

SOMMAIRE

Liste des abréviations

Liste des notations

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des annexes

Introduction

PARTIE 1 : ETUDES DE L'ENVIRONNEMENT DU PROJET

CHAPITRE I : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

CHAPITRE II : ETUDE DU TRAFIC ROUTIER

CHAPITRE III : CONTEXTE GENERAL DU PROJET

PARTIE 2 : ETUDES PRELIMINAIRES

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

CHAPITRE IV : ANALYSE DES VARIANTES

PARTIE 3 : ETUDES TECHNIQUES D'UN PONT EN BETON PRECONTRAIT

CHAPITRE I : HYPOTHESES DE CALCUL

CHAPITRE II : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

CHAPITRE II : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

PARTIE 4 : ETUDE FINANCIERE ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET

CHAPITRE I : DEVIS QUANTITATIF

CHAPITRE II : EVALUATION FINANCIERE

CHAPITRE III : ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Table des matières

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 |
| CFP | : Centre de Formation Professionnelle |
| CHD | : Centre Hospitalier de District |
| CSB | : Centre de Santé de Base |
| CMD | : Coefficient de Majoration Dynamique |
| CRT | : Coefficient de répartition Transversale |
| 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 |
| INSTAT | : Institut Nationale de la statistique |
| LI | : Ligne d'influence |
| MECIE | : Mise En Comptabilité des Investissements avec l'Environnement |
| MO | : Main d'œuvre |
| MTPM | : Ministère de Travaux Publics et de la Météorologie. |
| NB | : Nota Bene |
| NE | : Niveau d'Etiage |
| PAE | : Plan d'Action Environnementale |
| PHEC | : Plus Haute Eaux Cycloniques |
| PK | : Point kilométrique |
| PU | : Prix Unitaire |
| PUD | : Plan d'Urbanisme Directeur |
| 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

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

LISTE DES NOTATIONS

BETON

A_s : Section d'armature à l'ELS

A_U : Section d'armature à l'ELU

b : Dimension transversale (largueur ou épaisseur d'une section)

