

E, l'épaisseur du mur de front telle que $0,4h_p < E < 0,5h_p$.

Soit E = 0,77m. Nous avons $l_{so} \geq 1,385\text{m}$, prenons $l_{so} = 1,50\text{m}$.

Longueur : elle est voisine de la largeur du pont. Prenons $L_{so} = 8\text{m}$.

- **Mur en retour**

Hauteur : elle est donnée par la formule suivante :

$$H_R = H_g + e_{so}$$

Soit une hauteur de $H_R = 3,20\text{m}$.

Epaisseur : soit une épaisseur de $0,25\text{m}$.

Longueur : soit une longueur de 3m .

- **Mur de front**

Hauteur :

Soit $H_f = 3,10\text{m}$.

Longueur : elle est voisine de la largeur du pont. Prenons une longueur égale à 7m .

Epaisseur : d'après le calcul précédent nous avons $E = 0,77\text{m}$.

- **Semelle sous culée**

Longueur : la longueur de la semelle sous culée est supérieur ou égale à la largeur du tablier, prenons $L_s = 9,80\text{m}$. La largeur et l'épaisseur ont les mêmes dimensions que celle de la pile.

Largeur : soit une largeur de $l_s = 4\text{m}$.

Epaisseur h_s : prenons une épaisseur de $1,20\text{m}$.

e. Quantité des matériaux de l'infrastructure

- Volume en béton :

- Pile :

- chevêtre : $8 \times 1,40 \times 1 = 11,20\text{m}^3$ pour une travée;
- colonnes : $(1^2 \times \frac{\pi}{4}) \times 8,93 \times 3 = 21\text{m}^3$ pour une travée;
- semelle de fondation : $7,50 \times 4 \times 1,20 = 36\text{m}^3$ pour une travée.

Le volume total de la pile est donc :

$V' = 68,2\text{m}^3$ pour une travée, alors qu'on a 4 travées, donc nous avons, au total un volume de

$$V = V' \times 4 = 272,8 \text{ m}^3$$

- Culée :

- Mur garde grève : $0,30 \times 2,2 \times 9 \times 2 = 11,88\text{m}^3$ pour 2 mur garde grève ;
- Sommier : $1 \times 1,80 \times 8 \times 2 = 28,8\text{m}^3$ pour 2 sommiers ;
- Mur en retour : $3,20 \times 0,25 \times 3 \times 4 = 9,6\text{m}^3$ pour les 2 culées;
- Mur de front : $5,429 \times 7 \times 0,77 \times 2 = 58,52\text{m}^3$ pour 2 murs de front ;
- Semelle de fondation : $9,80 \times 4 \times 1,20 \times 2 = 94,08\text{m}^3$ pour les 2 culées.

Le volume de béton pour une culée :

$$V' = 101,44\text{m}^3, \text{ et pour les deux culées, nous avons } V = 202,88\text{m}^3$$

- Poids en acier d'armature :
 - Pile : $(32,20 \times 90 + 36 \times 50) \times 3 = 14094 \text{ Kg}$;
 - Culée : $(54,4 \times 60 + 47,04 \times 50) \times 2 = 11232 \text{ Kg}$.

f. Descente des charges

.Charges

➤ **Superstructure**

- Poutre : $38,37 \times 2,5 = 95,92\text{t}$;
- Dalle : $53,36 \times 2,5 = 133,4\text{t}$;
- Trottoir : $8,085 \times 2,5 = 20,21\text{t}$;
- Entretoise : $17,62 \times 2,5 = 44,05\text{t}$;
- Parapet : $0,06 \times 26,95 = 1,617\text{t}$;
- Revêtement : $0,05 \times 7 \times 26,95 \times 2,3 = 21,7\text{t}$.
- Le poids d'acier d'armature de la superstructure est de 18,8t.

Au total, nous avons 317t pour la superstructure, mais en tenant compte du poids des aciers d'armature.

Soit $P_{\text{superstructure}} = 317 + 18,8 = 335,8\text{t}$.

➤ **Infrastructure**

- Pile : $68,2 \times 2,5 = 170,5$, et en tenant compte du poids des aciers d'armature qui est égale à 4,7t, nous avons :

$$P_{\text{infrastructure}} = 170,5 + 4,7 = 175,2\text{t}.$$

$$\text{Ainsi, } P_{\text{superstructure}} + P_{\text{infrastructure}} = 335,8 + 175,2 = 511\text{t}.$$

La charge supportée par les pieux sous la semelle sous piles est donc : $G = 511\text{t}$.

- Culée :

La charge transmise par la culée aux pieux sous semelle est la somme du poids du béton et celui des armatures avec le poids de la moitié de la superstructure.

$$\text{Soit : } G' = 101,44 \times 2,5 + 11,23 + \frac{335,8}{2} = 432,7\text{t}.$$

Surcharges

Charges transmises par les piliers

- Dans cette calcul, on va considérer la charge d'exploitation équivalente au système B_C (pour une file de camion de 30t) et considérée comme uniformément reparties.

Pour cette variante, nous allons choisir $q_{1eqc}=2,13t/m$ puisque la longueur de la ligne d'influence chargée est inférieure à 30m ;

- Pour les piétons : $q_{1eqp}= 0,45t/m^2$;

La surcharge Q pour les deux voies est égale à : $Q=2 \times 2,13 \times 26,95 + 2 \times 0,45 \times 1 \times 26,95= 139t$.

Charges transmises par les culées

- D'après le calcul précédent, nous avons comme longueur de travée de calcul égale à 26,95m qui est voisine de 33m, en effet, nous allons prendre, pour les culées : $q_{1eqc}=2,44t/m$;
- Pour les piétons : $q_{1eqp}= 0,45t/m^2$.

La surcharge Q' pour les deux voies est donc égale à :

$$Q' = 2 \times 2,44 \times \frac{26,05}{2} + 2 \times 0,45 \times 1 \times \frac{26,05}{2} = 77,88t.$$

A l'ELU, nous obtenons :

Pour les piles : $1,35G + 1,5Q = 898,35t$;

Pour les culées : $1,35G' + 1,5Q' = 701t$.

Nombre de pieux sous piliers

Le nombre de pieux N_{pp} sous piliers se détermine par la formule suivante :

$$N_{pp} = \frac{1,35G + 1,5Q}{Q_i} \times 1,4$$

Après calcul, nous trouvons : $N_{pp} = 3,46$ pieux, soit 4 pieux de 1 m diamètre et de 20m de longueur.

- Volume en béton :

$$(1^2 \times \pi / 4) \times 20 \times 4 = 62,8m^3.$$

- Poids en acier d'armature :

$$62,8 \times 80 = 5024Kg.$$

Nombre de pieux sous culées

Le nombre de pieux N_{pc} sous piliers se détermine par la formule suivante :

$$N_{pc} = \frac{1,35G' + 1,5Q'}{Q_i'} \times 1,6$$

Après calcul, nous trouvons : $N_{pc} = 3,01$ pieux, soit 4 pieux de 1 m diamètre et de 25m de longueur.

- Volume en béton :

$$(1^2 \times \pi / 4) \times 25 \times 4 = 78,5m^3.$$

- Poids en acier d'armature :

$$78,5 \times 80 = 6280 \text{Kg.}$$

I.3.3 VARIANTE N°2 :

Pont en béton précontraint à poutres sous chaussée ayant 3 travées de 36,7m chacune

a. Détermination de la travée de calcul

Nous avons $l_1 = 1,07l_0 + 0,65$

Avec $l_1 = 36,7\text{m}$ et nous trouvons la portée libre $l_0 = 33,7\text{m}$.

Et la longueur de travée de calcul est donc : $l = 1,05l_0 + 0,60$

Après calcul, nous obtenons : $l = 35,98\text{m}$.

b. Prédimensionnement de la superstructure

- **hauteur de la dalle** : la condition de non poinçonnement s'écrit :

$$15\text{cm} \leq h_d \leq 23\text{cm}$$

Prenons $h_d = 20\text{cm}$.

• **Poutres principales**

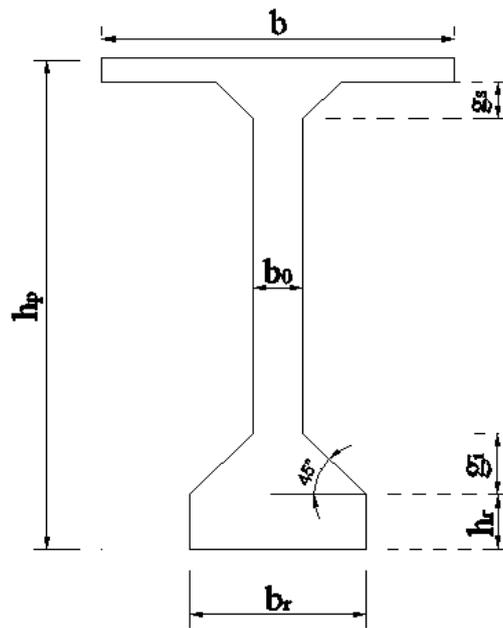


Figure 5 : Section de la poutre en béton précontrainte

- Hauteur totale de la poutre : pour un pont en BP de travée supérieure ou égale à 20m, nous avons

$$\frac{l_o}{20} - 0,20 \leq h_p \leq \frac{l_o}{20} + 0,50$$

En tenant compte de ces conditions : $1,485m \leq h_p \leq 2,185m$; prenons $h_p = 2m$.

- *Largeur de l'âme b_o* : cette section varie selon que l'on considère la section médiane ou la section d'about. En effet, au voisinage des appuis, l'effort tranchant est maximal, il faut donc augmenter l'épaisseur des âmes pour résister à cet effort.

- Section médiane :

$$b_o \geq 9cm + \frac{h_p}{40}$$

Après calcul, nous avons $b_o \geq 0,140m$; prenons $b_o = 0,20m$;

- Section d'about :

Au voisinage des appuis, jusqu'à une distance de $0,8h_p = 1,6m$, prenons $b_o = 0,30m$.

- *largeur et hauteur des renflements b_r et h_r* : le renflement ou talon est utilisé pour faciliter la mise en place des câbles. En effet, la largeur b_o ne suffit pas quelque fois pour contenir tous les câbles.

$$2,5b_o \leq b_r \leq 4,5b_o$$

$$b_o \leq h_r \leq 2,5b_o$$

Nous avons, $0,50m \leq b_r \leq 0,90m$; soit $b_r = 0,70m$

Et $0,20m \leq h_r \leq 0,50m$; soit $h_r = 0,22m$.

- Goussets supérieurs et inférieurs

Prenons comme inclinaison des goussets par rapport à l'horizontal $\alpha = 45^\circ$.

Pour les goussets inférieurs, nous adoptons donc la hauteur g_i :

- en zone médiane $g_i = 25cm$;
- aux appuis $g_i = 20cm$.

Pour les goussets supérieurs, nous adoptons une hauteur uniforme de 15cm le long des poutres principales.

- Largeur de la table de compression

$$0,65h_p \leq b \leq 0,75h_p$$

Nous avons, $1,3m \leq b \leq 1,5m$, prenons $b = 1,4m$.

D'autre part, $b \leq e_p$, prenons $e_p = 3m$ comme entraxe des poutres.

Prenons une épaisseur de 10cm pour la table de compression.

- **Pré dalle :**

Considérons une épaisseur de 8cm pour le pré dalle, une largeur de 1,8m et une longueur de 2m.

- **Entretoise**

- Hauteur de l'entretoise : la hauteur de l'entretoise est exprimée par la formule suivante : $h_e = h_p - (h_r + g_i)$

Nous avons, après calcul :

- zone médiane : $h_e = 1,53m$;
- aux appuis : $h_e = 1,58m$.

- Largeur de l'âme :

$$25cm \leq b_e \leq 35cm \text{ soit } b_e = 0,30m.$$

- Nombre d'entretoises : l'entraxe e_e des entretoises est déterminé par la formule suivante : $3h_p \leq e_e \leq 5,5h_p$

Après calcul, nous avons : $6m \leq e_e \leq 11m$, prenons $e_e = 7,196m$, et nous aurons 6 entretoises.

c. Quantité de matériaux de la superstructure

- Volume en béton de la superstructure :
- Poutre : $V = 3 \times 0,715 \times 35,98 = 77\text{m}^3$ pour une travée ;
- Entretoise : $V = 2,75 \times 0,534 \times 12 = 17,622\text{m}^3$ pour une travée;
- Dalle : $V = 0,22 \times 9 \times 35,98 = 71,24\text{m}^3$ pour une travée ;
- Trottoir : $V = 2 \times 0,15 \times 1 \times 35,98 = 10,8\text{m}^3$ pour une travée.

Le volume du béton de la superstructure est :

$$V = 176,662\text{m}^3.$$

- Poids en acier d'armatures :
- armatures actifs (précontraintes) : $77 \times 100 = 7700\text{Kg}$;
- armatures passives : $176,662 \times 95 = 16783\text{Kg}$.

d. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

➤ Pile :

Les dimensions de la pile sont les mêmes que celles trouvées pour la variante en BA.

➤ Culée :

Les dimensions des culées sont en générale les mêmes que celles trouvées pour la variante en BA. Les seules dimensions qui changent sont les suivantes :

- **Mur garde grève**

Epaisseur : $e_g = 0,30\text{m}$;

Hauteur : elle est donnée par la formule : $H_g = h_p + e_{ap} + e_b$

Avec :

h_p , la hauteur totale du tablier égale à 2 m ;

e_{ap} , l'épaisseur de l'appareil d'appui prise égal à 0,05m ;

e_b , l'épaisseur de bossage en béton égale à 0,15m.

Soit donc $H_g = 2,20\text{m}$.

Longueur : sa largeur est égale à celle du tablier qui est égale à 9m.

- **Sommier**

Epaisseur : elle doit être telle que $e_{so} > 0,60\text{m}$. prenons donc $e_{so} = 1\text{m}$.

Largeur : elle est donnée par la formule ci-après :

Nous avons
$$l_{so} \geq e_{so} + \frac{E}{2}$$

Avec,

E, l'épaisseur du mur de front telle que $0,4h_p < E < 0,5h_p$, après calcul, nous

avons : $0,88m \leq E \leq 1,1m$. Soit $E = 0,90m$. Nous avons $l_{so} \geq 1,45m$, prenons $l_{so} = 1,50m$.

Longueur : elle est voisine de la largeur du pont. Prenons $L_{so} = 8m$.

- **Mur en retour**

Hauteur : elle est donnée par la formule suivante :

$$H_R = H_g + e_{so}$$

Soit une hauteur de $H_R = 3,20m$.

Epaisseur : soit une épaisseur de $0,25m$.

Longueur : soit une longueur de $3m$.

- **Mur de front**

Hauteur :

Elle est donnée par la formule suivante : $H_f = HSP - e_{so} - h_s$

Soit $H_f = 5,429m$.

Longueur : elle est voisine de la largeur du pont. Prenons une longueur égale à $7m$.

Epaisseur : d'après le calcul précédent nous avons $E = 0,90m$.

- **Semelle sous culée**

Longueur : la longueur de la semelle sous culée est supérieur ou égale à la largeur du tablier, prenons $L_s = 9,80m$. La largeur et l'épaisseur ont les mêmes dimensions que celle de la pile.

Largeur : soit une largeur de $l_s = 4m$.

Epaisseur h_s : prenons une épaisseur de $0,80m$.

e. Quantité de matériaux de l'infrastructure

- Volume en béton :

- Pile :

Le volume en béton pour la pile est le même que celle de la variante en BA. Soit $V' = 68,2m^3$ pour trois piles, pour les 6 piles, nous avons $V = 136,4 m^3$

- Culée :

- Mur garde grève : $9 \times 2,40 \times 0,30 \times 2 = 12,96m^3$ pour les 2 culées ;
- Sommier : $8 \times 1,35 \times 1 \times 2 = 21,6m^3$ pour les 2 culées ;
- Mur en retour : $3 \times 3,40 \times 0,25 \times 4 = 10,2m^3$ pour les 2 culées ;
- Semelle de fondation : $9,80 \times 4 \times 0,80 \times 2 = 62,72m^3$ pour les 2 culées ;

- Mur de front : $5,43 \times 7 \times 0,90 \times 2 = 68,42\text{m}^3$ pour les 2 culées .

Le volume de béton pour les deux culées est : $V = 176\text{m}^3$.

- Poids en acier d'armature

- Pile : $(32,20 \times 90 + 36 \times 50) \times 2 = 9396$ Kg pour les 2 culées ;

- Culée : $107,58 \times 60 + 68,42 \times 50 = 9876$ Kg pour les 2 culées .

f. Descente des charges

Charges

- **Superstructure**

- Poutre : $77 \times 2,5 = 192,5\text{t}$;

- Dalle : $71,24 \times 2,5 = 178\text{t}$;

- Trottoir : $10,8 \times 2,5 = 27\text{t}$;

- Entretoise : $17,622 \times 2,5 = 44,05\text{t}$;

- Parapet : $0,06 \times 35,98 = 2,16\text{t}$;

- Revêtement : $0,05 \times 7 \times 35,98 \times 2,3 = 40,55\text{t}$.

- Le poids d'acier d'armature de la superstructure est de $7,7 + 16,783 = 24,483\text{t}$.

Au total, nous avons 528,2t pour la superstructure, mais en tenant compte du poids des aciers d'armature

Soit $P_{\text{superstructure}} = 528,2 + 24,483 = 554\text{t}$.

- **Infrastructure**

- Pile : $68,2 \times 2,5 = 170,5$, et en tenant compte du poids des aciers d'armature qui est égale à 4,7t, nous avons :

$P_{\text{infrastructure}} = 170,5 + 4,7 = 175,2\text{t}$.

Ainsi, $P_{\text{superstructure}} + P_{\text{infrastructure}} = 554 + 175,2 = 729,2\text{t}$.

La charge supportée par les pieux sous la semelle sous piles est donc : $G = 729,2\text{t}$.

- Culée :

La charge transmise par la culée aux pieux sous semelle est la somme du poids du béton et celui des armatures avec le poids de la moitié de la superstructure.

$$\text{Soit : } G' = 88 \times 2,5 + 5 + \frac{554}{2} = 502\text{t}.$$

Surcharges

Charges transmises par les piliers

- Dans cette calcul, on va considérer la charge d'exploitation équivalente au système B_C et considérée comme uniformément réparties.

Pour cette variante, nous allons choisir $q_{1eqc}=1,76t/m$ puisque la longueur de la ligne d'influence chargée est supérieurs à 30m ;

- Pour les piétons : $q_{1eqp}= 0,45t/m^2$;

La surcharge Q pour les deux voies est égale à : $Q = 2 \times 1,76 \times 35,98 + 2 \times 0,45 \times 1 \times 35,98 = 159t$

Charges transmises par les culées

- D'après le calcul précédent, nous avons comme longueur de travée de calcul égale à 35,98m qui est voisine de 33m, en effet, nous allons prendre, pour les culées :

$$q_{1eqc}=2,44t/m ;$$

- Pour les piétons : $q_{1eqp}= 0,45t/m^2$.

La surcharge Q' pour les deux voies est donc égale à :

$$Q' = 2 \times 2,44 \times \frac{35,98}{2} + 2 \times 0,45 \times 1 \times \frac{35,98}{2} = 104t.$$

A l'ELU, nous obtenons :

Pour les piles : $1,35G + 1,5Q = 1223t$;

Pour les culées : $1,35G' + 1,5Q' = 834t$.

Nombre de pieux sous piliers

Le nombre de pieux N_{pp} sous piliers se détermine par la formule suivante :

$$N_{pp} = \frac{1,35G + 1,5Q}{Q_l} \times 1,4$$

Après calcul, nous trouvons : $N_{pp} = 4,71$ pieux, soit 5 pieux de 1 m diamètre et de 25m de longueur.

- Volume en béton :

$$(1^2 \times \pi / 4) \times 25 \times 5 = 98,125m^3.$$

- Poids en acier d'armature :

$$98,125 \times 80 = 7850Kg.$$

Nombre de pieux sous culées

Le nombre de pieux N_{pc} sous piliers se détermine par la formule suivante :

$$N_{pc} = \frac{1,35G' + 1,5Q'}{Q_l'} \times 1,6$$

Après calcul, nous trouvons : $N_{pc} = 3,58$ pieux, soit 4 pieux de 1 m diamètre et de 20m de longueur.

- Volume en béton :

$$(1^2 \times \pi / 4) \times 20 \times 4 = 62,8m^3.$$

- Poids en acier d'armature :

$$62,8 \times 80 = 5024 \text{Kg.}$$

I.3.4 VARIANTE N°3 : pont mixte bipoutre en acier et à dalle participante en BA avec 2 seule travées continue de 55m.

Nous utiliserons pour les poutres principales l'acier de type PRS (Profil Reconstitués Soudés)

a. Détermination de la travée de calcul

Nous avons $l_1 = 1,07l_0 + 0,65$

Avec $l_1 = 55\text{m}$, nous trouvons la portée libre $l_0 = 50,8\text{m}$.

Et la longueur de travée de calcul est donc :

$$l = 1,05l_0 + 0,60$$

Nous trouvons, après calcul $l = 53,94 \text{ m.}$

b. Prédimensionnement de la superstructure

- **Poutres principales**

- hauteur des poutres :

Les élancements admissibles pour les poutres d'acier sont : $\frac{l_o}{25} \leq h_p \leq \frac{l_o}{20}$

Soit $h_p = \frac{l_o}{22,5} = \frac{50800}{22,5} = 2258\text{mm}$, soit $h_p = 2260\text{mm}$.

- Epaisseur de l'âme : elle doit tenir compte des conditions suivantes (article 18-3 du titre IV du fascicule 61) :

- Condition d'élancement : $t_w > 0,005h_w$;
- Condition d'épaisseur minimale : $t_w > 12\text{mm}$;
- Condition pour limiter le phénomène de voilement et le nombre de raidisseur : limiter la contrainte τ à 100 MPa. Soit $\frac{V}{h_w t_w} \leq 100 \text{ N/mm}^2$.

Ces conditions sont imposées pour tenir compte des faits suivants :

- L'esthétique (déformation l'âme, au niveau des raidisseurs, visible de l'extérieure) ;
- Difficultés d'usinage d'une âme trop mince ;
- Phénomène de voilement.

Prenons donc $t_w = 18\text{mm}$.

- Entraxe des poutres : il varie de 4 à 13m.

L'écartement des poutres est compris entre 0,50 à 0,55 fois la largeur du tablier.

L'écartement des poutres est donc égale à $0,50 \times 9 = 4,5\text{m}$.

- Largeur des membrures :

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent généralement à limiter les largeurs de telle façon que :

- $400\text{mm} < b < 1300\text{mm}$;
- $\frac{b}{t} \leq 30$

Le tableau suivant permet de déterminer les largeurs des membrures selon les portées des travées :

Tableau 35: Largeur de la membrure en fonction de la portée.

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

Pour notre cas, nous prenons $b_s = 600\text{mm}$ pour la membrure supérieure, et $b_i = 800\text{mm}$ pour la membrure inférieure.

- Epaisseur des membrures :

L'élancement de la semelle, c'est-à-dire le rapport épaisseur-largeur, doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement local.

La condition nous impose, dans notre cas que $\frac{b}{t} \leq 30$, soit $t \geq \frac{b}{30}$.

$$t_s = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon} \text{ et } t_i = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon} \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ tel que } f_y \text{ est la limite d'élasticité de la nuance}$$

d'acier utilisée.

Le tableau suivant montre la limite d'élasticité en fonction de l'épaisseur et de la nuance d'acier.

Tableau 36: Caractéristiques des aciers selon l’Eurocode 3

Limite d'élasticité f_y (MPa)	Nuance d'acier		
	S235	S275	S365
$t_w \leq 16mm$	236	275	365
$16 \leq t_w \leq 40mm$	225	265	345
$40 \leq t_w \leq 63mm$	215	256	335

Pour notre ouvrage, nous allons prendre la nuance d'acier S365 et comme $t_w=20mm$, alors

$$f_y = 345 \text{ MPa.}$$

Soit $\varepsilon = 0,825$;

$$t_s = 25,2mm ;$$

$$t_i = 33,85mm.$$

Nous prendrons $t_s = 25mm$ et $t_i = 34mm$.

Ainsi, nous avons $h_w = h_p - t_s - t_i = 4550 - 34 - 43 = 2\ 200 \text{ mm}$.

Le tableau suivant résume le prédimensionnement des poutres principales :

Tableau 37: Prédimensionnement des poutres principales

Désignation	Valeurs
Hauteur totale de la poutre h_p (mm)	2260
Hauteur de l'âme h_w (mm)	2200
Epaisseur de l'âme t_w (mm)	18
Largeur de la membrure supérieure b_s (mm)	600
Epaisseur de la membrure supérieure t_s (mm)	25
Largeur de la membrure inférieure b_i (mm)	800
Epaisseur de la membrure inférieure t_i (mm)	34
Entraxe des poutres (m)	4500

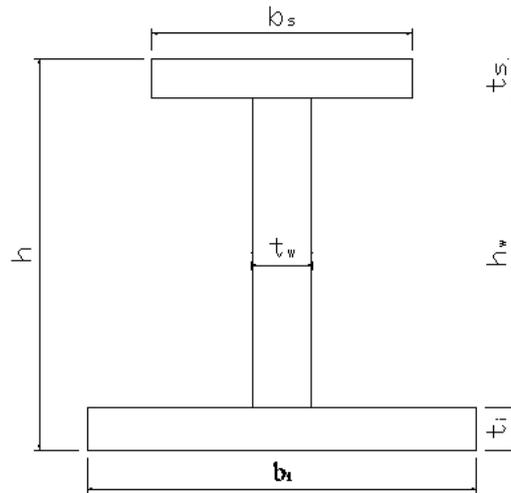


Figure 6: Caractéristiques géométriques de la poutre

• **Entretoise**

- Hauteur des entretoises : elle est de l'ordre de $\frac{1}{10^{\text{ème}}}$ à $\frac{1}{15^{\text{ème}}}$ de sa portée. Pour notre cas, la portée est égale à 4,5m, soit $h_e = 0,36\text{m}$, prenons $h_e = 0,40\text{m}$ ou 400mm.
- Epaisseur de l'âme : elle est comprise entre 10 à 20mm, soit $b_e = 12\text{mm}$.
- Espacement : elle est comprise entre 6 à 10m, prenons un espacement de 10m pour un nombre d'entretoise égal à 10 au total pour les deux travées.

• **Dalle**

L'hourdis dans la zone médiane des poutres a une épaisseur uniforme, qui doit satisfaire à la condition de non poinçonnement suivante :

$$15\text{cm} \leq h_d \leq 23\text{cm} .$$

Soit $h_d = 22\text{cm}$.

• **Goussets**

Aux appuis, la hauteur et la largeur de chaque gousset mesurent respectivement $1,5h_d$ et $0,5h_d$. Soit une hauteur de 33cm et une largeur de 11cm

c. Quantité de béton et ratio d'armature de la superstructure

• Volume en béton

- Dalle : $V = 0,22 \times 9 \times 53,94 \times 2 = 234,43\text{m}^3$ pour les 2 travées;
- Trottoir : $V = 2 \times 0,15 \times 1 \times 53,94 \times 2 = 32,36\text{m}^3$ pour les 2 travées .

Le volume total en béton est donc : $V = 266,84 \text{ m}^3$

- poids des aciers
- Poutres principales : $2 \times [(0,6 \times 0,025) + (2,20 \times 0,018) + (0,8 \times 0,034)] \times 53,94 \times 7,85 \times 2 = 138,5T$ pour les 2 travées ;
- Entretoises : $2,16 \times 7,85 = 17T$;
- (dalle + trottoirs) : $266,84 \times 95 = 25350Kg$ pour les 2 travées

d. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

➤ Culée

- **Mur garde grève**

Hauteur : nous avons

$$H_g = h_p + e_{ap} + e_b$$

Soit $H_g = 2,40m$.

- **Mur en retour**

Hauteur : elle est donnée par la formule suivante : $H_R = H_g + e_{so}$

Soit $H_R = 3,20m$.

➤ Pile

Nous allons prendre les mêmes dimensions des piles que celle de la variante en BA.

e. Quantité de béton et ratio d'armature de la superstructure

➤ Culée

- Volume en béton

- mur garde grève : $2,40 \times 9 \times 0,30 \times 2 = 12,96m^3$ pour les 2 culées;
- sommier : $1,35 \times 8 \times 1 \times 2 = 21,6m^3$ pour les 2 culées;
- mur en retour : $3,20 \times 3 \times 0,25 \times 4 = 9,6 m^3$ pour les 2 culées ;
- mur de front : $5,429 \times 7 \times 0,77 \times 2 = 58,52m^3$ pour les 2 culées;
- Semelle de fondation : $9,80 \times 4 \times 0,80 \times 2 = 62,72m^3$ pour les 2 culées;

Au total, nous avons $V = 165,4m^3$ pour les deux culées.

- Poids d'armature

$102,7 \times 60 + 62,72 \times 50 = 9298Kg$ pour les 2 culées.

➤ Pile

$V = 68,2m^3$ pour 1 culée.

- Poids d'armature

Pile : $(32,20 \times 90 + 36 \times 50) = 4698 Kg$;

f. Descente des charges

Charges

➤ **Superstructure**

- Dalle : $117,2 \times 2,5 = 293t$;
- Trottoir : $32,36 \times 2,5 = 81t$;
- Entretoise : $1,08 \times 7,85 = 8,48t$;
- Parapet : $0,06 \times 53,94 = 3,23t$;
- Revêtement : $0,05 \times 7 \times 53,94 \times 2,3 = 43,42t$.
- Le poids d'acier d'armature de la superstructure est de $\frac{138,5}{2} + \frac{25,350}{2} + \frac{17}{2} = 90,43t$.

Au total, nous avons 429t pour la superstructure, mais en tenant compte du poids des aciers d'armature

Soit $P_{\text{superstructure}} = 429 + 90,43 = 519,43t$.

➤ **Infrastructure**

- Pile : $68,2 \times 2,5 = 170,5$, et en tenant compte du poids des aciers d'armature qui est égale à 4,7t, nous avons :

$$P_{\text{infrastructure}} = 170,5 + 4,7 = 175,2t.$$

Ainsi, $P_{\text{superstructure}} + P_{\text{infrastructure}} = 519,43 + 175,2 = 694,63t$.

La charge supportée par les pieux sous la semelle sous piles est donc : $G = 694,63t$.

➤ Culée :

La charge transmise par la culée aux pieux sous semelle est la somme du poids du béton et celui des armatures avec le poids de la moitié de la superstructure.

$$\text{Soit : } G' = 83 \times 2,5 + 4,7 + \frac{519,43}{2} = 472t.$$

Surcharges

Charges transmises par les piliers

- Dans cette calcul, on va considérer la charge d'exploitation équivalente au système B_C et considérée comme uniformément réparties.

Pour cette variante, nous allons choisir $q_{1\text{eq}} = 1,76t/m$ puisque la longueur de la ligne d'influence chargée est supérieurs à 30m ;

- Pour les piétons : $q_{1\text{eq}} = 0,45t/m^2$;

La surcharge Q pour les deux voies est égale à : $Q = 2 \times 1,76 \times 53,94 + 2 \times 0,45 \times 1 \times 53,94 = 238,4t$

Charges transmises par les culées

- D'après le calcul précédent, nous avons comme longueur de travée de calcul égale à 53,94m, en effet, nous allons prendre, pour les culées : $q_{1eqc}=2,44t/m$;
- Pour les piétons : $q_{1eqp}=0,45t/m^2$.

La surcharge Q' pour les deux voies est donc égale à :

$$Q' = 2 \times 2,44 \times \frac{53,94}{2} + 2 \times 0,45 \times 1 \times \frac{53,94}{2} = 155,88t.$$

A l'ELU, nous obtenons :

Pour les piles : $1,35G + 1,5Q = 1295t$;

Pour les culées : $1,35G' + 1,5Q' = 871t$.

Nombre de pieux sous piliers :

Le nombre de pieux N_{pp} sous piliers se détermine par la formule suivante :

$$N_{pp} = \frac{1,35G + 1,5Q}{Q_i} \times 1,4$$

Après calcul, nous trouvons : $N_{pp} = 4,98$ pieux, soit 5 pieux de 1 m diamètre de 25m de longueur.

- Volume en béton :

$$(1^2 \times \pi / 4) \times 25 \times 5 = 98,125m^3.$$

- Poids en acier d'armature :

$$98,125 \times 80 = 7850Kg.$$

Nombre de pieux sous culées :

Le nombre de pieux N_{pc} sous piliers se détermine par la formule suivante :

$$N_{pc} = \frac{1,35G' + 1,5Q'}{Q_i'} \times 1,6$$

Après calcul, nous trouvons : $N_{pc} = 3,74$ pieux, soit 4 pieux de 1m diamètre et de 20m de longueur.

- Volume en béton :

$$(1^2 \times \pi / 4) \times 20 \times 4 = 62,8m^3.$$

- Poids en acier d'armature :

$$62,8 \times 80 = 5024Kg.$$

Les tableaux suivants présentent les devis quantitatifs et les devis sommaires de chaque variante :

Tableau 38: Devis quantitatifs et devis sommaire pour la variante n°1

Désignation		Quantité	Nombre	Total	PU(Ar)	Montant(Ar)
SUPERSTRUCTURE						
Béton (m3)	0	117,44	4	469,76	350000	164416000
Acier (Kg)	0	18790,4	4	75161,6	3559	267500134,4
INFRASTRUCTURES						
PILES	Béton (m3)	68,2	3	204,6	350000	71610000
	Acier (Kg)	14094	1	14094	3559	50160546
CULEES	Béton (m3)	101,44	2	202,88	350000	71008000
	Acier (Kg)	5616	2	11232	3559	39974688
PIEUX						
PILES	Béton (m3)	62,8	1	62,8	350000	21980000
	Acier (Kg)	5024	1	5024	3559	17880416
CULEES	Béton (m3)	78,5	1	78,5	350000	27475000
	Acier (Kg)	6280	1	6280	3559	22350520
Total						754 355 304

Arrêté ce présent devis sommaire à la somme de :

SEPT CENT CINQUANTE QUATRE MILLIONS TROIS CENT CINQUANTE CINQ MILLE TROIS CENT QUATRE ARIARY

Tableau 39: Devis quantitatifs et devis sommaire pour la variante n°2

Désignation		Quantité	Nombre	Total	PU(Ar)	Montant(Ar)
SUPERSTRUCTURE						
Béton (m3)		184	3	552	350000	193200000
Aciers actifs(Kg)		8422	3	25266	31500	795879000
Aciers passifs(Kg)		17480	3	52440	3559	186633960
INFRASTRUCTURES						
PILES	Béton (m3)	68,2	2	136,4	350000	47740000
	Acier (Kg)	4698	2	9396	3559	33440364
CULEES	Béton (m3)	88	2	176	350000	61600000
	Acier (Kg)	4938	2	9876	3559	35 148 684
PIEUX						
PILES	Béton (m3)	98,125	1	98,125	350000	34343750
	Acier (Kg)	7850	1	7850	3559	27938150
CULEES	Béton (m3)	62,8	1	62,8	350000	21980000
	Acier (Kg)	5024	1	5024	3559	17880416
Total						1 420 635 640

Arrêté ce présent devis sommaire à la somme de :

UN MILLIARD QUATRE CENT VINGT MILLIONS SIX CENT TRENTE CINQ MILLES SIX CENT QUARENTE ARIARY

Tableau 40: Devis quantitatifs et devis sommaire pour la variante n°3

Désignation	Quantité	Nombre	Total	PU(Ar)	Montant(Ar)	
SUPERSTRUCTURE						
Béton (m3)	133,42	2	266,84	350000	193200000	
Acier (Kg) (dalle + trottoirs)	25350	1	25350	3559	90220650	
Entretoise (T)	17	1	17	7 900 000	134300000	
Acier poutre principale(T)	69,25	2	138,5	7900000	1094150000	
INFRASTRUCTURES						
PILES	Béton (m3)	68,2	1	68,2	350000	23870000
	Acier (Kg)	4698	1	4698	3559	16720182
CULEES	Béton (m3)	82,7	2	165,4	350000	59890000
	Acier (Kg)	4649	2	9876	3559	33091582
PIEUX						
PILES	Béton (m3)	98,125	1	98,125	350000	34343750
	Acier (Kg)	7850	1	7850	3559	27938150
CULEES	Béton (m3)	62,8	1	62,8	350000	21980000
	Acier (Kg)	5024	1	5024	3559	17880416
Total					1 747 584 730	

Arrêté ce présent devis sommaire à la somme de :

UN MILLIARD SEPT CENT QUARENTE SEPT MILLIONS CINQ CENT QUATRE VINGT QUATRE MILLES SEPT CENT TRENTE ARIARY.

Analyse de chaque variante :

Le tableau suivant présente l'évaluation de chaque variante :

Tableau 41 :Tableau d'évaluation de chaque variante

Critères d'évaluation	Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3
Mode de construction	<ul style="list-style-type: none"> - Matériaux de construction disponibles à Madagascar ; - Existence de beaucoup de forme architecturale. 	<ul style="list-style-type: none"> - Délai de réalisation satisfaisante (poutre préfabriquée) ; - Nécessité des matériels de mise en œuvre très moderne et très sophistiqués ; - Importation des câbles de précontraintes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Délai d'exécution court (standardisation en usine, fabrication en chaîne) ; - Nécessite des engins modernes pour le levage et pose des poutres métalliques.
Entretien et exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Résistant ; - N'exige pas beaucoup d'entretiens. 	<ul style="list-style-type: none"> - Très rentable avec une durée de service élevée ; - Ne requiert pas d'entretiens fréquents. 	Exige beaucoup d'entretiens surtout vu la zone d'implantation de l'ouvrage (zone côtière)
Durée de vie	Durée de vie satisfaisante	Durée de vie élevée.	Durabilité sous condition d'importants entretiens périodiques.

Analyse multicritère :

L'analyse multicritère consiste à noter chaque variante selon les critères d'évaluations représentées dans le tableau ci-dessous, le choix se portera sur la variante la mieux notée.

Tableau 42 :Analyse multicritère

Critères	Variantes		
	1	2	3
Mode de construction ou d'exécution	3	2	2
Entretien et exploitation	2	3	1
Durée de vie	2	3	1
Coût	4	3	2
Total	11	13	7

Dans cette analyse, les notes 1,2,3 et 4 veulent dire respectivement peu avantageux, avantageux, très avantageux et extrêmement avantageux.

I.4 Conclusion

Grâce à l'étude hydraulique et hydrologique du fleuve Morondava, on a pu proposer le dimensionnement des trois variantes.

Après avoir effectuées des analyses comparatives, le choix s'est porté finalement sur la variante en BP. Même si la variante en BP est plus chère que celle en BA, elle est n'a pas besoin beaucoup d'entretien, plus résistant mécaniquement et compatible avec le climat de la région côtière. La protection des aciers contre la corrosion est assurée.

CHAPITRE II : LA PRECONTRAINTE

II.1 Définition

D'après sa propriété, le béton résiste mal à l'effort de traction. En effet, sa section transversale doit être épaisse pour contrer cet effort de traction.

Le principe de la précontrainte consiste à diminuer considérablement l'effort de traction dans un béton en créant, avant sa mise en œuvre, une contrainte de compression artificielle dans les parties tendues, à l'aide des câbles d'armatures très résistantes, comme les fils lisses, crantés ou des torons.

II.2 Modes de précontrainte

Les méthodes couramment utilisées pour la réalisation de la précontrainte des câbles et la conception d'une poutre en BP peuvent être divisées en 2 cas :

- La méthode de « précontrainte par pré-tension » :

La mise en tension des câbles se fait à l'aide des vérins (hydraulique ou électrique) sur un stand spécial. Ensuite, le béton est coulé en contact direct avec les aciers.

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. D'où le nom de précontrainte par fils adhérent ;

- La méthode de « post-contrainte » :

Pour cette méthode, le tirage des câbles se fait après la prise nécessaire du béton. Les armatures de précontraintes sont isolées du béton à l'aide de gaines étanches placées dans le coffrage avant bétonnage. Les vérins s'appuient directement sur les poutres préfabriquées par un système d'ancrage spécial et transmettent l'effort de compression au béton. Ensuite, les vérins sont libérés.

Les aciers tendus sont ensuite protégés contre la corrosion grâce à l'injection sous pression de coulis de ciment et c'est aussi une manière d'assurer l'adhérence de l'acier au béton.

La méthode qu'on va adopter pour ce pont est la méthode de post contrainte.

CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL

Tant pour les pièces en béton armées qu'en béton précontraint, les calculs justificatifs sont conduits suivant les théories des états limites. Respectivement, les règles BAEL 91 et BPEL 91 seront appliqués pour ces deux procédés de construction. En effet, les hypothèses suivantes sont adoptées :

➤ Pour les pièces en béton armée :

- Hypothèse de NAVIER-BERNOULLI : les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que leurs déformations est la même. Le glissement relatif entre ces deux matériaux est donc supposé négligeable.
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle. négligés.

➤ Pour les pièces en béton armée :

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

- La précontrainte transforme le béton en matériau homogène et élastique ;
- La compression dans le béton et la traction dans l'acier de précontrainte forment un couple de résistance interne égale au moment fléchissant produit par les charges appliquées ;
- L'effet du précontraint 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.

III.1 COMBINAISONS D'ACTIONS

Dans les formules de combinaisons d'action à l'ELS et à l'ELU ci-dessous, on désigne par :

G_{\max} , l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{\min} , l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_1 , l'action variable de base ;

Q_i , l'action variable d'accompagnement avec $i > 1$.

III.1.1 Combinaison d'action à l'ELS

La formulation symbolique définie par la relation suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i$$

Dans laquelle, ψ_{0i} le coefficient de prise en compte des charges en valeur de combinaison.

III.1.2 Combinaison d'action à l'ELU

- La formulation symbolique, pour la situation durable et transitoire est définie par la relation suivante :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} \times Q_1 + \sum_{i>1} 1,3 \times \psi_{o_i} \times Q_i$$

Avec, γ_{Q_1} le coefficient de l'action de base égal à 1,5 sauf pour les charges de caractère particulier comme le convoi militaire, le convoi exceptionnel et le convoi spécial sur les ponts rails $\gamma_{Q_1}=1,35$;

Ces charges sont définies dans les règlements relatifs aux ponts (cahier de prescription commune).

- La formulation symbolique pour la situation accidentelle est définie par la relation suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_1 \times Q_1 + \sum \gamma_{A_i} \times Q_i$$

Avec,

ψ_1 : Coefficient de pris en compte des charges d'exploitations à caractères normal entrant dans la combinaison fréquente ;

ψ_2 : Coefficient de pris en compte des charges d'exploitations à caractères normal entrant dans la combinaison quasi-permanente.

Dans le cas de charge routière, les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{A l'ELS} \quad G_{\max} + G_{\min} + 1,2Q_1$$

$$\text{A l'ELU} \quad 1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,07 \times \gamma_{Q_1} \times Q_1$$

III.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.2.1 Pour le béton armé

- Dosage : 350Kg de CEM I de classe 42,5 par m³ de béton ;
- Résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$;
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj}=0,6 + 0,06 \times f_{c28}$, soit $f_{tj} = 2,1\text{Mpa}$ pour $j = 28$ jours ;
- Résistance limite à la compression relative à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28}$$

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

$\theta = 0,85$ le coefficient qui tient compte de la durée probable T d'application des charges ($T < 1h$ pour les ponts-routes) ;

Après calcul, nous avons $f_{bu} = 16,67\text{Mpa}$;

- Résistance à la compression relative à l'ELS est définie par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Après calcul, nous avons $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

III .2.3 Pour le béton précontraint

- Dosage : 400Kg de CEM I de classe 42,5 par m^3 de béton ;
- Résistance caractéristiques à priori à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=40\text{Mpa}$;
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28}=3\text{Mpa}$;
- Résistance limite à la compression relative à l'ELU : $f_{bu}=26,67\text{Mpa}$;
- Résistance à la compression relative à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 24\text{Mpa}$.

III.2.4 Aciers d'armatures

a.Armatures passives et armatures de BA

- Type : barre à haute adhérence de classe FE400 ;
- Limite d'élasticité garantie : $f_e= 400\text{Mpa}$;
- Contrainte de calcul :

A l'ELU : $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$, avec $\gamma_s = 1,15$ un coefficient de sécurité.

A l'ELS : $\overline{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}))$ coefficient de fissuration $\eta = 1,6$;

b.Acier de précontrainte

Nous utilisons des câbles 12T13 qui sont des aciers de très basse relaxation dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Aire de la section de toron : 1130mm^2 ;
- Masse par mètre linéaire : $8,87\text{Kg/ml}$;
- Diamètre d'encombrement de la gaine : 71mm ;
- Aire d'encombrement de la gaine : 3959mm^2 ;
- Limite de rupture garantie : $f_{prg}= 1812\text{Mpa}$;
- Limite élastique : $f_{peg}= 1590\text{Mpa}$;
- Module d'élasticité : $E_p = 190\ 000\text{Mpa}$;

- Valeur maximale de la tension à l'origine en ost-tension : $\sigma_s^o = \min(0,8f_{pgr}; 0,9f_{peg})$ en Mpa ;
- Valeur de la perte par relaxation à 1000 heures , pour le torons TBR : $\rho_{1000} = 2,5\%$ de la tension initiale.

SYSTEME DE SURCHARGE

- Les surcharges ou charge d'exploitation :

Les surcharges à prendre en compte pour le calcul des ponts sont définie par les règlements (le Cahier de Prescription Commune) où l'on peut connaître les surcharges à considérer pour les ponts- route ou pont ferroviaires.

- Surcharge de chaussée :

Deux surcharges A et B peuvent être disposées sur les chaussées des ouvrages d'art. Ces systèmes sont distincts et indépendant et à envisager successivement. En pratique, le système B sera le seul prise en compte pour le calcul du tablier. Pour les autres éléments de l'ouvrage (la poutre principale) on envisagera successivement les systèmes A et B et on retiendra celui dont les effets sont les plus défavorables.

- Système de surcharge A :

La chaussée supporte une surcharge uniforme dont la valeur est définie par la relation suivante :

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

Dans laquelle :

A : surcharge exprimée en [Kg/m²] ;

l: longueur surchargée en [m].

Les surcharges du système A n'ont pas à être affectées du coefficient de majoration dynamique (CMD) car il a été déjà tenu compte de ce coefficient lors de l'établissement de ce formule.

Mais d'autre part, elle est affectée d'un coefficient a_1 appelé coefficient de dégression transversale définie dans le tableau ci-dessous :

Tableau 43: Coefficient de dégression transversal a_1

Classe des ponts	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1,0	1,0	0,9	0,75	0,70
II	1,0	0,9	-	-	
III	0,9	0,8	-	-	

Source : fascicule 61-titre II du CPC français

La surcharge $A_1 = a_1 A$ obtenue après consultation de ce tableau est multipliée par un

coefficient $a_2 = \frac{v_o}{v}$, dans laquelle :

v : Largeur d'une voie ;

v_o égale à :

- 3,50m pour les ponts de classe I ;
- 3,00m pour les ponts de classe II ;
- 2,75 pour les ponts de classe III.
- Les ponts routes sont divisés en trois classes selon leur largeur roulable :

Tableau 44 : Classe des ponts

Classe	Largeur roulable(m)
I	$\geq 7,00$
II	$5,50 < L_r < 7,00$
III	$\leq 5,50$

Source : fascicule 61-titre II du CPC français

La charge $A_2 = a_1 a_2 A$ est appliquée uniformément sur toute la largeur des voies considérées.

Si on regarde ces deux tableaux ci-dessus, nous avons, pour notre cas :

- classe du pont : I ;
- nombre de voie : 2 ;
- largeur roulable : 7m.

En effet, nous avons comme valeur de $a_1 = 1,00$ et $a_2 = \frac{3,50}{3,50} = 1$.

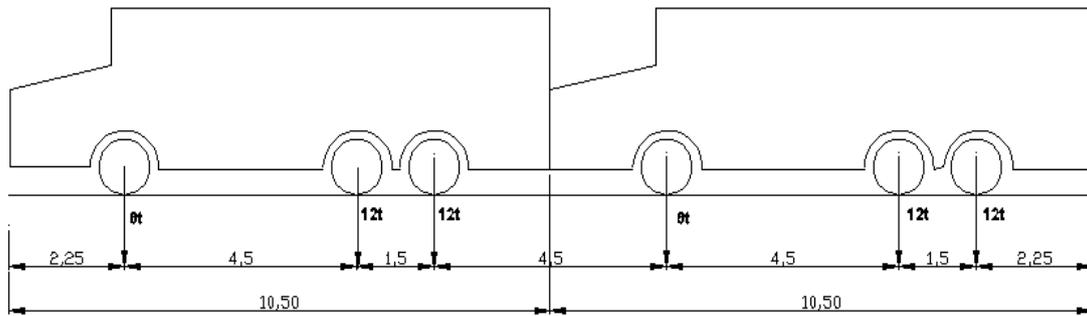
Donc, nous avons : $A_2 = A$

➤ Systeme de surcharge B :

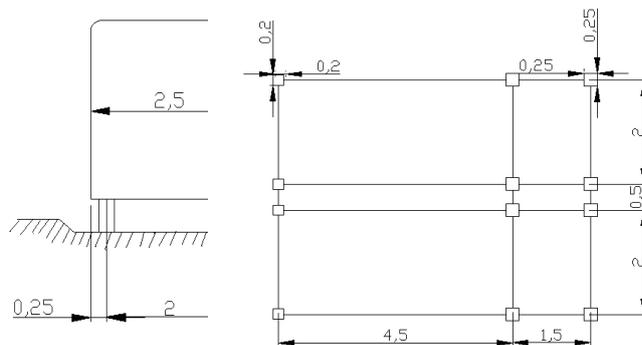
Il comprend trois systèmes de surcharges distinctes dont il y aura lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de l'ouvrage :

- Le système B_c : se compose de camion de 30T ;
- Le système B_e : se compose d'un essieu isolé de 20T;
- Le système B_r : se compose d'une roue isolée de 10T.
 - o Système B_c :

Chaque essieu est muni d'une roue simple et les charges indiquées s'étendent par essieu.



LONGITUDINALE



TRANSVERSALEMENT

EN PLAN

Figure 7: Système Bc

On disposera sur la chaussée au plus autant de files de camion que la chaussée comporte 2 voies de circulation et l'on placera toujours ces convois dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Ce système de surcharge B_c est affecté d'un coefficient de pondération b_c donnée par le tableau suivant :

Tableau 45: Coefficient de pondération bc

Clase des ponts	Nombre de voie				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
II	1,00	1,00	-	-	-
III	1,00	0,80	-	-	-

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons $b_c=1,10$.

○ Système B_c :

Le système B_c qui constitue le système B_e est assimilé à un rouleau. Le rectangle d'impact de l'essieu B_c déposé perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée pourra être placé n'importe où à la surface de cette dernière sans toute fois empiéter sur les bords.

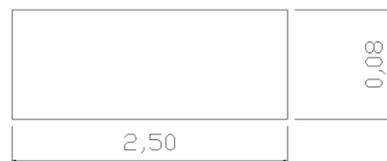


Figure 8: Surface d'impacte du système B_c

○ Système B_r :

La surface d'impacte pourra être disposée n'importe où sur la chaussée

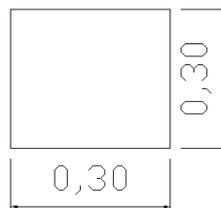


Figure 9: Surface d'impacte du système B_r

Les surcharges du système B sont à affecter du coefficient de majoration dynamique (CMD). Pour chaque élément de l'ouvrage, ce coefficient est le même pour les 3 systèmes B_c , B_e , B_r .

➤ Coefficient de surcharge dynamique (CMD) :

Il est mieux de prendre en considération le fait que les charges étant appliquées rapidement. L'effort est plus grand que si ces surcharges étaient appliquées d'une manière lente et qu'en outre il y a production de choc. On tient compte de ces phénomènes en multipliant les charges

indiquées pour le système B par un coefficient supérieur à 1 dit Coefficient de Majoration Dynamique (CMD).

Ce coefficient est donné pour un élément de l'ouvrage par la relation suivante :

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

Dans laquelle :

l : la longueur de l'élément considéré en (m);

G : charge permanente ;

S : surcharge maximale du système B.

SURCHARGE DES TROTTOIRS

Les surcharges des trottoirs n'ont pas à être affecter d'un CMD. 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, nous considèrerons successivement :

- Une surcharge uniforme de 450Kg/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 3T (sur les trottoirs en bordure des chaussées seulement) 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 150Kg/m² de façon à produire l'effet maximal cherché

CHAPITRE IV : CALCUL DE LA DALLE

IV.1 Etude de la dalle en béton armé

IV.1.1 Hourdis central

a. Hypothèses de calcul

Ce hourdis est supporté par un réseau de poutre et d'entretoises qui le découpent en dalle de côtés l_x et l_y (l_x et l_y sont, respectivement, les distances entre nus de deux poutres et de deux entretoises voisines), définis respectivement par les relations suivantes :

$$l_x = e_p - b_o, \text{ soit } l_x = 2,80\text{m} ;$$

$$l_y = e_e - b_e, \text{ soit } l_y = 6,896\text{m}.$$

b. Prédimensionnement

La valeur lors du prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle, du trottoir et du revêtement sera retenue :

- Epaisseur de la dalle : 0,20m ;
- Epaisseur du trottoir : 0,15m ;
- Epaisseur du revêtement : 0,04m.

c. Détermination des charges permanentes

Les charges à considérer sont le poids de l'hourdis seul (ne pas tenir compte des poutres et des entretoises) et des éléments de superstructures (chaussée, chape trottoir) :

- Dalle : $0,20 \times 2,5 = 0,5\text{t/m}^2$;
- Revêtement : $0,04 \times 2,3 = 0,092\text{t/m}^2$.

En effet, nous avons comme charge permanente : $G_p = 0,592\text{t/ml}$.

d. Détermination du coefficient de majoration dynamique

Comme nous l'avons vu précédemment, le coefficient de majoration dynamique est défini

par la relation suivante : $\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times l} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$

Dans laquelle :

l : la longueur de l'élément considéré égale à 6,896m

G : charge permanente définie par la formule $G = 2,5 \times 0,20 \times 2,8 \times 6,896 = 9,654\text{t}$;

S : surcharge maximale du système B qu'il est possible de disposer sur la largeur influencée de calcul, soit $S = B_c = 30t$.

Après calcul, on trouve $\delta = 1,43$.

e.Détermination des sollicitations

✓ Calcul des moments :

➤ Moment sous charge permanente :

On a $l_y > l_x$, et d'autre part, nous avons $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,80}{6,896} = 0,40 \leq 0,4$, alors nous pouvons dire

que la dalle est potée sur les deux côtés suivant la petite portée.

Le moment isostatique maximum en travée sou charge permanente s'écrit :

$$M_o = G_p \times \frac{l_x^2}{8}$$

Après calcul, nous avons $M_o = 0,58tm$.

Lorsque la dalle est un élément d'un hourdis continu, on tient compte de l'encastrement partiel sur ses bords en appliquant les coefficients de réduction prévus par le fascicule 61, titre VI.

Les moments à considérer pour le calcul des sections sont donc :

Sens de la petite portée		Sens de la grande portée	
Aux appuis	En travée	Aux appuis	En travée
-0,5M _o	0,8M _o	-0,5M _o	0,8M _o
-0,290	0,464	0	0

➤ Moment dus aux surcharges :

Les moments dus aux surcharges se fait à partir des abaques de PIGEAUD (voir annexe 6) par les formules :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec : $v = 0$ pour le calcul à l'ELU.

$v = 0,2$ pour le calcul à l'ELS.

Les surcharges à envisager sont uniquement le système B car le système A ne développe que des efforts plus faibles dans le hourdis.

Les moments M_1 et M_2 sont tous deux donnés en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$, de $\alpha = \frac{a}{l_x}$ et de $\beta = \frac{b}{l_y}$ tel que a et b sont les rectangles d'impact des charges du système B (charges ponctuelles) sur la fibre moyenne de la dalle.

Les surfaces d'impact des différents systèmes B sont données par le tableau suivant :

Tableau 46 :Dimension des surfaces d'impact de Bc, Be, Br

Système		Surface d'impact		Valeur de P(t)
		a_o (cm)	b_o (cm)	
B _c	Roue isolée	25	25	6
	Roue jumelée	75	25	6
B _e		250	8	20
B _r		30	30	10

a_o et a : dimension parallèles à l_x ;

b_o et b : dimensions parallèle à l_y .

Camion B_c

Soit $a_o \times b_o$ la surface du rectangle d'impact sur le revêtement. Les dimensions de ce rectangle d'impact au niveau de la fibre moyenne de la dalle est donc :

$$a = a_o + h_d + 2\xi h_r \text{ et}$$

$$b = b_o + h_d + 2\xi h_r$$

Dans laquelle :

$\xi = 1$ pour les revêtements en béton ;

$\xi = 0,75$ pour les revêtements moins résistants.

- Pour la roue isolée :

Comme $a_o = b_o$, d'après le tableau ci-dessus, donc :

$$a = b = 0,25 + 0,20 + 2 \times 1 \times 0,04 = 0,53\text{m.}$$

$$\text{Ainsi, } \alpha = \frac{a}{l_x} = 0,19 \text{ et } \beta = \frac{b}{l_y} = 0,076.$$

D'après le calcul précédent, $\rho = 0,40$, d'après l'abaque de PIGEAUD nous trouvons comme valeurs des moments M_1 et M_2 suivantes :

$$M_1 = 0,150 \text{ et } M_2 = 0,035.$$

A l'ELU, les valeurs des moments sont :

$$M_x = b_c \times 1,5 \times 1,07 \times \delta \times P \times M_1 = 1,10 \times 1,5 \times 1,07 \times 1,43 \times 6 \times 0,150 = 2,27 \text{tm/ml} ;$$

$$M_y = b_c \times 1,5 \times 1,07 \times \delta \times P \times M_2 = 1,10 \times 1,5 \times 1,07 \times 1,43 \times 6 \times 0,035 = 0,530 \text{tm/ml}.$$

A l'ELS, les valeurs des moments sont :

$$M_x = b_c \times 1,2 \times \delta \times P \times (M_1 + \nu M_2) = 1,10 \times 1,2 \times 1,43 \times 6 \times (0,150 + 0,2 \times 0,035) = 1,78 \text{tm/ml} ;$$

$$M_y = b_c \times 1,2 \times \delta \times P \times (M_2 + \nu M_1) = 1,10 \times 1,2 \times 1,43 \times 6 \times (0,035 + 0,2 \times 0,150) = 0,736 \text{tm/ml}.$$

- Pour la roue jumelée :

Même procédure de calcul que ci-dessus.

Nous avons :

$$a = 0,75 + 0,20 + 2 \times 1 \times 0,04 = 1,03 \text{m et}$$

$$b = 0,25 + 0,20 + 2 \times 1 \times 0,04 = 0,53 \text{m}.$$

Ainsi, $\alpha = \frac{a}{l_x} = 0,368$ et $\beta = \frac{b}{l_y} = 0,077$.

En regardant l'abaque, nous trouvons :

$$M_1 = 0,135 \text{ et } M_2 = 0,035.$$

A l'ELU, les valeurs des moments sont :

$$M_x = 2,04 \text{tm/ml};$$

$$M_y = 0,530 \text{tm/ml}.$$

A l'ELS, les valeurs des moments sont :

$$M_x = 1,61 \text{tm/ml};$$

$$M_y = 0,702 \text{tm/ml}.$$

Essieu B_e :

La longueur et la largeur de la surface d'impact au niveau de la dalle sont :

$$a = 2,50 + 0,20 + 2 \times 1 \times 0,04 = 2,78 \text{m et}$$

$$b = 0,08 + 0,20 + 2 \times 1 \times 0,04 = 0,36 \text{m}.$$

Soit : $\alpha = \frac{a}{l_x} = 0,99$ et $\beta = \frac{b}{l_y} = 0,05$.

D'après l'abaque de PIGEAUD, nous avons :

$$M_1 = 0,078 \text{ et } M_2 = 0,035.$$

A l'ELU :

$$M_x = 3,94 \text{tm/ml};$$

$$M_y = 1,70 \text{tm/ml}.$$

A l'ELS:

$$M_x = 3,21 \text{ tm/ml};$$

$$M_y = 1,91 \text{ tm/ml}.$$

Roue B_r:

D'après le tableau n°49, la dimension de la surface d'impact au niveau de la dalle est:

$$a = b = 0,30 + 0,20 + 2 \times 1 \times 0,04 = 0,58 \text{ m}.$$

En effet, nous avons : $\alpha = \frac{a}{l_x} = 0,21$ et $\beta = \frac{b}{l_y} = 0,084$.

Ainsi, d'après l'abaque de PIGEAUD, nous avons :

$$M_1 = 0,148 \text{ et } M_2 = 0,035.$$

A l'ELU :

$$M_x = 3,73 \text{ tm/ml};$$

$$M_y = 1,22 \text{ tm/ml}.$$

A l'ELS:

$$M_x = 2,92 \text{ tm/ml};$$

$$M_y = 0,88 \text{ tm/ml}.$$

En tenant compte des coefficients aux appuis et en travée dus aux encastremets partiels, nous avons:

Tableau 47: Moment fléchissant sous système B

Cas des charges		Moments fléchissant sous surcharges (tm/ml)							
		Sens de la petite portée M _x				Sens de la grande portée M _y			
		Aux appuis -0,5M ₀		En travée 0,8M ₀		Aux appuis -0,5M ₀		En travée 0,8M ₀	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
B _c	Roue isolée	-1,135	-0,89	1,816	1,424	-0,265	-0,368	0,424	0,589
	Roue jumelée	-1,02	-0,805	1,632	1,288	-0,265	-0,351	0,424	0,561
Essieu B_e		-1,97	-1,605	3,152	2,568	-0,88	-0,85	1,408	1,36
Roue B _r		-1,865	-1,46	2,984	2,336	-0,61	-0,441	0,976	0,976

Seules les valeurs extrêmes sont prises en compte pour la détermination des moments fléchissant totaux de l'hourdis.

➤ Calcul des moments totaux :

En tenant compte des combinaisons d'action à l'ELU et à l'ELS, nous avons les valeurs des moments totaux suivants :

Tableau 48: Moments fléchissant totaux

Cas de charges	Moments fléchissant totaux (tm/ml)							
	Sens de la petite portée l_x				Sens de la grande portée l_y			
	Sur appuis		En travée		Sur appuis		En travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Charges permanentes	-0,391	-0,290	0,626	0,464	0,000	0,000	0,000	0,000
Surcharges	-1,97	-1,605	3,152	2,568	-0,88	-0,85	1,408	1,36
Moments totaux	-2,361	-1,895	3,778	3,032	-0,88	-0,85	1,408	1,36

Détermination des efforts tranchants sous charges permanentes :

- Suivant le sens transversal, l'effort tranchant est défini par la relation suivante :

$$T_x = \frac{G}{3l_y}$$

Dans laquelle :

G : la charge permanente répartie sur toute la surface de la dalle égale à 9,45t.

Après calcul, nous trouvons : $T_x = 0,457t/ml$;

- Suivant le sens longitudinal, nous avons : $T_y = \frac{G}{2l_y + l_x}$

Après calcul, nous avons : $T_y = 0,570t/ml$.

Efforts tranchants dus aux surcharges B :

- Camion B_c :

D'après le calcul précédent, nous avons : $a = b = 0,53m$. Ainsi, l'effort tranchant du au

camion B_c s'écrit comme suit : $T_x = T_y = 1,1 \frac{P\delta}{3a}$

Dans laquelle, $P = 6t$.

Après calcul, nous avons : $T_x = T_y = 5,94t/ml$.

- Essieu B_e :

$a = 2,78m$; $b = 0,36m$; $P = 20t$; $\delta = 1,43$.

- Suivant le sens transversal, nous avons : $T_x = \frac{P\delta}{2a+b}$

Soit, $T_x = 4,83t/ml$.

- Suivant le sens longitudinal, nous avons : $T_y = \frac{P\delta}{3a}$

Soit, $T_y = 3,429t/ml$.

- Roue B_r :

Nous avons : $a = b = 0,58\text{m}$ et $P = 10\text{t}$. Les efforts tranchants sont définis par la formule

$$\text{suivante : } T_x = T_y = \frac{P\delta}{3a}$$

Soit $T_x = T_y = 8,22\text{t/ml}$.

Parmi ces valeurs des efforts tranchants, nous n'allons retenir que celle qui produise l'effort le plus défavorable.

Le tableau suivant résume ces valeurs des efforts calculés ci-dessus :

Tableau 49 : Effort tranchant sous charge B

Cas de charge	Effort tranchant sous charge B(t/ml)	
	Transversalement	Longitudinalement
Camion B _c	5,94	5,94
Essieu B _e	4,83	3,429
Roue B_r	8,22	8,22

D'après ce tableau, on trouve que c'est la roue B_r qui produit l'effort tranchant le plus défavorable pour la dalle.

➤ Calcul des efforts tranchants totaux de la dalle :

Cas de charge	Efforts tranchants totaux (t/ml)	
	Transversalement	Longitudinalement
Charge permanente	0,457	0,570
Roue B _r	8,22	8,22
ELU	13,81	13,963
ELS	10,321	10,434

Ces valeurs sont obtenues après avoir tenu compte des combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS.

IV.1.2 Hourdis console

a. Détermination des efforts dus aux charges permanentes

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

- Dalle + revêtement : $G_p = 0,20 \times 2,5 + 0,04 \times 2,3 = 0,592\text{t/ml}$;
- Trottoir : $G_t = 0,15 \times 2,5 = 0,375\text{t/ml}$;
- Parapet : $G_{ap} = 0,06 \times 1 \times 1 = 0,06\text{t/ml}$.

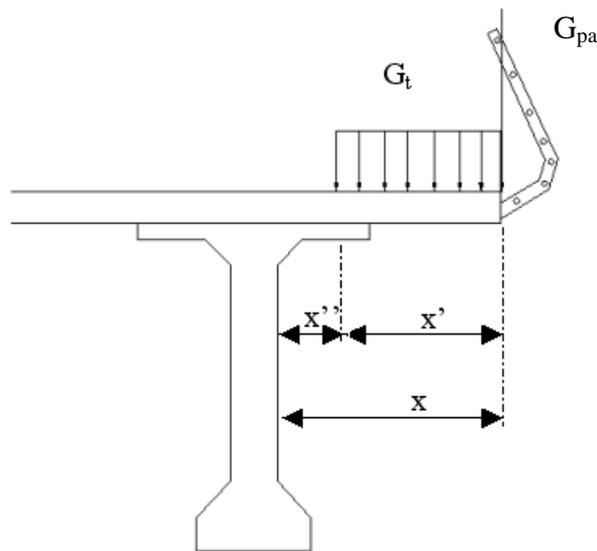


Figure 10 : hourdis console

➤ Calcul du moment fléchissant :

Le moment fléchissant appliqué au nu de la nervure (qui joue le rôle d'encastrement) se calcul suivant la formule suivante :

$$M_h = G_p \frac{x^2}{2} + G_t x' \left(x'' + \frac{x'}{2} \right) + G_{pa} x$$

Dans laquelle : $x'' = 0,40\text{m}$; $x' = 1\text{m}$ et $x = x' + x'' = 1,40\text{m}$.

Après calcul, nous avons : $M_h = 1,002\text{tm}$.

➤ Calcul de l'effort tranchant:

$$V_h = G_p x + G_t x' + G_{pa}$$

Après calcul, nous avons : $V_h = 1,264\text{tm}$.

b. Calcul de l'effort tranchant dus aux surcharges d'exploitation

- La surcharge à appliquer aux trottoirs est de 450Kg/m^2 ;
- Pour l'hourdis console, c'est l'effet de la surcharge B_{c30} seulement qu'on va considérer.

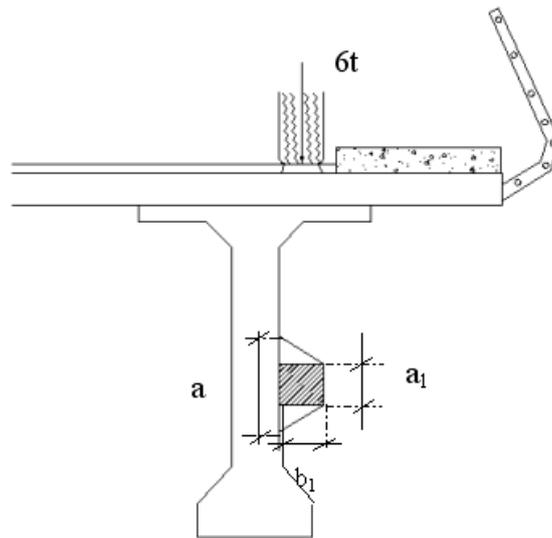


Figure 11: Schéma de surcharge pour le système B_c

La dimension de la largeur de répartition d'une roue de 6t de la surcharge B_{c30} est exprimée par la formule suivante :

$$a_1 = b_1 = a_o + 2h_r$$

Après calcul, nous avons : $a_1 = b_1 = 0,33\text{m}$.

D'autre part, la longueur de répartition influencée par l'application de la charge concentrée est :

$$a = a_1 + 2x_o$$

Dans laquelle $x_o = b_1 = 0,33\text{m}$, d'où $a = 0,99\text{m} < 1,5\text{m}$ (entraxe des deux essieux)

➤ Calcul du moment fléchissant :

Le moment fléchissant, développé par mètre linéaire, suivant la largeur du hourdis, est calculé suivant la formule suivante :

$$M_B = 1,1 \times \delta \times \frac{P_o a_1 x_o^2}{2a}$$

Avec P_o l'intensité de la charge sur la surface surchargée définie par la relation suivante :

$$P_o = \frac{P}{2a_1 b_1} = \frac{12}{2 \times 0,33 \times 0,33} = 55,10\text{t/m}^2, \text{ d'où : } M_B = 1,573\text{tm}.$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant se calcul suivant la formule suivante :

$$V_B = 1,1 \times \delta \times \frac{P_o a_1 x_o}{a}$$

Après calcul, nous avons : $V_B = 9,53\text{t}$.

➤ Calcul de la surcharge de 450t/m² sur le trottoir :

- Moment fléchissant :

Le moment fléchissant se calcul suivant la formule suivante :

$$M_{tr} = q_{1eqp} x' \left(x' + \frac{x'}{2} \right)$$

Avec $q_{1eqp} = 0,45t/m^2$.

Après calcul, nous trouvons : $M_{tr} = 0,405t$.

- Effort tranchant :

$$V_{tr} = q_{1eqp} x'$$

Après calcul, nous trouvons : $V_{tr} = 0,45t$.

➤ Calcul de la surcharge de 3t sur le trottoir :

Les hypothèses de calcul sont : $P = 3t$ et $a_1 = 0,20m$.

- Moment fléchissant :

$$M'_{tr} = \frac{P}{2x + a_1} (x - a_1)$$

Après calcul, nous trouvons : $M'_{tr} = 1,2tm$.

- Effort tranchant :

$$V'_{tr} = \frac{P}{2x + a_1}$$

Après calcul, nous trouvons : $V'_{tr} = 1t$.

c. Combinaison d'action

Nous ne considérons que la combinaison qui donne l'effet le plus défavorable (charge permanente + surcharge B_c + surcharge du trottoir 450t/m²).

A l'ELU :

$$M_{hc} = 1,35M_h + 1,5 \times 1,07 \times [M_B + M_{tr}]$$

$$\text{Et } V_{hc} = 1,35V_h + 1,5 \times 1,07 \times [V_B + V_{tr}]$$

Après calcul, nous trouvons : $M_{hc} = 4,527tm$ et $V_{hc} = 17,724t$.

A l'ELS :

$$M_{hc} = M_h + 1,2[M_B + M_{tr}]$$

$$V_{hc} = V_h + 1,2[V_B + V_{tr}]$$

Après calcul, nous trouvons : $M_{hc} = 3,376\text{tm}$ et $V_{hc} = 13,24\text{t}$.

d ; Sollicitation de calcul de la dalle

En comparant les valeurs de $M_{travée}$ et M_{hc} d'une part et celles de $V_{travée}$ et V_{hc} d'autre part, les valeurs des sollicitations de calcul pour la dalle sont rassemblées dans le tableau ci-dessous :

En travées, nous avons : $M = \max[M_{travée}; M_{hc}]$

Cas des charges	Moment fléchissant (tm/ml)			
	Sens de la petite portée		Sens de la grande portée	
	Aux appuis	En travée	Aux appuis	En travée
ELU	-2,361	4,527	-0,88	1,408
ELS	-1,895	3,376	-0,85	1,36

Et aux appuis, nous avons : $V = \max[V_{travée}; V_{hc}]$

	Efforts tranchants (t/ml)	
	Transversalement	Longitudinalement
ELU	17,724	13,963
ELS	13,24	10,434

c. Calcul des armatures de la dalle

Le calcul des armatures de la dalle se fera par mètre de largeur suivant les deux sens. Les hypothèses de calcul sont celles déjà énoncée dans le chapitre précédent.

➤ Sens de la petite portée l_x :

Par hypothèse, la fissuration est préjudiciable, donc on prend comme enrobage $e = 3\text{cm}$;

- $b = 100\text{cm}$;
- $h_d = 20\text{cm}$;
- $d = h_d - e = 17\text{cm}$.

- Détermination des armatures à l'ELU :

➤ En travée :

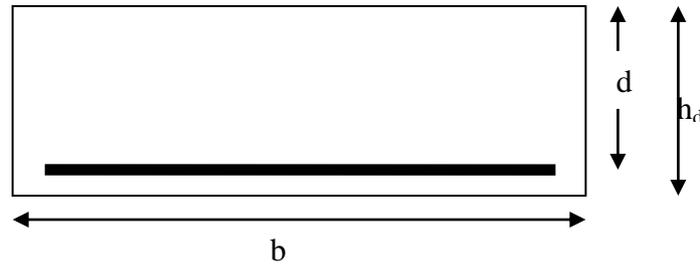


Figure 12 :Section de calcul de la dalle en travée

Nous avons $M_u = 4,527\text{tm}$.

Le moment réduit est : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,094 < \mu_{lu} = 0,2652$, donc nous n'avons pas besoin d'armature de compression.

d.Calcul de la section d'armature

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,124 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 16,15\text{cm} ;$$

D'où : $A_u = \frac{M_u}{z f_{ed}} = \mathbf{8,05\text{cm}^2}$.

➤ Aux appuis, dans la partie console :

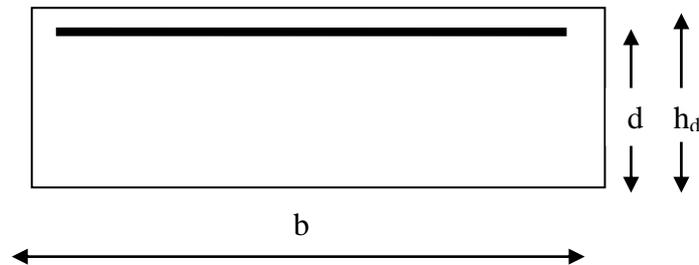


Figure 13 : Schéma de calcul de la dalle dans la partie console

Nous avons : $M_u = -2,361\text{tm}$.

Après calcul nous obtenons : $A_u = \mathbf{4,09\text{cm}^2}$.

- Détermination des armatures à l'ELS :

➤ En travée :

Nous avons :

○ $M_{ser} = 3,376\text{tm} ;$

○ $\alpha_1 = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0,527.$

Ainsi, $M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha_1} \left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) b d^2 \overline{\sigma_{bc}} = 94,22 \text{KNm}$ ($b = 1 \text{m}$ de largeur de la dalle)

Ces résultats montre que la condition $M_{rb} > M_{ser}$, c'est-à-dire qu'on n'a pas besoin d'armature comprimée.

Nous pouvons donc continuer par le calcul de :

- $\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = 0,00579$;
- $z_{b1} = \frac{15(40\mu_{ser} + 1)}{16(54\mu_{ser} + 1)} d = 14,95 \text{cm}$;

D'où la section d'armature : $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \sigma_s} = \mathbf{11,20 \text{cm}^2}$.

➤ Aux appuis :

- $M_{ser} = -1,895 \text{tm}$;
- $\overline{\alpha_1} = 0,527$;
- $Z_{b1} = 15,32 \text{cm}$.

D'où, $A_{ser} = \mathbf{6,13 \text{cm}^2}$.

➤ Section d'armature minimale

La section d'armature qu'on va retenir pour les deux cas (soit en travée, soit aux appuis) est la valeur la plus grande des deux états limites.

Le tableau suivant résume les valeurs des sections d'armatures calculées suivant les deux états limites (à l'ELU et à l'ELS) :

Tableau 50 : Sections d'armature de la dalle suivant le sens de la petite portée

	SECTIONS D'ARMATURE (cm ²)	
	Aux appuis	En travée
ELU	4,09	8,05
ELS	6,13	11,2

D'après ce tableau, c'est le calcul à l'ELS qui a produit la valeur de section la plus grande aux appuis et en travée.

Ces sections d'armatures seront comparées avec celle de l'armature minimale et c'est la plus grande entre les deux qu'on va retenir pour la section d'armature de calcul.

Nous avons : $A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 2,05\text{cm}^2$, donc, ce sont les valeurs de section calculées à l'ELS qu'on va retenir.

Le tableau suivant présente le nombre et la section réelle de ces armatures dans le sens de la petite portée :

Tableau : Nombre et la section réelle de ces armatures dans le sens de la petite portée :

	Section d'armature (cm ²)	Nombre de barre	Section réelle d'armature (cm ²)
Aux appuis	6,13	4 HA14	6,16
En travée	11,2	8 HA 14	12,32

➤ *Armature de répartition*

La section d'armature de répartition A_R est calculée par la relation suivante : $A_R = \frac{A_x}{3}$

- Aux appuis, nous avons : $2,05\text{cm}^2$, soit : $5\text{HA}8 = 2,513\text{cm}^2$;
- En travée : $4,11\text{cm}^2$, soit, $9\text{HA}8 = 4,52\text{cm}^2$.

e. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangentielle de calcul doit être inférieure à la contrainte tangentielle admissible afin de s'assurer qu'on a pas besoin d'armature transversale : $\tau_u < \tau_{adm}$, avec :

$$\tau_{adm} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167\text{Mpa} ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1,04\text{Mpa} < \tau_{adm}, \text{ l'effort tranchant est donc vérifié.}$$

➤ Sens de la grande portée l_y :

- Détermination des armatures à l'ELU :

Les méthodes de calcul sont pareilles à celles qu'on a utilisées ci-dessus.

➤ En travée :

Nous avons : $M_u = 1,408\text{tm}$

Après calcul, nous trouvons :

- $\mu_{bu} = 0,03$;
- $\alpha_u = 0,037$;
- $Z = 16,75\text{cm}$;

Et nous avons : $A_u = 2,42\text{cm}^2$.

➤ Aux appuis :

Nous avons : $M_u = -0,88 \text{tm}$

Après calcul, nous trouvons :

- $\mu_{bu} = 0,018$;
- $\alpha_u = 0,023$;
- $Z = 16,84 \text{cm}$;

Et nous avons : $A_u = 1,50 \text{cm}^2$.

• Détermination des armatures à l'ELS :

➤ En travée :

Nous avons : $M_{ser} = 1,36 \text{tm}$ et $\bar{\alpha}_1 = 0,527$

Après calcul, nous trouvons :

- $M_{rb} = 94,22 \text{KNm} > M_{ser}$ donc on n'a pas besoin d'armature de compression;
- $\mu_{ser} = 0,00262$;
- $Z_{b1} = 15,48 \text{cm}$.

D'où, la section d'armature $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \sigma_s} = 4,36 \text{cm}^2$.

➤ Aux appuis :

Nous avons : $M_{ser} = -0,85 \text{tm}$

Après calcul, nous trouvons :

- $\bar{\alpha}_1 = 0,527$;
- $Z_{b1} = 15,64 \text{cm}$.

La section d'armature est : $A_{ser} = 2,70 \text{cm}^2$.

C'est le calcul à l'ELS qui a produit la valeur de section la plus grande aux appuis et en travée.

Nous n'allons retenir donc que les valeurs de A_{ser} .

Le tableau suivant présente le nombre et la section réelle d'armature aux appuis et en travée, dans le sens de la grande portée.

Tableau 51: Nombre et section réelle d'armature aux appuis et en travée suivant le sens de la grande portée

	Section d'armature de calcul (cm ²)	Nombre de barre par mètre linéaire	Section réelle d'armature (cm ²)
Aux appuis	2,7	4 HA 10	3,16
En travée	4,36	6 HA 10	4,71

➤ **Armature de répartition**

La section d'armature de répartition A_r est calculée par la relation suivante : $A_r = \frac{A_y}{3}$

- Aux appuis, nous avons : $1,05\text{cm}^2$, soit : $3\text{HA}8 = 1,50\text{cm}^2$;
- En travée : $1,57\text{cm}^2$, soit, $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{adm} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167\text{Mpa} ;$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,82\text{Mpa} < \tau_{adm}$, l'effort tranchant est donc vérifié donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f. Vérification du poinçonnement de la dalle

La vérification du poinçonnement dû aux charges ponctuelles de la dalle se fait par la relation suivante pour chaque surcharge du système B: $Q_u < 0,045 \times u_c \times h_d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Dans laquelle :

Q_u : La charge de calcul à l'ELU ;

$u_c = 2(a+b)$: Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle ;

$a = a_o + h_d + 2\xi h_r$ et

$b = b_o + h_d + 2\xi h_r$

Le tableau suivant présente la vérification du non poinçonnement de la dalle vis-à-vis de la surcharge B

Surcharge	a	b	u_c	$0,045 \times u_c \times h_d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Q_u
B _{c30}	0,53	0,53	2,12	27,03	13,77
B _e	2,78	0,36	6,28	80,07	45,90
B _r	0,58	0,58	2,32	29,58	22,95

D'après ces résultats, nous pouvons dire que la résistance au poinçonnement de la dalle est assurée quelque soit le système de surcharge appliqué.

IV.1.3 PRE-DALLE

Pour faciliter le coffrage de l'hourdis centrale, on prévoit des éléments de pré-dalle qui sont des plaques préfabriquées en BA dont la face inférieure coffrée est lisse et le dessus rugueuse servant à recevoir un sur-béton.

Ces pré-dalles sont donc destinées à constituer :

- Le coffrage du fond de l'hourdis ;
- L'armature inférieure de l'hourdis.

Les caractéristiques géométriques de l'hourdis sont :

- Longueur suivant la coupe longitudinale : $L = 2,00\text{m}$;
- Largeur suivant la coupe transversale : $l = 1,80\text{m}$;
- Largeur de calcul : $l_o = 1,70\text{m}$;
- Epaisseur : $e = 0,08\text{m}$.

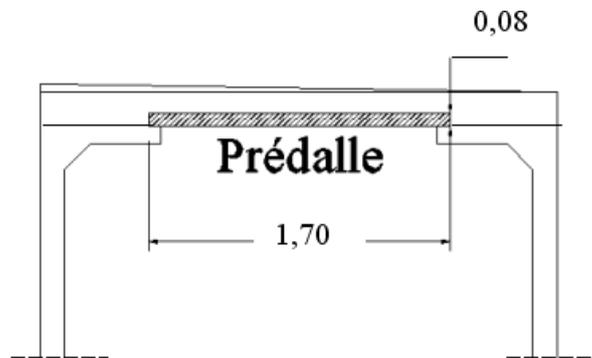


Figure 14: Disposition de la pré-dalle

a. Calcul des sollicitations

Charge à prendre en compte par mètre linéaire :

- Poids propre de la pré-dalle : $2,5 \times 0,08 \times 1,7 = 0,34\text{t/ml}$;
- Poids du béton frais (hourdis) : $2,5 \times (0,17 - 0,08) \times 1,7 = 0,51\text{t/ml}$.

Au total, nous avons : $g = 0,85\text{t/ml}$.

➤ Calcul des moments fléchissant :

La pré-dalle est assimilée à une poutre s'appuyant sur deux appuis simples, donc le moment fléchissant s'écrit :

$$M_o = \frac{g l_o^2}{8} = 0,307\text{tm.}$$

A l'ELU : $M_u = 1,5 \times M_o = 0,461\text{tm}$;

A l'ELS : $M_{\text{ser}} = 0,307\text{tm}$.

➤ Calcul des efforts tranchant :

$$V_o = \frac{g l_o}{2} = 0,723t.$$

A l'ELU : $V_u = 1,5 \times V_o = 1,085t$;

A l'ELS : $V_{ser} = 0,723t$.

b. Calcul des armatures

Détermination des armatures à l'ELU :

Par hypothèse, nous avons :

- $b = 100\text{cm}$;
- $h = 8\text{cm}$;
- La fissuration est préjudiciable donc on va prendre comme enrobage $e = 3\text{cm}$;
- $d = h - e = 5\text{cm}$.

Nous avons :

- $M_u = 0,461\text{tm}$;
- $Z = 4,70\text{cm}$;

D'où $A = 2,81\text{cm}^2$.

Détermination des armatures à l'ELS :

Nous avons :

- $M_{ser} = 0,307\text{tm}$;
- $M_{rb} = 8,14\text{tm}$;

Comme $M_{ser} < M_{rb}$, donc les armatures comprimées ne sont pas utiles.

Soit $A_{ser} = 3,47\text{cm}^2$.

c. Vérification des efforts tranchants

La contrainte tangentielle de calcul doit être inférieure à la contrainte tangentielle admissible afin de s'assurer qu'on a pas besoin d'armature transversale : $\tau_u < \tau_{adm}$, avec :

$$\tau_{adm} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167\text{Mpa} ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,22\text{Mpa} < \tau_{adm}, \text{ ce qui traduit l'inutilité des armatures transversales.}$$

Comme la pré-dalle constitue l'armature inférieure du hourdis, on retient 4HA14 comme armatures principales de celle-ci et 8HA14 comme armature de répartition.

CHAPITRE V : ETUDES DES ENTRETOISES

V.1 Entretoises d'about

Les entretoises sur appuis ont pour rôle de répartir les réactions d'appuis entre les différentes poutres et de transmettre aux appareils d'appui les efforts dus au vent.

V.1.1 Dimensions

Les dimensions des entretoises d'about qu'on va utiliser sont les dimensions prises lors de la prédimensionnement :

- Hauteur : $h_e = 1,58\text{m}$;
- Longueur : $l_e = 2,70\text{m}$;
- Epaisseur : $b_e = 0,30\text{m}$;
- Entraxe : $e_e = 7,196\text{m}$.

V.1.2 Calcul des sollicitations dus aux charges permanentes

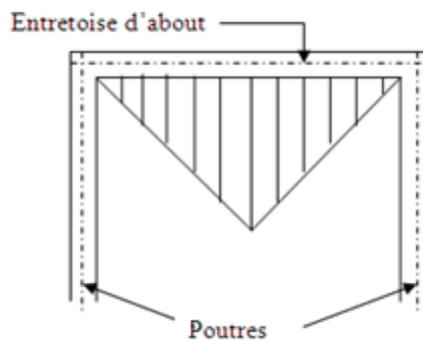


Figure 15: Répartition de la charge du poids de la dalle sur l'entretoise d'about

Les charges permanentes prises en compte sont :

- Poids propre de l'entretoise : $p_e = 0,30 \times 1,58 \times 2,5 = 1,185\text{t/ml}$;
- Poids de la dalle et du revêtement :

Pour faciliter le calcul, on va d'abord transformer la charge triangulaire g_h en une charge rectangulaire uniformément répartie g_r en utilisant la formule suivante :

$$g_r = \frac{g_h l_e}{3} = 0,553\text{t/ml}$$

La charge permanente à prendre en compte pour le calcul est donc :

$$G_e = p_e + g_r = 1,738\text{t/ml}.$$

➤ Calcul du moment :

Le moment maximal en travée est donné par l'application de la formule de la RDM en considérant que l'entretoise est encastree à ses deux extrémités.

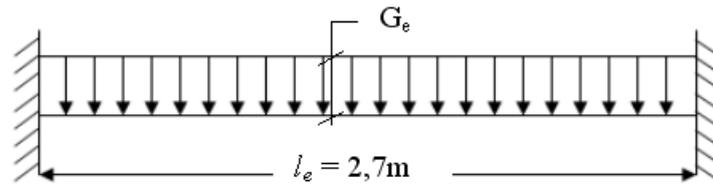


Figure 16: Schéma de calcul des entretoises sous charges permanentes

Le moment dans la section (S) d'abscisse x est défini par la relation suivante :

$$M_x = \frac{G_e}{12} (6lx - 6x^2 - l^2)$$

- A mi-travée :

En appliquant la formule ci-dessus, nous avons la relation suivante à mi-travée :

$$\text{Pour } x = \frac{l}{2}, M_x = \frac{G_e l^2}{24}.$$

Soient : A l'ELU : $M_u = 0,712\text{tm}$;

A l'ELS : $M_{\text{ser}} = 0,528\text{tm}$.

- Aux appuis :

Pour $x = 0$ et $x = l$, nous avons: $M_x = -\frac{G_e l^2}{12}$

Soient : A l'ELU : $M_u = -1,425\text{tm}$;

A l'ELS : $M_{\text{ser}} = -1,056\text{tm}$.

- Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant dans la section (S) d'abscisse x est défini par la relation suivante :

$$T(x) = \frac{G_e(l - 2x)}{2}$$

- A mi-travée :

A mi-travée, nous avons : pour $x = \frac{l}{2}$, $T(x) = 0\text{tm}$.

- Aux appuis :

Nous avons : pour $x = 0$ et $x = l$, nous avons: $T(x) = \frac{G_e l}{2}$.

Soient : A l'ELU : $T_u = 3,168\text{t}$;

A l'ELS : $T_{\text{ser}} = 2,346\text{t}$.

V.1.3 Calcul des sollicitations dus aux charges d'exploitation

a. Calcul du coefficient de majoration dynamique

Nous avons :
$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times l_e} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G_c}{S}}$$

Dans laquelle :

$l_e = 2,7\text{m}$, longueur de l'élément considéré;

$G_c = G_e \times 2,7 = 4,69\text{t}$: la charge permanente supportée par l'entretoise ;

$S = B_e = 20\text{t}$: la surcharge qui peut produire l'effet la plus défavorable sur l'entretoise est le système B_e .

Après calcul, nous avons : $\delta = 1,57$.

b. Calcul du moment fléchissant

Dans ce calcul de moment fléchissant, seul le système B est pris en compte. Pour le cas de la surcharge B_c , c'est la charge d'une roue de 6t de ce système seulement qui peut se déplacer transversalement sur la chaussée, c'est à dire le long de l'entretoise.

Pour pouvoir placer la surcharge B dans sa position la plus défavorable sur l'entretoise, nous allons d'abord tracer la ligne d'influence des réactions aux appuis et les éléments de réductions tout au long de l'entretoise, sous une charge mobile unitaire $P = 1$.

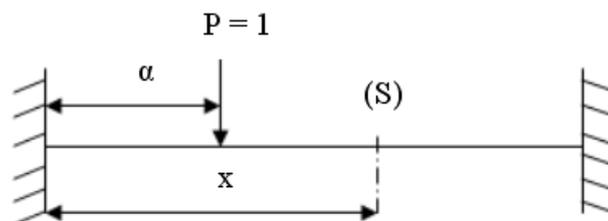


Figure 17: schéma de calcul de la ligne d'influence sous une charge unitaire

Les valeurs des fonctions d'influences seront calculées selon la méthode de calcul de la RDM suivante:

- Moment à l'encastrement en A : $M_A = -P \frac{\alpha(1-\alpha)^2}{l^2}$;
- Moment à l'encastrement en B : $M_B = -P \frac{\alpha^2(1-\alpha)}{l^2}$;
- Moment en travée :

Pour $\alpha \leq x$, nous avons :
$$M(x, \alpha) = -P \frac{\alpha(1-\alpha)^2}{l^2} + P \frac{(1-\alpha)^2(1+2\alpha)}{l^3} x - P(x - \alpha) ;$$

Et pour $\alpha \geq x$: $M(x, \alpha) = P \frac{(1-\alpha)^2[(1+2\alpha)x-\alpha]}{l^3}$.

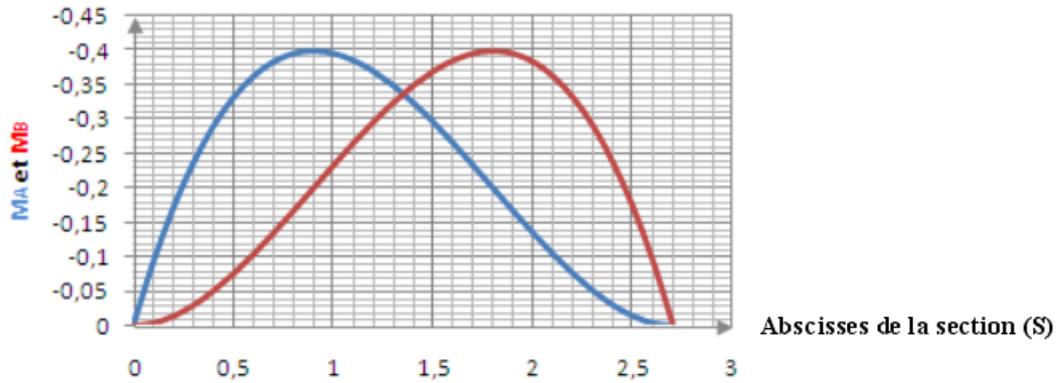


Figure 18: ligne d'influence des moments M_A et M_B

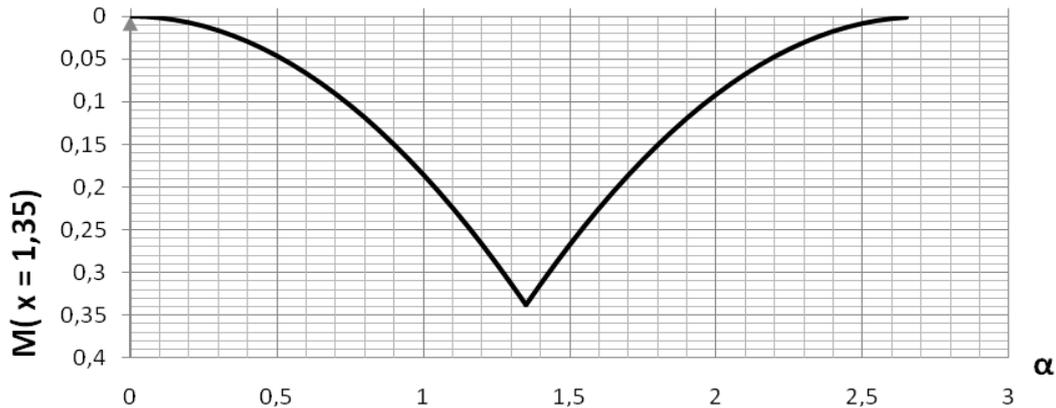


Figure 19: ligne d'influence du moment à mi-travée

- ✓ Aux appuis, d'après le tracé de la LI du moment, on constate que M_A est maximal lorsque la charge unitaire se place à l'abscisse $x = 0,9\text{m}$ de l'appui A pour un ordonnée $y = - 0,4\text{m}$, et l'autre roue est donc placée en dehors de la portée de l'entretoise à l'abscisse $x = 2,90\text{m}$ de l'appui A. Ce cas est le même pour l'encastrement en B en prenant l'origine des abscisses en B. Cette position est donc la plus défavorable pour les calculs des moments en A et en B.
- ✓ En travée, c'est au milieu que se trouve la position la plus défavorable c'est à dire lorsque la charge unitaire se place en $\alpha = \frac{l_e}{2} = 1,35\text{m}$, c'est-à-dire en abscisse $x = 1,35\text{m}$ qui correspond à $y = 0,3375\text{m}$.

En effet :

Pour le système B_c

- Aux appuis :

On a : A l'ELU $M_{Au}=M_{Bu}=1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,57 \times 6 \times (-0,4) = -5,616\text{tm}$;

A l'ELS : $M_{Aser}=M_{Bser} = \delta \sum P_i y_i = 1,57 \times 6 \times (-0,4) = -3,744\text{tm}$.

- En travée :

A l'ELU $M_{1,35u} = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,57 \times 6 \times (0,3375) = 4,769\text{tm}$;

A l'ELS : $M_{Aser}=M_{Bser} = \delta \sum P_i y_i = 1,57 \times 6 \times (0,3375) = 3,18\text{tm}$.

Pour le système B_e et B_r

Les moments aux appuis et en travée pour les deux autres systèmes B_e et B_r seront calculés avec les mêmes formules utilisées ci-dessus mais en remplaçant la valeur de la charge d'exploitation P_i par leurs valeurs convenables pour chaque système (B_e= 20t et B_r= 10t).

Le tableau suivant présente les valeurs des moments aux appuis et à mi-travée suivant le cas de la charge d'exploitation B et les deux états limites (ELU et ELS).

Tableau 55 : Valeurs des moments aux appuis et à mi-travée à l'ELS et à l'ELU du système B.

Surcharges	Moments fléchissants			
	Moments (tm)			
	Aux appuis		A mi-travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
B_c	-5,652	-3,77	4,769	3,18
B_e	-18,84	-12,56	15,90	10,60
B_r	-9,42	-6,28	7,95	5,30

c. Calcul des efforts tranchants

Comme les moments fléchissant, les valeurs des fonctions d'influences des efforts tranchants seront calculées selon la méthode de calcul de la RDM suivante:

- Pour $\alpha \geq x$: $V_A = P \frac{(l - \alpha)^2(l + 2\alpha)}{l^3}$;

- Pour $\alpha \leq x$: $V_B = -P \frac{l^3 - (l - \alpha)^2(l + 2\alpha)}{l^3}$.

Et nous avons la LI suivante tracée sous une charge unitaire P = 1:

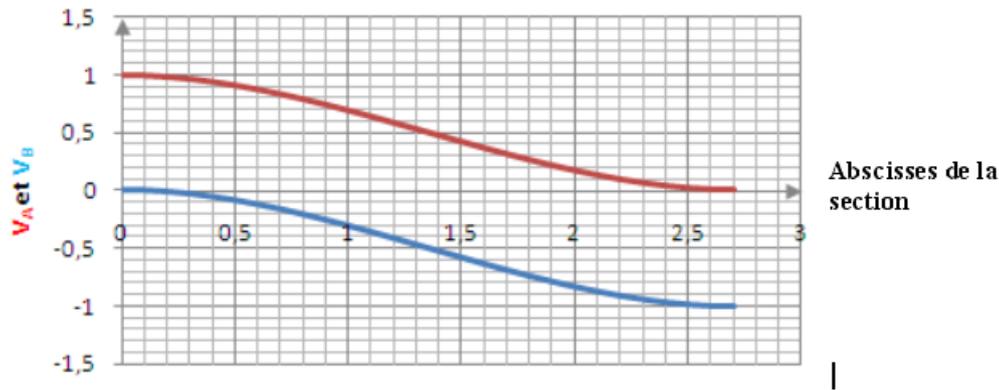


Figure 20: ligne d'influence des réactions V_A et V_B

D'après cette figure de la LI, V_A est maximal lorsque la charge unitaire se place à l'abscisse $x = 0\text{m}$ de l'appui A, c'est-à-dire que l'autre roue de l'essieu se trouve à $x' = 2\text{m}$ de l'appui A, ces abscisses ont pour ordonnée respectives $y = 1\text{m}$ et $y' = 0,167\text{m}$.

Inversement, V_B est maximal lorsque la charge unitaire se place à l'abscisse $x = 0\text{m}$ de l'appui B, c'est-à-dire que l'autre roue de l'essieu se trouve à $x' = 2\text{m}$ de l'appui B, et ces abscisses ont pour ordonnée respectives $y = 1\text{m}$ et $y' = 0,167\text{m}$.

Ainsi, nous avons :

Pour le système B_c

Nous avons : A l'ELU $V_A = -V_B = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,57 \times 6 \times (1 + 0,167) = 16,49\text{tm}$;

A l'ELS : $V_A = -V_B = \delta \sum P_i y_i = 1,57 \times 6 \times (1 + 0,167) = 10,99\text{tm}$.

Pour le système B_e

Nous avons : A l'ELU $V_A = -V_B = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,57 \times 20 \times 1 = 47,1\text{tm}$;

A l'ELS : $V_A = -V_B = \delta \sum P_i y_i = 1,57 \times 20 \times 1 = 31,4\text{tm}$.

Pour le système B_r

Nous avons : A l'ELU $V_A = -V_B = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,57 \times 10 \times 1 = 23,55\text{tm}$;

A l'ELS : $V_A = -V_B = \delta \sum P_i y_i = 1,57 \times 10 \times 1 = 15,7\text{tm}$.

L'effort à mi-travée est nul pour ces trois systèmes de surcharge.

V.1.4 Sollicitation de calcul des entretoises d'about

On ne va pas retenir que les sollicitations qui produisent les cas les plus défavorables. Le tableau suivant présente les valeurs de ces sollicitations de calcul pour les entretoises d'abouts :

Tableau 52: Sollicitations des entretoises d'abouts

Actions	Moment fléchissants (tm)			
	Aux appuis		A mi-travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Charges permanentes	-1,425	-1,056	0,712	0,528
Surcharges	-18,84	-12,56	15,90	10,60
TOTAL	-20,265	-13,616	16,612	11,128

Actions	Efforts tranchants (t)			
	Aux appuis		A mi-travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Charges permanentes	3,168	2,346	0	0
Surcharges	47,1	31,4	0	0
TOTAL	50,268	33,746	0	0

V.1.4 Calcul des armatures

a. Calcul d'armature longitudinale

➤ En travée :

Par hypothèse, nous avons :

$M_u = 16,612\text{Tm}$; $\theta = 0,85$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$

$d = 0,9h = 1,42\text{m}$;

• A l'ELU :

Nous avons :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,0165 < \mu_{lu} = 0,331, \text{ donc, on n'a pas besoin d'armature comprimée ;}$$

Nous pouvons poursuivre notre calcul par :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0208; z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 1,41\text{m}.$$

En effet, nous avons : $A_u = \frac{M_u}{z \times f_{ed}} = 3,4\text{cm}^2$.

• A l'ELS :

Par hypothèse, nous avons : $M_{ser} = 11,128\text{Tm}$; $\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \sigma_s} = 0,527$; $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$.

En effet, nous avons comme moment résistant du béton : $M_{rb} = \frac{1}{2}\bar{\alpha}_1(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3})bd^2\bar{\sigma}_{bc} = 197\text{tm} >$

M_{ser} : on n'a pas besoin d'armature comprimée.

Ainsi, nous pouvons continuer par le calcul de :

- $\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_s} = 0,00091$;
- $z_{b1} = \frac{15(40\mu_{ser} + 1)}{16(54\mu_{ser} + 1)} d = 1,32m$.

Ainsi, $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \sigma_s} = \mathbf{4,2cm^2}$.

➤ Aux appuis :

La méthode de calcul qu'on va utiliser est la même que ci-dessus pour les deux états limites.

Nous avons donc :

- A l'ELU :

Nous avons $M_u = 20,265tm$.

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,020$;
- $z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 1,40m$.

Ce qui donne comme section d'armature, égale à $A_u = \frac{M_u}{z \times f_{ed}} = \mathbf{4,14cm^2}$.

- A l'ELS :

Nous avons $M_{ser} = 13,616tm$, ainsi :

- $\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_s} = 0,0011$;
- $z_{b1} = \frac{15(40\mu_{ser} + 1)}{16(54\mu_{ser} + 1)} d = 1,31m$;

Et nous avons comme valeur de la section d'armature : $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \sigma_s} = \mathbf{5,14cm^2}$.

b. Calcul de l'armature minimale

L'armature minimale est calculée suivant la relation suivante :

$$A_{min} = \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \mathbf{5,14cm^2}.$$

D'après ces calculs, nous avons toujours $A_u < A_{ser} < A_{min}$ que ça soit en travée ou aux appuis et quelque soit l'état limite (ELU ou ELS).

En effet, nous allons prendre comme armature des entretoises d'about $A_{ea} = A_{min} = 5,14\text{cm}^2$, soit $A_{ea} = 4\text{HA14} = 6,16\text{cm}^2$.

c. Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton

La vérification de la contrainte tangentielle dans le béton consiste à comparer la valeur de la contrainte tangentielle de calcul τ avec celle de la contrainte tangentielle admissible τ_{adm} , suivant la relation suivante : $\tau < \tau_{adm}$.

Nous avons : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1,18\text{Mpa}$ avec $V_u = 50,268\text{t}$ et $\tau_{adm} = \min\left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4\text{Mpa}\right] = 2,5\text{Mpa}$.

Ce qui donne $\tau < \tau_{adm}$, l'armature d'âme droite est donc suffisante.

d. Calcul des armatures d'âmes

✓ Diamètre :

Le diamètre maximal des armatures doivent vérifier la condition suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left[\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right] = \min[14; 50,8; 30] = 14\text{mm}.$$

Prenons $\Phi_t = 8\text{mm}$ et comme nous avons **4HA14** comme armature longitudinale, on va prendre comme section d'armature transversale $A_t = 2\text{HA8} = 1\text{cm}^2$.

✓ Calcul de l'espacement théorique initial S_{t0} des armatures :

L'espacement des armatures S_t doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{A_t}{bS_{t0}} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u + 0,3kf_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Pour $\alpha = 90^\circ$, nous obtenons : $S_{t0} \leq \frac{0,9A_t f_e}{b\gamma_s (\tau_u - 0,3kf_{t28})} = 18,97\text{cm}$.

✓ Pourcentage minimal d'armature :

$$\frac{A_t}{bS_t} \cdot f_e \geq 0,4\text{Mpa}$$

La relation suivante doit être vérifiée : $S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = 33,33\text{cm}$.

La condition de pourcentage d'armature minimal est vérifiée.

✓ Espacement maximal :

L'écartement maximal est donné par la relation suivante :

$S_{t_m} \leq \min[0,9d;40cm] = \min[144;40cm] = 40cm$, donc l'écartement maximal est vérifié.

Nous avons comme écartement initial théorique $S_{t_o} = 18,97cm$, l'écartement initial réel sera choisi suivant la série de CAQUOT. La série de CAQUOT la plus proche de 18,97cm et qui vérifie la condition ci-dessus est de 20cm. En effet, l'écartement de départ sera :

$$S_{t_o} = \frac{20}{2} = 10cm.$$

✓ Répartition des armatures d'âmes :

La répartition se fait suivant la méthode de CAQUOT, soit : $1 \times 10 + 6 \times 20$.

e. Calcul des armatures de peau

Etant donné que la hauteur de l'entretoise est inférieure à 80cm, l'armature sera nécessaire afin d'éviter un masse de béton non armée d'une part et d'autre part pour minimiser le retrait du béton.

Par hypothèse, la fissuration est préjudiciable, la section d'armature de peau correspondant est de $A_p = 3cm^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la section de l'armature de peau, soit $A_p = 6HA10 = 4,74cm^2$.

f. Armature de montage

Nous allons prendre comme section d'armature de montage $A_m = 2HA10$.

V.2 Entretoises intermédiaires

V.2.1 Dimensions

Ce sont les dimensions prises en prédimensionnement qu'on va retenir, soient :

- Hauteur : $h_e = 1,53m$;
- Longueur : $l_e = 2,8m$;
- Epaisseur : $b_e = 0,30m$;
- Entraxe : $e_e = 7,196m$.

V.2.3 Calcul des sollicitations dus aux charges permanentes

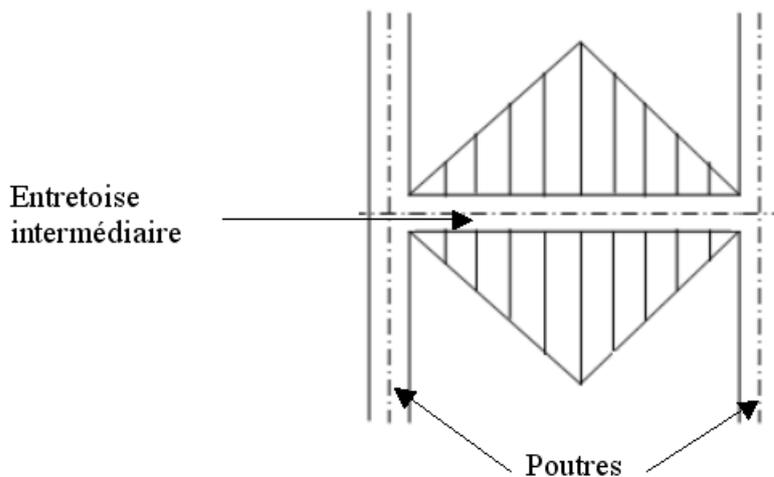


Figure 21: Répartition de la charge du poids de la dalle sur l'entretoise intermédiaire

Comme les entretoises d'about, les charges permanentes prises en compte sont :

- Poids propre de l'entretoise : $p_e = 0,30 \times 1,53 \times 2,5 = 1,148 \text{t/ml}$;
- Poids de la dalle et du revêtement :

La transformation de la charge triangulaire g_h en une charge rectangulaire uniformément

répartie g_r : $g_r = 2 \frac{g_h l_e}{3} = 1,146 \text{t/ml}$.

La charge permanente à prendre en compte pour le calcul est donc : $G_e = p_e + g_r = 2,294 \text{t/ml}$.

➤ Calcul du moment :

La méthode de calcul sera la même que celle utilisée pour les entretoises d'about.

Soit :

- A mi-travée :

$$\text{Pour } x = \frac{l}{2}, M_x = \frac{G_e l^2}{24}.$$

- A l'ELU : $M_u = 1,011 \text{tm}$;
- A l'ELS : $M_{\text{ser}} = 0,749 \text{tm}$.
- Aux appuis :

Pour $x = 0$ et $x = l$, nous avons: $M_x = -\frac{G_e l^2}{12}$

Soient : A l'ELU : $M_u = -2,023 \text{tm}$;

A l'ELS : $M_{\text{ser}} = -1,499 \text{tm}$.

➤ Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant dans la section (S) d'abscisse x est défini par la relation suivante :

$$T(x) = \frac{G_e(l - 2x)}{2}$$

- A mi-travée :

A mi-travée, nous avons : pour $x = \frac{l}{2}$, $T(x) = 0\text{tm}$.

- Aux appuis :

Nous avons : pour $x = 0$ et $x = l$, nous avons: $T(x) = \frac{G_e l}{2}$.

Soient : A l'ELU : $T_u = 4,336\text{t}$;

A l'ELS : $T_{\text{ser}} = 3,212\text{t}$.

V.2.4 Calcul des sollicitations dus aux charges d'exploitation

a. Calcul du coefficient de majoration dynamique

$$\text{Nous avons : } \delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times l_e} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G_c}{S}}$$

Dans laquelle :

$l_e = 2,8\text{m}$, longueur de l'élément considéré;

$G_c = G_e \times 2,8 = 6,423\text{t}$: la charge permanente supportée par l'entretoise ;

$S = B_e = 20\text{t}$: la surcharge qui peut produire l'effet la plus défavorable sur l'entretoise est le système B_e .

Après calcul, nous avons : $\delta = 1,52$.

b. Calcul du moment fléchissant

- ✓ Aux appuis, d'après le tracé de la LI du moment :

M_A est maximal lorsque la charge unitaire se place à l'abscisse $x = 0,95\text{m}$ de l'appui A pour un ordonnée $y = -0,42\text{m}$, et l'autre roue est donc placée en dehors de la portée de l'entretoise à l'abscisse $x = 2,95\text{m}$ de l'appui A.

- ✓ En travée, c'est au milieu que se trouve la position la plus défavorable c'est à dire

lorsque la charge unitaire se place en $\alpha = \frac{l_e}{2} = 1,4\text{m}$, c'est-à-dire en abscisse $x = 1,4\text{m}$

qui correspond à $y = 0,35\text{m}$.

En effet :

Pour le système B_c

- Aux appuis :

On a : A l'ELU $M_{Au}=M_{Bu}=1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,52 \times 6 \times (-0,42) = -5,859tm$;

A l'ELS : $M_{Aser}=M_{Bser}=\delta \sum P_i y_i = 1,52 \times 6 \times (-0,42) = -3,906tm$.

- En travée :

A l'ELU $M_{1,35u} = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,52 \times 6 \times (0,35) = 4,88tm$;

A l'ELS : $M_{Aser}=M_{Bser}=\delta \sum P_i y_i = 1,52 \times 6 \times (0,35) = 3,255tm$.

Pour le système B_e et B_r

Les moments aux appuis et en travée pour les deux autres systèmes B_e et B_r seront calculés avec les mêmes formules utilisées ci-dessus mais en remplaçant la valeur de la charge d'exploitation P_i par leurs valeurs convenables pour chaque système (B_e= 20t et B_r= 10t).

Le tableau suivant présente les valeurs des moments aux appuis et à mi-travée suivant le cas de la charge d'exploitation B et les deux états limites (ELU et ELS).

Tableau 53 : Valeurs des moments aux appuis et à mi-travée à l'ELS et à l'ELU du système B.

Surcharges	Moments fléchissants			
	Moments (tm)			
	Aux appuis		A mi-travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
B _c	-5,75	-3,83	4,79	3,19
B _e	-19,15	-12,77	15,96	10,64
B _r	-9,58	-6,38	7,98	5,32

g. Calcul des efforts tranchants

V_A est maximal lorsque la charge unitaire se place à l'abscisse x = 0m de l'appui A, l'autre roue de l'essieu à x' = 2m de l'appui A, leurs ordonnées respectives : y = 1m et y' = 0,198m.

Inversement, V_B est maximal lorsque la charge unitaire se place à l'abscisse x = 0m de l'appui B, l'autre roue de l'essieu se trouve à x' = 2m de l'appui B, leurs ordonnées respectives y = 1m et y' = 0,198m.

Ainsi, nous avons :

Pour le système B_c

Nous avons : A l'ELU $V_A = -V_B = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,52 \times 6 \times (1 + 0,198) = 16,39tm$;

$$\text{A l'ELS : } V_A = -V_B = \delta \sum P_i y_i = 1,52 \times 6 \times (1 + 0,198) = 10,93 \text{tm.}$$

Pour le système B_e

Nous avons : A l'ELU $V_A = -V_B = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,52 \times 20 \times 1 = 45,6 \text{tm}$;

$$\text{A l'ELS : } V_A = -V_B = \delta \sum P_i y_i = 1,52 \times 20 \times 1 = 30,4 \text{tm.}$$

Pour le système B_r

Nous avons : A l'ELU $V_A = -V_B = 1,5\delta \sum P_i y_i = 1,5 \times 1,52 \times 10 \times 1 = 22,8 \text{tm}$;

$$\text{A l'ELS : } V_A = -V_B = \delta \sum P_i y_i = 1,52 \times 10 \times 1 = 15,2 \text{tm.}$$

L'effort à mi-travée est nul pour ces trois systèmes de surcharge.

V.2.4 Sollicitation de calcul des entretoises intermédiaires

Actions	Moment fléchissants (tm)			
	Aux appuis		A mi-travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Charges permanentes	-2,023	-1,499	1,011	0,749
Surcharges	-19,15	-12,77	15,96	10,64
TOTAL	-21,173	-14,269	16,971	11,389

Actions	Efforts tranchants (t)			
	Aux appuis		A mi-travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Charges permanentes	4,336	3,212	0	0
Surcharges	45,6	30,4	0	0
TOTAL	49,936	33,612	0	0

V.2.4 Calcul des armatures

a. Calcul d'armature longitudinale

➤ En travée :

Par hypothèse, nous avons :

$$M_u = 16,971 \text{Tm}; \theta = 0,85; \gamma_b = 1,5; \gamma_s = 1,15; f_{c28} = 25 \text{MPa}; f_c = 400 \text{MPa}$$

$$d = 0,9h = 1,377 \text{m};$$

• A l'ELU :

Nous avons :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,0179 < \mu_{lu} = 0,2765, \text{ donc, on n'a pas besoin d'armature comprimée ;}$$

Nous pouvons poursuivre notre calcul par :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0225; z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 1,36 \text{m.}$$

En effet, nous avons : $A_u = \frac{M_u}{z \times f_{ed}} = 3,57 \text{cm}^2$.

- A l'ELS :

Par hypothèse, nous avons : $M_{ser} = 11,389 \text{Tm}$; $\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,527$; $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$.

En effet, nous avons comme moment résistant du béton : $M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 185 \text{tm} >$

M_{ser} : on n'a pas besoin d'armature comprimée.

Ainsi, nous pouvons continuer par le calcul de :

- $\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = 0,001$;
- $z_{b1} = \frac{15(40\mu_{ser} + 1)}{16(54\mu_{ser} + 1)} d = 1,27 \text{m}$.

Ainsi, $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \sigma_s} = 4,3 \text{cm}^2$.

➤ Aux appuis :

- A l'ELU :

Nous avons $M_u = 21,173 \text{tm}$.

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,0223$;
- $z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 1,36 \text{m}$.

Ce qui donne comme section d'armature, égale à $A_u = \frac{M_u}{z \times f_{ed}} = 4,46 \text{cm}^2$.

- A l'ELS :

Nous avons $M_{ser} = 14,269 \text{tm}$, ainsi :

- $\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = 0,00124$;
- $z_{b1} = \frac{15(40\mu_{ser} + 1)}{16(54\mu_{ser} + 1)} d = 1,27 \text{m}$;

Et nous avons comme valeur de la section d'armature : $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \sigma_s} = 5,57 \text{cm}^2$

b. Calcul de l'armature minimale

$$A_{\min} = \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = 4,98 \text{cm}^2 < A_{\text{ser}} \text{ aux appuis.}$$

Nous allons prendre comme section d'armature (aux appuis et en travée) des entretoises intermédiaire $A_{\text{ei}} = A_{\text{ser}} = 5,57 \text{cm}^2$, soit $A_{\text{ei}} = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{cm}^2$.

c. Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton :

Nous avons : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1,21 \text{Mpa}$ avec $V_u = 49,936 \text{tm}$ et

$$\tau_{adm} = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{Mpa} \right] = 2,5 \text{Mpa.}$$

Ce qui donne $\tau < \tau_{adm}$, l'armature d'âme droite est donc suffisante.

d. Calcul des armatures d'âmes

✓ Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left[\phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right] = \min [14; 43,7; 3] = 14 \text{mm.}$$

Prenons $\Phi_t = 8 \text{mm}$. La section d'armature transversale $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{cm}^2$.

✓ Calcul de l'espacement théorique initial S_{t0} des armatures :

$$\frac{A_t}{bS_{t0}} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u + 0,3kf_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Pour $\alpha = 90^\circ$, nous obtenons : $S_{t0} \leq \frac{0,9A_t f_e}{b\gamma_s (\tau_u - 0,3kf_{t28})} = 17,99 \text{cm.}$

✓ Pourcentage minimal d'armature :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = 33,33 \text{cm.}$$

La condition de pourcentage d'armature minimal est vérifiée.

✓ Espacement maximal :

$$S_{tm} \leq \min [0,9d; 40 \text{cm}] = \min [124; 40 \text{cm}] = 40 \text{cm, donc l'écartement maximal est vérifié.}$$

L'écartement initial théorique $S_{t0} = 17,99 \text{cm}$, La série de CAQUOT la plus proche de 17,99cm et qui vérifie la condition ci-dessus est de 16cm. En effet, l'écartement de départ sera

$$S_{t0} = \frac{16}{2} = 8 \text{cm.}$$

✓ Répartition des armatures d'âmes :

La répartition se fait suivant la méthode de CAQUOT, soit : $1 \times 8 + 8 \times 16$.

e. Calcul des armatures de peau

La section des armatures de peau des entretoises intermédiaires est la même que celle des entretoises d'about.

Disposition constructive

Distance entre les barres :

✓ Verticalement :

La distance entre les barres doit vérifier la relation suivante : $e_v \geq \max[\phi; c_g]$

Dans laquelle :

e_v : la distance libre verticale entre deux barres isolées ou deux paquets ou une barre isolée et un paquet.

c_g : le plus gros dimension du granulat utilisé dans le béton. Pour les gravillons de granularité 5/20, on prend en général 2cm.

Soit donc : $e_v \geq \max[1,4;2] = 2\text{cm}$.

✓ Horizontalement :

La distance entre deux barres ou deux files verticales doit assurer le passage de l'aiguille de vibration du béton pour réaliser un bétonnage correct entre elles. La relation suivante doit être vérifiée :

$$\text{et } \begin{cases} e_h \geq 8\text{cm pour } \phi < 25\text{cm} ; \\ e_h \geq 10\text{cm pour } \phi \geq 25\text{cm}. \end{cases}$$

Dans laquelle :

e_h la distance libre horizontale entre deux barres isolées ou deux paquets ou une barre isolée et un paquet.

✓ Encrage des barres :

Pour les barres longitudinales nous utilisons le crochet à 45° avec retour droit égal à :

$$6\phi = 6 \times 1,4 \simeq 9 \text{ cm};$$

Pour les étriers et épingles nous utilisons le crochet normal avec retour droit de longueur :

$$5\phi = 5 \times 0,8 = 4 \text{ cm} ;$$

Pour les cadres nous utilisons le crochet à 45° avec retour droit de longueur $10\phi = 8 \text{ cm}$.

CHAPITRE VI : ETUDE DES POUTRES PRINCIPALES

VI.1 Sections des poutres préfabriquées

Les dimensions des sections des poutres aux appuis et à mi-travée sont présentées par les figures suivantes :

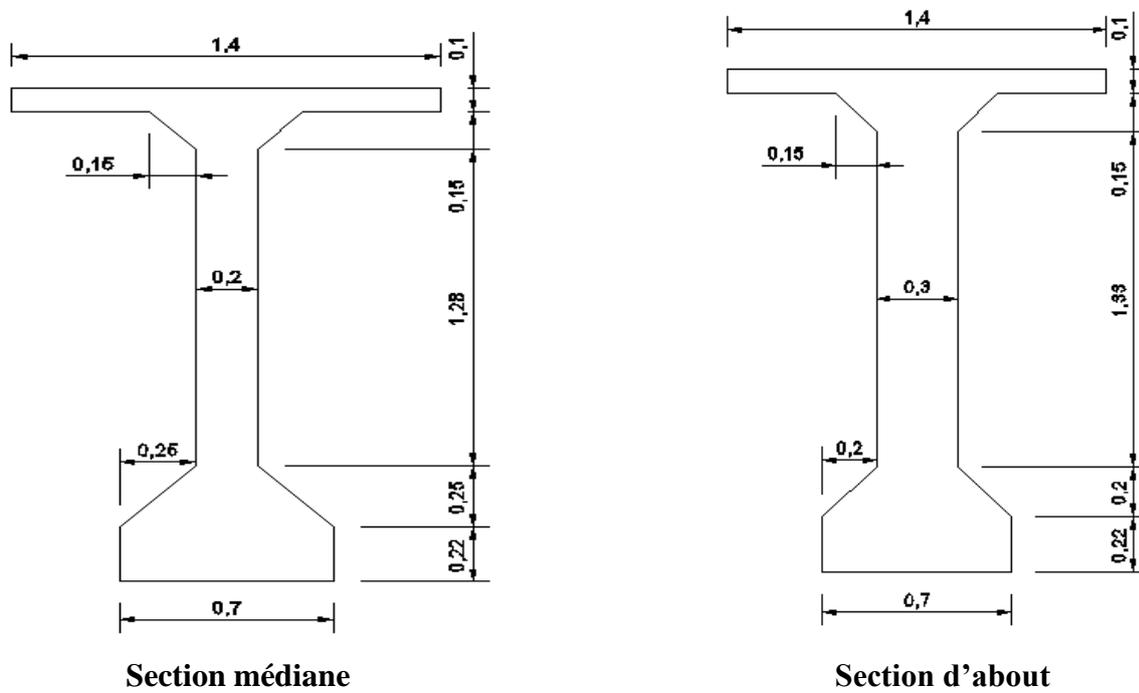


Figure 22: Section des poutres préfabriquées

VI.2 Calcul des sollicitations

VI.2.1 Charges et surcharges

a. Charges permanentes

✓ Charges :

- Poids propre de la poutre préfabriquée : $3 \times 0,715 \times 2,5 = 5,363\text{t/ml}$;
- Poids propre de la dalle : $0,20 \times 9 \times 2,5 = 4,5\text{t/ml}$;
- Poids propre des entretoises :
 - Médiane : $2 \times 4 \times 0,3 \times 1,53 \times 2,5 \times 2,8/35,98 = 0,71\text{t/ml}$;
 - About : $2 \times 2 \times 0,3 \times 1,58 \times 2,5 \times 2,7/35,98 = \underline{0,36\text{t/ml}}$.

1,07t/ml

Au total, nous avons : $G_1 = 10,933\text{t/ml}$.

✓ Charge des superstructures :

- Poids du parapet : $g_p = 2 \times 0,06 = 0,120\text{t/ml}$;
- Poids du revêtement du tablier : $0,04 \times 7 \times 2,3 = 0,644\text{t/ml}$;

- Poids propre des trottoirs : $2 \times 1 \times 0,15 \times 2,5 = 0,750\text{t/ml}$;

Au total, nous avons : $G_2 = 1,514\text{t/ml}$.

La charge permanente en service est donc : $G_{ps} = G_1 + G_2 = 12,447\text{t/ml}$.

b. Surcharges

- **Surcharge de la chaussée**

La chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est définie par la relation suivante :

$$A_l = 230 + \frac{36000}{l + 12}$$

Pour $l = 35,98\text{m}$, nous avons : $A_l = 980,313\text{Kg/m}^2$

- **Surcharge de trottoir**

Une surcharge uniforme de $A_{tr} = 0,15\text{t/m}^2$ sera appliquée de façon à obtenir l'effet maximal envisagé.

- **Surcharge du système B**

Les surcharges du système B sont susceptibles de majoration dynamique, ce coefficient est

$$\text{donné par : } \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times l} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G_c}{S}}$$

$l = 35,98\text{m}$, longueur de la travée de calcul;

$G_c = 466,260\text{t}$: poids total de l'ouvrage dans la travée de calcul ;

$S = 120\text{t}$: poids total maximal des essieux du système B_c disposées sur cette travée (D'après le fascicule 61, dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux et on a 2 sens donc 4 camions).

Soit, $\delta = 1,08$.

VI.3 Coefficient de répartition transversal (CRT)

La méthode qu'on va adopter pour le calcul du coefficient de répartition transversal sera celle

de la compression excentrée à condition que la relation suivante soit vérifiée : $\frac{b}{l} \leq 0,5$, dans

laquelle :

$b = 6,2\text{ m}$: largeur entre les parements extrêmes des poutres de rive ;

$l = 35,98\text{ m}$: longueur de travée de calcul.

Soit, $\frac{b}{l} = 0,172 < 0,5$, donc nous pouvons utiliser la méthode de la compression excentrée

pour le calcul du CRT.

VI.3.1 Hypothèse de calcul pour la compression excentrée

La déformation de la section transversale de la superstructure est nulle. Par conséquent, comme les poutres ont même moment d'inertie, toutes charges, réparties de façon symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont, se divise entre les poutres principales en partie égales.

a.Principes fondamentaux de la méthode

- Pour pouvoir placer une charge donnée dans la position la plus défavorable, nous allons d'abord tracer la ligne d'influence de la réaction V_i de la poutre i sous une charge unitaire et qui se déplace transversalement (les poutres principales sont considérées comme des appuis) ;
- Ensuite, on place la charge donnée au droit de l'ordonnée maximal de la LI ;
- Et on calcul le CRT pour cette charge en appliquant les formules suivantes :
 - $\eta = 0,5 \sum y_k$ pour une charge concentrée ;
 - $\eta = \Omega$ pour une charge uniformément répartie.

Dans laquelle :

y_k : Ordonnée de la LI de la réaction V_i sous la charge concentrée ;

Ω : aire algébrique d'une partie de la LI de la réaction V_i située sous la charge répartie.

Tracé de la LI de V_i

Les ordonnées de la LI pour le tracé :

✓ Pour les poutres de rive :

$$\text{Et } \begin{cases} y_r = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2} = 0,833\text{m} ; \\ y_r' = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2} = -0,167\text{m} \end{cases}$$

Dans laquelle :

$a_1 = 6\text{m}$: la distance entraxe de deux poutres de rive ;

$a_i = 6\text{m}$: distance entraxe de la poutre (appui) étudiée et une poutre symétrique à celle-ci par rapport à l'axe longitudinal du pont ;

$n = 3$: nombre de poutre principale.

✓ Pour la poutre intermédiaire :

$$\begin{cases} y_r = \frac{1}{n} - \frac{a_i a_1}{2 \sum a_i^2} = 0,333\text{m} ; \\ y_r = \frac{1}{n} - \frac{a_i a_1}{2 \sum a_i^2} = 0,333\text{m} \end{cases}$$

Avec $a_1 = 6\text{m}$; $a_i = 0\text{m}$ et $n = 3$.

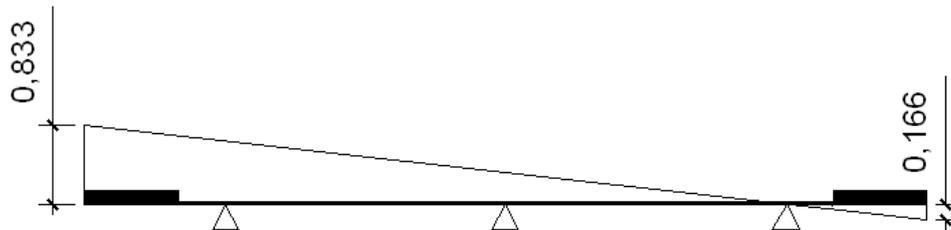


Figure 23 :: LI de la réaction de la poutre de rive



Figure 24: LI de la réaction de la poutre intermédiaire

En tenant compte des hypothèses de calcul, nous avons les résultats des valeurs de CRT résumés dans le tableau suivant :

Tableau 54: Valeurs de CRT

POUTRE	SURCHARGE	TYPE DE SURCHARGE	CRT : η
Extérieures	A_l	Répartie et symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont	0,333
	B_c	Concentrée	0,775
	A_{tr}	Répartie	0,825
Intermédiaire	A_l	Répartie et symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont	0,333
	B_c	Concentrée	0,667
	A_{tr}	Répartie	0,667

VI.4 Détermination des sollicitations

Nous allons calculer les sollicitations après avoir tracé la LI en assimilant la structure à une poutre reposant sur deux appuis simples.

✓ Ligne d'influence des moments fléchissants :

Les lignes d'influences du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans une section (Σ) d'abscisse x fixée, sous l'action d'une charge unitaire d'abscisse α variables sont les suivantes :

Si la charge unitaire se trouve à gauche de la section (Σ), nous avons :

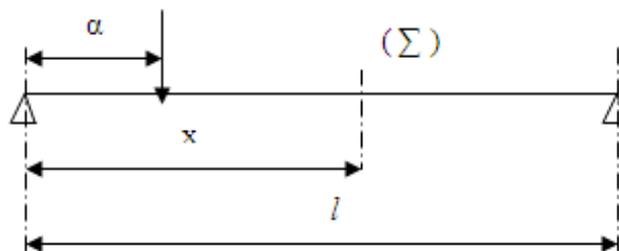


Figure 25: Schéma de calcul de la LI pour $\alpha < x$

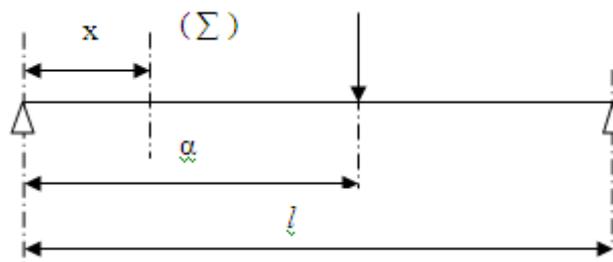


Figure 26 : Schéma de calcul de la LI pour $\alpha > x$

Les expressions des fonctions d'influences des sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

Position de α	Efforts tranchants $V(\alpha, x)$	Moments fléchissants
$\alpha < x$	$-\frac{\alpha}{l}$	$\alpha(1 - \frac{x}{l})$
$\alpha > x$	$1 - \frac{\alpha}{l}$	$x(1 - \frac{\alpha}{l})$

Les LI sont présentées par les figures suivantes :

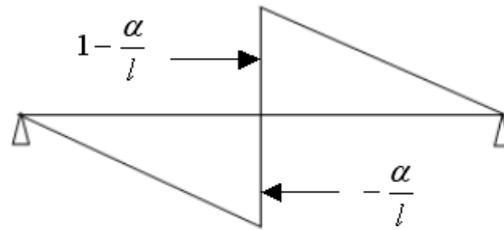
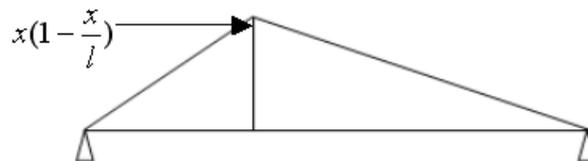


Figure 27: LI des efforts tranchants



LI des moments fléchissants

Figure 28: LI des sollicitations

- Pour une charge concentrée P_i , nous avons :

$M_x = P_i \times y_i$ dans laquelle y_i : ordonnée de P_i correspondant à la LI du moment ;

$P_x = P_i \times y_i$ dans laquelle y_i : ordonnée de P_i correspondant à la LI de l'effort tranchant.

Dans le cas de plusieurs charges P_i , nous avons comme expressions, nous avons :

$M_x = \sum P_i \times y_i$ dans laquelle y_i : ordonnée de P_i correspondant à la LI du moment ;

$P_x = \sum P_i \times y_i$ dans laquelle y_i : ordonnée de P_i correspondant à la LI de l'effort tranchant.

- Pour une charge uniformément répartie d'intensité q sur une longueur l_1 à l_2 :

$M_x = P_i \times \omega$ dans laquelle ω : aire de la LI du moment entre l_1 et l_2 ;

$V_x = P_i \times \omega$ dans laquelle ω : aire de la LI de l'effort tranchant entre l_1 et l_2 ;

VI.3.3 Sollicitations dues aux charges permanentes

Nous déterminons les sollicitations aux différentes abscisses 0 ; 0,1L ; 0,2 L ; 0,3 L ; 0,4 L ; 0,5 l ($l = 35,98\text{m}$: longueur de travée de calcule)

Les aires des LI correspondants aux différentes abscisses ci-dessus seront données par les tableaux suivant :

Tableau 55: Aires et ordonnées des Lignes d'influences des moments fléchissants

Abscisse de x d la section (m)	Ω_p [m ²]	Y_i (m)
0	0	0
0,1l	58,255	3,238
0,2l	103,565	5,757
0,3l	135,929	7,556
0,4l	155,347	8,635
0,5l	161,820	8,995

Tableau 56 : Aires des LI des efforts tranchants

Abscisse de x de la section (m)	Y _p (m)	Y _n (m)	Ω _p [m ²]	Ω _n [m ²]
0	1	0	14,5719	0
0,1l	0,9	-0,1	11,5136	-0,180
0,2l	0,8	-0,2	8,8151	-0,720
0,3l	0,7	-0,3	6,4764	-1,619
0,4l	0,6	-0,4	4,4975	-2,878
0,5l	0,5	-0,5		-4,498

Dans lequel :

ω_p : l'aire de la partie positive de la LI ;

ω_n : aire de la partie négative de la LI ;

y_p et y_n : respectivement l'ordonnée de la LI dans la partie positive et négative.

Le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants dus aux charges permanentes seront calculés suivant la formule (de la charge uniformément répartie) définie dans le paragraphe(VI.4) ci-dessus. La valeur de P_i sera prise égale à :

- P_i = $\frac{G_1}{3} = 3,644\text{t/ml}$ comme une charge de la mise en tension d'une poutre de rive ;
- P_i = $\frac{G_2}{3} = 4,149\text{t/ml}$ comme charge permanente de mise en service.

Les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants dus aux charges permanentes seront résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 57: Valeurs des moments fléchissants dus aux charges permanentes

Abscisse x de la section (m)	Moments fléchissants (tm)	
	Mise en tension	Mise en service
0	0	0
0,1l	212,301	241,701
0,2l	377,425	429,691
0,3L	495,370	563,969
0,4L	566,137	644,536
0,5L	589,726	671,391

Tableau 58: valeurs des efforts tranchants dus aux charges permanentes

Abscisse x de la section (m)	Efforts tranchants (t)			
	Mise en tension		Mise en service	
	V _p	V _n	V _p	V _n
0	65,562	0	74,641	0
0,1l	53,110	-0,656	60,459	-0,746
0,2l	41,960	-2,623	47,770	-2,986
0,3L	32,125	-5,901	36,574	-6,718
0,4L	23,602	-10,490	26,871	-11,943
0,5L	16,390	-16,390	18,660	-18,660

V_p : effort tranchant dans la partie positive ;

V_n : effort tranchant dans la partie négative.

VI.4.1 Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation

a. Moment fléchissants

- Surcharge A₁ :

La surcharge A₁ ne sera pas affectée par le CMD. Le moment fléchissant du au surcharge A₁

est exprimé par la relation suivante : $M_{(A_1)} = A_1 \times \eta_A \times \Omega \times \frac{l_r}{n}$

Dans laquelle :

A₁ : la surcharge de chaussée qui est égale à 0,980t/m² ;

η_A : égale à CRT (voir tableau n°54) ;

Ω : l'aire de la LI du moment fléchissant (voir tableau n°55) ;

l_r : largeur roulable égale à 7m ;

n : nombre de poutre.

- Surcharge B_c :

Le moment fléchissant du au surcharge B_c est calculé suivant la formule suivante :

$$M_{Bc} = \frac{1}{n} \times \eta_{Bc} \times \beta_o \times \delta \times \sum P_i y_i$$

Dans laquelle :

Y_i : Ordonnée de la LI, pour obtenir la valeur la plus défavorable de cet ordonné, on déplace la surcharge B_c tout au long de la travée de calcul jusqu'à obtenir la valeur maximal de Y_i ;

η_{Bc} : CRT(voir tableau n°54) ;

δ : CMD ;

β_o : Coefficient dépendant du nombre de voies de circulation défini par le fascicule 61 par le tableau suivant :

Nombre de voie	1	2	3	4
β_o	1	0,9	0,8	0,7

- Surcharge de trottoir

Le moment du au surcharge de trottoir est obtenu en utilisant la formule suivante :

$$M_{tr} = \frac{l_r}{n} \times \eta_{tr} \times \Omega \times l_{tr} \times A_r$$

η_{tr} : CRT (voir tableau n°54) ;

Ω : l'aire de la LI du moment fléchissant ;

l_{tr} : La largeur du trottoir égale à 1m.

En appliquant ces formules, nous avons les valeurs des moments fléchissants de la poutre dus aux surcharges d'exploitation dans les tableaux suivante :

Tableau 59: Moments fléchissants de la poutre de rive dus aux surcharges d'exploitation

Abscisse x de la section (m)	Surface Ω [m ²]	$\sum P_i y_i$	M_{Al} (tm)	M_{Bc} (tm)	M_{Atr} (tm)	M_{max} (tm)
0	0	0	0	0	0	0
0,1l	58,255	142,42	44,359	35,930	2,403	44,359
0,2l	103,565	216,96	78,860	54,735	4,272	78,860
0,3l	135,929	278	103,504	70,134	5,607	103,504
0,4l	155,347	352	118,291	89,0549	6,408	118,291
0,5l	161,820	382	123,219	96,472	6,6751	123,219

Tableau 60: Moments fléchissants de la poutre centrale dus aux surcharges d'exploitation

Abscisse x de la section (m)	Surface Ω [m ²]	$\sum P_i y_i$	M _{Al} (tm)	M _{Bc} (tm)	M _{Atr} (tm)	M _{max} (tm)
0	0	0	0	0	0	0
0,1l	58,255	142,42	44,359	30,923	3,886	44,359
0,2l	103,565	216,96	78,860	47,107	6,908	78,860
0,3l	135,929	278	103,504	60,360	9,066	103,504
0,4l	155,347	352	118,291	76,645	10,362	118,291
0,5l	161,820	382	123,219	83,028	10,793	123,219

Pour la poutre centrale, on a pris $A'_{tr} = 2 \times A_{tr} = 2 \times 0,15 = 0,30\text{t/ml}$ comme surcharge d'exploitation puisque les deux trottoirs influent sur cette poutre.

b. Efforts tranchants

Dans une section quelconque d'abscisse x de la poutre principale, les efforts tranchants dus aux surcharges sont données par les relations suivantes :

✓ Pour la surcharge A_l :

Les efforts tranchants dus à la surcharge A_l sont obtenus par la formule suivante :

$$\max V_{Al} = V_{Alp} = A_l \times \eta_{Al} \times \Omega_p \times \frac{l_r}{n}$$

$$\min V_{Al} = V_{Aln} = A_l \times \eta_{Al} \times \Omega_n \times \frac{l_r}{n}$$

✓ Pour la surcharge B_c :

$$\max V_{Bc} = V_{Bcp} = \frac{1}{n} \eta_{Bc} \beta_o \delta \sum P_i y_{pi}$$

$$\min V_{Bc} = V_{Bcn} = \frac{1}{n} \eta_{Bc} \beta_o \delta \sum P_i y_{ni}$$

✓ Pour la surcharge A_{tr} :

$$\max V_{Atr} = V_{Atrp} = \frac{l_r}{n} \eta_A \Omega_p A_{tr}$$

$$\min V_{Atr} = V_{Atrn} = \frac{l_r}{n} \eta_A \Omega_n A_{tr}$$

La charge à prendre en compte pour la surcharge de trottoir est :

- Pour la poutre de rive : $A_{tr} = 0,15\text{t/m}^2$;
- Pour la poutre centrale : $A'_{tr} = 2 \times A_{tr} = 0,30\text{t/m}^2$.

En appliquant ces formules, nous avons les valeurs des efforts tranchants de la poutre dus aux surcharges d'exploitation dans les tableaux suivante :

Tableau 61: poutre de rive

Abscisse x de la section (m)	Ω_n (m ²)	Ω_p (m ²)	Efforts tranchants (t)			
			V_{Al}		V_{tr}	
			V_{Alp}	V_{Aln}	V_{trp}	V_{trn}
0	0	17,99	13,699	0	5,195	0
0,1l	-0,1799	14,5719	11,096	-0,137	4,208	-0,052
0,2l	-0,7196	11,5136	8,767	-0,548	3,325	-0,208
0,3l	-1,6191	8,8151	6,712	-1,233	2,545	-0,468
0,4l	-2,8784	6,4764	4,932	-2,192	1,870	-0,831
0,5l	-4,4975	4,4975	3,425	-3,425	1,299	-1,299

Tableau 62: Poutre centrale

Abscisse x de la section (m)	Ω_n (m ²)	Ω_p (m ²)	Efforts tranchants (t)			
			V_{Al}		V_{tr}	
			V_{Alp}	V_{Aln}	V_{trp}	V_{trn}
0	0	17,99	13,699	0	8,400	0
0,1l	-0,1799	14,5719	11,096	-0,137	6,804	-0,084
0,2l	-0,7196	11,5136	8,767	-0,548	5,376	-0,336
0,3l	-1,6191	8,8151	6,712	-1,233	4,116	-0,756
0,4l	-2,8784	6,4764	4,932	-2,192	3,024	-1,344
0,5l	-4,4975	4,4975	3,425	-3,425	2,100	-2,100

Tableau 63: efforts tranchants de la poutre de rive dus à la surcharge B_c

Abscisse x		Efforts tranchants (t)	
		RIVE	CENTRALE
0l	44,58	11,247	9,679
0,1l	41,22	10,399	8,950
0,2l	33,9	8,552	7,360
0,3l	27,3	6,887	5,927
0,4l	19,5	4,919	4,234
0,5l	12,3	3,103	2,671

D'après ces tableaux, c'est toujours la surcharge A_l qui produit l'effet le plus défavorable et ce sont ces valeurs qu'on va utiliser dans la combinaison d'action.

VI.5 Combinaisons d'action

A chaque phase, nous devons déterminer les sollicitations M et V suivant les états limites considérés. Posons S^{ELS} et S^{ELU} les sollicitations aux états limites. S représente M ou V suivants les calculs. Par conséquent, les différentes combinaisons pour chaque phase sont :

- ✓ Pour la phase de mise en tension :

$$S^{ELS} = S_{CP}^{ELS}$$

$$S^{ELU} = 1,35S_{CP}^{ELU}$$

- ✓ Pour la phase de mise en service :

$$S^{ELS} = S_{CP}^{ELS} + 1,2[\max(S_{Al}; S_{Bc}) + S_t]$$

$$S^{ELU} = 1,35S_{CP}^{ELU} + 1,5 \times 1,07[\max(S_{Al}; S_{Bc}) + S_t]$$

Après calculs, nous avons les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau 64 :Sollicitations aux états limites des poutres en phase de mise en tension

MISE EN TENSION						
x	MOMENTS FLECHISSANTS (tm)		EFFORTS TRANCHANTS (t)			
			ELU		ELS	
	ELU	ELS	min	max	min	max
0	0	0	0	88,508	0	65,562
0,1	286,607	212,301	-0,885	71,692	-0,656	53,105
0,2	509,523	377,425	-3,540	56,645	-2,622	41,959
0,3	668,750	495,370	-7,966	43,369	-5,901	32,125
0,4	764,285	566,137	-14,161	31,863	-10,490	23,602
0,5	796,130	589,726	-22,127	22,127	-16,390	16,390

Tableau 65 :Sollicitation aux états limites de la poutres centrale en phase d'exploitation

MISE EN SERVICE (poutre centrale)						
x	MOMENTS FLECHISSANTS (tm)		EFFORTS TRANCHANTS (t)			
			ELU		ELS	
	ELU	ELS	min	max	min	max
0	0	0	0	136,232	0	101,158
0,1	403,729	299,594	-1,362	110,348	-1,012	81,938
0,2	717,740	532,612	-5,449	87,189	-4,046	64,741
0,3	942,034	699,054	-12,261	66,754	-9,104	49,568
0,4	1076,610	798,919	-21,797	49,044	-16,185	36,417
0,5	1121,469	832,207	-34,058	34,058	-25,290	25,290

Tableau 66 : Sollicitation aux états limites des poutres de rive en phase d'exploitation

MISE EN SERVICE (poutre de rive)						
x	MOMENTS FLECHISSANTS (tm)		EFFORTS TRANCHANTS (t)			
	ELU	ELS	ELU		ELS	
	ELU	ELS	Min	Max	min	Max
0	0	0	0	131,088	0	97,312
0,1	401,349	297,815	-1,311	106,182	-0,973	78,823
0,2	713,510	529,450	-5,244	83,897	-3,892	62,280
0,3	936,482	694,902	-11,798	64,233	-8,758	47,683
0,4	1070,265	794,174	-20,974	47,192	-15,570	35,032
0,5	1114,859	827,265	-32,772	32,772	-24,328	24,328

VI.6 Vérification de la section du béton

La vérification de la section de la poutre est nécessaire pour le calcul de la précontrainte

VI.6.1 Grandeur géométrique de la poutre

a. Détermination du centre de gravité de la poutre :

La position du centre de gravité y_G de la section de la poutre par rapport à la fibre

supérieure est donnée par la formule suivante : $y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$

Dans laquelle :

. S_i : Section de l'élément i ;

y_i : ordonné du centre de gravité de la section i .

Après calcul, les paramètres nécessaires pour de calcul de y_G sont présentés par le tableau suivant :

Tableau 67 : Paramètre de calcul de y_G

N° section	Section médiane			Section d'about		
	$y_i(\text{cm})$	$S_i(\text{cm}^2)$	$S_i \times y_i(\text{cm}^3)$	$y_i(\text{cm})$	$S_i(\text{cm}^2)$	$S_i \times y_i(\text{cm}^3)$
1	5	1200	6000	5	1100	5500
2	15	225	3375	15	225	3375
3	100	4000	400000	100	6000	600000
4	169,67	625	106043,75	171,33	400	68532
5	189	880	166320	189	1100	207900

Tableau 68: Valeur de y_G

	Section médiane	Section d'about
y_G (cm)	98,375	100,318

b. Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la poutre

Les paramètres de calcul nécessaire pour le calcul de ce moment d'inertie sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 69 : Calcul de ce moment d'inertie

N° section	Section d'about			Section médiane		
	I_o (cm ⁴)	d_i^2 (cm ²)	$I_o+S_i d_i^2$	I_o (cm ⁴)	d_i^2 (cm ²)	$I_o+S_i d_i^2$
1	44366,667	9085,535	10947008,865	35493,3333	8718,890625	10498162,1
2	4444,444	7279,174	1642258,525	10850,6944	6951,390625	1574913,59
3	20000000,000	0,101	20000404,683	13333333,3	2,640625	13343895,8
4	1406,250	5042,694	3153089,802	1406,25	5082,977025	3178266,89
5	9166,667	7864,484	6929912,640	10000	8212,890625	7237343,75

Ainsi, le moment d'inertie de la section totale de la poutre, par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la poutre, sera calculé suivant la formule suivante :

$$I = \sum (I_o + S_i d_i^2)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau 70: Moment d'inertie de la poutre

	Section d'about	Section médiane
I (cm ⁴)	42672674,515	35832582,1

VI.5.2 Vérification de la section du béton

Les caractéristiques de la section de la poutre sont les suivantes :

V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;

V' = $h_p - V$, la distance du centre de gravité à la fibre inférieure;

S : la section du béton ;

C : la distance entre le sommet supérieur du noyau central et le centre de gravité du béton,

défini par la formule suivante : $C = \frac{I}{SV'}$

C' : la distance entre le sommet inférieur du noyau central et le centre de gravité du béton,

défini par la formule suivante : $C' = \frac{I}{SV}$

$\rho = \frac{I}{SVV'}$: le rendement géométrique de la section ;

$i^2 = \frac{I}{S}$: le carré du rayon de giration.

Ces caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant (Voir ERRATA)

Les dimensions d'une poutre doivent vérifier la condition suivante :

$$\text{Sup}\left(\frac{I}{V}; \frac{I}{V'}\right) \geq \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\text{lim max}} - \sigma_{\text{lim min}}}$$

Dans laquelle :

M_{\max} : Moment fléchissant dus aux charges permanentes et aux surcharges ;

M_{\min} : Moment fléchissant dus aux charges permanentes.

✓ Pour la section médiane : $\text{Sup}\left(\frac{I}{V}; \frac{I}{V'}\right) = 0,364\text{m}^3$

✓ Pour la section d'about : $\text{Sup}\left(\frac{I}{V}; \frac{I}{V'}\right) = 0,428 \text{ m}^3$

En phase de service :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{lim max}} = 0,6f_{c28} = 24\text{Mpa} \\ \sigma_{\text{lim min}} = f_{t28} = 3\text{Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Poutre centrale} : \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\text{lim max}} - \sigma_{\text{lim min}}} = \frac{832,207 - 671}{(24 - 3) \times 100} = 0,0768\text{m}^3$$

$$\text{Poutre de rive} : \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\text{lim max}} - \sigma_{\text{lim min}}} = \frac{827,265 - 671}{(24 - 3) \times 100} = 0,0744 \text{ m}^3$$

Donc les conditions sont vérifiées, donc les dimensions données aux poutres peuvent être retenues pour la suite de calcul.

VI.6 Détermination de la force de précontrainte de la section médiane

VII.6.1 Valeur minimale de la précontrainte

✓ Précontraint sous critique

La valeur P_1 de la précontrainte sous critique est donnée par la relation

$$\text{suivante : } P_1 = \frac{\Delta M}{C + C'}$$

$$\text{Soit, } P_1 = \frac{832,207 - 671}{52,561 + 50,880} = 155,846\text{t.}$$

✓ **Précontraint sur critique**

La précontrainte sur critique est donnée par la relation suivante : $P_2 = \frac{M_{\max}}{C + V' - C_p}$

Avec $C_p = 0,05h_p = 0,10\text{m}$: l'enrobage des câbles.

$$\text{Soit, } P_2 = \frac{832,207}{\frac{50,880 + 101,625}{100} - 0,10} = 583,986\text{t.}$$

La force de précontrainte finale est donnée par la relation suivante :

$$P = \max(P_1; P_2) = P_2 = 583,986\text{t.}$$

La section est donc sur critique, l'excentricité est sera de :

$$e_p = -V' + C_p = -\frac{101,625}{100} + 0,1 = -0,916\text{m.}$$

• **Vérification de la précontrainte**

Pour éviter la précontrainte excessive, la condition suivante doit être vérifiée :

$$P \leq S\sigma_{\lim\max} - \frac{\Delta M}{\rho h_p}$$

Nous avons : $S=0,6930\text{m}^2$; $\rho = 0,517$; $\sigma_{\lim\max} = 24\text{Mpa} = 2400\text{t/m}^2$; $\Delta M = 161,207\text{tm}$.

Soit, $S\sigma_{\lim\max} - \frac{\Delta M}{\rho h_p} = 1507,354\text{t}$. Ceci confirme que nous pouvons utiliser la force de

précontrainte P pour la suite de l'étude.

VI.7 Détermination du nombre de câbles de précontrainte

VI.7.1 Estimation de la tension initiale des câbles

Par hypothèse, nous avons :

$$f_{prg} = 1812\text{Mpa};$$

$$f_{peg} = 1590\text{Mpa}.$$

La contrainte initiale du câble est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{sp}^0 = \min(0,80f_{prg}; 0,90f_{peg}).$$

Soit, $\sigma_{sp}^0 = 1431\text{Mpa}$.

VI.7.2 Valeur de la précontrainte des câbles après chute et perte de tension

Les valeurs des pertes et chute de tension sont estimés à 20% de la tension d'origine.

Après chute et perte de tension, nous avons comme valeur de la précontrainte suivante :

$$\sigma_{sp} = (1 - 0,20)\sigma_{sp}^0$$

Soit, $\sigma_{sp} = 1144,8\text{Mpa}$.

VI.7.3 Détermination de la force précontrainte obtenue avec un câble

Par hypothèse, nous avons : $A_{CP} = 1130\text{mm}^2$.

La force de précontrainte obtenue avec un câble est donnée par la formule suivante :

$$\bar{P} = \sigma_{sp} A_{CP}$$

Soit, $\bar{P} = 129,3624\text{t}$.

VI.7.4 Détermination du nombre de câble et de leur section totale

Le nombre de câble à utiliser est déterminé par la formule suivante : $n = \frac{P}{\bar{P}}$

Et nous avons, $n = \frac{583,986}{129,3624} = 4,514$, soit $n = 5$ câbles.

VI.1.4 Détermination de la section totale des câbles

La section totale des câbles est déterminée par la relation suivante : $A_{CP}^T = nA_{CP}$

Soit, $A_{CP}^T = 56,5\text{cm}^2$.

VI.8 Mise en tension partielle

Pour éviter tout risque de précontrainte de transfert excessive, le mode de précontrainte des câbles doit s'effectuer en deux étapes :

La mise en tension des câbles pour reprendre l'effet des charges permanentes en considérant la poutre seule ;

La mise en tension des câbles pour reprendre l'effet des charges supplémentaires.

VI.8.1 Nombre de câble de la première famille

La mise en tension des câbles de la première famille se fera à 14 jours après durcissement du béton. Ces câbles vont comprimer la fibre inférieure du béton.

La résistance caractéristique du béton à 14 jours d'âge est définie par : $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$

Pour $j = 14$ jours, nous obtenons : $f_{cj} = 34,19\text{Mpa}$.

La contrainte de compression admissible du béton à 14 jours est : $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c14}$

Soit, $\bar{\sigma}_b = 20,51\text{Mpa}$.

✓ La contrainte de traction est : $\bar{\sigma}_t = -0,17f_{c14}$

Soit, $\bar{\sigma}_t = -1,85\text{Mpa}$.

✓ La contrainte due aux poids propres de la poutre :

- Pour la fibre supérieure : $\sigma_g^s = \frac{M_{gp}}{I} V$

Avec,

M_{gp} : le moment dû au poids propre de la poutre à mi-travée.

$$\sigma_g^s = \frac{289,172}{0,358325821} 0,98375 \times 10^{-2}$$

Soit, $\sigma_g^s = \mathbf{7,939Mpa}$.

- Pour la fibre inférieure : $\sigma_g^i = -\frac{M_{gp}}{I} V'$

Soit, $\sigma_g^i = \mathbf{-8,201Mpa}$.

La contrainte due à la précontrainte :

La contrainte due à la précontrainte est définie par la formule suivante :

$$\sigma_p = n_1 A_{CP} \sigma_{sp}^1 \left(\frac{1}{S} - \frac{e_n V'}{I} \right)$$

Avec,

n_1 : le nombre de câble de la première famille ;

A_{CP} : la section de la poutre seule ;

$e_n = -(V' - 0,05h_p) = -0,91625m$: la position du centre de gravité des n_1 câbles par rapport au centre de gravité de la poutre seule.

Les pertes instantanées d'un câble de la première famille étant estimées à 10%, et nous obtenons : $\Delta\sigma_{sp} = \mathbf{143,1MPa}$.

Ainsi, la contrainte de compression obtenue avec un seul câble après les pertes instantanées est donnée par la relation suivante : $\sigma_{sp}^1 = 1,02\sigma_{sp}^0 - 0,80\Delta\sigma_{sp} = 1345,14Mpa$.

Le nombre de câble n_1 à tendre en première phase est obtenu en vérifiant la condition de respect de la contrainte dans la fibre inférieure suivante : $\sigma_{inf} = \sigma_p + \sigma_g^i \leq \bar{\sigma}_b$

Ceci implique que : $n_1 \leq \frac{\bar{\sigma}_b + \frac{M_{g1}}{I} V'}{A_{CP} \sigma_{sp}^1 \left[\frac{1}{S} - \frac{e_n}{I} V' \right]} = 3,370$, prenons $n_1 = 3$ câbles.

VI.8.2 Nombre de câble de la deuxième famille

La relation $n = n_1 + n_2$ doit être vérifiée, alors le nombre de câble à tendre pour la deuxième famille sera de $n_2 = 2$ câbles.

VI.9 Tracé des câbles

VI.9.1 Dispositions constructives

Pour avoir une bonne disposition constructive des câbles, les règles du BPEL suivants doivent être respectées :

- Les rayons de courbure des câbles de précontrainte doivent vérifier la condition suivante :

$$R \geq \sup(800\Phi; 4m)$$

Dans laquelle : Φ le diamètre d'un fil constituant le câble égale à 13mm.

Soit, $R \geq 10,4m$.

Et le rayon de courbure de la $i^{\text{ème}}$ câble se calcul suivant la relation ci-dessous :

$$R_{i-1} = R_i + 1,2m$$

Prenons comme rayon de courbure de la $5^{\text{ème}}$ câble $R_5 = 12m$;

- La longueur de la conduite rectiligne doit vérifier la condition suivante : $0,5m \leq L \leq 1m$, prenons $L = 1m$;
- L'espacement vertical entre les bouts des câbles est de l'ordre de 10cm à 30cm. La distance verticale entre deux ancrages, pour les câbles 12T13, doit être supérieure ou égale à 27cm. Prenons une distance verticale de 30cm.
- Espacement des câbles doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Espacement vertical :

$$e_v = \max \left(\begin{array}{l} \phi \text{ si } q = 1 \\ 1,2\phi \text{ si } q = 2 \\ 4\text{cm} \end{array} \right)$$

- ✓ Espacement horizontal :

$$e_h = \max \left(\begin{array}{l} 1,5 \phi \text{ si } p = 3 \\ \Phi \text{ si } p \leq 2 \\ 1,5 \phi \text{ si } q = 2 \end{array} \right)$$

Avec p : ligne de conduite ;

q : colonne de conduite ;

ϕ : diamètre d'encorbellement maximal des conduits intéressés égale à 71mm.

Dans notre cas, nous avons $p = q = 1$.

Soient, $e_v \geq 71\text{mm}$ et $e_h \geq 71\text{mm}$.

- Distance des armatures de précontrainte aux parements extérieurs :

La distance minimale e entre un parement et un conduit ou un paquet de conduit doit satisfaire la condition suivante : $c \geq \max(\frac{3}{4}a; \phi; d)$

Dans laquelle :

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

d = enrobage.

Soit, $c \geq 71\text{mm}$.

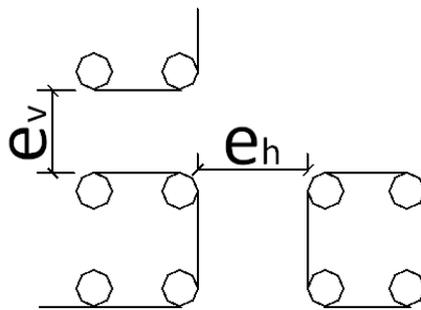


Figure 29: Disposition constructive des câbles

- L'ancrage des câbles 12T13 demande :
 - ✓ Une plaque d'encrage de diamètre minimum de $D = 22,5\text{cm}$;
 - ✓ Un entraxe minimum de deux cônes $D_c = 30\text{cm}$;
 - ✓ Une distance minimum de l'axe d'un cône à la paroi : $D_p = 18\text{cm}$.

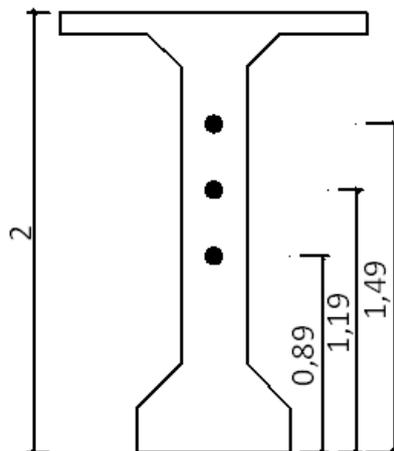


Figure 30: Disposition des enclaves aux abouts.

- La longueur de relevage L_{rel} est définie par la relation suivante :

$$\frac{l_o}{4} \leq L_{rel} \leq \frac{l_o}{3}$$

Avec, l_o : la longueur libre de la poutre égale à 33,70m ;

L_{rel} : la longueur de relevage.

Soit, $8,425m \leq L_{rel} \leq 11,233m$. Prenons $L_{rel} = 8,50m$.

- Les câbles sortis en extrados doivent avoir un angle de relevage égal à $24^\circ 15'$.

VI.8.3 Tracé des câbles

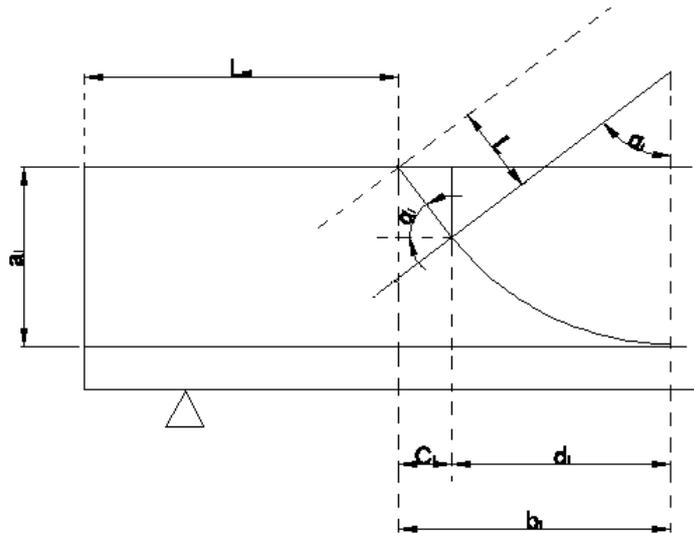


Figure 31: Tracé d'un câble.

Connaissant R_i , a_i et α_i , nous pouvons calculer les paramètres de traçage définis ci-dessous :

$$c_i = L \cos \alpha_i, \text{ avec } \cos \alpha_i = 1 - \frac{a_i}{R_i};$$

$$d_i = R_i \sin \alpha_i;$$

$$b_i = c_i + d_i;$$

$$x = L_{rel} - 0,20 + c_i + d_i - x;$$

$$y = R_i (1 - \cos \alpha_i) = R_i \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{x}{\alpha_i} \right)^2} \right]$$

L'ordonnée de chaque câbles, de l'appui jusqu'à mi-travée, dans le repère orthonormé (X ;0 ;Y) dont l'origine se trouve aux appuis sont définis par les relations suivantes :

- Si $x < L_{rel} - 0,20m$: pas de câble ;
- Si $L_{rel} - 0,20 \leq x \leq L_{rel} - 0,20 + c_i$, alors : $y = -xtg \alpha_i + e + a_i + (L_{rel} - 0,20)tg \alpha_i$;

- Si $L_{rel} - 0,20 + c_i \leq x \leq L_{rel} - 0,20 + b_i$ correspond à

$$y = e + R_i \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{L_{rel} - 0,20 + b_i - x}{R_i} \right)^2} \right]$$

- Si $L_{rel} - 0,20 + b_i \leq x$, alors $y = e$. Avec e, l'enrobage des câbles à mi-travée.

Après calcul, nous avons les résultats présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 71: Paramètres de tracé des câbles

N° des câbles	a_i (m)	R_i (m)	α_i (rd)	C_i (m)	d_i (m)	b_i (m)	$\tan \alpha_i$	L_{rel} (m)
1	0,745	16,8	0,299	0,956	4,946	5,901	0,308	0
2	1,045	15,6	0,368	0,933	5,612	6,545	0,386	0
3	1,345	14,4	0,436	0,907	6,076	6,982	0,465	0
4	1,717	13,2	0,516	0,870	6,510	7,380	0,567	4,25
5	1,717	12	0,542	0,857	6,185	7,042	0,602	8,5

Les coordonnées de chaque câble sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 72 :Coordonnées des câbles

$\begin{matrix} x \\ n^\circ \end{matrix}$	0	1	2	3	4	4,25	5	6
1	0,828	0,520	0,558	0,364	0,232	0,208	0,1455	0,1455
2	1,113	0,727	0,763	0,508	0,323	0,287	0,1455	0,1455
3	1,397	0,932	0,927	0,651	0,417	0,370	0,256	0,1455
4	-	-	-	-	-	1,958	1,532	1,523
5	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau 73 :Ordonnées des câbles (suite)

$\begin{matrix} x \\ n^\circ \end{matrix}$	7	8	8,5	9	10	11	12	13
1	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455
2	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455
3	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455	0,1455
4	1,120	0,807	0,683	0,580	0,432	0,361	0,2165	0,2165
5	-	-	1,961	1,660	1,619	1,177	0,829	0,585

Tableau 74 :Ordonnées des câbles (suite)

$\begin{matrix} x \\ n^\circ \end{matrix}$		14	15	16	18,35
1		0,1455	0,1455	0,1455	0,1455
2		0,1455	0,1455	0,1455	0,1455
3		0,1455	0,1455	0,1455	0,1455
4		0,2165	0,2165	0,2165	0,2165
5		0,429	0,359	0,2165	0,2165

VI.8.4 Tracé du câble équivalent

Le câble équivalent est un câble fictif passant par le centre de gravité des groupes des câbles de chaque section de la poutre et dont la position peut être déterminée à partir de

l'arrête inférieure de la poutre à l'aide de la formule suivante :
$$Y_{ed} = \frac{\sum_1^n A_{cpi} y_i}{A_{cp}^T}$$

D'autre part, les câbles utilisés ont les mêmes sections, en effet, nous avons :
$$Y_{ed} = \frac{\sum_1^n y_i}{n}$$

Avec n le nombre des câbles à une abscisse donnée.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 75 :Coordonnées des câbles équivalents

x	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5	9	10
Ordonnées Y_c	1,113	0,726	0,750	0,508	0,324	0,706	0,520	0,490	0,389	0,311	0,616	0,535	0,497

Tableau 76 :Coordonnées des câbles équivalents (suite)

x	11	12	13	14	15	16	18,35
Ordonnées	0,395	0,282	0,233	0,202	0,188	0,146	0,146

VI.8.5 Tracé des fuseaux limites

- **Premier fuseau limite**

C'est le fuseau à l'intérieure 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 arêtes extrêmes quelque soit le cas de charges envisagée. Par conséquent le centre de pression doit être à l'intérieure du noyau centrale.

✓ *Limite inferieure du noyau limite :*

Le bord inferieure du noyau limite est déterminé suivant la relation suivante :

$$e_i = -c' - \frac{M_{cp}}{P}$$

✓ *Limite supérieure du noyau limite :*

$$e_i = c - \frac{M_{max}}{P}$$

- **Deuxième fuseau limite**

C'est le fuseau à l'intérieure duquel doit se trouver le câble moyen pour que la contrainte maximale reste inférieure de la contrainte admissible du béton comprimé sur l'une ou l'autre fibre extrême.

$$\checkmark \text{ Limite inférieure du noyau limite : } e_i = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b S}{P}\right)c - \frac{M_{cp}}{P}$$

$$\checkmark \text{ Limite supérieure du noyau limite : } e_s = \left(\frac{\bar{\sigma}_b S}{P} - 1\right)c' - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec, M_{cp} le moment fléchissant dû aux charges permanentes ;

M_{\max} le moment fléchissant dû aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation ;

P : la force de précontrainte ;

C et C' : Respectivement noyau limite inférieur et supérieur ;

S : Aire de la section complète ;

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ Mpa.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 77: Premier et deuxième fuseau limite

Abscisse x de la section	1 ^{er} fuseau		2 ^{ème} fuseau	
	Inf (m)	Sup (m)	Inf (m)	Sup (m)
0	-0,526	0,509	-0,730	0,754
3,598	-0,939	-0,004	-1,143	0,241
7,196	-1,261	-0,403	-1,465	-0,158
10,794	-1,491	-0,688	-1,695	-0,443
14,392	-1,629	-0,859	-1,833	-0,614
17,99	-1,675	-0,916	-1,879	-0,671

VI.8.6 Vérification du passage du câble équivalent

Tableau 78: Vérification du tracé des câbles

Abscisse x de la section(m)	Limites du fuseau de passage (m)		Y _c (m)	Excentricité Y _c (m)
	Inf	Sup		
0	-0,526	0,509	1,113	0,096
3,598	-0,939	-0,004	0,39	-0,626
7,196	-1,261	-0,158	0,372	-0,644
10,794	-1,491	-0,443	0,413	-0,603
14,392	-1,629	-0,614	0,195	-0,821
17,99	-1,675	-0,671	0,146	-0,870

D'après ce tableau, nous voyons que l'excentricité des câbles, tout au long de la poutre, passent à l'intérieur du fuseau de passage.

VI.10 Calcul des pertes et chutes de tension

VI.10.1 Pertes de tension instantanées

Pour la post-tension, les pertes de tension instantanées sont les suivantes :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension dues à l'entrée des cônes d'ancrage ;
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton.

VI.10.2 Perte de tension par frottement

Juste après la mise en tension, l'angle de déviation α des câbles, le frottement entre câbles, gaine et béton diminue la force de précontrainte. La tension par frottement $\sigma_{sp}^o(x)$ lors de la mise en tension, pour une section donnée est fonction de l'angle de déviation des câbles et se calcule par la relation suivante :

$$\sigma_{sp}^o(x) = \sigma_{sp}^o \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

- Avec x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension;
- α : déviation angulaire totale du câble sur la distance x (rd);
- $f=0,18 \text{ rad}^{-1}$: coefficient de frottement de la courbe ;

$\varphi=0,002 \text{ m}^{-1}$: coefficient de perte de tension par unité de longueur ;

$$\sigma_{sp}^o = 1431 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 79 : Tension obtenue avec un câble de précontrainte après pertes de tension dues aux frottements.

x N° câble	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7
1	1356,063	1353,354	1350,650	1347,951	1345,258	1344,586	1342,570	1339,888	1337,211
2	1339,279	1336,603	1333,933	1331,268	1328,608	1327,944	1325,953	1323,304	1320,660
3	1323,093	1320,449	1317,811	1315,178	1312,550	1311,894	1309,928	1307,310	1304,698
4	-	-	-	-	-	1293,095	1291,157	1288,578	1286,003
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau 80 : Tension obtenue avec un câble de précontrainte après pertes de tension dues aux frottements (suite).

x N° câble	8	8,5	9	10	11	12	13	14	15
1	1334,539	1333,205	1331,873	1329,211	1326,556	1323,905	1321,260	1318,620	1315,986
2	1318,021	1316,704	1315,388	1312,760	1310,137	1307,519	1304,907	1302,300	1299,698
3	1302,092	1300,790	1299,490	1296,894	1294,302	1291,716	1289,136	1286,560	1283,989
4	1283,434	1282,151	1280,869	1278,310	1275,756	1273,207	1270,663	1268,124	1265,591
5	-	1276,212	1274,937	1272,389	1269,847	1267,310	1264,778	1262,251	1259,729

Tableau 81: Tension obtenue avec un câble de précontrainte après pertes de tension dues aux frottements (suite).

X N° câble	16	18,35
1	1313,356	1307,198
2	1297,101	1291,019
3	1281,424	1275,415
4	1263,062	1257,140
5	1257,212	1251,317

Les pertes par frottement $\Delta\sigma_{sp}^o(x)$ à l'abscisse x sont donc calculées par la relation suivante:

$$\Delta\sigma_{sp}^o(x) = \sigma_{sp}^o (1 - e^{-(f\alpha + q\alpha x)})$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci-après :

Tableau 82: Pertes par frottement

X N° câble	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7
1	74,937	77,646	80,350	83,049	85,742	86,414	88,430	91,112	93,789
2	91,721	94,397	97,067	99,732	102,392	103,056	105,047	107,696	110,340
3	107,907	110,551	113,189	115,822	118,450	119,106	121,072	123,690	126,302
4	-	-	-	-	-	137,905	139,843	142,422	144,997
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-

X N° câble	8	8,5	9	10	11	12	13	14	15
	96,461	97,795	99,127	101,789	104,444	107,095	109,740	112,380	115,014
	112,979	114,296	115,612	118,240	120,863	123,481	126,093	128,700	131,302
	128,908	130,210	131,510	134,106	136,698	139,284	141,864	144,440	147,011
	147,566	148,849	150,131	152,690	155,244	157,793	160,337	162,876	165,409
	-	154,788	156,063	158,611	161,153	163,690	166,222	168,749	171,271

X N° câble	16	18,35
	117,644	123,802
	133,899	139,981
	149,576	155,585
	167,938	173,860
	173,788	179,683

VI.10.3 Perte de tension due à l'entrée des cônes d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte se calcule par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{anc} = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{L} E_p$$

Avec :

$E_p = 190\,000\text{MPa}$: 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 : Longueur de l'armature de précontrainte considérée.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 83: Perte de tension à l'ancrage

N° câble	1	2	3	4	5
L_i (m)	48,622	50,051	51,105	43,668	34,556
$\Delta\sigma_{anc}$ (Mpa)	7,815	7,592	7,436	8,702	10,997

VI.10.4 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 du fait de leur adhérence, le câble suit la déformation du béton, ce qui entraîne une perte de précontrainte.

Pour une section donnée, la valeur de cette perte se calcule suivant la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = E_p \frac{K \times \Delta\sigma_{bj}(x)}{E_{ij}}$$

- $K=1$: coefficient multiplicateur ;
- $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa): Module d'élasticité longitudinal du béton au moment où la variation de contrainte $\Delta\sigma_{bj}(x)$ commence;

Pour le calcul de cette perte, les pertes de précontrainte à tenir en compte seront :

- Perte de précontrainte due à la mise en œuvre de l'hourdis et de la superstructure ;
- Perte due à la mise en tension des câbles de la deuxième famille qui entraîne une variation de tension aux câbles de la première famille.

Le module d'élasticité longitudinal sera donc :

- Après 14 jours de durcissement de la poutre et coulage de l'hourdis :

$$E_{i14} = 35\,701 \text{ Mpa.}$$

- Après 28 jours lors de la mise en place des superstructures et de la mise en tension des câbles de la deuxième famille :

$$E_{i28} = 37\,619 \text{ Mpa.}$$

- $\Delta\sigma_{bj}(x)$: variation de contrainte au niveau du béton enrobant le câble considéré égale à :
- ❖ $\Delta\sigma_{bj}(x) = \frac{M \times y}{I}$ pour une variation due à une action extérieure après la mise en tension du câble considéré

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.

- ❖ $\Delta\sigma_{bj}(x) = \sum \sigma_{p2}(x) \times A_{cp} \times \left[\frac{1}{S} + \frac{e_2}{I'} y \right]$ pour la variation de contrainte provenant de la mise en tension des câbles de la deuxième famille.

Où $\Sigma\sigma_{p2}(x)$: tension avec les câbles de la deuxième famille après les pertes de tensions dues au frottement et l'ancrage ;

A_{cp} : Section d'un câble 12T13 ;

S : Aire de la section brute ;

e_2 : Excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille.

Après calcul, nous avons les paramètres de calcul des pertes de tensions par déformation instantané du béton dans les tableaux suivants :

VI.10.5 Tracé du câble équivalent de la deuxième famille :

Tableau 84: Paramètre pour le calcul de l'ordonné Y'_G du centre de gravité des câbles de la deuxième famille.

Section	SECTION D 'ABOUT			SECTION MEDIANE		
	y_i (m)	S_i (m ²)	$S_i x y_i$ (m ³)	y_i (m)	S_i (m ²)	$S_i x y_i$ (m ³)
Poutre seule	1,184	0,8825	1,045	1,184	0,693	0,820
Hourdis	0,1	0,6	0,06	0,1	0,6	0,06

L'expression de y'_G sera donnée par l'expression suivante : $y'_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 85 :Ordonnée Y'_G du centre de gravité des câbles de la deuxième famille par rapport à la fibre supérieure (poutre + hourdis).

Section	ABOUT	MEDIANE
Y'_G (m)	0,745	0,681

Calcul de V_{ph} et V'_{ph} respectivement la distance du centre de gravité à la fibre supérieure et la distance du centre de gravité à la fibre inférieure de la section poutre + hourdis :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 86: Valeur de V_{ph} et de V'_{ph} pour la section poutre + hourdis

Section	V_{ph} (m)	V'_{ph} (m)
About	0,745	1,455
Médiane	0,681	1,519

Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la poutre :

Les paramètres de calcul nécessaire pour le calcul de ce moment d'inertie sont présentés dans le tableau suivant :

Section	SECTION D 'ABOUT			SECTION MEDIANE		
	I_o (m ⁴)	d_i^2 (m ²)	$I_o+S_i d_i^2$	I_o (m ⁴)	d_i^2 (m ²)	$I_o+S_i d_i^2$
Poutre seule	0,427	0,192	0,597	0,358	1,401	1,329
Hourdis	0,002	0,416	0,252	0,002	0,010	0,008

Ainsi, le moment d'inertie de la section totale de la poutre, par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la poutre + hourdis, sera calculé suivant la formule suivante :

$$I' = \sum (I_o + S_i d_i^2)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau 87: Moment d'inertie de la poutre + hourdis

Section	ABOUT	MEDIANE
$I'(m^4)$	0,848	1,337

VI.10.6 Calcul des coordonnées des câbles équivalents de la deuxième famille

L'ordonnée Y'_{ed} des câbles équivalents de la deuxième famille pour une section

donnée est obtenue par la formule suivante : $Y'_{ed} = \frac{\sum_1^n y_i}{n}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 88: Coordonnées des câbles équivalents de la deuxième famille

x	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5	9	10	11	12
Y'_{ed}	0	0	0	0	0	1,958	1,532	1,523	1,120	0,807	1,322	1,120	1,025	0,769	0,487

Tableau 89: Coordonnées des câbles équivalents de la deuxième famille (suite)

X	13	14	15	16	18,35
Y'_{ed}	0,365	0,287	0,252	0,146	0,146

Calcul de l'excentricité e_2 (excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille) :

La valeur de l'excentricité e_2 pour une section donnée est définie par la relation suivante: $e_2 = Y'_{ed} - V'_{ph}$. En tenant compte de la valeur de V'_{ph} pour la section d'about et celle de l'intermédiaire, nous avons les valeurs de e_2 dans le tableau suivant :

Tableau 90: Valeur de e_2

x	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5	9	10	11	12
e_2	0	0	0	0	0	0,503	0,078	0,068	-0,335	-0,647	-0,133	-0,335	-0,430	-0,686	-0,968

Tableau 91 : Valeur de e_2 (suite)

X	13	14	15	16	18,35
e_2	-1,090	-1,167	-1,203	-1,309	-1,309

Calcul des moments :

Les moments dues aux poids propres de l'hourdis M_h , de l'entretoise M_{en} , de la poutre seule M_g et de la superstructure (parapet + revêtement + trottoirs) M_s sont définis dans le tableau suivant :

Tableau 92 : Valeurs de M_h , de M_{en} , de M_g et de M_s

X (m) \ M (tm)	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7
M_h	0	26,235	50,97	74,205	95,94	101,139	116,175	134,91	152,145
M_s	0	9,765	18,972	27,621	35,711	37,646	43,243	50,217	56,632
M_{en}	0	20,726	39,009	56,792	73,426	77,405	88,913	103,251	116,442
M_g	0	31,255	60,722	88,403	114,297	120,491	138,403	160,723	181,255

Tableau 93 : Valeurs de M_h , de M_{en} , de M_g et de M_s (suite)

X (m) \ M (tm)	8	8,5	9	10	11	12	13	14
M_h	167,88	175,185	182,115	194,85	206,085	215,82	224,055	230,79
M_s	62,489	65,208	67,787	72,528	76,709	80,333	83,398	85,905
M_{en}	128,484	134,075	139,379	149,125	157,724	165,174	171,477	176,631
M_g	200,001	208,704	216,960	232,131	245,516	257,114	266,924	274,948

X (m) \ M (tm)	15	16	18,35
M_h	236,025	239,76	242,633
M_s	87,854	89,244	90,313
M_{en}	180,638	183,496	185,695
M_g	281,184	285,634	289,057

Détermination des valeurs de $\Sigma\sigma_{p2}(x)$:

Tableau 94 : Valeurs de $\Sigma\sigma_{p2}(x)$

x (m)	4,25	5	6	7	8	8,5	9
$\Sigma\sigma_{p2}$ (Mpa)	1284,393	1282,455	1279,876	1277,301	1274,732	2538,664	2536,107

Tableau 95 : Valeurs de $\Sigma\sigma_{p2}(x)$ (suite)

x (m)	10	11	12	13	14	15	16	18,35
$\Sigma\sigma_{p2}$ (Mpa)	2531,001	2525,905	2520,818	2515,742	2510,677	2505,621	2500,575	2488,758

Ainsi, les valeurs de la perte de tension par déformation instantanée du béton dans chaque câble et dans chaque section du béton sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau 96: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°1

Abscisse x(m)	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5	9
Excentricité du câble n°1 % cdg poutre :	-0,168	-0,476	-0,458	-0,652	-0,784	-0,808	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871
Excentricité du câble n°1 % cdg poutre+hourdis	-0,626	-0,935	-0,961	-1,155	-1,287	-1,311	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h	0,000	-0,293	-0,651	-1,350	-2,100	-2,280	-2,823	-3,278	-3,697	-4,080	-4,257	-4,425
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	0,000	-0,108	-0,247	-0,432	-0,623	-0,669	-0,805	-0,935	-1,054	-1,163	-1,214	-1,262
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2è famille	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,174	0,912	0,936	2,017	2,850	2,928	4,004
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_h	0,000	-1,559	-3,466	-7,187	-11,177	-12,136	-15,024	-17,447	-19,676	-21,711	-22,656	-23,552
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	0,000	-0,543	-1,247	-2,183	-3,146	-3,377	-4,065	-4,721	-5,324	-5,874	-6,130	-6,372
Perte due à la mise en tension de la 2è famille:	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,876	4,604	4,729	10,187	14,393	14,789	20,222

Tableau 97: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°1(suite)

Abscisse x(m)	10	11	12	13	14	15	16	18,35
Excentricité du câble n°1 % cdg poutre :	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871
Excentricité du câble n°1 % cdg poutre+hourdis	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h	-4,735	-5,008	-5,245	-5,445	-5,608	-5,736	-5,826	-5,896
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	-1,350	-1,428	-1,495	-1,552	-1,599	-1,635	-1,661	-1,681
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2è famille	4,499	5,851	7,334	7,964	8,359	8,528	9,072	9,029
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_h	-25,199	-26,652	-27,911	-28,976	-29,847	-30,524	-31,007	-31,379
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	-6,818	-7,211	-7,552	-7,840	-8,075	-8,259	-8,389	-8,490
Perte due à la mise en tension de la 2è famille	22,722	29,549	37,038	40,225	42,217	43,070	45,817	45,600

Tableau 98: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°2

Abscisse x(m)	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5	9
Excentricité du câble n°2 % cdg poutre :	0,116	-0,270	-0,253	-0,508	-0,693	-0,729	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871
Excentricité du câble n°2 % cdg poutre+hourdis	-0,342	-0,728	-0,756	-1,011	-1,196	-1,232	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h	0,000	-0,166	-0,360	-1,052	-1,857	-2,059	-2,823	-3,278	-3,697	-4,080	-4,257	-4,425
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	0,000	-0,084	-0,194	-0,378	-0,579	-0,629	-0,805	-0,935	-1,054	-1,163	-1,214	-1,262
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2è famille	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,096	0,912	0,936	2,017	2,850	2,928	4,004
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_h	0,000	-0,882	-1,918	-5,597	-9,881	-10,957	-15,024	-17,447	-19,676	-21,711	-22,656	-23,552
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	0,000	-0,423	-0,982	-1,910	-2,924	-3,175	-4,065	-4,721	-5,324	-5,874	-6,130	-6,372
Perte due à la mise en tension de la 2è famille	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,484	4,604	4,729	10,187	14,393	14,789	20,222

Tableau 99 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°2 (suite)

Abscisse x(m)	10	11	12	13	14	15	16	18,35
Excentricité du câble n°2 % cdg poutre :	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871
Excentricité du câble n°2 % cdg poutre+hourdis	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h	-4,735	-5,008	-5,245	-5,445	-5,608	-5,736	-5,826	-5,896
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	-1,350	-1,428	-1,495	-1,552	-1,599	-1,635	-1,661	-1,681
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2è famille	4,499	5,851	7,334	7,964	8,359	8,528	9,072	9,029
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_h	-25,199	-26,652	-27,911	-28,976	-29,847	-30,524	-31,007	-31,379
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	-6,818	-7,211	-7,552	-7,840	-8,075	-8,259	-8,389	-8,490
Perte due à la mise en tension de la 2è famille	22,722	29,549	37,038	40,225	42,217	43,070	45,817	45,600

Tableau 100: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°3

Abscisse x(m)	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5	9
Excentricité du câble n°3 % cdg poutre :	0,400	-0,065	-0,089	-0,365	-0,599	-0,646	-0,760	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871
Excentricité du câble n°3 % cdg poutre+hourdis	-0,058	-0,523	-0,592	-0,868	-1,102	-1,149	-1,263	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h	0,000	-0,040	-0,127	-0,756	-1,605	-1,824	-2,464	-3,278	-3,697	-4,080	-4,257	-4,425
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	0,000	-0,060	-0,152	-0,325	-0,533	-0,586	-0,740	-0,935	-1,054	-1,163	-1,214	-1,262
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2è famille	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,014	0,928	0,936	2,017	2,850	2,928	4,004
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_h	0,000	-0,214	-0,673	-4,024	-8,541	-9,709	-13,114	-17,447	-19,676	-21,711	-22,656	-23,552
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	0,000	-0,304	-0,768	-1,641	-2,694	-2,961	-3,737	-4,721	-5,324	-5,874	-6,130	-6,372
Perte due à la mise en tension de la 2è famille	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,069	4,689	4,729	10,187	14,393	14,789	20,222

Tableau 100 : Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°3 (suite)

Abscisse x(m)	10	11	12	13	14	15	16	18,35
Excentricité du câble n°3 % cdg poutre :	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871
Excentricité du câble n°3 % cdg poutre+hourdis	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h	-4,735	-5,008	-5,245	-5,445	-5,608	-5,736	-5,826	-5,896
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	-1,350	-1,428	-1,495	-1,552	-1,599	-1,635	-1,661	-1,681
($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2è famille	4,499	5,851	7,334	7,964	8,359	8,528	9,072	9,029
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_h	-25,199	-26,652	-27,911	-28,976	-29,847	-30,524	-31,007	-31,379
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	-6,818	-7,211	-7,552	-7,840	-8,075	-8,259	-8,389	-8,490
Perte due à la mise en tension de la 2è famille	22,722	29,549	37,038	40,225	42,217	43,070	45,817	45,600

Tableau 101 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°4

Abscisse x(m)	4,25	5	6	7	8	8,5	9
Excentricité du câble n°4 % cdg poutre+hourdis	0,438	0,013	0,003	-0,400	-0,712	-0,836	-0,940
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	0,224	0,008	0,002	-0,307	-0,603	-0,739	-0,863
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	1,130	0,039	0,012	-1,549	-3,044	-3,730	-4,359

Tableau 102 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°4 (suite)

Abscisse x(m)	10	11	12	13	14	15	16	18,35
Excentricité du câble n°4 % cdg poutre+hourdis	-1,087	-1,158	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	-1,069	-1,204	-1,495	-1,552	-1,599	-1,635	-1,661	-1,681
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	-5,397	-6,080	-7,552	-7,840	-8,075	-8,259	-8,389	-8,490

Tableau 103 :Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°5

Abscisse x(m)	8,5	9	10	11	12	13	14	15	16	18,35
Excentricité du câble n°5% cdg poutre+hourdis	0,442	0,141	0,100	-0,342	-0,690	-0,934	-1,090	-1,160	-1,374	-1,374
Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s	0,390	0,129	0,098	-0,355	-0,751	-1,056	-1,269	-1,381	-1,661	-1,681
Perte de contrainte ($\Delta\sigma_{pi}$) due à M_s	1,970	0,653	0,495	-1,795	-3,795	-5,332	-6,407	-6,976	-8,389	-8,490

VI.10.7 Tension probable dans un câble après pertes instantanées

Après les pertes instantanées, la tension probable dans un câble est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{sp}^0 - [\Delta\sigma_{\phi}(x) + \Delta\sigma_{anc} + \Delta\sigma_{pi}(x)]$$

Avec : $\sigma_{sp}^0 = 1431 \text{Mpa}$.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 104 :Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées

X (m) \ N° câble	0	1	2	3	4	4,25	5	6
1	1348,248	1347,641	1347,548	1349,506	1351,765	1353,160	1349,240	1349,512
2	1331,687	1330,316	1329,240	1331,183	1333,820	1334,967	1332,846	1333,151
3	1315,657	1313,531	1311,817	1313,407	1316,349	1317,197	1314,654	1317,314
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1284,393	1282,455	1279,876
5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau 105 :Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées (suite)

X (m) \ N° câble	7	8	8,5	9	10	11	12	13
1	1344,208	1339,916	1339,387	1333,760	1330,691	1323,055	1314,514	1310,036
2	1327,880	1323,621	1323,109	1317,498	1314,462	1306,859	1298,351	1293,906
3	1312,075	1307,848	1307,351	1301,757	1298,753	1291,181	1282,705	1278,291
4	1277,301	1274,732	1271,088	1271,385	1269,015	1269,204	1269,051	1268,349
5	0,000	0,000	1265,216	1263,940	1261,393	1258,851	1256,313	1253,781

Tableau 106 :Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées (suite)

X (m) \ N° câble	14	15	16	18,35
1	1306,510	1303,883	1299,120	1293,651
2	1290,412	1287,818	1283,088	1277,694
3	1274,829	1272,267	1267,568	1262,248
4	1267,098	1265,246	1264,410	1258,608
5	1251,254	1248,732	1246,215	1240,320

VI.10.8 Pertes de tension différée

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton ;
- Perte de tension due au fluage du béton ;
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

a. Perte de tension due au retrait du béton

Cette perte se manifeste dès que le béton commence à se durcir.

A l'instant t, l'expression de la perte de tension due au retrait du béton dans un câble est la suivante : $\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)] \times E_p$

Avec :

$\varepsilon_r = 4.10^{-4}$: la valeur expérimentale du retrait du béton (climat chaud et sec) ;

$r(t)$ la loi de variation du retrait du béton définie par la relation suivante : $r(t) = \frac{t}{t + 9 \times r_m}$

Où, $r_m = \frac{S}{P_s}$: le rayon moyen de la poutre ;

S : aire de section de la poutre égale à 6030cm² ;

P_s : le périmètre extérieur de la section de la poutre égale à 723,137cm, soit r_m = 9,583cm ;

t : âge du béton à partir du coulage du béton, exprimé en jours ;

t₀ : âge du béton à la mise de tension des câbles, exprimé en jours.

Pour le cas de notre projet, la mise en tension des câbles de la première famille est effectuée après 14 jours de durcissement du béton, et celle de la deuxième famille après 28 jours.

En effet, nous avons comme variation du retrait du béton:

- Pour t = 14 jours : $r(t_0) = 0,140$;
- Pour t = 28 jours : $r(t_0) = 0,245$;
- Pour t = ∞ : $r(t_0) = 1$.

Donc, les valeurs des pertes de tension due au retrait du béton dans un câble, pour t = ∞ seront :

- Pour un câble de la première famille : $\Delta\sigma_r(t) = 4.10^{-4} [1 - 0,075] \times 190000 = 65,386\text{Mpa}$;
- Pour un câble de la deuxième famille : $\Delta\sigma_r(t) = 4.10^{-4} [1 - 0,245] \times 190000 = 57,374\text{Mpa}$;

b. Pertes de tension due à la relaxation des armatures

Cette perte se calcul par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = 6.10^{-2} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Par hypothèse, nous avons :

$f_{prg} = 1812\text{Mpa}$: la résistance minimum garantie à la rupture (pour les 12T13) ;

$\rho_{1000} = 2,5\%$: relaxation isotherme à 1000 heures en pourcentage de la tension initiale ;

μ_0 : Coefficient pour les armatures pris égale à 0,43 puisqu'on utilise des câbles de très basse relaxation.

Les valeurs de la perte due à la relaxation des aciers sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 107 : Pertes de tension dues à la relaxation des aciers

N° câble \ X(m)	X(m)										
	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5
1	63,516	63,420	63,405	63,716	64,075	64,298	63,673	63,717	62,876	62,199	62,116
2	60,910	60,696	60,529	60,831	61,243	61,422	61,091	61,139	60,317	59,657	59,578
3	58,431	58,105	57,843	58,086	58,537	58,667	58,277	58,685	57,883	57,239	57,163
4	0	0	0	0	0	53,718	53,432	53,051	52,672	52,295	51,762
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50,908

Tableau 108 : Pertes de tension dues à la relaxation des aciers (suite)

N° câble \ X(m)	X(m)								
	9	10	11	12	13	14	15	16	18,35
1	61,234	60,755	59,570	58,256	57,572	57,035	56,637	55,918	55,097
2	58,714	58,248	57,088	55,802	55,135	54,613	54,227	53,525	52,730
3	56,316	55,863	54,728	53,469	52,817	52,309	51,934	51,249	50,478
4	51,805	51,460	51,487	51,465	51,363	51,181	50,912	50,791	49,953
5	50,723	50,355	49,988	49,624	49,261	48,900	48,541	48,183	47,350

c. Perte de tension due au fluage du béton

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est

prise égale à : $\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$

Avec : $\sigma_M = \frac{\sum \sigma_{pi} A_{cp}}{S} + \frac{\sum \sigma_{pi} A_{cp} e_p^2}{I} + \frac{(M_g + M_h + M_{en})}{I} e_p$: La contrainte maximale du béton au niveau du câble moyen

Avec :

A_{cp} : la section d'un câble 12T13 ;

M_h : moment fléchissant du hourdis ;

M_g : moment fléchissant de la poutre ;

e_p : excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section (poutre+ hourdis) ;

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 14 jours et ce qui donne :

$E_{i14} = 35\,701\text{Mpa}$.

Après avoir déterminé la valeur de σ_M , on calcule ensuite $\Delta\sigma_{fl}$ en remplaçant σ_b par l'expression suivante :

$$\sigma_b(x) = \sigma_M(x) + \frac{M_s}{I} \times e_p - \sum \Delta\sigma_d(x) \times \left[\frac{A_{cp}}{S} + \frac{A_{cp}}{I} \times e_p^2 \right]$$

$$\text{Avec : } \sum \Delta\sigma_d(x) = \sum \Delta\sigma_r(x) + \sum \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6} \sum \Delta\sigma_p(x)$$

$\sum \Delta\sigma_d(x)$: pertes différées totales ;

$\sum \Delta\sigma_{fl}(x)$ somme des pertes de tension 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.

Le tableau suivant présente les résultats de calcul de la perte de précontrainte par fluage du béton :

Tableau 109 : Pertes dues au fluage du béton

Abscisses x de la section (m)	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8
$\sigma_M(\text{Mpa})$	3,669	5,192	7,103	8,673	9,811	7,564	8,844	9,009	9,627	9,780
$\sum \Delta\sigma_n(x) (\text{Mpa})$	32,540	46,056	59,792	73,005	82,587	63,672	74,444	75,838	81,040	82,321
$\Delta\sigma_n(x) (\text{Mpa})$	10,847	15,352	19,931	24,335	27,529	15,918	18,611	18,960	20,260	20,580

Tableau 110 : Pertes dues au fluage du béton (suite)

Abscisses x de la section (m)	8,5	9	10	11	12	13	14	15	16	18,35
$\sigma_M(\text{Mpa})$	8,305	8,671	8,836	9,914	10,998	11,193	11,166	10,926	11,234	10,841
$\sum \Delta\sigma_n(x) (\text{Mpa})$	69,912	72,987	74,379	83,450	92,580	94,216	93,990	91,973	94,561	91,253
$\Delta\sigma_n(x) (\text{Mpa})$	13,982	14,597	14,876	16,690	18,516	18,843	18,798	18,395	18,912	18,251

VI.10 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 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.

VI.11.1 Définition des phases de justifications :

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 14 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 les pertes instantanées.

✓ 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, forces de précontrainte dues aux câbles de la première famille après pertes instantanées et différées.

✓ 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 propres 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.

◆ Pertes 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 III en considérant la déformation instantanée du béton.

✓ Phase V :

C'est la phase d'exploitation de l'ouvrage.

- Section résistante : section total du tablier ;
- 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.

VI.11.2 Section de références pour le calcul des contraintes normales

a. Section nette

La section nette S_n est la section propre du béton en enlevant l'aire des trous de gaine de précontrainte.

Aire de la section nette :

Cette section se calcul par la formule suivante :

$$S_n = S - n \frac{\pi \Phi^2}{4}$$

Avec :

S : 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 par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

Il se calcul par la formule suivante : $V_n' = \frac{S \times V' - n \times \frac{\pi \Phi^2}{4} \times V_c'}{S - n \times \frac{\pi \Phi^2}{4}}$

Avec :

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 de la section par rapport à son centre de gravité :

Il se calcul suivant la formule suivante :

$$I_n = I + [V' - V_n']^2 \times S - [V_n' - V_c']^2 \times n \times \frac{\pi \Phi^2}{4}$$

b. Section homogénéisée

C'est la section obtenue après avoir ajouté l'aire de la section nette à la 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 :

$$S_H = S_n + k \times n \times A_{cp}$$

Avec A_{cp} l'aire de la section d'un câble 12T13.

Centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

$$V_H' = \frac{V_n' \times S_n + k \times n \times V_p'}{S + k \times n \times A_{cp}}$$

Moment d'inertie de la section homogène par rapport à son centre de gravité :

$$I_H = I_n + [V_H' - V_n']^2 \times S_n + k \times n \times [V_H' - V_p']^2 \times A_{cp}$$

VI.10.3 Calcul des contraintes normales

a. Contrainte normale limite

- Phase I et II :

Dans les deux premières phases, les contraintes admissibles de compression et de traction du béton précontraint sont :

Pour $f_{c28} = 40\text{MPa}$, $f_{c14} = 34,188\text{Mpa}$ et $f_{t14} = 2,651\text{Mpa}$, on a :

- Contrainte admissible en compression : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c14} = 20,513\text{Mpa}$;
- Contrainte admissible en traction : $\bar{\sigma}_{bt} = -0,7f_{t14} = -1,86\text{Mpa}$ dans la section d'enrobage ;

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1,5f_{t14} = -3,98\text{Mpa ailleurs.}$$

- Phase III, IV et V:

Pour $f_{c28} = 40\text{MPa}$, $f_{t28} = 3\text{Mpa}$ nous avons :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 24\text{Mpa} ;$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -0,7f_{t28} = -2,1\text{Mpa dans la section d'enrobage} ;$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1,5f_{t28} = -4,5\text{Mpa ailleurs.}$$

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 : $\sigma_b(x) = \frac{P}{S_n} - \frac{P \times e_p'}{I_n} V_n'$;
- Dans la fibre inférieure de la section résistant : $\sigma_b'(x) = \frac{P}{S_n} + \frac{P \times e_p'}{I_n} V_n'$.

Avec :

e_p' : l' 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 des 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 résistant : $\sigma_b'(x) = -\frac{M_{cp,Q}}{I_n} V_n'$.

Ces valeurs de contraintes dans chaque phase sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 111: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre seule

Abcisses x (m)	0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8	8,5
S_n (m ²)	0,871	0,871	0,681	0,681	0,681	0,677	0,677	0,677	0,677	0,677	0,673
V_n' (m)	0,995	1,001	1,021	1,025	1,028	1,022	1,025	1,025	1,027	1,029	1,023
V_n (m)	1,005	0,999	0,979	0,975	0,972	0,978	0,975	0,975	0,973	0,971	0,977
I_n (m ⁴)	0,427	0,426	0,358	0,355	0,353	0,357	0,354	0,354	0,352	0,350	0,355

Tableau 112: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre seule (suite)

Abcisses x (m)	9	10	11	12	13	14	15	16	18,35
S_n (m ²)	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673
V_n' (m)	1,025	1,025	1,027	1,029	1,030	1,030	1,031	1,031	1,031
V_n (m)	0,975	0,975	0,973	0,971	0,970	0,970	0,969	0,969	0,969
I_n (m ⁴)	0,354	0,353	0,351	0,348	0,346	0,345	0,345	0,343	0,343

Tableau 113: Contrainte normales cumulées dans le béton en [MPa]

Phases	Fibres	Abscisses x									
		0	1	2	3	4	4,25	5	6	7	8
I	sup	6,919	7,075	4,438	2,363	1,994	4,041	3,906	3,880	2,010	1,998
	Inf	4,731	4,531	7,213	9,088	7,853	6,289	10,850	14,100	12,977	12,181
II	sup	6,919	7,369	8,633	6,508	4,143	6,469	5,394	5,158	4,595	4,297
	Inf	4,219	6,613	8,450	7,085	6,120	6,260	10,494	10,363	9,800	9,213
III	sup	2,575	2,769	3,056	3,292	3,688	6,034	4,998	4,972	3,736	2,369
	Inf	5,656	5,213	6,794	9,919	11,406	11,538	12,394	12,469	14,113	14,194
IV	sup	2,575	2,831	3,169	4,192	4,337	6,935	5,346	3,977	3,849	1,979
	Inf	5,656	5,081	6,550	6,314	4,191	7,717	11,825	11,806	13,356	13,106
V	sup	2,375	2,831	3,356	3,481	4,081	3,994	1,550	2,688	2,131	2,206
	Inf	5,213	4,206	5,088	7,331	8,281	9,511	7,276	8,294	9,375	9,088

Tableau 114: Contrainte normales cumulées dans le béton en [MPa] (suite)

Phases	Fibres	Abscisses x									
		8,5	9	10	11	12	13	14	15	16	18,35
I	Sup	5,194	5,169	5,023	5,011	4,756	4,523	4,066	4,178	4,456	5,330
	Inf	10,523	10,311	11,450	10,700	10,538	10,300	9,869	9,669	9,350	9,231
II	Sup	9,189	8,063	8,040	7,784	7,936	8,136	8,239	8,305	8,318	8,330
	Inf	11,580	8,375	8,156	7,806	7,419	7,063	6,738	6,444	6,194	5,988
III	Sup	4,382	3,016	2,876	2,748	2,290	2,092	1,952	1,832	1,806	2,848
	Inf	13,049	13,307	13,431	13,613	14,988	15,000	15,038	14,888	14,619	14,388
IV	Sup	4,103	2,957	2,169	2,088	2,030	2,017	1,996	2,246	2,373	2,893
	Inf	12,006	12,406	12,550	13,863	12,512	11,925	11,769	10,534	10,169	10,040
V	Sup	0,000	2,394	3,825	3,813	3,319	3,375	3,469	3,600	3,756	3,906
	Inf	10,260	8,594	7,569	7,588	8,581	8,419	8,175	7,856	7,456	7,113

VI.11 Justification des contraintes tangentielle à l'ELS

Cette justification consiste à vérifier si les effets d'un effort tranchant cumulé à ceux du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

En effet, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) = \tau_1^{-2} ; \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (0,6 f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) = \tau_2^{-2} . \end{cases}$$

Où :

σ_x : la contrainte normale due aux action extérieures et à la précontrainte longitudinale.

Nous avons : $\sigma_x = \frac{\sum P_i}{S_n}$,

Avec, P_i : la force de précontrainte d'un câble ;

S_n : la section nette du béton ;

τ : la contrainte tangentielle ou de cisaillement, à calculer suivante l'expression suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_s}{I_n \times b_n}$$

Avec :

I_n : moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontale passant par son centre de gravité ;

S_s : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité ;

V_{red} : effort tranchant réduit tel que : $V_{red} = \left| V - \sum P_i \sin \alpha_i \right|$

Avec : V , l'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 tangentielle sont les plus contraignantes.

VI.11.1 Vérification de la section d'about (x = 0m)

A l'ELS, l'effort tranchant maximal est de $V = 101,158t$, et

$$\sigma_{p\max} = 1,02\sigma_{sp}^o - 0,8(\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pd})$$

Tableau 115 : valeur de la force de précontrainte dans la section d'about

N° câble	α_i (rd)	$\sigma_{p\max}$ [Mpa]	P_i [t]	$P_i \sin \alpha_i$ [t]
1	0,017	1281,619	144,823	42,635
2	0,005	1270,455	143,561	51,648
3	0,006	1259,614	142,336	60,055
TOTAL			430,721	154,337

Tableau 116: Caractéristiques géométriques de la section d'about

Aire de la section nette S_n (m ²)	0,871
Centre de gravité % à la fibre inférieure de la poutre (m)	0,995
Centre de gravité % à la fibre supérieure de la poutre (m)	1,005
Moment d'inertie I_n de la section nette (m ⁴)	0,847
Moment statique S_s de la section (m ³)	0,252
Largeur nette b_n de la section (m)	0,229

$$V_{red} = |101,158 - 154,337| = 53,179t.$$

Ce qui donne : $\tau = \frac{53,179 \times 0,252}{0,847 \times 0,229} = 60,081t/m^2$, soit $\tau = 0,691Mpa$.

$$\tau^2 = 0,477[Mpa]^2.$$

La contrainte normale est égale à $\sigma_x = \frac{\sum P_i}{S_n} = \frac{430,721}{0,871 \times 100} = 4,947 \text{Mpa}$.

A 28 jours, les contraintes tangentielles limites sont : $f_{c28} = 40 \text{Mpa}$ et $f_{t28} = 3 \text{Mpa}$, ce qui donne :

$$\tau_1^{-2} = 0,4 \times 3 \left(3 + \frac{2}{3} 4,947 \right) = 7,558 [\text{Mpa}]^2 ;$$

$$\tau_2^{-2} = 2 \frac{3}{4} (0,6 \times 40 - 4,947) \left(0,6 \times 3 + \frac{2}{3} \times 4,947 \right) = 14,570 [\text{Mpa}]^2.$$

Ce qui donne : $\tau^2 < \tau_1^{-2} < \tau_2^{-2}$, la condition est donc vérifiée pour la section d'about.

VI.11.2 Vérification de la section d'arrêt du câble n°4 (x = 4,25m)

A l'ELS, l'effort tranchant maximal est de $V = 78,822 \text{t}$.

Tableau 117: valeur de la force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°4

N° câble	α_i (rd)	$\sigma_{pmax}[\text{Mpa}]$	P_i [t]	$P_i \sin \alpha_i$ [t]
1	0,002	1280,870	144,738	12,505
2	0,002	1268,615	143,354	19,254
3	0,003	1256,604	141,996	24,971
4	0,010	1239,960	140,115	76,214
TOTAL			570,204	132,944

Tableau 118 : Caractéristiques géométriques de la section d'arrêt du câble n°4

Aire de la section nette S_n (m ²)	0,677
Centre de gravité % à la fibre inférieure de la poutre (m)	1,022
Centre de gravité % à la fibre supérieure de la poutre (m)	0,978
Moment d'inertie I_n de la section nette (m ⁴)	0,357
Moment statique S_s de la section (m ³)	0,262
Largeur nette b_n de la section (m)	0,129

$$V_{red} = |78,822 - 132,944| = 54,123 \text{t}.$$

Ce qui donne : $\tau = \frac{54,123 \times 0,262}{0,357 \times 0,129} = 307,600 \text{t/m}^2$, soit $\tau = 3,076 \text{Mpa}$.

$$\tau^2 = 9,462 [\text{Mpa}]^2.$$

La contrainte normale est égale à $\sigma_x = \frac{\sum P_i}{S_n} = \frac{570,204}{0,667 \times 100} = 8,420 \text{Mpa}$.

A 28 jours, les contraintes tangentielles limites sont : $f_{c28} = 40 \text{Mpa}$ et $f_{t28} = 3 \text{Mpa}$, ce qui donne :

$$\tau_1^{-2} = 0,4 \times 3 \left(3 + \frac{2}{3} 8,420 \right) = 10,336 [\text{Mpa}]^2 ;$$

$$\tau_2^{-2} = 2 \frac{3}{4} (0,6 \times 40 - 8,420) (0,6 \times 3 + \frac{2}{3} \times 8,420) = 17,325 [\text{Mpa}]^2.$$

Ce qui donne : $\tau^2 < \tau_1^{-2} < \tau_2^{-2}$, la condition est donc vérifiée pour la section d'arrêt du câble n°4.

VI.11.3 Vérification de la section d'arrêt du câble n°5 (x = 8,50m)

A l'ELS, l'effort tranchant maximal est de $V = 59,242t$.

Tableau 119 : Valeur de la force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°5

N° câble	α_i (rd)	σ_{pmax} [Mpa]	P_i [t]	$P_i \sin \alpha_i$ [t]
1	0,000	1273,130	143,864	0
2	0,000	1262,138	142,622	0
3	0,000	1251,464	141,415	0
4	0,004	1237,343	139,820	33,684
5	0,011	1227,821	138,744	82,002
TOTAL			706,464	33,684

Tableau 120 : Caractéristiques géométriques de la section d'arrêt du câble n°4

Aire de la section nette S_n (m ²)	0,673
Centre de gravité % à la fibre inférieure de la poutre (m)	1,023
Centre de gravité % à la fibre supérieure de la poutre (m)	0,977
Moment d'inertie I_n de la section nette (m ⁴)	0,355
Moment statique S_s de la section (m ³)	0,262
Largeur nette b_n de la section (m)	0,129

$$V_{red} = |59,242 - 33,684| = 25,558t.$$

Ce qui donne : $\tau = \frac{25,558 \times 0,262}{0,355 \times 0,129} = 145,939t/m^2$, soit $\tau = 1,46\text{Mpa}$.

$$\tau^2 = 2,130 [\text{Mpa}]^2.$$

La contrainte normale est égale à $\sigma_x = \frac{\sum P_i}{S_n} = \frac{706,464}{0,673 \times 100} = 10,494\text{Mpa}$.

A 28 jours, les contraintes tangentielles limites sont : $f_{c28} = 40\text{Mpa}$ et $f_{t28} = 3\text{Mpa}$, ce qui donne :

$$\tau_1^{-2} = 0,4 \times 3 \left(3 + \frac{2}{3} \times 10,494 \right) = 11,995 [\text{Mpa}]^2 ;$$

$$\tau_2^{-2} = 2 \frac{3}{4} (0,6 \times 40 - 10,494) (0,6 \times 3 + \frac{2}{3} \times 10,494) = 17,820 [\text{Mpa}]^2.$$

Ce qui donne : $\tau^2 < \tau_1^{-2} < \tau_2^{-2}$, la condition est donc vérifiée pour la section d'arrêt du câble n°5.

VI.12 Détermination des armatures passives

Deux sortes d'armatures longitudinales passives sont à prévoir dans les éléments des ouvrages en précontraints :

- Les armatures de peau ;
- Les armatures dans la zone tendue.

D'après le tableau n°117, la poutre ne subit pas des efforts de traction, donc il ne nous reste à calculer que les armatures de peau.

Les armatures 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.

Cette section doit vérifier la relation suivante :

$$A_p \geq \text{Sup} (3\text{cm}^2 \text{ par mètre de parement ; } 0,10\% \text{ de la section du béton de la poutre}).$$

$$\text{Soit : } A_p \geq \text{sup} (3 \times 0,2; \frac{0,10 \times 6930}{100}) = 6,93\text{cm}^2. \text{ Soit } A_p = 9,04\text{cm}^2 = 8\text{HA}12.$$

VI.13 Etat limite de service vis –à-vis des déformations

VI.13.1 Calcul des flèches et contre flèches

Par convention, les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut.

a. Flèches dues aux charges permanentes

Les flèches f_g dues aux charges permanentes sont calculées par la formule suivante :

$$f_g = \frac{5}{384} \times \frac{gl^4}{0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

Avec :

$l = 35,98\text{m}$, la longueur du travée de calcul ;

$g = 4,149\text{t/ml}$: la charge permanente ;

$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 12540\text{Mpa}$ à 28 jours : module de déformation différée du béton ;

$I_{red} = 0,720\text{m}^4$: le moment d'inertiel réduit par rapport au centre de gravité du béton.

Après calcul, nous trouvons : $f_g = 0,128\text{m}$.

b. Flèches dues aux surcharges d'exploitation

Nous allons prendre l'effet de la surcharge $A(l)$ car c'est cette surcharge qui produit l'effet le moment le plus défavorable et par conséquent, la flèche la plus défavorable.

Les flèches f_q dues aux surcharges d'exploitation sont calculées par la formule suivante :

$$f_q = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{0,85 \times E_{ij} \times I_{red}} ; \text{ dans laquelle : } q = \eta_{al} \times A(l) + \eta_{tr} \times A(tr) = 0,450\text{t/ml} ;$$

$$E_{i28} = 37619,47\text{Mpa.}$$

Après calcul , on trouve : $f_q = 0,00463\text{m}$.

c. Contre flèche de précontrainte

La flèche f_p due à la force de précontrainte est calculée par la formule suivante :

$$f_p = \frac{1}{8} \times \frac{P_c \times e_{op} \times l^2}{0,8 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

Avec :

$P_c = 741,884\text{t}$: La force de précontrainte obtenue avec les 5 câbles dans la section médiane après toutes les pertes ;

$e_{op} = -0,871$: Distance du centre de gravité des câbles par rapport à celui du béton.

Après calcul, nous avons :

$$f_p = -0,145\text{m.}$$

d. Allure du tablier à vide

La flèche durable f_d due aux charges permanentes et à la force de précontrainte est défini par la formule suivante: $f_d = c \times (f_g + f_p)$.

Avec : $c = 1,5$ le coefficient traduisant l'augmentation des déformations sous l'effet du fluage du béton.

Après calcul, nous trouvons : $f_d = -0,0251\text{m}$.

e. Vérification de la deuxième condition de confort des moyens de transport roulant sur le pont

Cette deuxième condition de confort consiste à vérifier si la flèche de la superstructure due aux charges d'exploitation mobile est inférieure à la valeur admissible \bar{f} définie par la

formule suivante : $\bar{f} = \frac{l}{400} = 0,09\text{m}$.

Nous avons donc : $\bar{f} \geq f_q$, la condition est vérifiée.

VI.13.2 Calcul et vérification des rotations

a. Rotation due aux charges permanentes

La rotation due aux charges permanentes est définie par la relation suivante :

$$\beta_g = \frac{1}{24} \times \frac{gl^3}{0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

$l = 35,98\text{m}$, la longueur du travée de calcul ;

$g = 4,149\text{t/ml}$: la charge permanente ;

$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 12540\text{Mpa}$ à 28 jours : module de déformation différée du béton ;

$I_{red} = 0,720\text{m}^4$: le moment d'inertiel réduit par rapport au centre de gravité du béton.

Après calcul, nous trouvons : $\beta_g = 0,0105\text{rd}$.

b. Rotation due aux surcharges d'exploitation

Cette rotation est donnée par la relation suivante : $\beta_q = \frac{1}{24} \times \frac{ql^3}{0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$

Soit : $\beta_q = 0,0038 \text{ rd}$.

c. Rotation due aux forces de précontrainte

$$\beta_p = \frac{1}{2} \times \frac{P_c \times e_{op} \times l}{0,8 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

Soit : $\beta_p = -0,0161 \text{ rd}$.

d. rotation totale au voisinage des appuis

La rotation totale au voisinage des appuis est donnée par la formule suivante :

$$\beta_m = \beta_i + \beta_d$$

Avec : $\beta_i = \beta_q$ la rotation instantanée due aux charges d'exploitation ;

β_d : la rotation durable donnée par la relation suivante : $\beta_d = c \times (\beta_g + \beta_p)$.

Après calcul, nous trouvons les valeurs suivantes :

$$\beta_d = -0,0084 \text{ rd ;}$$

$$\beta_m = -0,0046 \text{ rd.}$$

La rotation admissible est tel que : $\bar{\beta} = 0,024 \text{ rd}$.

Et nous avons : $\beta_m < \bar{\beta}$, ce qui veut dire que la rotation est vérifiée.

VI.14 Vérification de section à l'état limite ultime de résistance

VI.14.1 Hypothèse de base

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 pour le calcul des armatures passives comprimé et les câbles précontraints sont respectivement égales à :

$$\bar{\sigma}_{s,u} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa} \text{ et } \bar{\sigma}_{sp,u} = \frac{f_{peg}}{\gamma_s} = 1383\text{Mpa} ;$$

- 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.

VI.14.2 Détermination de la position de l'axe neutre

L'axe neutre tombe dans la table lorsque l'inégalité suivant est vérifié :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T \leq \bar{\sigma}_b b h_o$$

Avec :

$$\gamma_b = 1,5\text{Mpa} ; \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 26,67\text{Mpa} \text{ la contrainte limite de calcul pour le béton;}$$

$$A_{cp}^T = n \times A_{cp} = 56,5\text{cm}^2 \text{ la section totale des câbles ;}$$

Après calcul, nous trouvons : $\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T = 7,814 \text{ MN}$ et $\bar{\sigma}_b b h_o = 3,734 \text{ MN}$, c'est-à-dire que la condition $\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T \leq \bar{\sigma}_b b h_o$ n'est pas vérifiée, donc l'axe neutre tombe dans la nervure.

La hauteur de la zone comprimée est donnée par l'expression de l'équilibre statique suivante :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T = \bar{\sigma}_b \times 0,8 \times y \times b_o + \bar{\sigma}_b \times (b - b_o) \times h_o$$

$$\text{Et on tire : } y = \frac{\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T - \bar{\sigma}_b \times (b - b_o) \times h_o}{\bar{\sigma}_b \times 0,8 \times b_o}$$

Après calcul, nous trouvons : $y = 1,0812\text{m}$.

Pour le calcul relatif à l'ELU, pour qu'elle soit rationnelle, la section de calcul doit répondre à la condition $\alpha < \alpha_1$.

$$\text{Avec : } \alpha : \text{ la hauteur de la zone comprimée du béton telle que : } \alpha = \frac{y}{d} = \frac{A_{CP}^T \times \bar{\sigma}_{sp}}{0,8 \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}$$

Après calcul, nous trouvons : $\alpha = 0,1411m$.

α_1 : la hauteur relative du béton comprimé correspondant à l'état de rupture du béton comprimé et à l'atteinte de la limite élastique des armatures tendues, donnée par la relation ci-

$$\text{après : } \alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

Avec : $\omega = 0,85 - 0,008 \bar{\sigma}_b = 0,637$.

Comme il n'existe pas d'armature tendue passives, nous avons donc :

$$\sigma_1 = \bar{\sigma}_{sp,u} + 500 - \sigma_{sp}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{sp} = 1,02\sigma_{sp}^0 - 0,8\Delta\sigma_{final}$$

Soit, $\sigma_1 = 1603,071\text{Mpa}$.

$\sigma_2 = 500\text{Mpa}$: la contrainte limite des armatures dans la zone du béton comprimée.

Ce qui donne : $\alpha_1 = 0,425m$.

VI.14.3 Capacité portante de la section

La capacité portante de la section est donnée par la relation suivante :

$$M_{cp} = \bar{\sigma}_b \times 0,8 \times y \times b_o \times (d - 0,4 \times y) + \bar{\sigma}_b \times (b - b_o) \times h_o \times (d - 0,5 \times h_o)$$

Après calcul, nous avons : $M_{cp} = 1233,575t$ et $M_u = 1121,469t$.

Ce qui implique que $M_u < M_{cp}$, donc la résistance à la flexion à l'ELU est vérifiée.

VI.14.4 Minimum d'armatures transversales

La section des armatures minimales transversales est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6b_o \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

A_t : la Section d'armatures transversales ;

S_t : l'espacement des armatures transversales ;

b_o : l'épaisseur de l'âme.

Dans la zone Médiane :

Nous prenons $A_t = 2\text{HA}12$ de section $2,26 \text{ cm}^2$.

Nous avons : $S_t \leq \frac{A_t}{0,6b_o} \times \frac{f_e}{\gamma_s} = 65,507\text{cm}$.

Et il faut aussi tenir compte de la condition suivante :

$S_t \leq \min(1m; 0,8h; 3b_o) = 60\text{cm}$, soit $S_t = 40\text{cm}$.

Dans la section d'about :

L'effort tranchant est considérable dans la section d'about. Pour le compenser ces efforts, il faut prévoir des armatures transversales suffisantes.

Prenons donc $A_t = 4HA12$ de section réelle $4,52 \text{ cm}^2$ pour compenser ces efforts.

Ceci nous donne : $S_t \leq 131,014 \text{ cm}$.

Soit $S_t = 40 \text{ cm}$ pour la zone d'about ainsi que pour les zones d'arrêts des câbles.

VI.14.5 Justification des armatures transversales

Dans la section critique, c'est-à-dire la zone d'about de la poutre, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_{red,u} = \frac{V_{red,u} S_s}{I_n b_n} \leq \bar{\tau}_u = \left[\frac{A_t}{S_t b_n} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \times \cot g\beta + \frac{f_{ij}}{3},$$

$$\tau_{red,u} = \frac{|V_u - \sum P_i \sin \alpha_i| \times S_s}{I_n b_n} = 1,579 \text{ Mpa}$$

Avec β : l'angle d'inclinaison des bielles du béton tel que : $tg 2\beta = \frac{2 \times \tau_{red,u}}{\sigma_x}$

Nous avons, après calcul : $tg 2\beta = 0,639$ qui correspond à $cotan \beta = 3,422$;

Donc : $\bar{\tau}_u = 5,463 \text{ Mpa}$. ce qui nous donne $\tau_{red,u} \leq \bar{\tau}_u$.

Les armatures transversales sont donc suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues.

VI.14.6 Justification des bielles de béton

Il s'agit de vérifier les contraintes de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage pour éviter tout calcul complémentaire.

$$\text{Nous devons vérifier : } \tau_{red,u} \leq \frac{0,85 \times f_{cj}}{3 \times \gamma_b} \sin 2\beta$$

La valeur minimale du second membre est atteint lorsque $\beta = 30^\circ$.

$$\text{Soit : } \frac{0,85 \times 40}{3 \times 1,5} \sin(2 \times 30^\circ) = 6,543 \text{ Mpa} > \tau_{red,u} = 1,579 \text{ Mpa}.$$

D'où, la condition est vérifiée.

B. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les éléments de l'infrastructure sont destinés à transmettre au sol de fondation les charges et surcharges provenant de la superstructure de l'ouvrage.

La partie infrastructure du pont comporte :

- La fondation (sur pieux) ;
- Les appuis en élévation (culées et piles).

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 CULEE

Elle comporte :

- Un mur garde grève prolongé par un mur en aile. Ce système a pour rôle d'isoler le tablier du contact du remblai d'accès et de servir de butée contre la poussée des terres ;
- Une dalle de transition conçue pour atténuer les effets de tassement du remblai d'accès ;
- Un sommier en béton armé sur lequel s'appuie le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis ;
- Des pieux forés en béton armé.

Les dimensions des ces éléments constitutifs de la culée ci-dessus sont les mêmes que celle qu'on a trouvés dans le prédimensionnement des variantes, dans la partie III, Chapitre III, paragraphe 1.3.4, saufs quelques modifications qu'on va signaler dans le calcul.

VII.2 Pile

Elle se compose de :

- Un chevêtre en béton armé sur lequel s'appuie le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui ;
- Les trois colonnes en béton armé qui relient le chevêtre à la semelle de fondation ;
- Une semelle de fondation.

Les dimensions des ces éléments constitutifs de la pile ci-dessus sont les mêmes que celle qu'on a trouvés dans le prédimensionnement de la variante N°3, dans la partie III, Chapitre III - paragraphe 1.3.4 saufs quelques modifications qu'on va signaler dans le calcul.

CHAPITRE VIII : ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS

VIII.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui

Les appareils d'appuis utilisés sont les appareils d'appuis STUP en élastomère fretté dont les frettes sont en acier inoxydable vu le site d'implantation de l'ouvrage.

Ces appareils d'appuis permettent :

- L'amortissement des effets des charges verticales, des charges horizontales et des rotations ;
- La déformation due au fluage, au retrait et à la variation de température ;
- La simplicité de mise en œuvre.

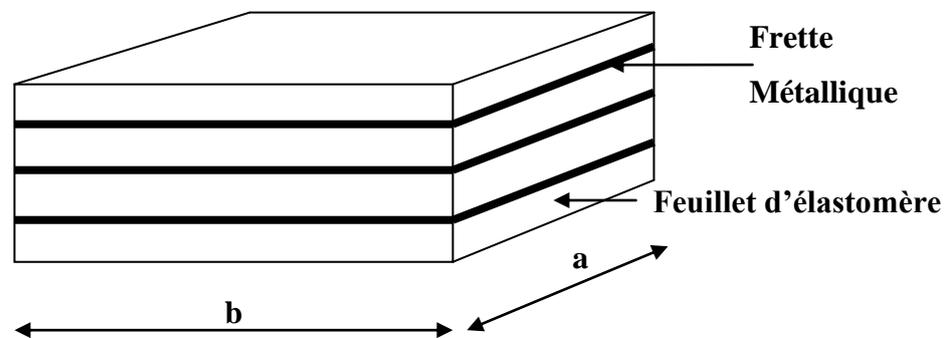


Figure 32: Caractéristique d'un appareil d'appui

On désigne par :

- n : le nombre de feuillets d'élastomères ;
- b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
- a : côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
- t : épaisseur de la couche élémentaire ;
- t_s : épaisseur d'un frette intermédiaire ;
- A : surface de l'appareil d'appui ;
- N : le nombre d'appareil d'appui ;
- e_{app} : épaisseur totale de l'appareil d'appui.

Le tableau suivant présente les dimensions des appareils d'appuis pour chaque élément de l'infrastructure :

Dimension	Culée I	Pile	Culée II
a (mm)	300	300	300
b (mm)	400	400	400
t (mm)	10	12	10
n	4	4	4
e_{app} (m)	0,04	0,048	0,04
N	3	3	3
t_s (mm)	3	3	3

Les coefficients de forme des appareils d'appui sont donnés par la relation suivante :

$$C_f = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

Après calcul, nous obtenons :

- Pour chaque culée : $C_f = 8,571$;
- Pour la pile : $C_f = 7,143$.

VIII.2 Distribution des efforts horizontaux

Les réactions suivantes sont à considérer pour le calcul de l'infrastructure :

- Les réactions des tabliers provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations (B_c, A(l), trottoirs) ;
- Les réactions provenant des mouvements des charges (efforts de freinage) ;
- Les variations linéaires dues à la température, au retrait et au fluage.

VIII.2.1 Calcul de coefficient de souplesse de chaque appui

➤ Hypothèse :

Culée : infiniment rigide, seuls les appareils d'appuis en élastomère se déforment ;

Pile : seules, les déformations des colonnes, chevêtre et appareil d'appui seront considérées.

✓ **Coefficient de souplesse de la pile :**

○ Colonnes :

$$\frac{1}{K_{col}} = \frac{h_p^3}{3nEI}$$

Avec $I = \frac{\pi R^4}{4}$ le moment d'inertie des colonnes ;

E : module d'élasticité tel que :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$: module d'élasticité instantané du béton ;

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$: module d'élasticité différé du béton.

Pour $j = 28$, donc $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

Et nous avons les valeurs du coefficient de souplesse dans le tableau ci-dessous :

Tableau 121: calcul des coefficients de souplesse des colonnes

Colonnes		Valeurs
Hauteur h (m)		8,93
Rayon R (m)		0,5
Moment d'inertie I (m ⁴)		0,049
Nombre de colonne n		3
Module d'élasticité instantanée du béton E _i [Mpa]		32164,195
Module d'élasticité différée du béton E _j [Mpa]		10818,866
Souplesse (mm/T)	Instantanée	0,501
	Différée	1,491

- Chevêtre :

$$\frac{1}{K_{ch}} = \frac{[(e_c + h_p)^3 - h_p^3]}{3EI'}$$

Avec I' : le moment d'inertie du chevêtre tel que : $I' = \frac{L_c l_c^3}{12}$

Les coefficients de souplesse du chevêtre sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 122 :Calcul des coefficients de souplesse du chevêtre

Chevêtre		Valeurs
Hauteur h (m)		8,93
Epaisseur e _c (m)		1
Longueur du chevêtre L _c (m)		8
Largeur du chevêtre l _c (m)		1,4
Moment d'inertie I' (m ⁴)		1,829
Souplesse (mm/T)	Instantanée	0,0151
	Différée	0,045

- Appareil d'appui :

$$\frac{1}{K_{app}} = \frac{e_{app}}{N \times G \times a \times b}$$

Avec :

G : module d'élasticité transversale de l'appareil d'appui tel que :

Module d'élasticité instantané : $G = 160\text{t/m}^2$;

Module d'élasticité différé : $G = 80\text{t/m}^2$.

Les coefficients de souplesse de l'appareil d'appui sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 123: Calcul des coefficients de souplesse de l'appareil d'appui

APPAREIL D'APPUI		Culée I	Pile	Culée II
a (mm)		300	300	300
b (mm)		400	400	400
t (mm)		10	12	10
N		3	3	3
Souplesse (mm/T)	Instantanée	0,694	0,833	0,694
	Différée	1,389	1,667	1,389

Le coefficient de souplesse de la pile est la somme de coefficient de souplesse des colonnes, du chevêtre et de l'appareil d'appui. En effet, nous avons comme valeur de coefficient de souplesse, pour la pile, dans le tableau ci-dessous :

Tableau 124: Calcul des coefficients de souplesse de la pile

PILE		Valeur
Souplesse (mm/T)	Instantanée	1,350
	Différée	3,202

✓ **Coefficient de souplesse des culées :**

Le coefficient de souplesse des culées est le même que celui des appareils d'appuis résumé dans le tableau ci-après.

Tableau 125: Calcul des coefficients de souplesse des culées

CULEE		Valeur
Souplesse (mm/T)	Instantanée	0,694
	Différée	1,389

VIII.2.1 Distribution des efforts de freinage

Les efforts de freinages développés par les systèmes de surcharges sont :

- Système B_c : chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner et l'effort de freinage vaut : $H_f = 30t$;
- Système $A(l)$: l'effort de freinage développé par le système $A(l)$ vaut :

$$H_f = \frac{A(l)}{20 + 0,0035 \times S}$$

Avec :

$$A(l) = 0,980t/m^2 \text{ et } S = 35,98 \times 7 = 251,86m^2.$$

Ce qui donne $H_f = 11,821t$.

La force horizontale agissant sur l'appui i est donnée par la formule suivante :

$$H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \times H_f$$

Pour le calcul de la répartition des efforts de freinage, on considère le coefficient de souplesse instantanée des appuis (pile et culée).

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 126: Répartition des efforts de freinage entre appuis

Désignation	Répartition de B _c		Répartition de A(l)	
	Culée	Pile	Culée	Pile
Coefficient de souplesse 1/K _i	0,694	1,350	0,694	1,350
Coefficient de rigidité K _i	1,44	0,741	1,44	0,741
Effort de freinage H _f (t)	19,809	10,191	7,805	4,015

VIII.2.2 Efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température

Les étapes à suivre pour le calcul des efforts dues au retrait, au fluage et à la variation de température sont les suivantes :

- On calcul d'abord le raccourcissement $d_i = \lambda \times x_i$ du tablier au niveau de l'appui ;

avec : x_i l'abscisse de l'appui considéré et le point du tablier où le raccourcissement est nul ;

λ : la déformation relative du tablier :

- Pour les phénomènes dû au retrait, au fluage et à la variation de température à long terme : $\lambda = 0,0003\text{m/m}$;

- Pour phénomène dû à la variation de température à court terme : $\lambda = 0,0002\text{m/m}$;

- Ensuite, on calcul les déplacements de chaque appuis suivant la relation suivante :

- Pour la culée : $U_0 = -\frac{\sum K_i d_i}{\sum K_i}$;

- Pour la pile : $U_1 = U_0 + d_i$;

- Et en fin, on calcul la distribution des efforts F_i suivant la formule ci-après : $F_i = K_i \times U_i$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 127: Distribution des efforts dus au retrait, fluage et à la variation de température

	Appui	1/Ki (mm/t)	Ki	di (mm)	Ui (mm)	Effort horizontale encaissé par l'appui H _i [T]
Retrait et fluage	Culée	1,389	0,72	0	-3,265	-2,351
	Pile	3,202	0,312	10,794	7,529	2,351
Température à long terme	Culée	1,389	0,72	0	-3,265	-2,351
	Pile	3,202	0,312	10,794	7,529	2,351
Température à court terme	Culée	0,694	1,44	0	-2,444	-3,520
	Pile	1,350	0,741	7,196	4,752	3,520

VIII.3 Vérification des appareils d'appui

L'appareil est soumis à:

- La réaction du tablier provenant des charges permanentes et des surcharges A(L), B_c et des surcharges de trottoirs ;
- La réaction provenant des efforts de freinage ;
- aux variations linéaires dues à la température, au fluage et au retrait.

VIII.3.1 Descente des charges

Les charges verticales appliquées sur un appareil d'appui (sur culée et pile) des poutres latérales sont :

- Poids propre de la superstructure :

$$N_g = \frac{g \times l}{2 \times N} = 74,641 \text{ t} ;$$

- Surcharge A(L) :

$$N_{A(L)} = \frac{A(l) \times S \times l_c}{2 \times N} = 41,137 \text{ t}$$

Avec l_c la largeur de la chaussée et S l'aire de la LI ;

- La surcharge B_{c30} :

$$N_{Bc30} = \frac{\delta \times \sum P_i y_i}{2 \times N} = 8,694 \text{ t} ;$$

- Surcharge des trottoirs :

$$N_{tr} = \frac{2 \times A_{tr} \times l_{tr} \times S}{2 \times N} = 1,799 \text{ t}.$$

Soit : $N_{\max} = N_g + \max(N_{A(L)}; N_{Bc30}) + N_{tr} = 117,580 \text{ t}$ pour un appareil d'appui.

VIII.3.1 Vérifications des appareils d'appuis

Les surcharges sollicitant un appareil d'appui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 128: Effort sollicitant un appareil d'appui sur culée et sur pile

		Efforts verticaux		Efforts horizontaux	
		Désignation	Efforts (KN)	Désignation	Efforts (KN)
Culée	Charge permanente max		746,405	Retrait et fluage	7,837
	Charge permanente min		746,405	Température à long terme	7,837
	charge d'exploitation max		214,681	Température à court terme	11,733
	charge d'exploitation min		0	Freinage	33,015
Pile	Charge permanente max		746,405	Retrait et fluage	7,837
	Charge permanente min		746,405	Température à long terme	7,837
	charge d'exploitation max		214,681	Température à court terme	11,733
	charge d'exploitation min		0,000	Freinage	13,009

Ces valeurs des efforts doivent vérifier les différentes conditions suivantes :

- La limitation des contraintes moyennes de compression :

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} < 15 \text{Mpa} ;$$

Après calcul, nous trouvons : $\sigma_m = 4,899 \text{ Mpa} < 15 \text{Mpa}$: vérifiée.

- La condition de non cheminement :

$$\frac{N}{ab} > 2 \text{Mpa} ;$$

$$\frac{N}{ab} = 4,899 \text{ Mpa} > 2 \text{Mpa} : \text{vérifiée.}$$

- La condition de non glissement :

$$H < f \times N_{\max} ;$$

Avec : $H = 19,809 \text{t}$: effort horizontaux maximal appliqué à l'appareil d'appui sur culée (cf tableau n°129)

Dans laquelle $f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,222$: un coefficient de frottement.

Soit donc : $f \times N_{\max} = 78,473 \text{t} > H = 19,809 \text{t}$: vérifiée ;

- Vérification de l'épaisseur des frettes :

$$t_s \geq \max\left(\frac{a\sigma_m}{C_f\sigma_e}; 2\text{mm}\right) = \max(0,700\text{mm}; 2\text{mm}) = 2\text{mm.}$$

Avec $\sigma_e = 245 \text{Mpa}$: la limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif de la frette métallique.

C_f : coefficient de forme égale à 8,571.

Nous avons pris comme épaisseur d'un frette intermédiaire $t_s = 3 \text{mm} > 2 \text{mm}$, donc la condition est vérifiée ;

- Vérification des contraintes de cisaillement :

- Contrainte de cisaillement due à la rotation de l'appareil d'appui :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{\alpha_T}{n} < \tau_N$$

Avec :

n le nombre de feuillet élémentaires d'élastomère, $n = 4$;

t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire égale à 10mm ;

$\frac{\alpha_T}{n}$: angle de rotation exprimé en radian d'un feuillet élémentaire

d'élastomère ;

$$\tau_N = \frac{1,5 \times N}{C_f \times a \times b} : \text{Contrainte de cisaillement due à l'effort vertical.}$$

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 : 0,002 rad ;
- Due aux charges permanentes : -0,0056 rad ;
- Due aux charges d'exploitation maximale : 0,0038 rad ;
- Due aux charges d'exploitation minimale : 0 rad ;

- Contrainte de cisaillement due au retrait, fluage et à la variation de température :

Cette contrainte est définie par la relation suivante : $\tau_{H1} = \frac{G \times U_i}{e_{app}} < 0,5 \times G = 0,4 \text{Mpa}$

Avec :

G = 0,80Mpa : module d'élasticité différé transversale de l'appareil d'appui ;

e_{app} = épaisseur totale de l'appareil d'appui ;

U_i déformation de l'appareil d'appui due au retrait, fluage et à la variation de température;

La contrainte de cisaillement finale doit vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_H < 5G = 4 \text{Mpa.}$$

Les différents cas de charges qu'on va tenir en compte pour la vérification des appareils d'appuis sont les suivantes :

- 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.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 129: Vérification des appareils d'appui

APPUIS	Cas	N/ab	Cisaillement [Mpa]					
			τ_N	τ_{H1}	τ_{H2}	τ_H	τ_α	τ
CULEE	1	6,220	1,089	0,114	0	0,114	-0,324	0,879
	2	9,798	1,715	0,131	0,275	0,406	0,018	2,138
	3	6,220	1,089	0,131	0,275	0,406	-0,324	1,170
PILE	1	6,220	1,306	0,205	0	0,205	-0,324	1,187
	2	9,798	2,058	0,251	0,108	0,359	0,018	2,435
	3	6,220	1,306	0,251	0,108	0,359	-0,324	1,342
Condition à vérifier	2<N/ab<15		< 0,5G = 0,4		< 0,7G = 0,56	< τ_N	< 5G = 4	

Conclusion :

Toutes les conditions de vérification des contraintes sont respectées, donc les dimensions de l'appareil d'appui sont acceptables.

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA CULEE

IX.1 Mur garde-grève

Les dimensions qu'on va vérifier pour le mur garde grève sont celles qu'on a imposées lors de la prédimensionnement des variantes tels que :

Longueur $L_{m\text{gg}} = 9 \text{ m}$;

Hauteur $h_{m\text{gg}} = 2,20 \text{ m}$;

Epaisseur $e_{m\text{gg}} = 0,30\text{m}$.

IX.1.1 Les sollicitations

Le mur garde grève est sollicité par :

- les poussées de terre ;
- la poussée due aux surcharges des remblais ;
- la force de freinage.

a .Les poussées de terre

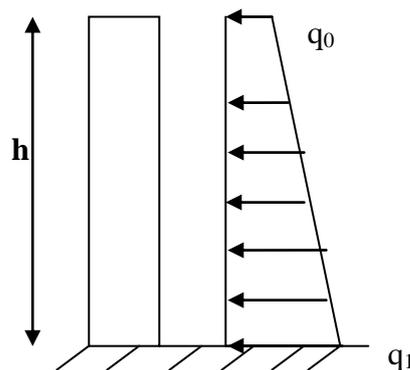


Figure 33: Poussée de terre sur le mur garde grève

La distribution de la poussée des terres est linéaire sur toute la hauteur du mur garde grève. L'intensité q_{pr} de cette force est de : $q_{pr} = K_{a\gamma} \times \gamma \times h_{m\text{gg}} + q \times K_{aq}$ et elle est appliquée à 2/3 au dessous du point d'encastrement.

Où :

$K_{a\gamma}$: Coefficient de poussée du remblai ;

K_{aq} : Coefficient de poussée de surcharge du remblai tels que :

Avec les caractéristiques du sol de remblai ci-après :

- Nature : sable fin argileux brun ;
- Angle de frottement interne $\varphi = 27^\circ$;
- Poids volumiques humide : $\gamma = 2,07\text{t/m}^3$;

- Surcharge réglementaire du remblai, $q = 1\text{t/m}^2$ qui provoque une poussée complémentaire.

Nous trouvons la valeur de K_{aq} et K_{ay} suivant :

$$K_{aq} = K_{ay} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,376$$

En effet : $q_{pr} = 0,778h + 0,376$.

La force de poussée, par mètre linéaire, appliquée au mur garde grève est calculée par la relation suivante :

$$Q_{pr} = \int_0^{h_{mgs}} (0,778h + 0,376)dh = 2,711\text{t/ml.}$$

Le moment maximal provoqué par la poussée de remblai sur le mur garde grève est calculé par la relation ci-après :

$$M_{pr} = Q_{pr} \times \frac{h_{mgs}}{3}$$

Après calcul, nous avons : $M_{pr} = 1,988\text{tm/ml.}$

b. Les surcharges de remblai

La sollicitation la plus défavorable est l'effet de l'essieu arrière de 12 T de camions type B_{c30}. 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° . La position la plus défavorable de cette charge est obtenue en plaçant le bout de la surface du rectangle d'impact juste derrière la face arrière du mur garde grève.

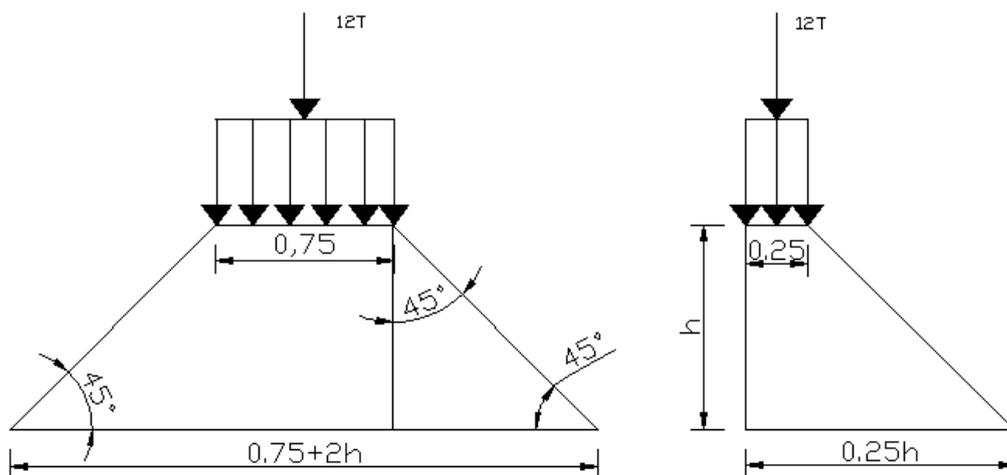


Figure 34: Distribution de la poussée de la surcharge de remblai

- Moment dû aux surcharges de remblais :

Les surcharges du remblai engendrent un moment exprimé par la relation suivante :

$$M_{sr} = \frac{12K}{0,75 + 2h_{mgs}} \int_0^{h_{mgs}} \frac{h_{mgs} x}{0,25 + x} dx$$

Avec : $K = k \times q \times \delta \times K_{ay} = 0,496$;

$\delta = 1$: Coefficient de majoration dynamique pour le cas de charge remblai ;

$k = 1,2$: coefficient de pondération ;

$q' = 1,1$: pour deux voies chargées.

Après calcul, nous trouvons : $M_{sr} = 3,392 \text{tm/ml}$.

- Effort tranchant :

L'effort tranchant dû aux surcharges de remblai est obtenue en utilisant la formule suivante :

$$V_{sr} = \int_0^{h_{mgs}} 12K(0,25 + x) dx$$

Et nous obtenons, après calcul : $V_{sr} = 17,689 \text{t}$, soit $V_{sr} = 1,965 \text{t/ml}$.

c. La force de freinage

La surcharge à considérer est celle qui est produite par le camion du système B_c.

- Moment dû à la force de freinage :

Le moment crée par ce système sur le mur garde grève est défini par la relation ci-après :

$$M_f = \frac{6h_{mgs}}{0,25 + 2h_{mgs}} \times q$$

Avec $q = 1 \text{t/m}^2$ la surcharge réglementaire du remblai.

Après calcul, nous trouvons : $M_f = 2,839 \text{ tm/ml}$.

- Effort tranchant :

L'effort tranchant dû à la force de freinage est pris égale à 6t (égale au poids d'une roue de 6t).

Soit : $V_f = 0,667 \text{t/ml}$.

IX.1.2 Calcul des armatures

Le calcul des armatures du mur garde grève s'effectue en l'assimilant à une dalle soumis à la flexion simple.

La combinaison d'action se calcul comme suit :

- A l'ELU :

$$M_u = 1,35M_{pr} + 1,5(M_{sr} + M_f)$$

$$V_u = 1,35V_{pr} + 1,5(V_{sr} + V_f)$$

- A l'ELS :

$$M_S = M_{pr} + M_{sr} + M_f$$

$$V_S = V_{pr} + V_{sr} + V_f$$

Après calcul, nous avons les valeurs de sollicitations dans le tableau ci-dessous :

Tableau 130: Valeurs des sollicitations sur le mur garde grève aux états limite

	ELU	ELS
Moment (tm/ml)	12,029	8,218
Effort (t/ml)	7,608	5,343

a. Armatures longitudinales

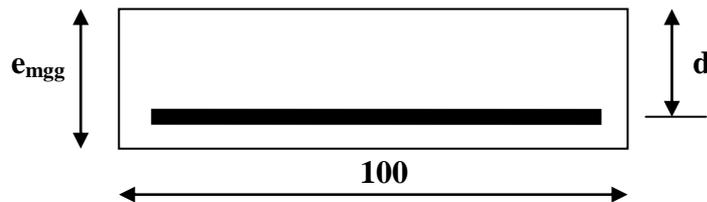


Figure 35: Schéma de calcul pour le ferrailage du mur garde grève

Nous avons :

Etant donnée que $e_{m\text{gg}} = 30\text{cm}$, et en prenant un enrobage de 3cm, nous trouvons comme valeur de l'armature longitudinal suivant :

- A l'ELU : $A_u = 13,508\text{cm}^2$;
- A l'ELS : $A_{ser} = 17,132\text{cm}^2$.

b. Armature minimal

Ces valeurs de sections d'armatures longitudinaux correspondent à une section d'armature minimal égal à $A_{\text{min}} = 3,260\text{cm}^2$.

Ainsi, nous avons $A_{ser} > A_u > A_{\text{min}}$, donc nous allons retenir la section d'armature $A_{ser} = 17,132\text{cm}^2$.

Soit $A = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$

c. Armature de répartition

Par définition : $A_r = \frac{A}{3} = 5,711\text{cm}^2$, soit $A_r = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$.

d. Vérification de l'effort de cisaillement

L'armature transversale est utile lorsque la condition suivante n'est pas vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nous avons $V_u = 7,608\text{t/ml}$, qui correspond $\tau_u = 0,128\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167\text{Mpa}$. Donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

IX.2 Mur en retour

Les dimensions du mur en retour sont celles qu'on a imposées lors de la prédimensionnement des variantes tels que :

Longueur $L_{mr} = 3\text{ m}$;

Hauteur $H_{mr} = 3,20\text{ m}$;

Epaisseur $e_{mr} = 0,25\text{m}$.

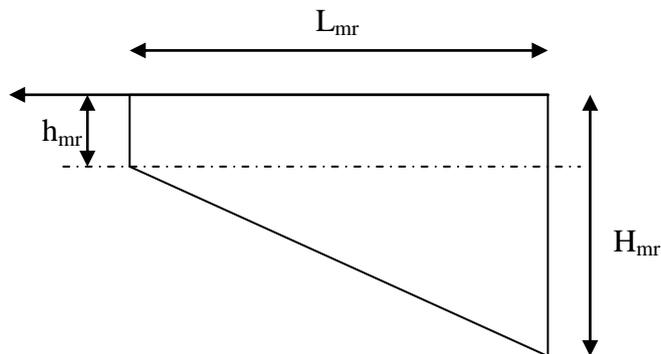


Figure 36: Schéma du mur en retour

IX.2.1 Les sollicitations

Le mur en retour a pour rôle de soutenir le remblai. En effet, il supporte les charges suivantes :

- Son poids propre ;
- La poussée du remblai ;
- Des charges appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur comprenant :
 - Une charge verticale de 4 T ;
 - Une charge horizontale de 2 T.

Les valeurs retenues pour ces deux dernières charges sont conventionnelles et permettent de représenter :

- Les actions appliquées en cours de construction ;
- Les poussées sur le mur dues à des charges locales sur le remblai ;
- Les surcharges accidentelles appliquées au mur en retour.
 - Sollicitations dues aux charges verticales

On distingue :

- Le poids propre : $P_{mr} = 2,5 \times S \times e_{mr} = 3,15\text{ t}$;

- Une charge verticale de 4 t.

A l'encastrement, le moment et l'effort tranchant dû à ces sollicitations sont calculés suivant les relations ci-après :

Moment fléchissant M_v :

$$M_v = P_{mr} \times X_{Gmr} + 4(L_{mr} - 1) = 11,9tm$$

$X_{Gmr} = 1,238m$: position du centre de gravité du mur suivant l'axe des x ;

Effort tranchant V_v :

$$V_v = P_{mr} + 4 = 7,15t.$$

- Sollicitations dues aux charges horizontales :

Les forces horizontales sont constituées d'une force excentrée de 2t et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur.

L'intensité de la poussée répartie sur toute la surface est de : $(Y_{Gmr} + 0,5)$ [t/m²] dont la résultante est appliquée au centre de gravité Y_{Gmr} du mur.

Le moment et l'effort tranchant dû à ces sollicitations sont calculés suivant les relations ci-après :

Moment fléchissant M_h :

$$M_h = (Y_{Gmr} + 0,5) \times S \times Y_{Gmr} + 2 \times (L_{mr} - 1) = 16,839tm.$$

Avec: $Y_{Gmr} = 1,146m$: l'ordonnée du centre de gravité du mur en retour.

Effort tranchant V_h :

$$V_h = (Y_{Gmr} + 0,5) \times S + 2 = 12,37t.$$

Ainsi, nous avons les sollicitations aux états limites présentées dans le tableau suivants :

Tableau 131: Sollicitations aux états limites de mur en retour

	Due aux charges horizontales		Due aux charges verticales	
	Moment [Tm]	Effort tranchant [T]	Moment [Tm]	Effort tranchant [T]
ELU	22,733	16,700	16,065	9,653
ELS	16,839	12,37	11,9	7,15

X.2.1 Calculs des armatures

Le mur en retour est soumis à la flexion simple, en effet, nous avons les résultats dans le calcul ci-dessous :

a. Armatures destinées à assurer la reprise du moment dû aux charges verticales

Armatures principales

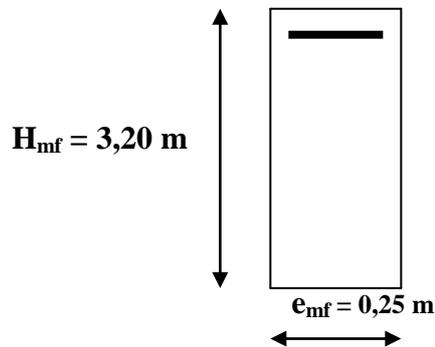


Figure 37. Schéma de calcul d'armature du mur ne retour

D'après cette figure, nous avons :

$$b = e_{mr} = 0,25 \text{ m} ;$$

$$d = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ m} ;$$

$$M_u = \frac{M_{vELU}}{H_{mr}} = 5,02 \text{ tm/ml} ;$$

$$M_s = \frac{M_{vELS}}{H_{mr}} = 3,719 \text{ tm/ml}.$$

Les résultats de calcul des sections d'armatures pour les deux états limites sont :

$$A_u = 1,615 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = 2,213 \text{ cm}^2.$$

Et nous trouvons comme section d'armature minimale $A_{\min} = 2,717 \text{ cm}^2$. Prenons $A = A_{\min} = 2,717 \text{ cm}^2$, soit : $A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{3} = 1,57 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A_r = 5\text{HA}8 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'effort de cisaillement

Si la relation suivante est vérifiée, alors l'armature transversale ne sera pas utile :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,134 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa}, \text{ avec } V_u = \frac{V_{vELU}}{H_{mr}} = 3,017 \text{ t} . \text{ Donc la}$$

condition est vérifiée et l'armature transversale est inutile.

b. Armatures destinées à assurer la reprise du moment dû aux efforts horizontaux

Armatures principales :

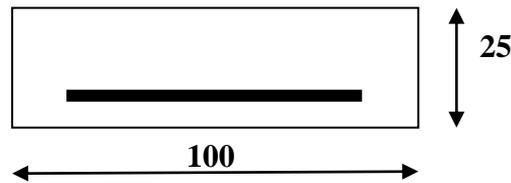


Figure 38 :Schéma de calcul pour les charges horizontales

D'après cette figure, nous avons :

$$b = e_{mr} = 0,25 \text{ m ;}$$

$$d = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ m ;}$$

$$M_u = \frac{M_{hELU}}{H_{mr}} = 7,104 \text{ tm/ml ;}$$

$$M_s = \frac{M_{hELS}}{H_{mr}} = 5,262 \text{ tm/ml.}$$

Les résultats de calcul des sections d'armatures pour les deux états limites sont :

$$A_u = 9,729 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = 13,440 \text{ cm}^2.$$

Et nous trouvons comme section d'armature minimale $A_{\min} = 2,657 \text{ cm}^2$. Prenons $A = A_s = 13,440 \text{ cm}^2$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{3} = 4,48 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A_r = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'effort de cisaillement

Si la relation suivante est vérifiée, alors l'armature transversale ne sera pas utile :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,237 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa}, \text{ avec } V_u = \frac{V_{hELU}}{H_{mr}} = 5,220 \text{ t.} \text{ Donc la}$$

condition est vérifiée et l'armature transversale est inutile.

IX.3 Le Mur de front

Nous allons retenir les dimensions imposées dans le prédimensionnement tels que :

$$\text{Longueur } L_{mf} = 7 \text{ m;}$$

$$\text{Hauteur } H_{mf} = 3,10 \text{ m ;}$$

$$\text{Epaisseur } e_{mf} = 0,90 \text{ m.}$$

IX.3.1 Les sollicitations

Le mur de front est sollicité par :

- Son poids propre ;
- Le poids propre du mur de retour ;
- Poids propre de mur garde grève ;
- Les réactions du tablier sous les charges permanentes et surcharges ;
- Les réactions dues au freinage, au retrait et au fluage du béton ;
- La poussée de terre.

a. Sollicitation due à la poussée de terre

Cette sollicitation se calcule par la relation ci-dessous :

$$Q_{mf} = \frac{q_0 + q_1}{2} \times L_{mf} \times H$$

Avec $q_0 = K_{aq} \times \gamma = 0,376 \text{t/m}^2$;

$$q_1 = q_0 + \gamma \times K_{ay} \times H = 5,357 \text{t/m}^2$$

$H = 6,3 \text{m}$: hauteur de mur de front + hauteur de mur garde grève + hauteur du sommier ;

Ces valeurs correspondent à $Q_{mf} = 18,346 \text{t/ml}$

Le moment est calculé par rapport au point, coin bas droit de la semelle et se calcule par la

formule suivante : $M_{Q_{mf}} = Q_{mf} \times \left(\frac{1}{3} H + h_s \right) = 53,816 \text{tm/ml}$

Avec $h_s = 0,80 \text{m}$: la hauteur de la semelle.

b. Les Sollicitation due au poids propres

Les volumes et les poids propres des éléments constituant la culée sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 132: Poids propres et volumes des éléments constituant la culée

Désignation	Volume [m ³]	Poids[T]	Poids volumique ρ(t/m ³)
Mur garde grève	5,94	14,85	2,5
Sommier	12	30	2,5
Mur en retour	3,15	7,875	2,5
Mur de front	19,53	48,825	2,5
Semelle de liaison	31,36	78,4	2,5
Dalle de transition	8,1	20,25	2,5
Total	80,08	200,2	

Moment fléchissant dus aux poids propres des éléments constituant la culée :

Les moments dus à ces poids propres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 133: Valeurs des moments dus aux poids propres des éléments constituant la culée

Désignation	Poids[T]	Bras du levier (m)	Moment (tm)
Mur garde grève	14,85	2,76	40,986
Sommier	30	2,16	64,8
Mur en retour	7,875	4,15	32,68125
Mur de front	48,825	2	97,65
Semelle de liaison	78,4	2	156,8
Dalle de transition	20,25	4,42	89,505
Total			482,422

Le moment total M_{Tmf} par mètre linéaire est obtenu en divisant la somme des moments par la longueur L_{mf} du mur de front. Soit : $M_{Tmf} = 68,917\text{tm/ml}$.

IX.3.1 Stabilité de la culée

Pour que la culée soit stable vis-à-vis du renversement, il faut que la relation suivante soit

vérifiée : $\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$

M_s désigne la somme des moments des forces qui tendent à stabiliser la culée ;

M_R la somme des moments des forces qui tendent à renverser la culée.

a. Les forces qui tendent à stabiliser la culée

On distingue :

- le poids propre de la superstructure : $R_g = g \times \frac{l}{2} = 223,922 \text{ t}$;
- la surcharge de chaussée A(L) : $R_{A(l)} = A(l) \times S \times l_c = 123,411 \text{ t}$;
- la surcharge B_{c30} : $R_{Bc} = \delta \times \sum P_i \times y_i = 26,082 \text{ t}$;
- la surcharge des trottoirs : $R_{tr} = 2 \times A(tr) \times \frac{S}{2} = 5,397\text{t}$;
- la surcharge du remblai sur la semelle : $R_{sremb} = \frac{S_{remblai} \times L_{semelle} \times \gamma}{L_{semelle}} = 168,577\text{t}$

Le bras de levier de R_g , $R_{A(l)}$, R_{Bc} et R_{tr} est de 2m par rapport au coin bas droit de la semelle.

Et le bras de levier de R_{sremb} se trouve à 3,32m de ce coin bas droit de la semelle.

b. Les moments qui tendent à stabiliser la culée

Les moments aux deux états limites dus à ces forces sont :

$$M_u = 141,573 \text{tm/ml} \text{ et } M_s = 100,780 \text{tm/ml}.$$

c. Les forces qui tendent à renverser la culée

On distingue :

- La force de freinage est de $H_f = 19,809 \text{ t}$ soit $2,830 \text{ T/ml}$.
- La force due au raccourcissement du tablier : $H_{flu} = 5,871 \text{ t}$ soit $0,839 \text{t/ml}$.

d. Les moments qui tendent à renverser la culée

Les moments dus à ces forces sont :

$$M_{\text{Freinage}} = H_f \times H' = 2,830 \times (6,3 + 0,80) = 20,375 \text{ tm/ml}$$

$$M_{\text{Raccourcissement}} = H_{flu} \times H' = 6,039 \text{tm/ml}.$$

Avec $H' = (H + h_s)$: le bras de levier de ces deux forces par rapport à la base de la semelle sous pilier.

Ces valeurs de moment correspondent à :

$$M_s = M_{Tmf} + M_s + R_{\text{sremb}} \times 3,32 = 237,290 \text{tm/ml} ;$$

$$M_R = M_{Q_{mf}} + M_{\text{Freinage}} + M_{\text{Raccourcissement}} = 80,230 \text{tm/ml}.$$

En effet : $\frac{M_s}{M_R} = 2,958 > 1,5$ donc la culée est stable longitudinalement.

IX.3.2 Détermination des armatures du mur de front

a. Armature longitudinale

Le mur de front est sollicité par une flexion composée due :

- Aux moments de flexion due aux forces horizontales qui sont :
 - ✓ $M_{\text{poussée}} = Q_{mf} \times Y_p = 18,346 \times 1,622 = 33,435 \text{tm/ml}$, avec Y_p bras de levier de la force de poussée de terre par rapport à la base du mur de front ;
 - ✓ $M_{\text{freinage}} = \frac{H_f}{L_{mf}} \times (H' - h_s) = 14,149 \text{tm/ml}$
 - ✓ $M_{\text{raccourcissement}} = \frac{H_{flu}}{L_{mf}} \times (H' - h_s) = 4,194 \text{tm/ml}$, avec $H_{flu} = 5,871 \text{t}$ force de déformation due au retrait, au fluage et à la variation de température.
- A l'effort normale de compression du aux forces verticales :

- Effort de compression $N_{c\text{permanente}}$ due au poids propre de la culée :

$$N_{c\text{permanente}} = 200,2t ;$$

- Effort de compression $N_{s\text{permanente}}$ due au poids propre de la superstructure :

$$N_{s\text{permanente}} = g \times l/2 = 12,447 \times 35,98/2 = 223,922t ;$$

$$\text{Soit } N_{\text{permanente}} = 54,630t/ml$$

- Effort de compression $N_{\text{exploitation}} = N_{A(l)} + N_{tr} = 128,808t.$

$$\text{Soit } N_{\text{exploitation}} = 18,401t/ml.$$

Les sollicitations aux états limites sont données dans le tableau suivant :

Tableau 134: Sollicitations aux états limites du mur de front.

	Moment (tm/ml)	Effort de compression (t/ml)
ELU	72,023	94,277
ELS	51,778	67,790

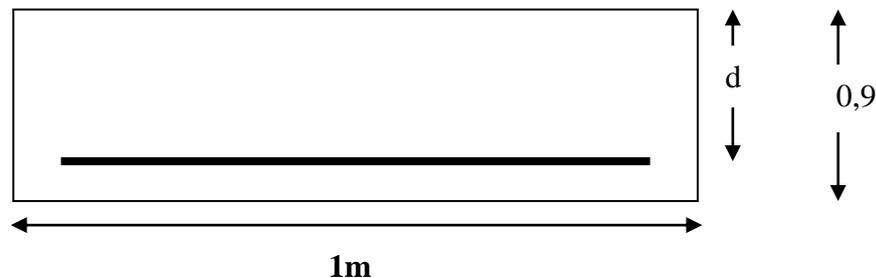


Figure 39: Schéma de calcul d'armature du mur de front

- **Détermination de la nature de la compression**

D'après la règle du BAEL 91 modifié 99 : si $e > e_{nc}$: la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime peut ne pas être atteint (effort faibles).

L'effort de compression centré maximale supportée par le béton est défini par la formule suivante: $N_{b\text{max}} = b \times h \times f_{bc} = 1500,3t.$

Et le coefficient de remplissage se calcul comme suit :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b\text{max}}} = \frac{101,352}{1500,3} = 0,063 < 0,81$$

L'excentricité critique relative est définie par la relation ci-dessous :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})} = 0,165.$$

L'excentricité e est calculé par la formule ci-après :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,711m > e_{NC} = \xi \times e = 0,117m.$$

Ce qui indique que la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime peut ne pas être atteint.

- **Calcul d'armature de la section partiellement comprimée :**

La section à étudier est soumise à une flexion simple, et de moment fictif M_{fictif} défini par la formule suivante : $M_{\text{fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 105,963 \text{tm/ml}$

Ce moment fictif correspond à une section d'armature comprimée réelle de valeur :

$$A_{\text{fictif}} = 39,614 \text{cm}^2.$$

La section réelle d'armature tendu est de : $A = A_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 12,523 \text{cm}^2$, qui correspond à :

$$A_{\text{min}} = 9,781 \text{cm}^2.$$

Avec : $\sigma_{su} = f_{ed} = 348 \text{Mpa}$.

Etant donné que l'état ultime peut ne pas être atteint, nous n'avons plus besoin de vérifier la section d'armature A par rapport à la section du béton.

Prenons $A = 12,32 \text{cm}^2 = 8\text{HA}14$. Cette valeur de section correspond à $A_r = \frac{A}{3} = 4,62 \text{cm}^2$.

Soit $A_r = 3\text{HA}12$.

b. Vérification de la contrainte tangentielle

L'armature transversale n'est pas nécessaire lorsque la relation suivante est satisfaite :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$, avec : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,372 \text{Mpa}$ où $V_u = 1,35 \times (H_{\text{flu}} + Q_{\text{mf}}) + 1,5 \times H_f = 30,145 \text{t/ml}$;

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,167 \text{Mpa}$$

En effet, la condition $\tau_u < \bar{\tau}_u$ est donc vérifiée et l'armature transversale n'est donc pas nécessaire.

IX.4 Dimensionnement de la semelle sous culée

IX.4.1 Descente des charges

- Poids propre de la culée : 200,2t ;
- Charge permanente transmise par la superstructure :

- ✓ Charge permanente : $g \times \frac{l}{2} = 12,447 \times \frac{35,98}{2} = 223,922 \text{ t}$;

- ✓ Charge d'exploitation : $N_{A(l)} + N_{tr} = 128,808 \text{ t}$.

La charge à prendre en compte est donc :

A l'ELU : $N_u = 765,777 \text{ t}$;

A l'ELS : $N_s = 552,930 \text{ t}$.

IX.4.2 Disposition constructive

a. Nombre de pieux sous semelle

Le nombre de pieux sous culée est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{N_u}{Q_l} \times 1,6 = 3,3$$

Soit $n = 4$ pieux de 1 m de diamètre, avec $Q_l' = 372,352 \text{ t}$.

b. Angle d'inclinaison de la bielle

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 $\theta = 50^\circ$.

c. Distance entraxe des pieux

$$b' = \frac{e_{mf}}{2} + \frac{2h_s}{\tan \theta} = 1,80\text{m}, \text{ prenons } b' = 2\text{m}.$$

d. Bras de levier des armatures tendues

Le bras de levier est défini par la relation ci-après : $0,5 \left(b' - \frac{e_{mf}}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(b' - \frac{e_{mf}}{2} \right)$

Soit $0,775\text{m} < d < 1,085\text{m}$.

e. Etat limite ultime de la compression de la bielle

- Au niveau de la base de la culée :

L'état limite de la compression des bielles doit être vérifié par la relation suivante :

$$\frac{N_u'}{S_{mr} \times \sin^2 \theta} \leq 0,9 \times f_{c28}$$

Avec $S_{mr} = 6,3 \text{ m}^2$: section du mur de font;

$N_u' = N_u - 1,35 \times G_{\text{semelle}} = 815,301 - 1,35 \times 78,4 = 659,937\text{t}$ est la charge transmise à la semelle par la culée.

Soient : $\frac{N_u'}{S_{mr} \times \sin^2 \theta} = 1,784\text{Mpa} < 0,9 \times f_{c28} = 22,5\text{Mpa}$, la condition sur l'état limite de la compression des bielles est donc vérifiée.

- Au niveau de la tête du pieu :

La relation suivante doit être satisfaite : $\frac{1}{3S_{\text{pieu}}} \left(1,35G_{\text{semelle}} + \frac{N'_u}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0,9f_{c28}$

Avec : $S_{\text{pieu}} = 0,785 \text{ m}^2$ la section d'un pieu.

$G_{\text{semelle}} = 78,4 \text{ t}$: poids propre de la semelle.

Soit $\frac{1}{3S_{\text{pieu}}} \left(1,35G_{\text{semelle}} + \frac{N'_u}{\sin^2 \theta} \right) = 4,952 \text{ Mpa} < 0,9f_{c28} = 22,5 \text{ Mpa}$, la condition est vérifiée.

f. Etat limite de cisaillement du béton

La contrainte tangentielle conventionnelle qu'on va noter par τ_{uc} doit vérifier la condition ci-dessous : $\tau_{uc} < 1,5f_{t28}$

Soit, $\tau_{uc} = \frac{N_u}{2 \times b_s \times d} = 1,197 \text{ Mpa} < 1,5f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa}$, la condition est vérifiée.

g. Etat limite de résistance

- Armature principale :

Les armatures tendues équilibrent la composante horizontale de la bielle. En effet, la section des armatures doit être majorée de 50% afin de respecter l'état limite d'ouverture des fissures.

La section d'armature principale tendue est calculée suivant la formule suivante :

$$A = \frac{1,5 \times N_u}{2 \frac{f_e}{\gamma_s} \tan \theta} = 138,458 \text{ cm}^2.$$

En tenant compte de la majoration de 50%, nous trouvons : $A = 69,23 \text{ cm}^2$. Prenons $A = 72,38 \text{ cm}^2$ qui correspond à 9HA32.

- Armature complémentaire :

Elles sont destinées en partie, de reprendre les éventuels moments de torsion résultant des écarts d'implantation, et on distingue :

Armatures supérieure :

$A_{\text{sup}} \geq 10\% A = 7,238 \text{ cm}^2$, soit $A_{\text{sup}} = 7,85 \text{ cm}^2$ qui correspond à 10HA10.

Les armatures transversales :

Le pourcentage de ces armatures qui sont constitués par des cadres ou étriers intérieurs répandant sur une longueur égale d se calcule par la formule suivante :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_{uc}}{f_{t28}} \times \frac{A}{db} = 11,178 \text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,20 \times \frac{A}{db} = 4,607 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Prenons $A_t = 11,31 \text{cm}^2 = 10\text{HA}12$.

Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont constituées par des cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section totale est égale à : $A_h = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_{uc}}{f_{t28}} \times A - A_{\text{sup}}$

Après calcul, nous trouvons : $A_h = 3,328 \text{cm}^2$.

D'autre part, l'armature minimale vaut $10\%A = 7,540 \text{cm}^2$.

En effet, nous allons prendre comme section d'armature horizontale $A_h = 10\%A = 7,540 \text{cm}^2$.

Soit $A_h = 7,85 \text{cm}^2$ qui correspond à 10HA10.

Armatures 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 3cm^2 par mètre de longueur du parement.

Prenons $4\text{HA}12 = 4,52 \text{cm}^2$.

CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

X.1 Détermination des efforts appliqués à la pile

On distingue les efforts verticaux et les efforts horizontaux :

X.1.1 Efforts verticaux

Ce sont :

- Le poids propre de la pile, comprenant :
 - Le chevêtre : $1,4 \times 1 \times 9 \times 2,5 = 31,5t$;
 - Les colonnes : $3 \times 3,14 \times 1 \times 1/4 \times 9,329 \times 2,5 = 54,924t$;
 - Semelle de liaison : $9,8 \times 4 \times 0,8 \times 2,5 = 78,4t$.

X.1.2 Efforts horizontaux

Ce sont :

- L'effet du vent (la pression du vent est prise égale à 400 kg/m^2) comprenant:
 - Vent sur le tablier : $35,98 \times 2 \times 0,4 = 28,787t$;
 - Vent sur chevêtre : $1 \times 1,5 \times 0,4 = 0,6t$;
 - Vent sur les colonnes : $6,629 \times 3,14 \times 1 \times 0,4 = 8,626 t$;
- Effet de freinage : $H_f = 10,191t$;
- Effet dû au retrait, fluage et variation de la température : $5,871t$;
- Effet du courant : la partie immergée de la pile subit une force hydrodynamique d'intensité à cause du courant.

L'intensité R de cette force est calculée par la formule ci-après : $R = \rho \times K \times S \times V$.

ρ : Masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/m^3 ;

$K = 38$: coefficient dépendant de la forme de la pile ;

$V = 3,04\text{m/s}$: vitesse du courant ;

$S = 5,142 \times 3,14 \times 1 = 16,146\text{m}^2$: Surface de la pile frappée par le courant ;

Soit $R = 5,969t$.

X.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement de la pile

Cette vérification se porte sur le respect de la relation $\frac{M_s}{M_R} > 1,5$ dans le sens transversal et

longitudinal du pont et par rapport.

Les vérifications se portent sur :

- La stabilité de l'ensemble ;
- La stabilité interne de la pile, c'est-à-dire les éléments composant de la pile.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 135: Moment de la semelle de la pile par rapport au point O de la pile

Désignation	Transversement			Longitudinalement		
	Forces (t)	Bras (m)	Moment (tm)	Forces (t)	Bras (m)	Moment (tm)
Poids propre	164,824	4,900	807,640	164,824	2,000	329,649
Réaction de la superstructure	352,730	4,900	1728,377	352,730	2,000	705,460
Vent sur tablier	28,784	12,929	372,148			
Vent sur chevêtre	0,600	11,429	6,857			
Vent sur la colonne	8,326	7,615	63,399			
Effet de courant sur la pile	5,969	3,940	23,513			
Freinage				10,191	11,929	121,567
Retrait, fluage et température				5,871	11,929	70,036

Les sollicitations de renversement sont des actions variables, alors le moment renversant est multiplier par le coefficient 1,2. Le tableau ci-après présent les résultats de vérification vis- a-vis du renversement de la pile :

Tableau 136: Vérification de la condition de stabilité

	Transversement	Longitudinalement
M_s (tm)	2536,017	1035,109
M_R (tm)	559,101	229,923
$\frac{M_s}{M_R}$	4,536	4,502
Condition	> 1,5	> 1,5

X.3 Dimensionnement du chevêtre

X.3.1 Détermination des sollicitations

Hypothèse de calcul :

- Nous allons considérer que le système chevêtre, colonnes et semelle est supposé suffisamment rigide. En effet, les charges transmises par les poutres aux appuis sont directement supportées par les colonnes et ne créent pas de moment fléchissants.
- Seul le poids propre du chevêtre qui engendre sa flexion et il est assimiler à une poutre continue sur trois appuis (3 colonnes) et comportant des parties en consoles.

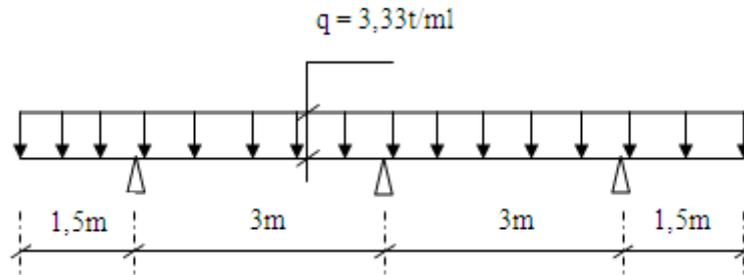


Figure 40: Modélisation du chevêtre

Ce système est une fois hyperstatique et comme ce système est symétrique, nous étudions seulement une seule partie. La relation des trois moments entre ces trois appuis nous permet d'écrire les relations suivantes :

$$l \times M_1 + 2 \times l \times M_2 + l \times M_3 = 6 \times E \times I \times (\theta_2^d - \theta_2^g)$$

Avec : $l = 3\text{m}$;

$$M_1 = M_3 = -\frac{gl^2}{8} ;$$

$$\theta_2^d = -\theta_2^g = -\frac{gl^3}{24EI} .$$

En portant ces expressions dans la formule des trois moments, nous trouvons : $M_2 = -\frac{gl^2}{8}$.

Le moment en travée est calculé par la formule suivante :

$$M(x) = \mu(x) + M_1 \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_2 \frac{x}{l}$$

Avec : $\mu(x) = \frac{gl}{2}x - \frac{g}{2}x^2$ et $M_1 = M_2 = -3,75\text{ tm}$, qui correspondent à :

$$M(x) = -1,667x^2 + 5x - 3,75$$

Si $x = 1,5$, ceci correspond à $M(1,5) = 0\text{ tm}$ à gauche et à droite d'un appui, due à la longueur de travée et celle de console ainsi que la charge appliquée.

Les sollicitations sont les suivantes

- Aux appuis
- A l'ELU : $M_u = 1,35 \times M$, avec $M = -5,063\text{ tm}$;
- A l'ELS : $M_s = M = -3,75\text{tm}$..
- Et en travée : $M_u = M_s = 0\text{ tm}$.

X.3.2 Calcul des sections d'armature

Nous avons :

Une fissuration préjudiciable ;

$$b = 1,40 \text{ m ;}$$

$$h = 1 \text{ m ;}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \text{ m ;}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa ;}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

a. Calcul de la section d'armature longitudinale

- Aux appuis :

$$A \text{ l'ELU : } A_u = 1,620 \text{ cm}^2 ;$$

$$A \text{ l'ELS : } A_{ser} = 2,209 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{Qui correspond à } A_{min} = 15,215 \text{ cm}^2$$

D'après ces résultats, nous avons : $A_u < A_{ser} < A_{min}$, donc nous allons prendre :

$$A = A_{min} = 15,215 \text{ cm}^2, \text{ soit } A = 5\text{HA}20 = 15,71\text{cm}^2.$$

- En travée :

Les moments en travée sont nuls, l'armature qu'on va utiliser est l'armature minimale.

$$\text{Soit } A = 5\text{HA}20 = 15,71\text{cm}^2.$$

b. Calcul de l'armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 5,237\text{cm}^2, \text{ soit } A_r = 5,65\text{cm}^2 = 5\text{HA}12.$$

c. 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 4HA10 = 3,14 cm².

d. Vérification de l'effort de cisaillement

L'armature transversale n'est pas nécessaire lorsque la relation suivante est satisfaite : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,024\text{Mpa}, V_u \text{ varie tout au long de chevêtre et sa valeur est obtenue en}$$

dérivant l'expression du moment fléchissant par rapport à x, soit :

$$V_u(x) = -1,5x + 2,25 \text{ qui prend sa valeur maximale lorsque } x = 0 \text{ m et qui correspond à :}$$

$$V_u(0) = 2,25 \text{ t.}$$

A l'ELU, nous trouvons $V_u = 1,35 \times V_u(0) = 3,038$ t. c'est cette valeur de V_u qu'on a utilisée dans le calcul de τ_u ci-dessus.

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,167 \text{Mpa}$$

En effet, la condition $\tau_u < \bar{\tau}_u$ est donc vérifiée et l'armature transversale n'est donc pas nécessaire.

X.4 Dimensionnement de la colonne

X.4.1 Détermination des sollicitations

Une colonne sur trois supporte les efforts suivants :

- Effort dû aux charges permanentes et charges d'exploitation de la superstructure :

➤ Charge permanente : $(12,447 \times 35,98) / 3 = 149,281$ t ;

➤ Charge d'exploitation : $(128,808) / 3 = 42,936$ t.

- Poids propre du chevêtre : $31,5 / 3 = 10,5$ t ;

- Poids propre d'une colonne : $54,924 / 3 = 18,308$ t ;

- Effort dû au freinage et au raccourcissement du tablier : $16,062 / 3 = 5,354$ t ;

- Les effets du vent et du courant : $46,539 / 3 = 15,523$ t.

X.4.2 Calcul de la longueur de flambement

La colonne est supposée encastree dans la semelle de liaison et dans le chevêtre. En effet, la

longueur de flambement correspondante est de : $l_f = \frac{l_0}{2}$.

Avec :

$l_0 = 9,329$ m : la longueur libre de la colonne, et qui correspond à $l_f = 4,665$ m.

X.4.4 Calcul de l'élancement

L'élancement d'une section circulaire est défini par la relation suivante : $\lambda = \frac{4 \times l_f}{\phi}$

Avec $\Phi = 1$ m : le diamètre de la section de la colonne.

Après calcul, nous trouvons : $\lambda = 18,658$.

X.4.5 Calcul de la section d'armature

a. Armature longitudinale

L'armature longitudinale A_l doit vérifier la relation suivante :

$$\text{Max} \left(4\mu; \frac{0,2 \times B_r}{100} \right) \leq A_l \leq \frac{5 \times B_r}{100}$$

Dans laquelle :

- B_r : section du béton réduit de 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie de la colonne, définie par la relation suivante : $B_r = \frac{\pi(\phi-1)^2}{4} = 7693,785 \text{ cm}^2$;
- $\mu = \pi\phi = 3,14 \text{ m}$: Périmètre de la colonne exprimée en mètre.

Après calcul, nous trouvons : $15,388 \text{ cm}^2 \leq A_l \leq 384,689 \text{ cm}^2$.

Prenons : $A_l = 20,17 \text{ cm}^2$ qui correspond à $A_l = 10\text{HA}16$.

D'autre part, la relation suivante doit être vérifiée : $N_u < N_{uc}$

$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times (149,281 + 10,500 + 18,308) + 1,5 \times 42,936 = 304,825 \text{ t}$ est l'effort normal ultime appliqué à une colonne ;

$$N_{uc} = \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,90 \times \theta \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 1391,198 \text{ t} : \text{l'effort résistant ultime.}$$

Avec : $\lambda = 18,658 < 50$, le coefficient de réduction α est calculé suivant la formule ci-

dessous :
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,804.$$

En effet, la condition $N_u < N_{uc}$ est donc vérifiée.

b.Armature transversale

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

Avec : $\phi_l = 16 \text{ mm}$, le diamètre de l'armature longitudinale.

Soit, $\phi_t = 5,33 \text{ mm}$, et prenons $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

L'espacement de ces armatures doit respecter la relation suivante :

$$s_t \leq \min(15\phi_t; a + 10\text{cm}; 40\text{cm})$$

Avec : $a = 1 \text{ m}$: le diamètre de la colonne.

Ainsi, nous avons : $s_t \leq \min(24\text{cm}; 110\text{cm}; 40\text{cm}) = 24 \text{ cm}$.

Prenons $S_t = 25 \text{ cm}$.

X.5 Dimensionnement de la semelle de liaison

X.5.1 Descente des charges

On distingue :

- Le poids propre :
 - du chevêtre : $9 \times 1,4 \times 1 \times 2,5 = 31,5 \text{ t}$;
 - des colonnes : $18,308 \times 3 = 54,924 \text{ t}$;
 - de la semelle : $9,8 \times 4 \times 0,8 \times 2,5 = 78,4 \text{ t}$.
- Charges transmises par la superstructure :
 - Charge permanente : $g \times l = 12,447 \times 35,98 = 447,843 \text{ t}$;
 - Charge d'exploitation : $N_{A(l)} + N_{tr} = 257,617 \text{ t}$.

La charge à prendre en compte est donc :

A l'ELU : $N_u = 1213,526 \text{ t}$;

A l'ELS : $N_s = 870,284 \text{ t}$.

Calcul du nombre de pieux sous semelle (sous pile) :

Nous avons $Q_l = 363,612 \text{ t}$.

En effet, le nombre de pieux sous semelle est défini par la formule suivante :

$$n = \frac{N_u}{Q_l} \times 1,4 = 4,67$$

Soit 5 pieux de 1 m de diamètre.

X.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. Distance entraxe des pieux

Elle est calculée par la formule ci-après : $b' = \frac{\phi_{colonne}}{2} + \frac{2h_s}{\tan \theta}$

Soit $b' = 1,844 \text{ m}$, prenons $b' = 2 \text{ m}$.

b. Bras de levier des armatures tendues d

Le bras de levier est défini par la relation ci-après : $0,5 \left(b' - \frac{\phi_{colonne}}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(b' - \frac{\phi_{colonne}}{2} \right)$

Soit $0,75 \text{ m} < d < 1,05 \text{ m}$. Prenons $d = 0,80 \text{ m}$.

c. Etat limite ultime 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 :

$$\frac{N'_u}{S_p \times \sin^2 \theta} \leq 0,9 \times f_{c28}$$

Avec $S_p = 0,785 \text{ m}^2$: section du pilier;

$N'_u = N_u - 1,35 \times G_{\text{semelle}} = 1213,526 - 1,35 \times 78,4 = 1107,686 \text{ t}$ est la charge transmise à la semelle par la pile.

Soient : $\frac{N'_u}{S_p \times \sin^2 \theta} = 24,064 \text{ Mpa} < 0,9 \times f_{c28} = 22,5 \text{ Mpa}$, la condition sur l'état limite de la

compression des bielles est donc vérifiée.

- Au niveau de la tête du pieu :

La relation suivante doit être satisfaite : $\frac{1}{3S_{\text{pieu}}} \left(1,35G_{\text{semelle}} + \frac{N'_u}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0,9 f_{c28}$

Avec : $S_{\text{pieu}} = 0,785 \text{ m}^2$ la section d'un pieu ;

$G_{\text{semelle}} = 78,4 \text{ t}$: poids propre de la semelle.

Soit $\frac{1}{3S_{\text{pieu}}} \left(1,35G_{\text{semelle}} + \frac{N'_u}{\sin^2 \theta} \right) = 5,602 \text{ Mpa} < 0,9 f_{c28} = 22,5 \text{ Mpa}$, la condition est vérifiée.

d. Etat limite de cisaillement du béton

La contrainte tangentielle conventionnelle qu'on va noter par τ_{uc} doit vérifier la condition ci-dessous : $\tau_{uc} < 1,5 f_{t28}$

Soit, $\tau_{uc} = \frac{N_u}{2 \times b_s \times d} = 1,896 \text{ Mpa} < 1,5 f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa}$, la condition est vérifiée.

e. Etat limite de résistance

- Armature principale :

Les armatures tendues équilibrent la composante horizontale de la bielle. En effet, la section des armatures doit être majorée de 50% afin de respecter l'état limite d'ouverture des fissures.

La section d'armature principale tendue est calculée suivant la formule suivante :

$$A = \frac{1,5 \times N_u}{2 \frac{f_e}{\gamma_s} \tan \theta} = 219,762 \text{ cm}^2.$$

Avec $f_e = 400 \text{ Mpa}$ et $\gamma_s = 1,15$.

En tenant compte de la majoration de 50%, nous trouvons : $A = 109,881 \text{ cm}^2$.

Prenons $A = 128,68 \text{ cm}^2$ qui correspond à 18HA32.

- Armature complémentaire :

Elles sont destinées en partie, de reprendre les éventuels moments de torsion résultant des écarts d'implantation, et on distingue :

Armatures supérieure :

$A_{\text{sup}} \geq 10\% A = 11,310 \text{ cm}^2$, soit $A_{\text{sup}} = 14,14 \text{ cm}^2$ qui correspond à 18HA10.

Les armatures transversales :

Le pourcentage de ces armatures qui sont constitués par des cadres ou étriers intérieurs répandant sur une longueur égale d se calcule par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_{uc}}{f_{t28}} \times \frac{A}{db} = 24,803 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq 0,20 \times \frac{A}{db} = 6,868 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Prenons $A_t = 27,7 \text{ cm}^2 = 18\text{HA}14$.

Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont constituées par des cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section totale est égale à :

$$A_h = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_{uc}}{f_{t28}} \times A - A_{\text{sup}}$$

Après calcul, nous trouvons : $A_h = 13,430 \text{ cm}^2$.

D'autre part, l'armature minimale vaut $10\% A = 11,310 \text{ cm}^2$.

En effet, nous allons prendre comme section d'armature horizontale $A_h = 13,430 \text{ cm}^2$.

Soit $A_h = 14,07 \text{ cm}^2$ qui correspond à 7HA16.

Armatures 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 $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

CHAPITRE XI : Ferrailage des pieux

Les pieux soumis à des compressions simples.

La longueur de flambement du pieu se calcule par la formule suivante : $l_f = \frac{l_o}{\sqrt{2}}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau 137 : Valeur de la longueur de flambement

	l_o (m)	l_f (m)
Culée	20	14,142
Pile	25	17,678

Pour une section circulaire, l'élancement se calcule suivant la relation ci-après : $\lambda = \frac{4l_f}{\phi}$.

Avec $\Phi = 1$ m, le diamètre du pieu.

Nous trouvons, après calcul :

- Pour la culée : $\lambda = 56,57$;
- Pour la pile : $\lambda = 70,2$.

D'après la règle du BAEL, lorsque $50 < \lambda < 70$, le coefficient de réduction α est donné par la

relation suivante : $\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$.

Soient :

- $\alpha = 0,469$ pour la culée ;
- $\alpha = 0,3$ pour la pile.

a. Calcul d'armature longitudinale

L'armature longitudinale A_l doit vérifier la relation suivante :

$$\text{Max}\left(4\mu; \frac{0,2 \times B_r}{100}\right) \leq A_l \leq \frac{5 \times B_r}{100}$$

Dans laquelle :

- B_r : section du béton réduit de 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie de la colonne, définie par la relation suivante : $B_r = \frac{\pi(\phi-1)^2}{4} = 7693,785 \text{ cm}^2$;
- $\mu = \pi\phi = 3,14$ m : Périmètre du pieu exprimé en mètre.

Après calcul, nous trouvons : $15,388 \text{ cm}^2 \leq A_l \leq 384,689 \text{ cm}^2$.

Prenons : $A_l = 20,17 \text{ cm}^2$ qui correspond à $A_l = 10\text{HA}16$.

D'autre part, la relation suivante doit être vérifiée :

$$N_u < N_{uc}$$

$N_u = 815,301$ t pour la culée. Avec les 4 pieux, nous avons 203,825 t pour un pieux ;

$N_u = 1213,526$ t pour la pile, et avec 5 pieux, on trouve 242,705 t pour chaque pieux.

L'effort résistant ultime se calcul, par la relation suivante :

$$N_{uc} = \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,90 \times \theta \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Soient :

- Pour la culée : $N_{uc} = 811,242$ t ;

- Pour la pile : $N_{uc} = 518,918$ t.

En effet, la condition $N_u < N_{uc}$ est donc vérifiée.

b. Armature transversale

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

Avec : $\phi_l = 16$ mm, le diamètre de l'armature longitudinale.

Soit, $\phi_t = 5,33$ mm, et prenons $\phi_t = 6$ mm.

L'espacement de ces armatures doit respecter la relation suivante :

$$s_t \leq \min(15\phi_l; a + 10cm; 40cm)$$

Avec : $a = 1$ m : le diamètre du pieu.

Ainsi, nous avons : $s_t \leq \min(24cm; 110cm; 40cm) = 24$ cm.

Prenons $S_t = 25$ cm.

PARTIE IV
EVALUATION FINANCIERE ET IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET

CHAPITRE I : PHASAGE DES TRAVAUX

➤ Phase1

On distingue :

- Les 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 constructions des ouvrages auxiliaires (piste d'accès au 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 7ème 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'armatures en attente,...) ;
- Lancement des poutres.
 - Entretoises ;
- Coffrages des entretoises ;
- Ferrailage de l'entretoise ;
- Bétonnage sur place.
 - Hourdis :
- Confection des pré-dalles ;
- Mise en place des pré-dalles ;
- 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.
 - Phase 5 : 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 ;

➤ Phase 6 : phase d'essai et assainissement

- Essai de mise ne charge ;
- Nettoyage et balayage ;
- Réception provisoire ;
- Repli de chantier.

CHAPITRE II : CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES

Le coefficient de majoration de déboursé K est défini par la formule suivante :

$$K = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3(1 + T)}$$

Les valeurs de A_i sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 138: Valeurs de A_i

Origines des frais	Décomposition à l'intérieure de chaque catégorie de frais	Indice de composition de chaque catégorie [%]	$A_i = \sum \alpha_i$ [%]
Frais généraux proportionnels au déboursé	Frais d'agence et patente Frais de chantier Frais d'étude et de laboratoire Assurance	$a_1 = 3$ $a_2 = 5$ $a_3 = 1$ $a_4 = 1$	$A_1 = 10$
Bénéfice brute et frais financier proportionnel au prix de revient	Bénéfice nette et impôt Aléas techniques Aléas de révision de prix Frais généraux	$a_5 = 15$ $a_6 = 1$ $a_7 = 1$ $a_8 = 1$	$A_2 = 18$
Frais proportionnel au pris de règlement avec TVA	Frais de siège	$a_9 = 0$	$A_3 = 0$

Ces valeurs de A_i correspondent à : $K = 1,3$.

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 devis quantitatif, appelé aussi avant métré a pour but de déterminer les quantités approximatives des matériaux nécessaires pour la construction.

Ces quantités sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 139 : Avant métre

Désignation	Unité	Longueur	Largeur	Surface	Volume	Epaisseur	Nombre	Poids spécifique	Quantité
ELEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE									
Enduit d'impregnation	t	36,70	7,00				3,00	1,20	0,92
EDC 5cm	t	36,70	7,00			0,05	3,00	2,30	88,63
Feuille d'étanchéité	m ³	36,70	7,00				3,00		770,70
DISPOSITIF DE RETENU									
Garde corps	ml	36,70					6,00		220,20
Appareils d'appui	U						12,00		12,00
Gargouille	U						20,00		20,00
Joint de chaussés	ml	7,00					3,00		21,00
DALLE DE REMPLISSAGE DU TABLIER									
Béton Q350	m ³	36,70	9,00			0,20	3,00		198,18
Acier HA	Kg							141,40	28,02
Coffrage	m ²			77,00			3,00		231,00
TROTTOIRS									
Béton Q350	m ³	36,70	1,00			0,15	6,00		33,03
Acier HA	Kg							33,00	1,09
Coffrage	m ²			8,21		0,15	6,00		49,23
ENTRETOISES									
Béton Q350	m ³	2,80	1,53			0,30	36,00		46,27
Acier HA	Kg							10,29	476,09
Coffrage	m ²			5,12			36,00		184,46
POUTRES PREFABRIQUEES									
Béton Q400	m ³	36,70			25,43		6,00		152,60
Acier HA	Kg							60,00	9155,9
Armature de précontrainte	Kg							97,72	14911,9
Coffrage	m ²	36,70		270,00			6,00		1620,00
ELEMENT DE L'INFRASTRUCTURE									
PILE									
Chevêtre									
Béton Q350	m ³				12,6		2		25,20
Acier HA	Kg							75,03	945,38
Coffrage	m ²			30			2		60,00
Colonne en BA									
Béton Q350	m ³				7,32		6		43,92
Acier HA	Kg							25,01	1098,44
Coffrage	m ²			29,28			6		175,68

Désignation	Unité	Longueur	Largeur	Surface	Volume	Epaisseur	Nombre	Poids spécifique	Quantité
Semelle									
Béton Q350	m ³	9,8	4		31,36	0,8	2		62,72
Acier HA	Kg							38,89	2439,18
Coffrage	m ²			22,08			2		44,16
Pieux									
Forage	m ³	25		0,785			10		196,25
Béton Q400	m ³						10		196,25
Acier HA	Kg						10	60	11775
CULEE									
Dalle de transition									
Béton Q350	m ³	9,00	3,00		8,10	0,30	2,00		16,20
Béton Q250	m ³	9,00	3,00		1,35	0,05	2,00		2,70
Acier HA	Kg							10,02	162,32
Coffrage	m ²			8,40		0,35	2,00		16,80
Mur garde grève									
Béton Q350	m ³	9,00	2,20		5,94	0,30	2,00		11,88
Acier HA	Kg							35,56	422,45
Coffrage	m ²			39,60			2,00		79,20
Mur en retour									
Béton Q350	m ³				3,15		2,00		6,30
Acier HA	Kg							40,54	255,40
Coffrage	m ²			25,20			2,00		50,40
Mur de front									
Béton Q350	m ³				19,53		2,00		39,06
Acier HA	Kg							48,00	1874,88
Coffrage	m ²			156,24			2,00		312,48
Sommier									
Béton Q350	m ³				12,00		2,00		24,00
Acier HA	Kg							25,00	600,00
Coffrage	m ²			15,00			2,00		30,00
Semelle de fondation									
Béton Q350	m ³	9,80	4,00		31,36	0,80	2,00		62,72
Acier HA	Kg							42,99	2696,33
Coffrage	m ²			22,08			2,00		44,16
Pieux									
Forage	m ³	20		0,785			8		125,6
Béton Q400	m ³								125,6
Acier HA	Kg							60	7536
Remblai d'accès	m ³	10,00	9,75			3,00	2,00		585,00

CHAPITRE IV : SOUS DETAIL DES PRIX

IV.1 Les numeros des prix

Les numeros des prix sont resumés dans le tableau ci-dessous :

N° des prix	Désignation des travaux	Unité
00-01	Installation et replis de chantier	Fft
00-02	Dégagements des emprises	Fft
00-03	Sondages et étude géologiques	Fft
05-17	Feuille d'étanchéité	m ²
04-01	Enduit d'imprégnation	t
04-02	Revêtement EDC	t
05-13	Béton Q400	m ³
05-11	Béton Q350	m ³
05-11a	Béton Q250	m ³
05-14a	Acier HA	Kg
05-14b	Acier de Précontraint	Kg
05-14b	Coffrage Métallique	m ²
05-33	Garde corps	ml
05-36	Gargouilles	ml
05-37a	Glissière	ml
05-37b	Evacuation des eaux	Unité
05-35	Appareils d'appuis	Unité
06-00	Forage	m ³
02-52	Remblais	m ³
02-53	Enrochements	m ³

IV.2 Sous détails des prix

Les sous detail des prix consiste à determiner le prix unitaire des éléments nécessaires et des travaux à effectuer pour la construction de l'ouvrage tels que les bétons, les aciers, les coffrages, les sondages géotechniques...

Le prix unitaire est calculé par la formule ci-après : $PU = K \times \frac{D}{R}$

Avec :

D : total des déboursés ;

K : coefficient des déboursés ;

R : Rendement journalier.

Dans les tableaux suivants, nous allons effectuer quelques exemples de calcul de prix unitaire.

Désignation de prix : Amené et relpli de chantier

N° prix	Unité	Quantité
00-01	Ftt	1

	Composition des prix			Coûts directs			Dépenses directes			TOTAL (Ar)
	Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels	MO	Matériaux	
Matériels	Tracteur+portechar	Mj	1	Km	1 162	2 475,20	2 876 182,40			3 575 527
	Camion malaxeurs	Mj	2	h	2	33 597,40	134 389,60			
	Camion benne 9m3	Mj	2	h	2	40 135,20	160 540,80			
	Camion transport personnel	Mj	2	h	2	30 225,40	120 901,60			
	Camion gravillonneur	Mj	2	h	2	32 734	130 936			
	Ravitailleur gas oil	Mj	1	h	1	32 945	32 945			
	Camion citerne 10m3	Mj	1	h	1	24 774,40	24 774,40			
Grue	Mj	1	h	2	47 428,60	94 857,20				
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	2	h	5	700		7000		150 304
	Manceuvres	Hj	15	h	6	456,80		41112		
	Ouvriers	Hj	5	h	8	609		24360		
	Chef d'équipe	Hj	3	h	4	949		11388		
	Chauffeurs	Hj	12	h	6	791		56952		
	Conducteurs	Hj	2	h	6	791		9492		
							Total des déboursés D			37 25 831
							K			1,3
							R			1
							PU			4 843 580,30

Désignation de prix : Essai préssiométrique pour pieu

N° prix	Unité	Quantité
06-01	Ftt	1

	Composition des prix			Coûts directs			Depenses directes			TOTAL(Ar)
	Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels	MO	Matériaux	
Materiel	Camion benne 9m3	Mj	1	h	1	40 135,20	40 135,20			220 389,10
	Sondeuse	Mj	1	j	0,15	97 723,60	14 658,54			
	Arroseuse	Mj	1	h	0,5	24 774,40	12 387,20			
	Pompe	Mj	1	h	0,2	766040,80	153 208,16			
Main d'œuvre	Manceuvres	Hj	6	h	6	456,80		16 444,80		60 016,80
	Ouvriers	Hj	4	h	8	609		19 488		
	Chef d'équipe	Hj	2	h	4	949		7 592		
	Chauffeurs	Hj	1	h	6	791		4 746		
	Conducteurs	Hj	1	h	6	791		4 746		
	Chef de chantier	Hj	2	h	5	700		7 000		
Matériaux	Pièces d'usure et consommable	Fft	1	Fft	1	400 000			400 000	900 000
	Essais et analyse	Fft	1	Fft	1	500 000			500 000	
							Total des déboursés D			1 180 405,90
							K			1,3
							PU			1 534 527,67

Désignation de prix : Béton dosé à 250Kg/m³

N° prix	Unité	Quantité
05-11a	m ³	1

	Composition des prix			Coûts directs			Depenses directes			TOTAL(Ar)
	Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Materiels	MO	Matériaux	
Materiel	Pervibrateur	Mj	1	h	6	65 000	390 000			1 298 000
	Bétonnière	Mj	1	J	1	350 000	350 000			
	Camion benne 9m3	Mj	1	L	106	3 000	318 000			
	Groupe électrogène	Mj	1	J	1	240 000	240 000			
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	2	h	5	700		7 000		207 128
	Manœuvres	Hj	25	h	6	456,80		68 520		
	Ouvriers	Hj	20	h	8	609		97 440		
	Chef d'équipe	Hj	4	h	4	949		15 184		
	Chauffeurs	Hj	2	h	6	791		9 492		
	Conducteurs	Hj	2	h	6	791		9 492		
Materiaux	Ciment	Kg	250	Kg	6375	445			2 836 875	4 080 725
	Gravillon	m ³	0,8	m ³	20,40	25 000			510 000	
	Sable	m ³	0,4	m ³	10,20	15 000			153 000	
	Eau	L	170	L	4335	10			43 350	
	Gas-oil	L	250	L	250	2 150			537 500	
Total des déboursés D										5 585 853
K										1,3
PU										726 160,89
R										10

Désignation de prix : Béton dosé à 350Kg/m³

N° prix	Unité	Quantité
05-11	m ³	1

	Composition des prix			Coûts directs			Depenses directes			TOTAL(Ar)
	Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Materiels	MO	Matériaux	
Materiel	Pervibrateur	Mj	1	H	6	65 000	390 000			1 298 000
	Bétonnière	Mj	1	J	1	350 000	350 000			
	Camion benne 9m3	Mj	1	L	106	3 000	318 000			
	Groupe électrogène	Mj	1	J	1	240 000	240 000			
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	2	h	5	700		7 000		207 128
	Manœuvres	Hj	25	h	6	456,80		68 520		
	Ouvriers	Hj	20	h	8	609		97 440		
	Chef d'équipe	Hj	4	h	4	949		15 184		
	Chauffeurs	Hj	2	h	6	791		9 492		
	Conducteurs	Hj	2	h	6	791		9 492		
Materiaux	Ciment	Kg	350	Kg	8925	445			3 971 625	5 605 625
	Gravillon	m ³	0,8	m ³	20,40	25 000			510 000	
	Sable	m ³	0,4	m ³	10,20	15 000			153 000	
	Eau	L	170	L	4335	100			433 500	
	Gas-oil	L	350	L	250	2150			537 500	
Total déboursé D										7 110 753
K										1,3
PU										924 397,89
R										10

Désignation de prix : Béton dosé à 400Kg/m³

N° prix	Unité	Quantité
05-12	m ³	1

	Composition des prix			Coûts directs			Dépenses directes			TOTAL (Ar)
	Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels	MO	Matériaux	
Matériel	Pervibrateur	Mj	1	H	6	65 000	390 000			1 298 000
	Bétonnière	Mj	1	J	1	350 000	350 000			
	Camion benne 9m3	Mj	1	L	106	3 000	318 000			
	Groupe électrogène	Mj	1	J	1	240 000	240 000			
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	2	H	5	700		7 000		205 608
	Manœuvres	Hj	25	H	8	456,8		91 360		
	Ouvriers	Hj	20	H	6	609		73 080		
	Chef d'équipe	Hj	4	H	4	949		15 184		
	Chauffeurs	Hj	2	H	6	791		9 492		
	Conducteurs	Hj	2	H	6	791		9 492		
Matériaux	Ciment	Kg	400	Kg	10200	445			4 539 000	6 173 000
	Gravillon	m3	0,8	m ³	20,4	25000			510 000	
	Sable	m3	0,4	m ³	10,2	15000			153 000	
	Eau	L	170	L	4335	100			433 500	
	Gas-oil	L	250	L	250	2150			537 500	
Total des déboursés D										7 676 608
K										1,3
R										10
PU										997 959,04

Désignation de prix : Acier ordinaire

N° prix	Unité	Quantité
05-16	Kg	1

	Composition des prix			Coûts directs			Dépenses directes			TOTAL(Ar)
	Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels	MO	Matériaux	
Matériel	Grue	Mj	1	h	1	47 428,60	47 428,60			47 428,60
Main d'œuvre	Façonnage									
	Chef de chantier	Hj	2	H	5	700		7 000		114 488
	Manœuvres	Hj	10	H	8	456,8		36 544		
	Ouvriers	Hj	15	H	6	609		54 810		
	Chef d'équipe	Hj	3	H	4	949		11 388		
	Conducteurs	Hj	1	H	6	791		4 746		
	Montage									
	Chef de chantier	Hj	2	H	5	700		7 000		154 826
	Manœuvres	Hj	15	H	8	456,8		54 816		
	Ouvriers	Hj	20	H	6	609		73 080		
Chef d'équipe	Hj	4	H	4	949		15 184			
Conducteurs	Hj	1	H	6	791		4 746			
Matériaux	Acier	Kg	1	Kg	3550	2 600			9 230 000	9 456 500
	Fil recuit	Kg	0,062	Kg	250	3 000			46500	
	Ecarteur	U	1	U	100	1 800			180 000	
Total des déboursés D										9 773 242,60
K										1,3
R										3 550
PU										3 578,93

CHAPITRE V : BORDEREAU DETAIL ESTIMATIF DU PROJET

V.I BORDEREAU DETAIL ESTIMATIF

Tableau 140: Bordereau Detail Estimatif

N°Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	PU (Ar)	Montant (Ar)
	Installation de chantier				
00-01a	Amenée de tout materiel sur chantier et repli	Fft	1	3 725 831	3 725 831
SOUS TOTAL 1					3 725 831,00
	Terrassement				
févr-51	Déshérbage, débroussaillage	m ²	1 200	900	1 080 000
févr-52	Remblai aux abords des ponts	m ³	585	14 512	8 489 520
févr-53	Réglage et finition de plateformr	m ²	4 000	1,07	4 280
févr-54	Enrochement 400/600Kg	m ³	3 000	69,31	207 930
SOUS TOTAL 2					9 781 730
	Chaussée				
04-janv	Enduit d'impregnation ECR 70	t	0,92	2 493,99	2 306,54
04-févr	Couche de roulement (EDC)	t	88,63	175 754	15 577 164,90
04-mars	Feuillet d'étanchéité	m ²	770,7	26 000	20 038 200
SOUS TOTAL 3					35 617 671,44
	Tablier				
05-nov	Béton Q350	m ³	277,48	924 397,89	256 499 338
05-déc	Béton Q400	m ³	152,6	997 959,04	152 287 152
05-14a	Aciers HA	Kg	9 661,12	3 578,94	34 576 503,30
05-14b	Aciers de précontrainte	Kg	14 911,94	31 500	469 725 959
mai-16	Coffrage métallique	m ²	2 084,69	627 500	1 308 145 485
SOUS TOTAL 3					2 221 234 437
	CULEE				
05-nov	Béton Q350	m ³	160,16	924 397,89	148 051 566
05-11a	Béton Q250	m ³	2,7	726 160,89	1 960 634,40
mai-13	Béton Q400	m ³	125,6	997 959,04	125 343 655
05-14a	Aciers HA	Kg	6 011,39	3 578,93	21 514 373,20
05-14b	Coffrage métallique	m ²	533,04	627 500	334 482 600
SOUS TOTAL 4					631 352 829
	PILE				
05-nov	Béton Q350	m ³	131,84	924 397,89	121 872 618
05-14a	Aciers HA	Kg	4 483,00	3 578,93	16 044 353,60
05-14b	Coffrage métallique	m ²	279,84	627 500	175 599 600
SOUS TOTAL 4					313 516 572
	Equipement				
mai-33	Garde corps	ml	220,2	222 978	49 099 755,60
mai-35	Appareils d'appui	U	12	37 084	445 008
mai-36	Gargouille	ml	20	9 530	190 600
mai-37	Joint de chaussée	ml	21	333,73	7 008,33
SOUS TOTAL 5					49 742 371,93
MONTANT TOTAL HTVA					3 264 971 442

Tableau 141: Récapitulation du coût du projet

Désignation	Montant (Ar)
Installation de chantier	3 725 831,00
Terrassement	9 781 730
Chaussée	35 617 671,44
Tablier	2 221 234 437
CULEE	631 352 829
PILE	313 516 572
Equipement	49 742 371,93
TOTAL HTVA	3 264 971 442
TVA 20%	652 994 288
TOTAL TTC	3 917 965 730

Arrêté ce présent devis estimatif à la somme de « TROIS MILLIARDS NEUF CENT DIX SEPT MILLIONS NEUF CENT SOIXANTE CINQ MILLES SEPT CENT TRENTE ARIARY (Ar 3 917 965 730).

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 interne de rentabilité (TIR) ;
- Délai de récupération du capital des investissements (DRCI).

V.2.1 Détermination 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.

Elle est déterminée suivant la formule suivante :
$$VAN = \sum_{n=1}^{20} (R_i + A)(1+i)^{-n} - I_0$$

Avec :

R_i = Recettes net – dépense total : le resultat net;

A : Amortissement ;

I_0 : investissement initial ;

i : le taux d'actualisation estimé arbitrairement égal à 10%.

a. Recettes

D'après les résultats recueillis auprès du bureau d'étude BCEOM, les recettes totales annuelles de la Commune la plus proche de l'ouvrage sont actuellement de Ar 378 966 590.

Le taux de croissance du revenu annuel à Madagascar est de 17% actuellement.

b. Dépense

A part le coût d'exécution du projet, l'ouvrage nécessite un entretien périodique pour assurer sa pérennité. Dans notre cas, nous allons prendre une dépense de 3% de la recette du projet pour cet entretien.

c. Amortissement

Nous allons prendre une durée de 20 ans pour que le projet soit amorti.

Le taux d'amortissement linéaire t_{am} est estimé à 5%. En effet, l'amortissement A_m est égal à :

$$A_{am} = t_{am} \times I_0 = 0,05 \times 3\,917\,965\,730 = \text{Ar } 195\,898\,287.$$

d. Taux d'actualisation

Le taux d'actualisation est estimé arbitrairement égal à 10%, il dépend du taux directeur de la Banque centrale et au taux d'inflation actuelle.

Ainsi, nous avons les résultats de calcul dans le tableau ci-après :

Tableau 142 : Valeurs des paramètres pour la détermination de la VAN

n	Résultats net(Ar)	Amortissement(Ar)	Cash-flow (Ar)	(1+i) ⁻ⁿ	Valeurs actualisée des revenus (Ar)
1	374 874 859,2	195 899 493	570 774 353	0,909	518 885 775,10
2	401 116 099,3	195 899 493	597 015 593	0,826	493 401 316,30
3	429 194 226,3	195 899 493	625 093 720	0,751	469 642 163,60
4	459 237 822,1	1 958 99 493	655 137 316	0,683	447 467 601,60
5	491 384 469,7	195 899 493	687 283 963	0,621	426 749 267,70
6	525 781 382,6	195 899 493	721 680 876	0,564	407 370 040,30
7	521 987 083,9	195 899 493	717 886 577	0,513	368 389 325,10
8	601 967 104,9	195 899 493	797 866 598	0,467	372 210 656,50
9	644 104 802,2	195 899 493	840 004 296	0,424	356 243 821,20
10	689 192 138,4	195 899 493	885 091 632	0,385	341 241 139,20
11	737 435 588,1	195 899 493	933 335 081	0,351	327 128 252,20
12	789 056 079,2	195 899 493	984 955 573	0,319	313 837 199,50
13	844 290 004,8	195 899 493	1 040 189 498	0,290	301 305 845,80
14	838 197 190,3	195 899 493	1 034 096 684	0,263	272 309 976,80
15	966 627 626,5	195 899 493	1 162 527 120	0,240	278 299 749,70
16	1 034 291 560	195 899 493	1 230 191 054	0,218	267 725 415,90
17	1 106 691 970	195 899 493	1 302 591 463	0,198	257 710 776,70
18	1 184 160 407	195 899 493	1 380 059 901	0,180	248 215 903,80
19	1 267 051 636	195 899 493	1 462 951 129	0,164	239 204 199,80
20	135 5745 250	195 899 493	1 551 644 744	0,149	230 642 104,10
TOTAL					6 937 980 531

Et nous trouvons : $VAN = 6\,937\,980\,531 - 3\,917\,965\,730 = 3\,020\,014\,801$ Ar.

V.2.2 Taux interne de rentabilité (TIR)

Le taux interne de rentabilité correspond au taux d'actualisation qui rend nulle la valeur actuelle nette.

Pour faciliter la détermination du TIR, nous allons chercher une valeur du taux d'actualisation qui rend la VAN positive et une autre qui donne une VAN négative.

Après, on effectue une interpolation entre ces valeurs pour déterminer la valeur du TIR.

Dans notre cas, nous trouvons :

Si $i = 18\%$, alors $VAN = 37\,968\,529,51$;

Si $i = 20\%$, alors $VAN = -387\,864\,425$.

Après interpolation, on trouve : $TIR = 18,089\%$ qui est supérieur au taux d'actualisation : $i = 10\%$.

Le délai de récupération du capital investi « DRCI » :

Le DRCI du projet correspond au nombre de période au bout duquel le capital investi est récupéré. Plus le DRCI est court, meilleur est le projet d'investissement.

La valeur du cumul du cash-flow actualisée montre que la valeur du DRCI se situe entre la 9^{ème} et la 10^{ème} année. Pour avoir beaucoup plus de précision, après une interpolation linéaire, nous trouvons $DRCI = 9,17$, soit : 9 ans, 2 mois et 1 jour.

V.3 Conclusion

Nous avons :

- Une VAN positive ;
- Un TIR supérieure au taux d'actualisation $i = 10\%$;
- Un DRCI de 9 ans, 2 mois et 1 jour.

Alors, le projet est rentable.

CHAPITRE VI : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

VI.1 La législation de base

La loi 90.033 du 21 décembre 1990, modifiée et complétée par les lois 97.012 et 2004/015 portant Charte de l'environnement, fixe le cadre général d'exécution de la politique de l'environnement à Madagascar. Le Plan d'Action Environnementale (PAE) est la traduction de cette politique. Selon la Charte, les principes fondamentaux de cette politique de l'environnement sont de deux ordres :

- « L'environnement constitue une préoccupation prioritaire de l'Etat. » (Art.3) ;
- « La protection et le respect de l'environnement sont d'intérêt général. Il est du devoir de chacun de veiller à la sauvegarde du cadre dans lequel il vit. A cet effet, toute personne physique ou morale doit être en mesure d'être informée et de participer aux décisions susceptibles d'exercer quelques influences sur l'environnement... » (Art.4)

VI.2 Le décret MECIE

La Charte est en outre explicite pour les projets d'investissements. En son article 10, il est mentionné que les projets susceptibles de porter atteinte à l'environnement doivent faire l'objet d'une étude d'impact, compte tenu de la nature technique, de l'ampleur desdits projets ainsi que de la sensibilité du milieu d'implantation. Le décret de Mise en Compatibilité des investissements avec l'Environnement, dit décret MECIE, constitue l'application de l'article 10 de la Charte. Une première version a été adoptée en 1992, puis refondue en 1995 par le décret n°95-377 du 23 mai 1995. Néanmoins, ce dernier a été jugé non suffisamment opérationnel et son remplacement a été mis en oeuvre. Un nouveau décret MECIE portant le numéro 99-954 a ainsi été adopté le 15 Décembre 1999.

VI.3 Portée des impacts à évaluer

Parmi les éléments particuliers à examiner figurent les impacts sur :

- La santé et la sécurité de la population ainsi que l'environnement naturel au niveau du patrimoine naturel dans un contexte transfrontière ou global, (qualité de l'air et de l'eau, sols, gestion et élimination des déchets, accidents, exploitation des ressources hydrauliques, changement climatique notamment réchauffement de la planète, écosystème, et biodiversité);
- L'environnement social (par exemple, le déplacement et la réinstallation des populations) ; l'économie locale (conditions de subsistance et emploi), l'exploitation des sols et des ressources locales ; les institutions sociales, notamment l'infrastructure et la prise de décisions

au niveau local, les structures sociales et services annexes existants ; les groupes de population socialement vulnérable (par exemple, les populations pauvres) ;

- L'équité dans le processus de développement et de répartition des pertes et des avantages, l'égalité hommes-femmes, le respect des droits de l'enfant, le patrimoine culturel, les conflits d'intérêts locaux, les maladies infectieuses telles que le VIH/sida.

- Par ailleurs, il faut considérer les incidences cumulatives et celles qui sont secondaires ou dérivées. L'ensemble de ces impacts doit, dans la limite du raisonnable, faire l'objet d'une évaluation environnementale et sociale de même que les effets générés durant le cycle de vie du projet.

VI.4 Les sources d'impact

Elles dépendent des :

➤ **Travaux prévus :**

Les travaux mentionnés ci-après peuvent influencer sur l'environnement et peuvent être considérés comme source d'impact :

- Installation de chantier (base, aire de stockage,...) ;
- Extraction et transport des matériaux utiles ;
- Préparation des enrobés ;
- Remise en état des sites d'exploitation, fermeture et repli de chantier.

Les travaux mentionnés ci-dessus, ne sont qu'à titre indicatif, mais sont en relation directe avec l'étude d'impact environnemental.

En dehors des travaux liés directement à la construction de l'ouvrage, on peut aussi mentionner les éléments suivants :

- Les expropriations de certains terrains privés ;
- L'exploitation des carrières et des gîtes d'emprunts ;
- Les stations de concassage ;
- Le recrutement des ouvriers.

Les travaux de construction à entreprendre pourraient avoir des impacts positifs ou négatifs sur les composantes environnementales existantes. L'identification des impacts probable est inspirée à partir de :

- La description à l'état initial de l'environnement sur le milieu physique, biologique et humain ;

- La description des interventions afférentes aux travaux de construction de l'ouvrage

➤ **Carrières et les gîtes d'emprunts**

Parmi les travaux associés au projet de construction de la route de pont, on peut citer l'exploitation des gîtes d'emprunt et de la carrière. De telles exploitations peuvent ainsi engendrer des impacts négatifs sur l'environnement si on ne respecte pas les prescriptions environnementales. Néanmoins, la carrière et les gîtes ici proposés ne sont donnés qu'à titre indicatif. Les décisions finales et les descriptions complètes subséquentes les concernant ne seront connues que suite à la remise du Rapport d'anticipation. Il est à noter que ce rapport sera préparé par l'entreprise avant le début effectif des travaux.

VI.5 La méthodologie d'évaluation des impacts

Trois critères doivent être considérés afin d'avoir beaucoup plus d'objectivité sur l'évaluation des impacts : l'intensité, la portée et la durée. Ces critères relateront ensuite l'importance des impacts. Leur identification permettra ensuite de définir les mesures d'atténuation des impacts jugés moyen et majeur, et d'élaborer le Plan environnementale (PGE) relatif aux travaux de construction envisagés dans le projet.

Concernant les trois critères utilisés, les définitions suivantes ont servi d'outil d'appréciation des impacts identifiés :

➤ L'intensité peut être forte, moyenne ou faible. Elle est :

- Forte si l'impact remet en cause de la totalité du projet et altère le milieu récepteur;
- Moyenne si l'impact réduit partiellement la qualité du milieu récepteur ;
- Faible si l'impact ne modifie pas trop le milieu récepteur.

➤ La portée peut être régionale, locale ou ponctuelle.

Elle est :

- Régionale si l'impact ressenti par une grande partie de la population et s'étend en surface.
- Local si l'impact est senti par l'environnement immédiat du projet, c'est-à-dire dans la zone du projet.
- Ponctuelle si l'impact est senti dans une petite aire bien définie.
- La durée peut être longue, moyenne ou courte. Elle est longue est si l'effet est ressenti sur une longue période et indéterminée ;
- Moyenne si la période est assez courte et déterminée ;
- Courte si la période est très courte puis passagère.

L'intensité, la portée, la durée, l'importance des impacts susceptibles de se produire pendant la réalisation de cet ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 143: Les impacts envisagés.

Activités/sources d'impact	Impacts	Intensités	Portée	Durée	Importance
Milieu physique					
Installation de chantier	Pollution atmosphérique et pollution de l'eau et du sol par les déchets d'hydrocarbures et de chantier	Forte	Locale	Moyenne	Moyenne
Extraction et transport des matériaux utiles	Tassement du sol ; pollution atmosphérique et perturbation de la circulation	Moyenne	Locale	Courte	Moyenne
Préparation des enrobés	Contamination de la nappe phréatique et des eaux de surface	Moyenne	Ponctuelle	Moyenne	Moyenne
Forage des pieux	Pollution de l'eau et perturbation de l'écoulement.	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Ferméture et repli de chantier	Modification de la topographie et destruction du paysage	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Les travaux d'emprunt (décapage, buttage, extraction, excavatio,...)	Amorçage d'érosion et accélération du ruissellement des eaux de pluie	Forte	Ponctuelle	Longue	Majeure
Milieu biologique					
Installation de chantier	Destruction des couvertures végétales et destruction du sol.	Moyenne	Ponctuelle	Longue	Moyenne
Exploitation des carrières	Perturbation des couvertures végétales et des vers de terre	Moyenne	Locale	Courte	Mineure
Forage des pieux	Perturbation des animaux aquatiques	Moyenne	Locale	Courte	Mineure
Milieu Humain					
Installation de chantier	Destruction et dégradation de parcelles agricoles	Moyenne	Locale	longue	Moyenne
Bruit des engins de chantier	Nuisance sonore et perturbation des biens être des riverains	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Transport des matériaux	Insecurité des personnes transportées et risque d'accident	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Campement des personnels	MST et Sida par augmentation des relations extra-conjugales chez les personnels	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Manipulation et préparation des produits noirs	Pollution atmosphérique qui est une menace pour la santé des personnels et des populations riverains	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne

• **Les principaux impacts bénéfiques :**

Ils concerneront par contre principalement :

- La production agricole, notamment par un écoulement facilité des produits et une amélioration de la circulation des intrants et agent d'encadrement ;
- La diminution du banditisme, par augmentation du trafic dans les zones actuellement très peu fréquentées (RN 35-centre) ;
- L'amélioration de la scolarisation, de l'accès aux centres sanitaires et des activités féminines ;

- La circulation des agents de santé et de développement agricole ;
- L'accès aux pôles touristiques notamment la région de Morondava ;
- L'accès aux pôles de développement et de service (commerce, banques, centres sociaux, centres culturels, ...) ;
- Réduction du prix à la consommation.
 - **Mesures d'amélioration des impacts et plan de gestion de l'environnement**
- Les bonnes pratiques environnementales de l'entreprise, qui permettra d'éviter ou de limiter de nombreuses nuisances. Ces pratiques s'appliquent au choix et à l'aménagement des sites de base vie, d'emprunts et de carrières, à l'implantation de centrale de fabrication d'enrobé, au respect des règles de sécurité du travail, à la sensibilisation des personnels à la protection de l'environnement et aux MST/Sida, à la préservation des arbres et des constructions sur les emprises, à la signalisation des travaux, à la préservation des implantations d'alignement, à la limitation des déblais et remblais importants, à la gestion des hydrocarbures et des matériaux non réutilisés, aux aménagements anti-érosifs des drains et ouvrages, à la restitution des produits ligneux aux populations, à la reconstitution des parcelles agricoles, au réaménagement des zones d'emprunts après fermétures et au réaménagement des sites de bases vie. Ces pratiques seront consignées dans un cahier de clauses environnementales qu'il faudra incorporer au dossier d'appel d'offre.
- Les mesures techniques du génie civil : à confier à l'entreprise à titre de travaux additionnels ; mise en place de signalisation à la sortie d'établissements scolaires, aménagement d'aire de lessive et d'aire de stationnement pour taxis, etc...
- Les mesures d'accompagnement : à exécuter directement par le maître d'ouvrage ou à confier à des opérateurs extérieurs à l'entreprise, notamment des ONG ou associations de base : indemnités des personnes expropriées, actions de reboisement, stabilisation de talus, activités de sensibilisation et de lutte contre le MST/Sida (RN 35- ouest) et plantations d'alignements. Il est proposé la création d'une Cellule de Surveillance et de Suivi Environnementaux du projet (CSSEP) composée d'un représentant de Direction des EIE de la MTPM, de la Direction des Infrastructures, de l'office National de l'Environnement, de la direction des Eaux et Forêts, du Ministère de la Santé Publique, du ministère du tourisme et celui de l'agriculture.

CONCLUSION GENERALE

En résumé:

Grâce à sa potentialité économique, le remplacement du pont à une voie sur le fleuve de Morondava en un pont à deux voies fait partie des clefs pour accélérer le développement de la Région du Menabe.

En outre, face aux contraintes imposées par la nature, l'optimisation des données de calcul des éléments constitutifs du pont sont nécessaires pour arriver à assurer la pérennité, la conservation de l'architecture et de la résistance de l'ouvrage.

Après avoir fait des comparaisons de trois variantes, on a retenu celle en béton précontrainte à poutre sous chaussée isostatique grâce à ses avantages parmi les deux autres.

L'étude que nous avons faite dans la partie technique nous permet, non seulement de voir la procédure à suivre pour la conception d'un pont en béton précontraint mais aussi de nous aider à résoudre des problèmes de calcul en béton précontrainte.

Actuellement, le projet de réhabilitation de la Route Nationale 35 est en cours d'exécution et espérons que ça va apporter d'impacts positifs pour la Région du Menabe et pour le reste du pays pour les années à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]. Courbon J. –« Résistance des matériaux » Tome2 ; DUNOD ; 812 pages ; 1962 ;
- [2]. Courbon J. –« Résistance des matériaux » Tome1 ; DUNOD ; 782 pages ; 1971 ;
- [3].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 –BPEL 91 révisé 99 » 246 pages ; Avril 1999 ;
- [4]. 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 ;
- [5]. Fascicule n° 62- Titre V–« Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en Génie Civil » 188pages ;
- [6]. Guillemont Pierre – « Ouvrage en Béton armé – Aide mémoire» ; DUNOD ; 157 pages ; 1997 ;
- [7]. Jean-Pierre Mougin,- « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés » - 287pages ; EYROLLES deuxième Edition 2000, troisième tirage 2004 ;
- [8]. J. LATHIVAT et M. VIRLOGEUX : les grands ouvrages en béton précontraint ; Association Française Pour la construction, 1986 ;
- [9]. NGUYEN VAN TUU - « Hydraulique routière »- BCOM, 1981 ;
- [10]. REUNION DES INGENIEURS – « Cours de ponts » - Eyrolles – 565 pages ;
- [11]. Roger FRANK – « Technique de l'ingénieur C-248 » ;
- [12]. SETRA – « Appareils d'appui en élastomère Fretté – Bulletin technique n°4 » ; SETRA ; 63 pages ; 1974 ;
- [13]. www.geniecivil.org;
- [14]. www.librecours.org;
- [15]. www.technique-ingenieur.fr.

ANNEXES

ANNEXE 1 : VALEUR 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	0,00544
7	0,03174	24	0,00908	41	0,00531
8	0,02767	25	0,00870	42	0,00518
9	0,02453	26	0,00836	43	0,00506
10	0,02204	27	0,00807	44	0,00492
11	0,02000	28	0,00776	45	0,00482
12	0,01832	29	0,00749	46	0,00473
13	0,01690	30	0,00723	47	0,00461
14	0,01569	31	0,00701	48	0,00449
15	0,01460	32	0,00681	49	0,00446
16	0,01370	33	0,00658	50	0,00433
17	0,01289	34	0,00639		

ANNEXE 2 : TABLE DE PEARSON III

$\gamma \backslash F$	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
.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

ANNEXE2 : TABLE DE PEARSON III (SUITE)

$\gamma \backslash F$	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	14.8
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	15.6
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

$\gamma \backslash F$	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
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	26.9	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	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
48.0	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
50.0	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
55.0	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
60.0	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
65.0	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
70.0	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
75.0	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.
80.0	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.
85.0	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.
90.0	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.
95.0	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.
100.0	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.

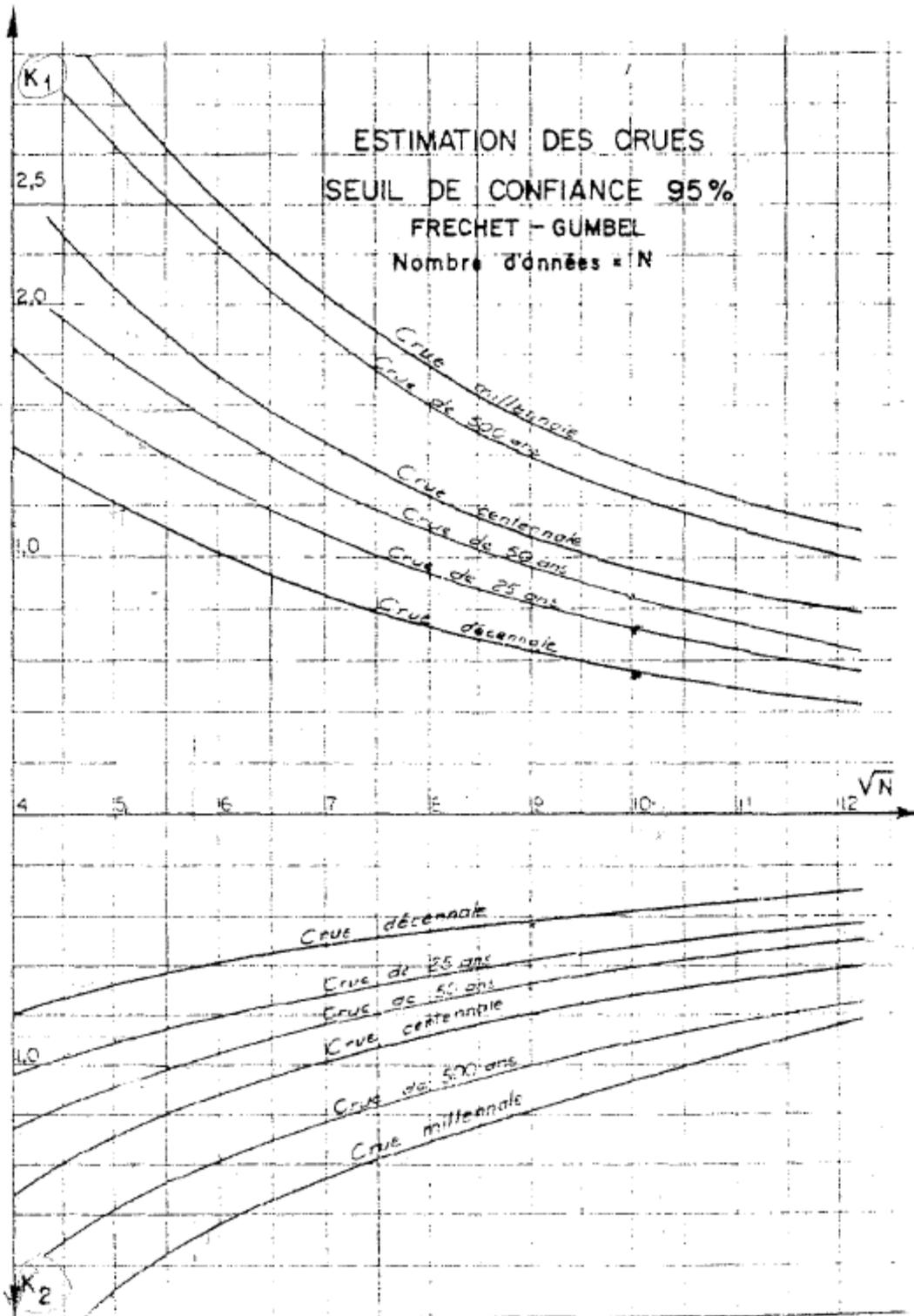
Les valeurs suivies de -nn sont à multiplier par 10ⁿⁿ

Tableau donnant $X = ax$

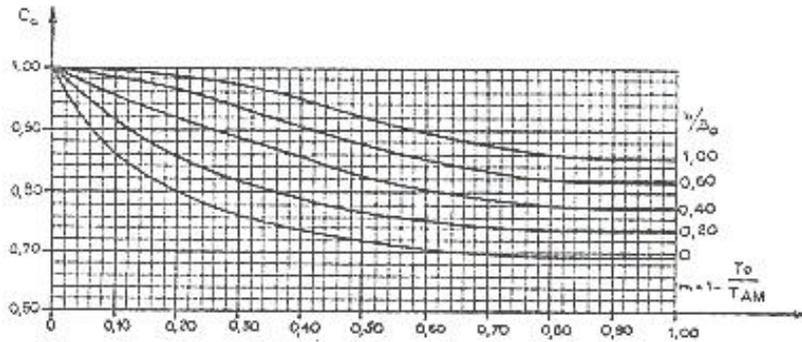
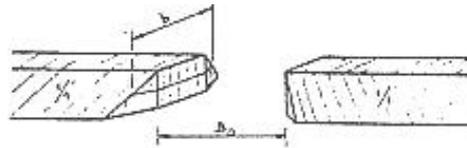
ANNEXE 3 : TABLE DE DISTRIBUTION X² DE PEARSON

λ	P	0,9995	0,999	0,995	0,990	0,975	0,95	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005	0,001	0,0005	P	λ
1	0,0393	0,0157	0,0393	0,0157	0,0382	0,0393	0,0158	0,0393	0,0393	0,148	0,225	0,455	0,708	1,07	1,64	2,71	3,84	5,02	6,63	7,88	10,8	12,1	1	1
2	0,0100	0,0200	0,0160	0,0201	0,0506	0,103	0,211	0,446	0,713	1,02	1,39	1,83	2,41	3,22	4,61	5,99	7,38	9,21	10,6	13,8	15,2	2	2	
3	0,0153	0,0243	0,0217	0,115	0,216	0,352	0,584	1,00	1,42	1,87	2,37	2,95	3,67	4,64	6,25	7,81	9,35	11,3	12,8	16,3	17,7	3	3	
4	0,0639	0,0908	0,207	0,297	0,484	0,711	1,06	1,65	2,19	2,75	3,36	4,04	4,88	5,99	7,78	9,49	11,1	13,3	14,9	18,5	20,0	4	4	
5	0,158	0,210	0,412	0,554	0,831	1,15	1,61	2,34	3,00	3,66	4,35	5,13	6,06	7,29	9,24	11,1	12,8	15,1	16,7	20,5	22,1	5	5	
6	0,299	0,381	0,676	0,872	1,24	1,64	2,20	3,07	3,83	4,57	5,35	6,21	7,23	8,56	10,6	12,6	14,4	16,8	18,5	22,5	24,1	6	6	
7	0,485	0,598	0,989	1,24	1,69	2,17	2,83	3,82	4,67	5,49	6,35	7,28	8,38	9,80	12,0	14,1	16,0	18,5	20,3	24,3	26,0	7	7	
8	0,710	0,857	1,34	1,65	2,18	2,73	3,49	4,59	5,53	6,42	7,34	8,35	9,52	11,0	13,4	15,5	17,5	20,1	22,0	26,1	27,9	8	8	
9	0,972	1,15	1,73	2,09	2,70	3,33	4,17	5,38	6,39	7,36	8,34	9,41	10,7	12,2	14,7	16,9	19,0	21,7	23,6	27,9	29,7	9	9	
10	1,26	1,48	2,16	2,56	3,25	3,94	4,87	6,18	7,27	8,30	9,34	10,5	11,8	13,4	16,0	18,3	20,5	23,2	25,2	29,6	31,4	10	10	
11	1,59	1,83	2,60	3,05	3,82	4,57	5,58	6,99	8,15	9,24	10,3	11,5	12,9	14,6	17,3	19,7	21,9	24,7	26,8	31,3	33,1	11	11	
12	1,93	2,21	3,07	3,57	4,40	5,23	6,30	7,81	9,03	10,2	11,3	12,6	14,0	15,8	18,5	21,0	23,3	26,2	28,3	32,9	34,8	12	12	
13	2,31	2,62	3,57	4,11	5,01	5,89	7,04	8,63	9,93	11,1	12,3	13,6	15,1	17,0	19,8	22,4	24,7	27,7	29,8	34,5	36,5	13	13	
14	2,70	3,04	4,07	4,66	5,63	6,57	7,79	9,47	10,8	12,1	13,3	14,7	16,2	18,2	21,1	23,7	26,1	29,1	31,3	36,1	38,1	14	14	
15	3,11	3,48	4,60	5,23	6,26	7,26	8,55	10,3	11,7	13,0	14,3	15,7	17,3	19,3	22,3	25,0	27,5	30,6	32,8	37,7	39,7	15	15	
16	3,54	3,94	5,14	5,81	6,91	7,96	9,31	11,2	12,6	14,0	15,3	16,8	18,4	20,5	23,5	26,3	28,8	32,0	34,3	39,3	41,3	16	16	
17	3,98	4,42	5,70	6,41	7,56	8,67	10,1	12,0	13,5	14,9	16,3	17,8	19,5	21,6	24,8	27,6	30,2	33,4	35,7	40,8	42,9	17	17	
18	4,44	4,90	6,26	7,01	8,23	9,39	10,9	12,9	14,4	15,9	17,3	18,9	20,6	22,8	26,0	28,9	31,5	34,8	37,2	42,3	44,4	18	18	
19	4,91	5,41	6,84	7,63	8,91	10,1	11,7	13,7	15,4	16,9	18,3	19,9	21,7	23,9	27,2	30,1	32,9	36,2	38,6	43,8	46,0	19	19	
20	5,40	5,92	7,43	8,26	9,59	10,9	12,4	14,6	16,3	17,8	19,3	21,0	22,8	25,0	28,4	31,4	34,2	37,6	40,0	45,3	47,5	20	20	
21	5,90	6,45	8,03	8,90	10,3	11,6	13,2	15,4	17,2	18,8	20,3	22,0	23,9	26,2	29,6	32,7	35,5	38,9	41,4	46,8	49,0	21	21	
22	6,40	6,98	8,64	9,54	11,0	12,3	14,0	16,3	18,1	19,7	21,3	23,0	24,9	27,3	30,8	33,9	36,8	40,3	42,8	48,3	50,5	22	22	
23	6,92	7,53	9,26	10,2	11,7	13,1	14,8	17,2	19,0	20,7	22,3	24,1	26,0	28,4	32,0	35,2	38,1	41,6	44,2	49,7	52,0	23	23	
24	7,45	8,08	9,89	10,9	12,4	13,8	15,7	18,1	19,9	21,7	23,3	25,1	27,1	29,6	33,2	36,4	39,4	43,0	45,6	51,2	53,5	24	24	
25	7,99	8,65	10,5	11,5	13,1	14,6	16,5	18,9	20,9	22,6	24,3	26,1	28,2	30,7	34,4	37,7	40,6	44,3	46,9	52,6	54,9	25	25	
26	8,54	9,22	11,2	12,2	13,8	15,4	17,3	19,8	21,8	23,6	25,3	27,2	29,2	31,8	35,6	38,9	41,9	45,6	48,3	54,1	56,4	26	26	
27	9,09	9,80	11,8	12,9	14,6	16,2	18,1	20,7	22,7	24,5	26,3	28,2	30,3	32,9	36,7	40,1	43,2	47,0	49,6	55,5	57,9	27	27	
28	9,66	10,4	12,5	13,6	15,3	16,9	18,9	21,6	23,6	25,5	27,3	29,2	31,4	34,0	37,9	41,3	44,5	48,3	51,0	56,9	59,3	28	28	
29	10,2	11,0	13,1	14,3	16,0	17,7	19,8	22,5	24,6	26,5	28,3	30,3	32,5	35,1	39,1	42,6	45,7	49,6	52,3	58,3	60,7	29	29	
30	10,8	11,6	13,8	15,0	16,8	18,5	20,6	23,4	25,5	27,4	29,3	31,3	33,5	36,3	40,3	43,8	47,0	50,9	53,7	59,7	62,2	30	30	

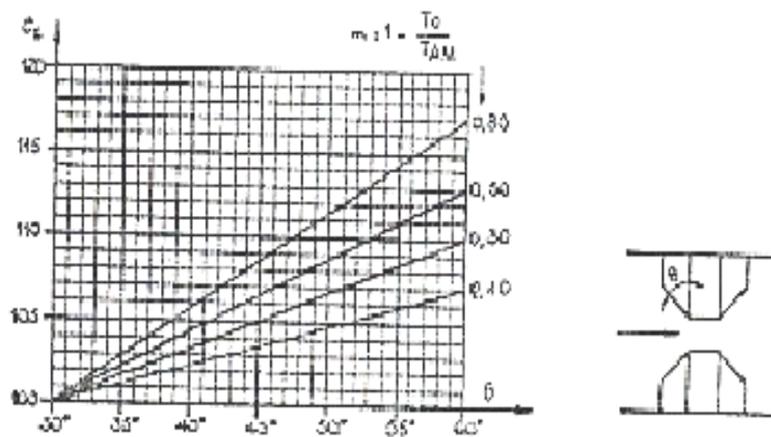
ANNEXE 4 : ESTIMATION DES CRUES. SEUIL DE CONFIANCE 95%



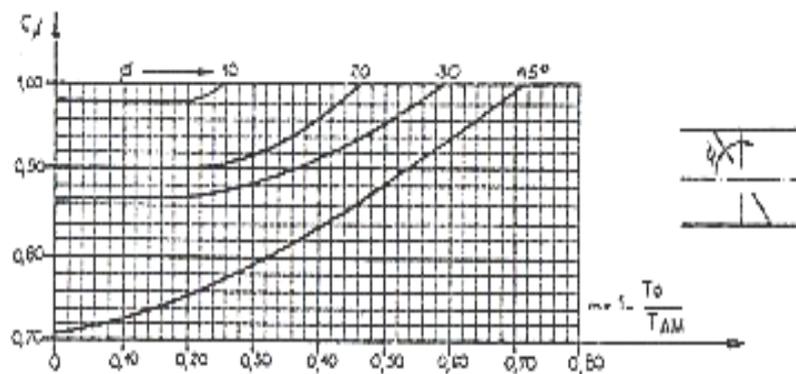
ANNEXE 5 : ABAQUES POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT



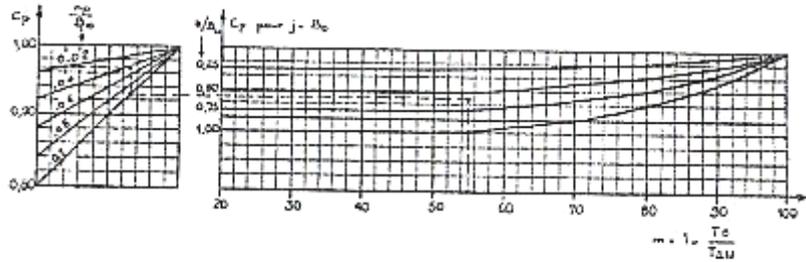
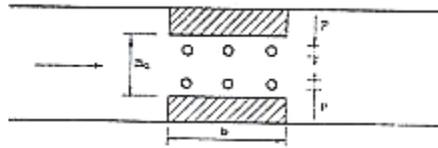
Influence de la contraction



Influence de l'angle d'ouverture

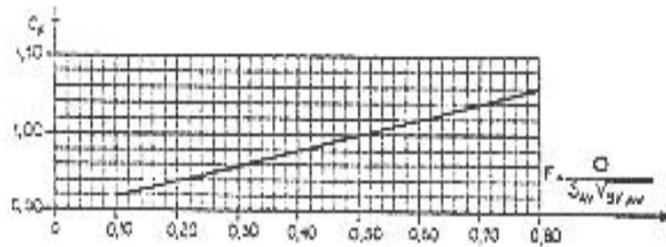


Influence du biais

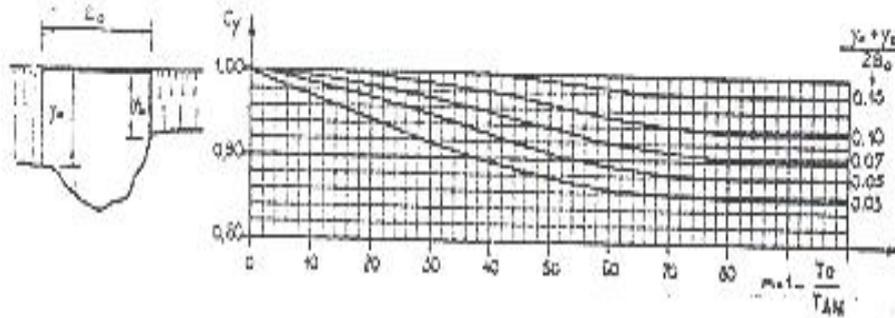


(Exemple : pour $m = 0,55$; $\frac{H_0}{b_0} = 0,40$; $\frac{T_e}{T_{AM}} = 0,50$ — $C_p = 0,343$)

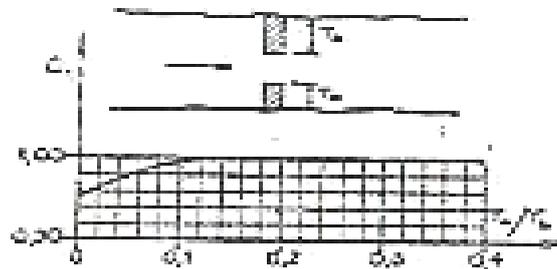
Influence de la présence des piles rondes



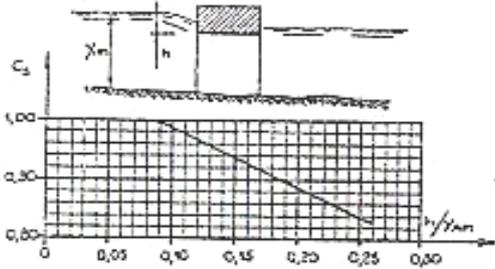
Influence du nombre de FROUDE



Influence de la profondeur relative d'eau (talus 1/1)



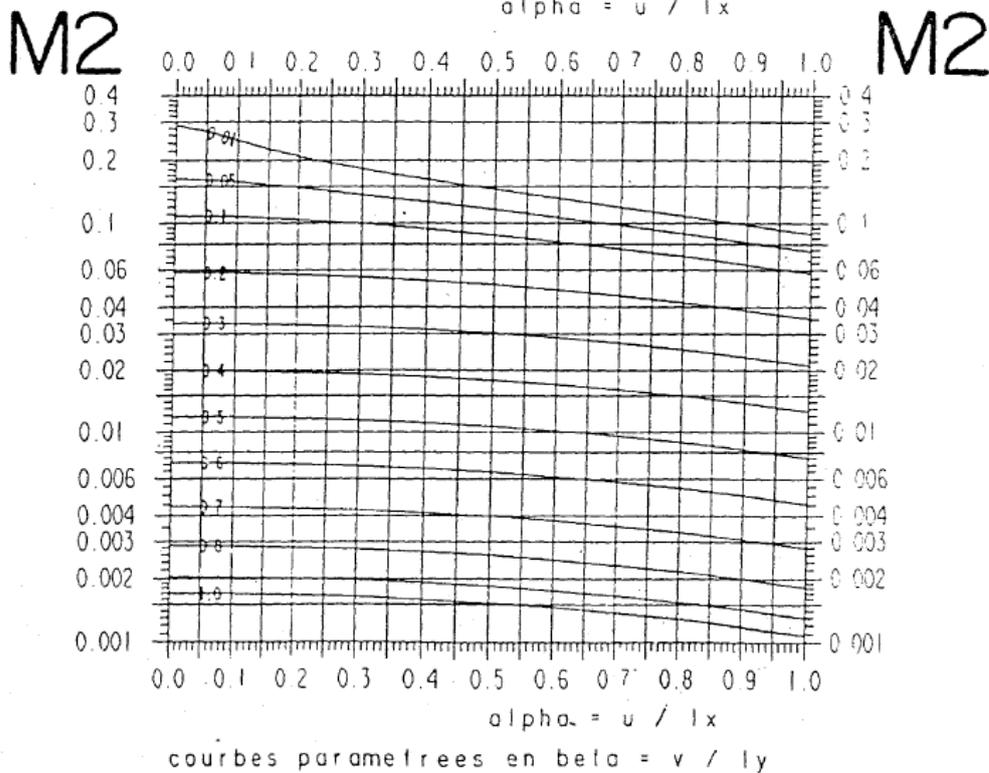
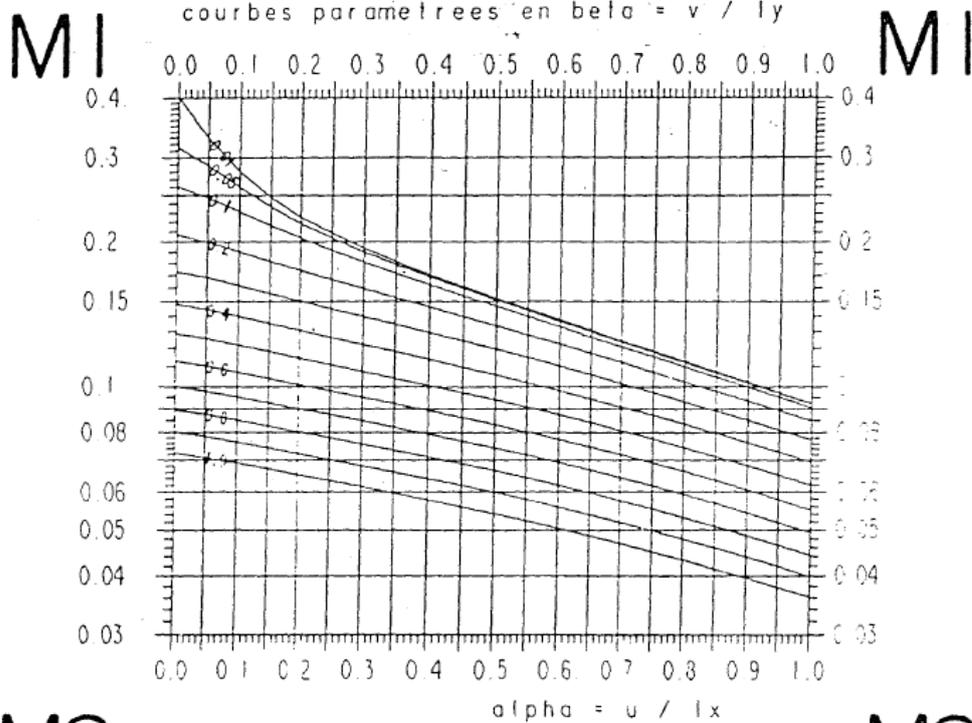
Influence de l'excentrement



Influence de la submersion

ANNEXE 6 : ABAQUE DE PIGEAUD

$$\rho = l_x / l_y = 0.3$$



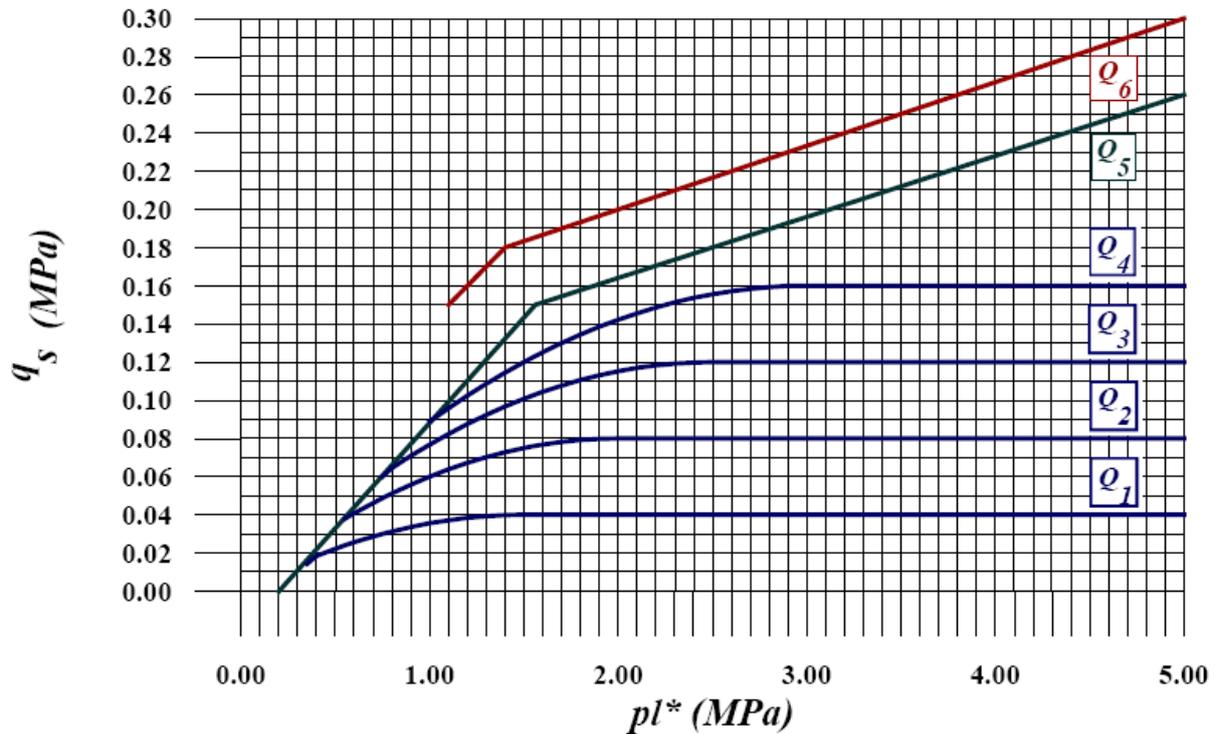
ANNEXE 7 : CLASIFICACION DES SOLS PAR PRESSIOMETRE

CLASSE DU SOL			P _i [MPa]
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C	Argiles très fermes à 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-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 à 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

ANNEXE 8 : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE K_P

NATURES DES TERRAINS		Eléments mis œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis 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	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

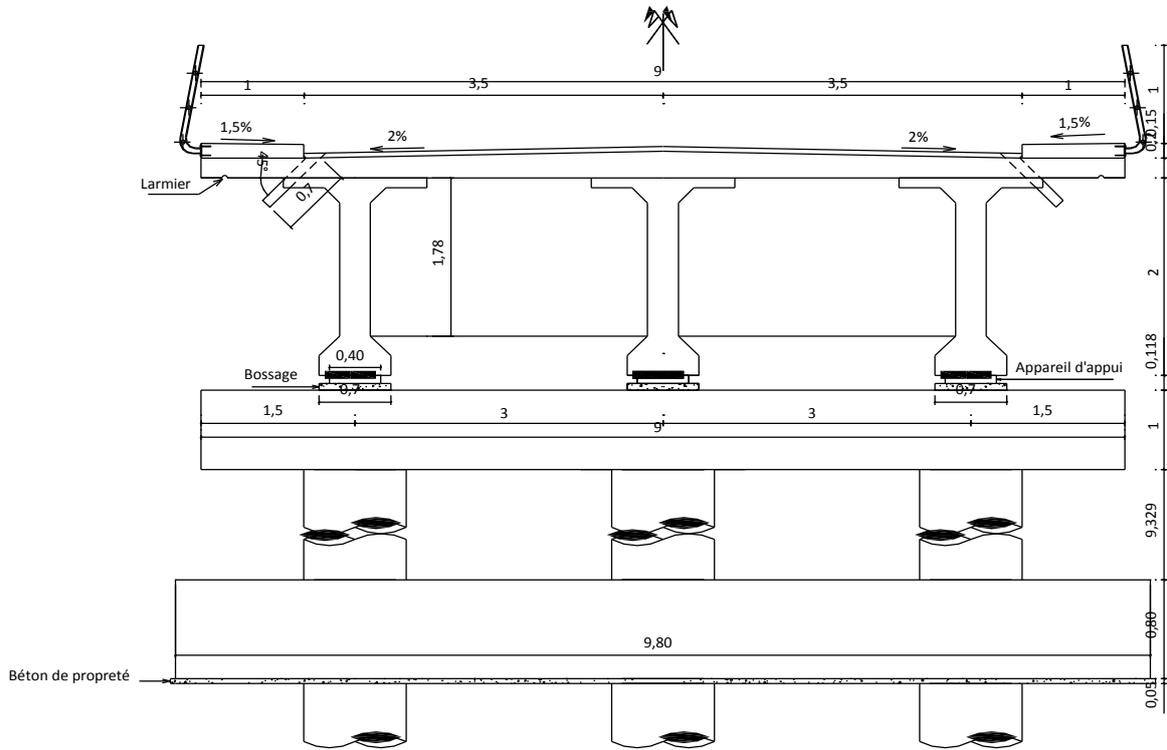
ANNEXE 9 : COURBES DONNANT LE FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE LIMITE Q_s



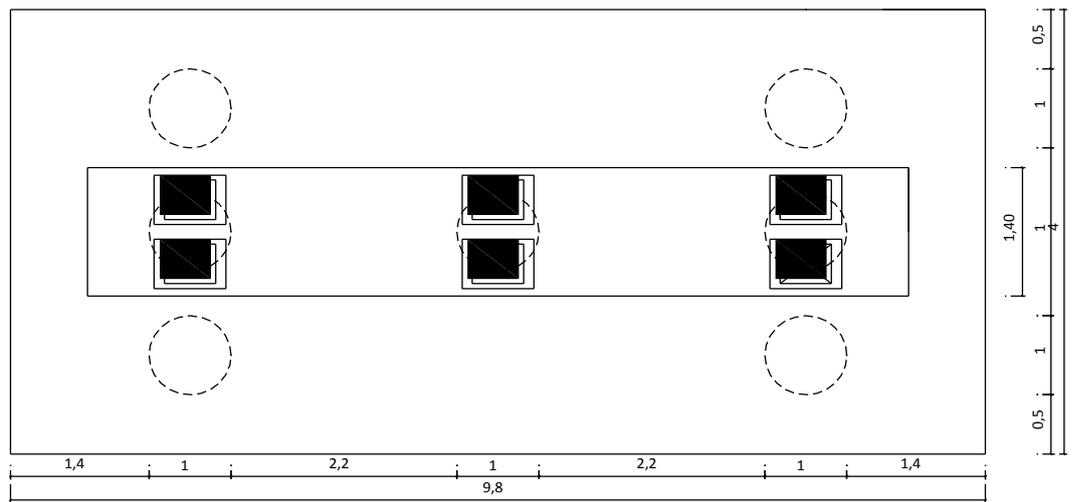
ANNEXE 10 : CHOIX DE LA COURBE POUR LE CALCUL DU FROTTEMENT UNITAIRE Q_s

	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	$Q_1, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)		Q_1		Q_1		Q_2			^(4.)	Q_2	Q_3
Puits ⁽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
Injection haute pression ⁽⁶⁾		Q_4	Q_5		Q_5	Q_6		Q_5	Q_6		Q_6

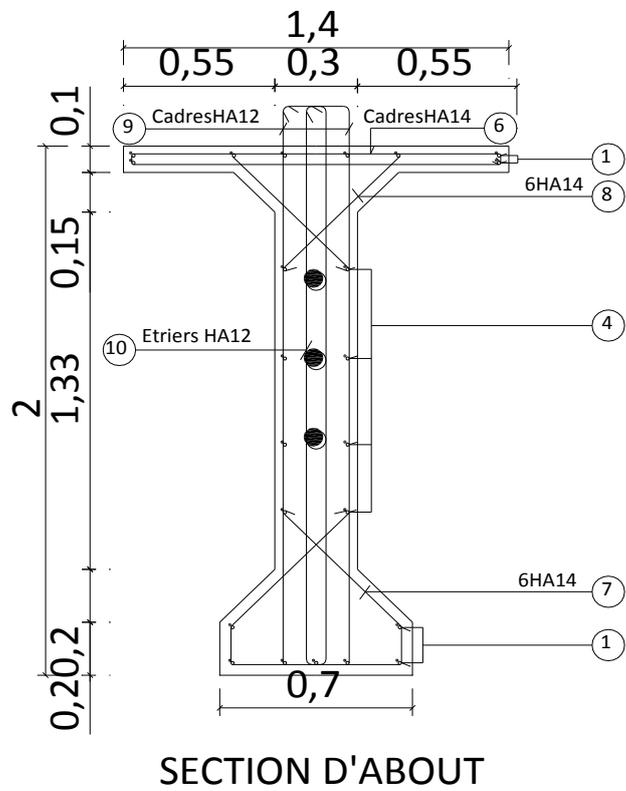
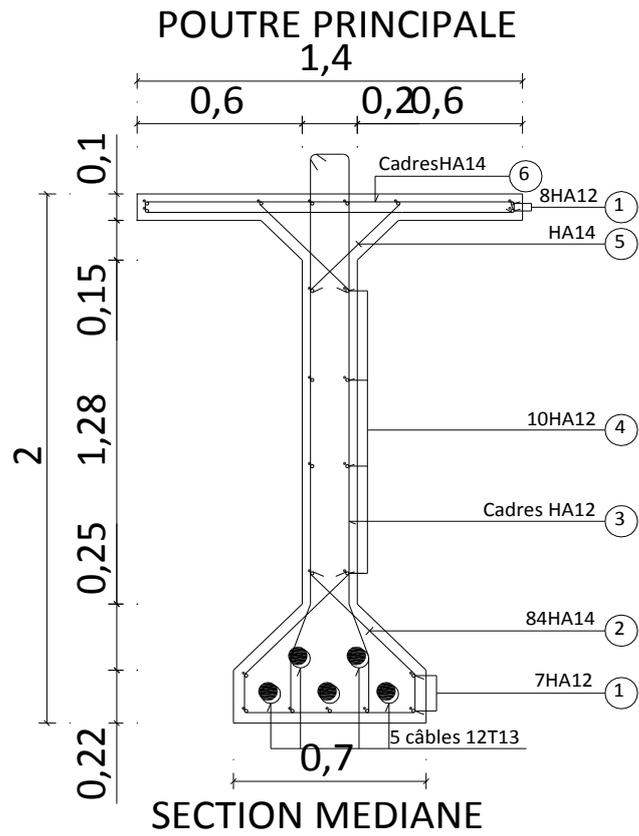
ANNEXE 11 : PLAN DIVERS

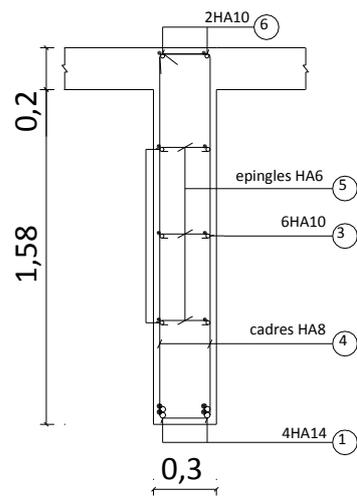
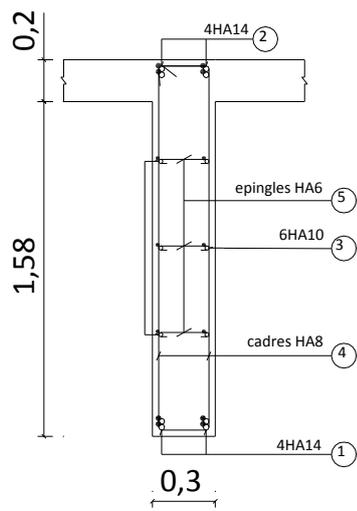
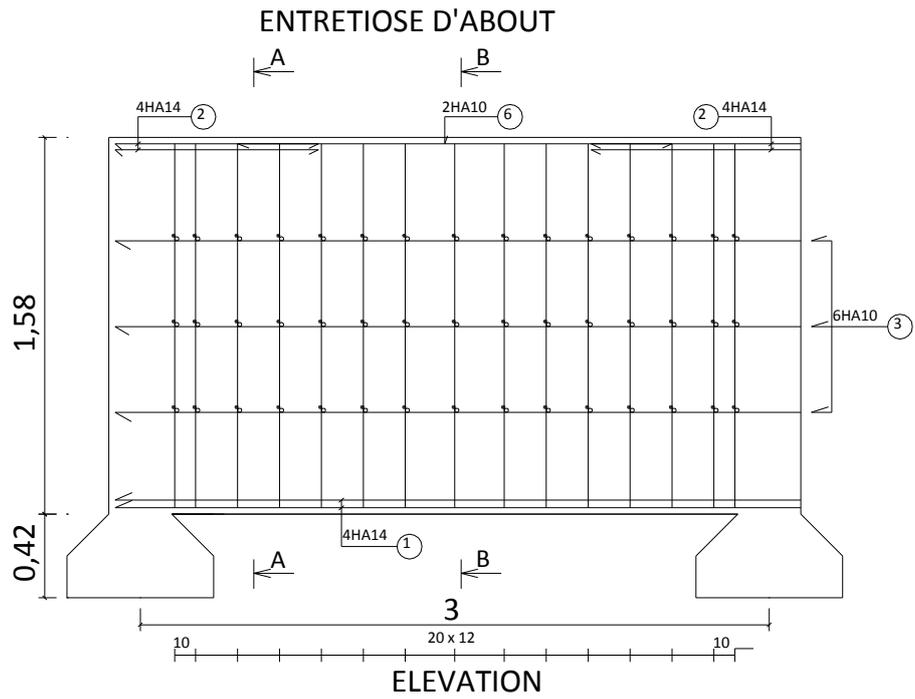


COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

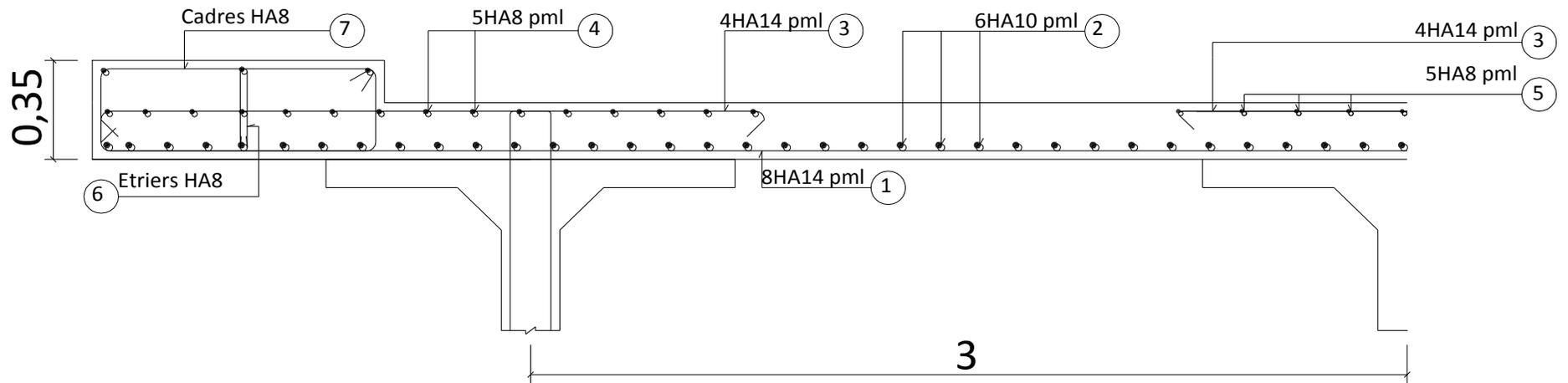


VUE EN PLAN PILE

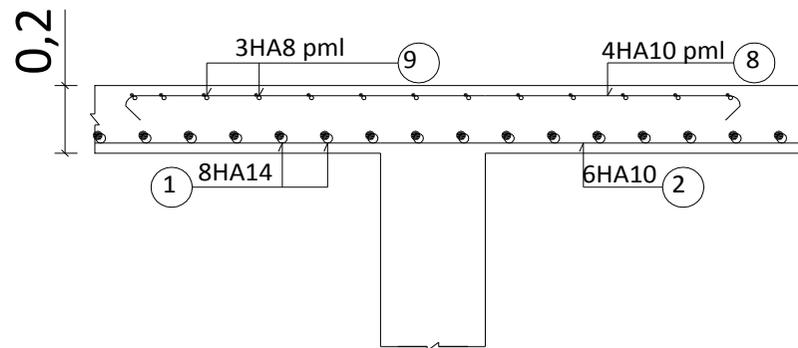




FERRAILLAGE DE LA DALLE

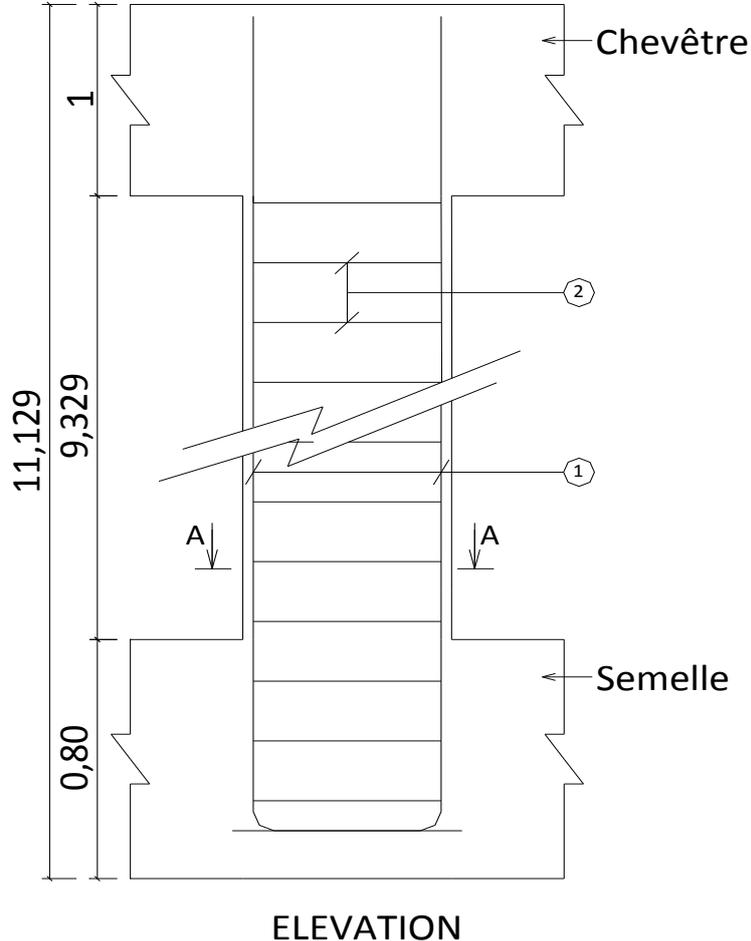
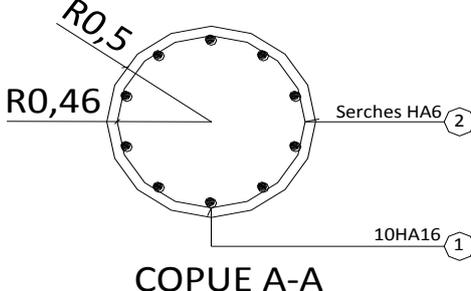


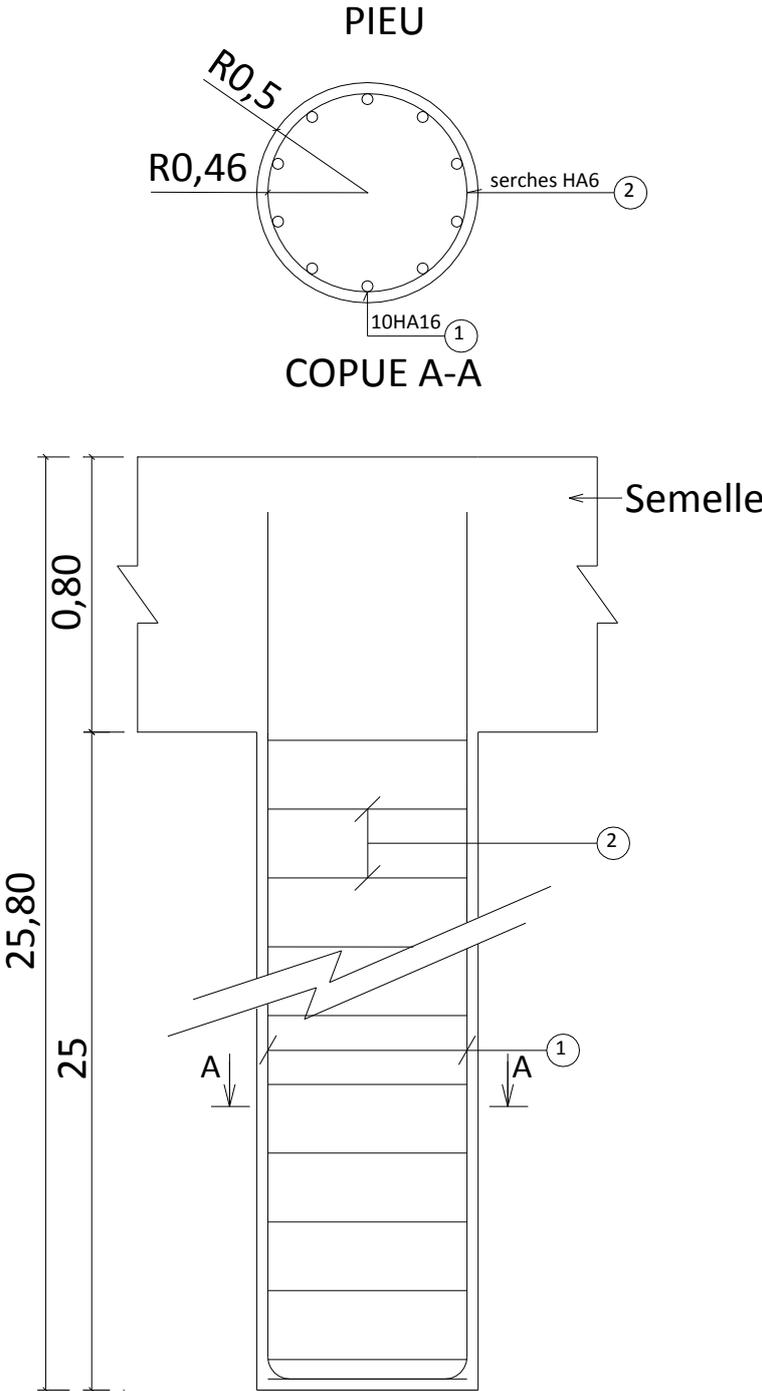
Coupe transversale

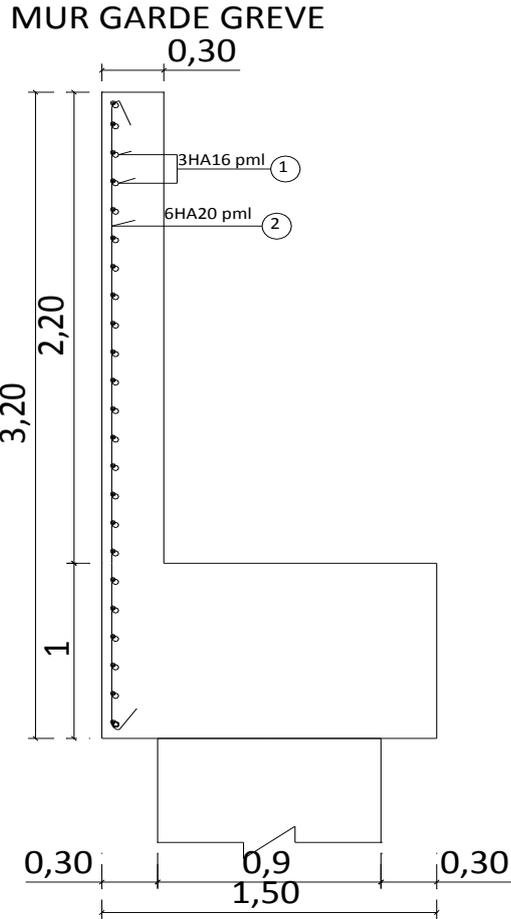


Coupe longitudinale

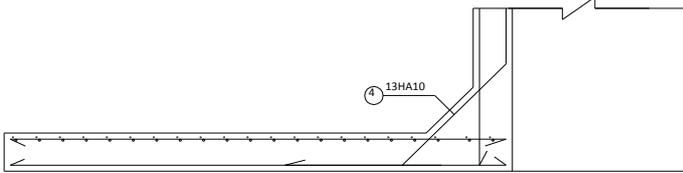
FERRAILLAGE DES COLONNES



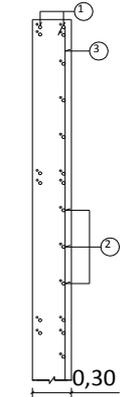
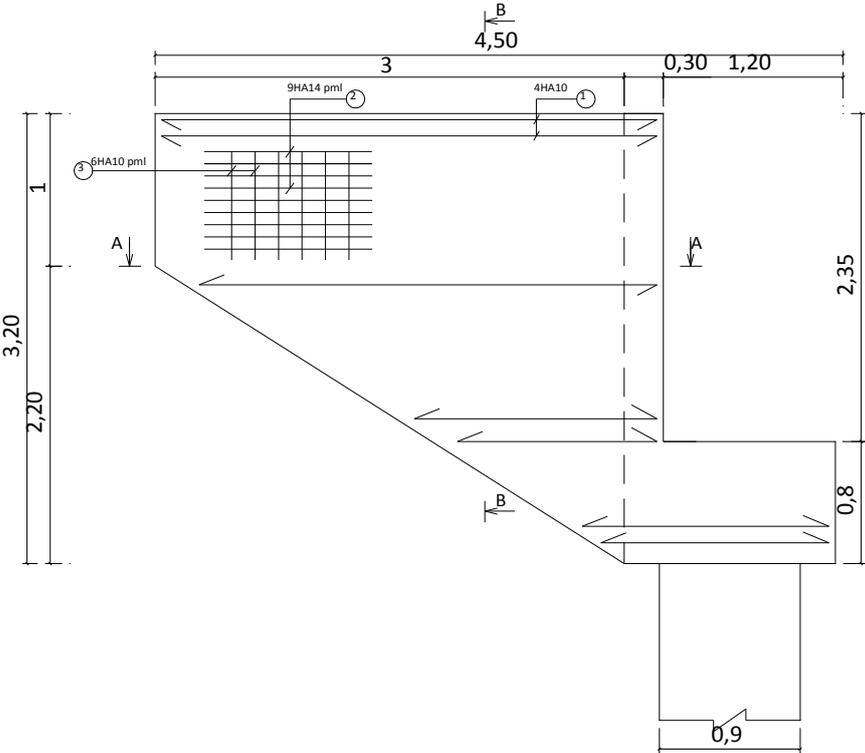




MUR EN RETOUR

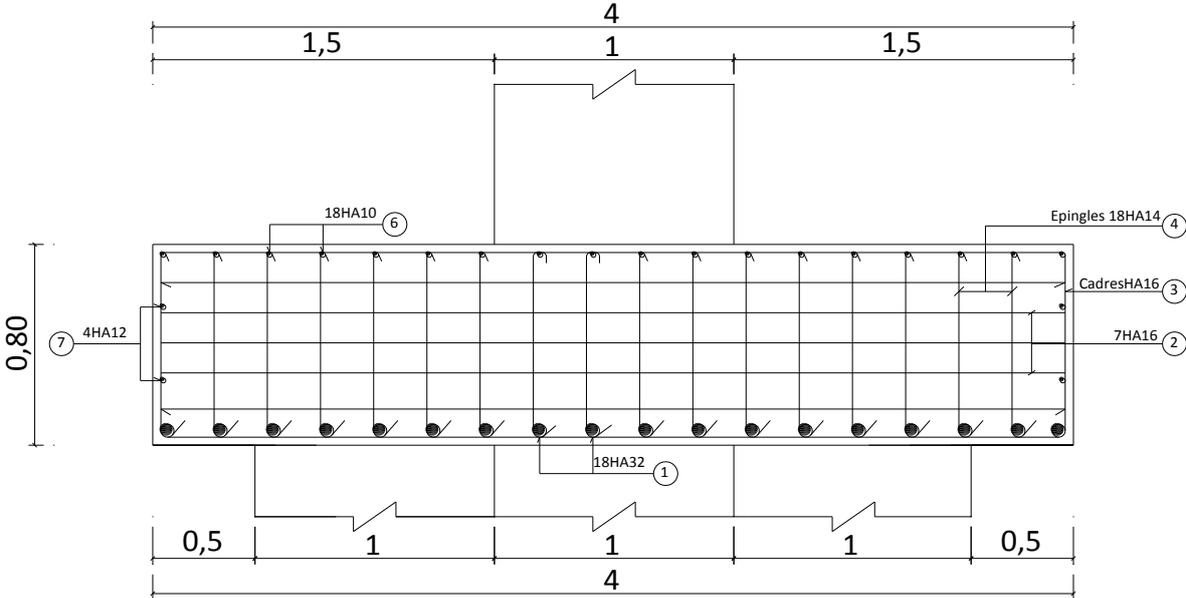


COPUE A-A



COPUE B-B

SEMELLE SOUS PILE



ERRATA

Caractéristiques de la section :

Section	V(cm)	V'(cm)	S(cm ²)	C(cm)	C'(cm)	ρ	i ² (cm ²)	I _{Gi} (cm ⁴)
Médiane	98,375	101,625	6930	50,880	52,561	0,517	5170,647	35832582,14
About	100,318	99,682	8825	48,509	48,201	0,484	4835,431	42672674,515

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	1
LISTE DES TABLEAUX.....	I
LISTE DES FIGURES	V
LISTE DES ABREVIATIONS.....	VII
NOTATIONS.....	VIII
LISTE DES ANNEXES.....	X
INTRODUCTION.....	1
PARTIE I.....	1
ETUDE SOCIO - ECONOMIQUE.....	1
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET	2
I.1 Localisation du projet.....	2
I.2 Description du projet	2
I.3 Délimitation des zones d'influence	2
I.3.1 Zones d'influence directe.....	2
I.3.2 Zones d'influence indirecte	2
CHAPITRE II : ETUDE SOCIO – ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUANCE	3
II.1 Description de la zone géographique cible	3
II.2 Contexte physique et humain.....	3
II.2.1 contexte physique	3
a. Reliefs et paysages.....	3
b. Géologie et géomorphologie.....	4
c. Types de sols.....	6
d. Régime climatique:	6
e. Vents.....	7
f. Variation de température	8
II.3 Caractéristiques hydrologiques	8
II.3.1 Les fleuves et rivières (du nord au sud).....	8
II.3.2 Les lacs.....	9
II.3.3 Eaux de profondeur.....	9

II.2.2 Milieu humain	11
a. Démographie	11
a. Répartition de la population par classes d'âge et par sexe en milieu rural et urbain	12
b. Equilibre Hommes/Femmes	16
c. Composition ethnique	17
d. Evolution.....	20
e. Voies d'accès et de communication	21
f. Services sociaux.....	22
II.4 Environnement économique	25
II.4.1 Secteur agricole	25
II.4.1 Les échanges à l'intérieur de la région	27
II.4.3 Contraintes et faiblesses de la production rizicole du Menabe	28
II.4.3 Autres secteurs économiques	32
a. Industrie et unités artisanales de transformation :	33
CHAPITRE III : ETUDE DU TRAFIC.....	36
III.1 Enquête sur le trafic.....	36
III.2 Résultats de comptage.....	38
III.3 Estimation du trafic.....	38
III.4. Conclusion :	38
PARTIE II.....	39
ETUDES PRELIMINAIRES.....	39
CHAPITRE I : ETUDES HYDROLOGIQUE	39
I.1 Estimation des débits de crue.....	39
I.1.1 Choix de la fréquence pour le calcul	39
I.1.2 Caractéristiques du bassin versant de la Morondava au pont sur la rivière Morondava.....	39
I.1.3 Calcul du débit de crue de la Morondava à Dabara	40
I.1.4 Test de validité de l'ajustement	43
a. Procédé pratique de calcul	43
I.1.5 Intervalle de confiance	46
CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE	48
II.1 Détermination de la hauteur naturelle d'eau	48
II.2 Détermination de la surelevation du plan d'eau	49
II.3 Tirant d'air.....	52
II.4 Hauteur du sous poutre (HSP.....	52
II.5 Profondeur d'affouillement.....	52
II.6 Protections des piles contre les affouillements.....	53

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE	55
III.1 Analyse des différents résultats des sondages	55
III.2 Résultats des sondages	55
III.3 Choix du type de fondation et calcul des forces portantes	56
III.4 Calcul du terme de pointe et de frottement	56
PARTIE III	39
ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	39
A. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE.....	39
CHAPITRE I : PROPOSITION ET ANALYSES DES VARIANTES	60
I.1 Proposition de variantes	60
I.2 Comparaison des variantes	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1 Critères d'évaluation	60
I.3 Estimation des coûts des variantes	60
I.3.1 Hypothèses et données de base	60
a. Caractéristiques communes	60
b. Prix unitaires.....	61
c. Ratios des armatures	61
d. Poids volumiques des matériaux.....	61
I.3.2 VARIANTE N°1	62
a. Détermination de la travée de calcul	62
b. Prédimensionnement de la superstructure	62
c. Volume en béton et ratio en armature de la superstructure	63
d. Dimensionnement de l'infrastructure	63
e. Quantité des matériaux de l'infrastructure	65
f. Descente des charges	66
.Charges.....	66
Surcharges	66
I.3.3 VARIANTE N°2	68
a. Détermination de la travée de calcul	68
b. Prédimensionnement de la superstructure.....	68
c. Quantité de matériaux de la superstructure	71
d. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure	71
e. Quantité de matériaux de l'infrastructure	72
f. Descente des charges.....	73
I.3.4 VARIANTE N°3 :	75
a. Détermination de la travée de calcul	75
b. Prédimensionnement de la superstructure	75
c. Quantité de béton et ratio d'armature de la superstructure	78
d. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure	79
e. Quantité de béton et ratio d'armature de la superstructure	79
f. Descente des charges.....	80

I.4 Conclusion	85
CHAPITRE II : LA PRECONTRAITE	86
II.1 Définition	86
II.2 Modes de précontrainte	86
CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL	87
III.1 COMBINAISONS D’ACTIONS	87
III.1.1 Combinaison d’action à l’ELS.....	87
III.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	88
III.2.1 Pour le béton armé.....	88
III .2.3 Pour le béton précontraint.....	89
III.2.4 Aciers d’armatures	89
a.Armatures passives et armatures de BA.....	89
b.Acier de précontrainte	89
CHAPITRE IV : CALCUL DE LA DALLE	95
IV.1 Etude de la dalle en beton armé	95
IV.1.1 Hourdis central.....	95
a. Hypothèses de calcul	95
b.Prédimensionnement	95
c.Détermination des charges permanentes	95
d.Détermination du coefficient de majoration dynamique	95
e.Détermination des sollicitations.....	96
IV.1.2 Hourdis console.....	101
a.Détermination des efforts dus aux charges permanentes	101
b. Calcul de l’effort tranchant dus aux surcharges d’exploitation	102
c. Combinaison d’action	104
d ; Sollicitation de calcul de la dalle.....	105
c. Calcul des armatures de la dalle	105
d.Calcul de la section d’armature.....	106
➤ Armature de répartition.....	108
e.Vérification de l’effort tranchant.....	108
➤ Armature de répartition.....	110
La section d’armature de répartition A_r est calculée par la relation suivante : $A_r = \frac{A_y}{3}$	110
f.Vérification du poinçonnement de la dalle	110
IV.1.3 PRE-DALLE	111
a.Calcul des sollicitations.....	111
b.Calcul des armatures	112
c.Vérification des efforts tranchants	112
CHAPITRE V : ETUDES DES ENTRETOISES	113
V.1 Entretoises d’about	113
V.1.1 Dimensions.....	113
V.1.2 Calcul des sollicitations dus aux charges permanentes	113
V.1.3 Calcul des sollicitations dus aux charges d’exploitation	115
a. Calcul du coefficient de majoration dynamique.....	115

b. Calcul du moment fléchissant	115
c. Calcul des efforts tranchants	117
V.1.4 Sollicitation de calcul des entretoises d'about	118
V.1.4 Calcul des armatures	119
a. Calcul d'armature longitudinale	119
b. Calcul de l'armature minimale	120
c. Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton	121
d. Calcul des armatures d'âmes	121
e. Calcul des armatures de peau	122
f. Armature de montage	122
V.2 Entretoises intermédiaires	122
V.2.1 Dimensions	122
V.2.3 Calcul des sollicitations dus aux charges permanentes	123
V.2.4 Calcul des sollicitations dus aux charges d'exploitation	124
a. Calcul du coefficient de majoration dynamique	124
b. Calcul du moment fléchissant	124
g. Calcul des efforts tranchants	125
V.2.4 Sollicitation de calcul des entretoises intermédiaires	126
V.2.4 Calcul des armatures	126
a. Calcul d'armature longitudinale	126
b. Calcul de l'armature minimale	128
c. Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton :	128
e. Calcul des armatures de peau	129
 CHAPITRE VI : ETUDE DES POUTRES PRINCIPALES.....	130
VI.1 Sections des poutres préfabriquées	130
VI.2 Calcul des sollicitations.....	130
VI.2.1 Charges et surcharges	130
a. Charges permanentes	130
b. Surcharges	131
VI.3 Coefficient de répartition transversal (CRT)	131
VI.3.1 Hypothèse de calcul pour la compression excentrée	132
a. Principes fondamentaux de la méthode	132
VI.4 Détermination des sollicitations.....	134
VI.3.3 Sollicitations dues aux charges permanentes	135
VI.4.1 Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation	137
a. Moment fléchissants	137
b. Efforts tranchants	139
VI.5 Combinaisons d'action	141
VI.6 Vérification de la section du béton	142
VI.6.1 Grandeur géométrique de la poutre	142
a. Détermination du centre de gravité de la poutre :	142
b. Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la poutre	143
VI.5.2 Vérification de la section du béton	143
VI.6 Détermination de la force de précontrainte de la section médiane	144
VII.6.1 Valeur minimale de la précontrainte	144
VI.7 Détermination du nombre de câbles de précontrainte.....	145

VI.7.1 Estimation de la tension initiale des câbles	145
VI.7.2 Valeur de la précontrainte des câbles après chute et perte de tension	145
VI.7.3 Détermination de la force précontrainte obtenue avec un câble.....	146
VI.7.4 Détermination du nombre de câble et de leur section totale	146
VI.1.4 Détermination de la section totale des câbles.....	146
VI.8 Mise en tension partielle.....	146
VI.8.1 Nombre de câble de la première famille	146
VI.8.2 Nombre de câble de la deuxième famille	148
VI.9 Tracé des câbles	148
VI.9.1 Dispositions constructives.....	148
VI.8.3 Tracé des câbles	150
VI.8.4 Tracé du câble équivalent	152
VI.8.5 Tracé des fuseaux limites	152
VI.8.6 Vérification du passage du câble équivalent.....	153
VI.10 Calcul des pertes et chutes de tension.....	154
VI.10.1 Pertes de tension instantanées.....	154
VI.10.2 Perte de tension par frottement.....	154
VI.10.3 Perte de tension due à l'entrée des cônes d'ancrage.....	156
VI.10.4 Perte de tension par déformation instantanée du béton.....	156
VI.10.5 Tracé du câble équivalent de la deuxième famille :.....	158
VI.10.6 Calcul des coordonnées des câbles équivalentes de la deuxième famille	159
VI.10.7 Tension probable dans un câble après pertes instantanées	165
VI.10.8 Pertes de tension différée.....	165
a.Perte de tension due au retrait du béton.....	166
b.Pertes de tension due à la relaxation des armatures.....	166
c.Perte de tension due au fluage du béton	167
VI.10 Justification des sections vis-à-vis des contraintes normales à l'ELS.....	169
VI.11.1 Définition des phases de justifications :.....	169
VI.11.2 Section de références pour le calcul des contraintes normales	170
a.Section nette	170
b.Section homogénéisée	171
VI.10.3 Calcul des contraintes normales	171
a.Contrainte normale limite	171
b.Contraintes normales de compression dans le béton	172
VI.11 Justification des contraintes tangentielle à l'ELS.....	173
VI.11.1 Vérification de la section d'about ($x = 0m$)	174
VI.11.2 Vérification de la section d'arrêt du câble n°4 ($x = 4,25m$)	175
VI.11.3 Vérification de la section d'arrêt du câble n°5 ($x = 8,50m$)	176
VI.12 Détermination des armatures passives	176
VI.13 Etat limite de service vis –à-vis des déformations	177
VI.13.1 Calcul des flèches et contre flèches	177
a.Flèches dues aux charges permanentes.....	177
b.Flèches dues aux surcharges d'exploitation	177
c.Contre flèche de précontrainte	178
d.Allure du tablier à vide	178
e.Vérification de la deuxième condition de confort des moyens de transport roulant sur le pont	178
VI.13.2 Calcul et vérification des rotations	178
a.Rotation due aux charges permanentes.....	178
b.Rotation due aux surcharges d'exploitation.....	179
c. Rotation due aux forces de précontrainte.....	179

d. rotation totale au voisinage des appuis	179
VI.14 Vérification de section à l'état limite ultime de résistance	179
VI.14.1 Hypothèse de base	179
VI.14.2 Détermination de la position de l'axe neutre	180
VI.14.3 Capacité portante de la section	181
VI.14.4 Minimum d'armatures transversales	181
VI.14.5 Justification des armatures transversales	182
VI.14.6 Justification des bielles de béton	182
B. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	183
CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE	183
VII.1 CULEE	183
VII.2 Pile	183
CHAPITRE VIII : ETUDE DES APPAREILS D'APPUI	184
VIII.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui	184
VIII.2 Distribution des efforts horizontaux	185
VIII.2.1 Calcul de coefficient de souplesse de chaque appui	185
VIII.2.1 Distribution des efforts de freinage	187
VIII.2.2 Efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température	188
VIII.3 Vérification des appareils d'appui	189
VIII.3.1 Descente des charges	189
VIII.3.1 Vérifications des appareils d'appuis	189
CHAPITRE IX : ETUDE DE LA CULEE	193
IX.1 Mur garde-grève	193
IX.1.1 Les sollicitations	193
a. Les poussées de terre	193
b. Les surcharges de remblai	194
c. La force de freinage	195
IX.1.2 Calcul des armatures	195
a. Armatures longitudinales	196
b. Armature minimal	196
c. Armature de répartition	196
IX.2 Mur en retour	197
IX.2.1 Les sollicitations	197
X.2.1 Calculs des armatures	198
a. Armatures destinées à assurer la reprise du moment dû aux charges verticales	199
b. Armatures destinées à assurer la reprise du moment dû aux efforts horizontaux	200
IX.3 Le Mur de front	200
IX.3.1 Les sollicitations	201
a. Sollicitation due à la poussée de terre	201
b. Les Sollicitation due au poids propres	201
IX.3.1 Stabilité de la culée	202

a. Les forces qui tendent à stabiliser le culée	202
b. Les moments qui tendent à stabiliser la culée	203
c. Les forces qui tendent à renverser la culée	203
d. Les moments qui tendent à renverser la culée	203
IX.3.2 Détermination des armatures du mur de front	203
a. Armature longitudinale	203
b. Vérification de la contrainte tangentielle	205
IX.4 Dimensionnement de la semelle sous culée	205
IX.4.1 Descente des charges	205
IX.4.2 Disposition constructive	206
a. Nombre de pieux sous semelle	206
b. Angle d'inclinaison de la bielle	206
c. Distance entraxe des pieux	206
d. Bras de levier des armatures tendues	206
e. Etat limite ultime de la compression de la bielle	206
f. Etat limite de cisaillement du béton	207
g. Etat limite de résistance	207
CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE	209
X.1 Détermination des efforts appliqués à la pile	209
X.1.1 Efforts verticaux	209
X.1.2 Efforts horizontaux	209
X.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement de la pile	209
X.3 Dimensionnement du chevêtre	210
X.3.1 Détermination des sollicitations	210
X.3.2 Calcul des sections d'armature	211
a. Calcul de la section d'armature longitudinale	212
b. Calcul de l'armature de répartition	212
c. Armature de peau	212
d. Vérification de l'effort de cisaillement	212
X.4 Dimensionnement de la colonne	213
X.4.1 Détermination des sollicitations	213
X.4.2 Calcul de la longueur de flambement	213
X.4.4 Calcul de l'élancement	213
X.4.5 Calcul de la section d'armature	213
a. Armature longitudinale	213
b. Armature transversale	214
X.5 Dimensionnement de la semelle de liaison	215
X.5.1 Descente des charges	215
X.5.2 Disposition constructive	215
a. Distance entraxe des pieux	215
b. Bras de levier des armatures tendues	215
c. Etat limite ultime de la compression de la bielle	216
d. Etat limite de cisaillement du béton	216
e. Etat limite de résistance	216
CHAPITRE XI : FERRAILLAGE DES PIEUX	218
a. Calcul d'armature longitudinale	218
b. Armature transversale	219

PARTIE IV	220
EVALUATION FINANCIERE ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET	220
CHAPITRE I : PHASAGE DES TRAVAUX.....	220
CHAPITRE II : CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES	223
CHAPITRE III : DEVIS QUANTITATIF.....	224
CHAPITRE IV : SOUS DETAIL DES PRIX.....	226
IV.1 Les numeros des prix.....	226
IV.2 Sous détails des prix.....	226
CHAPITRE V : BORDEREAU DETAIL ESTIMATIF DU PROJET	230
V.I BORDEREAU DETAIL ESTIMATIF	230
V.2 Etude de rentabilité.....	231
V.2.1 Détermination de la VAN	231
a.Recettes	232
b.Dépense.....	232
c.Amortissement	232
d.Taux d'actualisation.....	232
V.2.2 Taux interne de rentabilité (TIR)	233
V.3 Conclusion.....	233
CHAPITRE VI : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX	234
VI.1 La législation de base	234
VI.2 Le décret MECIE	234
VI.3 Portée des impacts à évaluer.....	234
VI.4 Les sources d'impact	235
Elles dependent des :	235
VI.5 La méthodologie d'évaluation des impacts	236
CONCLUSION GENERALE	239
BIBLIOGRAPHIE	A
ANNEXES	A

Nom : RASOLOFOSON

Prénom : Roland

Adresse : Lot 05H20 Ampatana - Est ANTSIRABE

Tél : +261 33 02 045 67



TITRE

« CONTRIBUTION A L'ETUDE DE CONSTRUCTION D'UN NOUVEAU PONT TRAVERSANT LA RIVIERE SUR MORONDAVA AU PK 146+132 DE LA RN 35 »

Nombre de pages : 287

Nombre de figure : 40

Nombre de tableaux : 143

RESUME

L'état actuel du pont métallique, à une voie, traversant le fleuve sur Morondava est très inquiétant du fait de sa vétusté. Cette situation met en danger la sécurité de ses usagers.

Mais rappelons que, la région de Menabe est une région à haut potentiel économique. Il est donc plus raisonnable d'abandonner totalement cet ancien ouvrage et de construire, à côté, un nouveau pont en béton précontrainte à poutre sous chaussée et à deux voies.

La construction de ce pont rendra plus fluide la circulation des véhicules utilisant cet axe routier et augmentera sûrement la vitesse du développement de la Région du Menabe ainsi que celui de MADAGASCAR.

Mot clés : Pont, béton, câble précontraint.

Directeur du mémoire : Monsieur RAHELISON Landy