B : section du béton

c : enrobage de l'acier

E_b : Module d'élasticité du béton

f_{c28} : Résistance à la compression à 28 jours d'âge du béton

f_{t28} : Résistance à la traction à 28 jours d'âge du béton

n : Coefficient d'équivalence acier/béton

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

ACIER

A : Section de l'acier

A_U : section d'armatures à l'ELU

A_s : section d'armatures à l'ELS

A_w : Section de l'âme d'une pièce

f_y : limite d'élasticité de l'acier

G : Module d'élasticité longitudinale

W_{el} : Module de résistance élastique

I : Moment d'inertie

AUTRES

D : Diamètre d'une pièce

L : Longueur d'une pièce

l : Largeur d'une pièce

h ou H : Hauteur d'une pièce

V : Effort tranchant

$V_{U,S}$: Effort tranchant à l'ELU, ELS

M : Moment fléchissant

$M_{U,S}$: Moment fléchissant à l'ELU, ELS

σ_{adm} : Contrainte admissible

ACTIONS

P : charge ponctuelle

g : charge permanente uniformément répartie

q : surcharge d'exploitation uniformément répartie

Bc : surcharge du camion

Be : surcharge du à un essieu isolé

Br : surcharge du à une roue isolé

G : module d'élasticité transversale

E : module d'élasticité longitudinale

It : coefficient de rigidité à la torsion de la poutre

η : coefficient de fissuration de l'acier

ν : coefficient de poisson

f_e : limite d'élasticité de l'armature

σ : contrainte normale

T : contrainte tangentielle ou de cisaillement

f : flèche

Q : poussée horizontale

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| Tableau 1: Répartition de la température moyenne annuelle | 6 |
| Tableau 2: Pluviométrie de la Région de SOFIA..... | 6 |
| Tableau 3: Répartition de la population par District dans la Région SOFIA | 8 |
| Tableau 4: Résultats de la projection jusqu'en 2025 par District (Hab) | 9 |
| Tableau 5: Taux de natalité de la Région SOFIA..... | 9 |
| Tableau 6: Taux de mortalité de la Région de SOFIA | 10 |
| Tableau 7: Taux d'urbanisation de la Région SOFIA..... | 10 |
| Tableau 8: Population Rurale et les exploitations dans la Région SOFIA..... | 11 |
| Tableau 9: Répartition ethnique par District de la Région SOFIA (en %)..... | 11 |
| Tableau 10: Répartition des surfaces cultivées par type de culture dans la Région SOFIA | 13 |
| Tableau 11: Evolution récente de la Production de Riz (en Tonne) dans la Région de SOFIA | 14 |
| Tableau 12: Variation des superficies (en Ha) dans la Région de SOFIA | 14 |
| Tableau 13: Spéculation de café en superficie et en production par District | 16 |
| Tableau 14: Evolution des superficies et des productions de Café dans la Région de SOFIA | 16 |
| Tableau 15: Evolution des superficies et productions de Coton | 17 |
| Tableau 16: Superficies et productions de tabac par secteur..... | 17 |
| Tableau 17: Infrastructures publiques..... | 23 |
| Tableau 18: Infrastructures sanitaires privées dans la Région de SOFIA. | 23 |
| Tableau 19: Charges démographiques par personnel soignant dans la Région SOFIA | 24 |
| Tableau 20 : Etablissement Publics - année scolaire 2000/2001..... | 25 |
| Tableau 21: Etablissements privés dans la Région SOFIA. | 26 |
| Tableau 22 : Taux de scolarisation par sexe et par classe d'âges | 26 |
| Tableau 23: Répartition des infrastructures socioculturelles et sportives..... | 27 |
| Tableau 24: Résultats des comptages de trafic dans les deux sens de la RN6 par type de véhicules | 31 |
| Tableau 25: Scénarios de prévision de la demande de transport..... | 31 |
| Tableau 26: Prévision des quantités de produits agricoles à transporter | 32 |
| Tableau 27: Prévision du nombre de Poids Lourds (PL) dû à l'agriculture..... | 32 |
| Tableau 28: Prévision du nombre de Poids Lourds (PL) dû aux autres produits..... | 33 |
| Tableau 29: Prévision du nombre total de Poids Lourds (PL) pour tous les produits..... | 33 |
| Tableau 30: Prévision du nombre total de Poids Lourds (PL) pour tous les produits..... | 34 |
| Tableau 31: Prévision du nombre total de Poids Lourds (PL) de CU>5T pour Pannée 2029..... | 34 |
| Tableau 32: Résultats du sondage pénétrométrique dynamique..... | 37 |
| Tableau 33 (suite): Résultats du sondage pénétrométrique dynamique | 38 |
| Tableau 34: Résultat du sondage pressiométrique | 38 |
| Tableau 35: Valeur du frottement latéral unitaire | 41 |
| Tableau 36: Extraits des normales de précipitation (mm et 1/10)..... | 42 |
| Tableau 37: Hauteur de pluie d'après la loi de GIBRAT-GALTON | 44 |
| Tableau 38: Hauteur de pluie d'après la loi de GUMBEL..... | 45 |
| Tableau 39: Hauteur de pluie d'après la loi de FRECHET..... | 45 |
| Tableau 40: Hauteur de pluie d'après la loi de GOODRICH | 46 |
| Tableau 41: Hauteur de pluie d'après la loi de PEARSON III..... | 47 |
| Tableau 42: Classement de l'échantillon | 48 |
| Tableau 43: Récapitulation des hauteurs de pluies..... | 50 |
| Tableau 44: Hauteur de pluie maximale (mm)..... | 51 |

| | |
|---|-----|
| Tableau 45: Caractéristiques du bassin versant..... | 54 |
| Tableau 46: Débit de crue par période de retour | 55 |
| Tableau 47: Détermination de la valeur de H correspondant au débit Q..... | 55 |
| Tableau 48: Détermination de la valeur de H correspondant au débit Q (suite) | 56 |
| Tableau 49: Caractéristiques de l'écoulement au débit de crue..... | 57 |
| Tableau 50: Caractéristiques de l'écoulement en présence de l'ouvrage..... | 57 |
| Tableau 51: Devis Estimatif du pont en BA | 69 |
| Tableau 52: Devis Estimatif du pont en BA (suite) | 70 |
| Tableau 53: Devis Estimatif du pont en BP..... | 73 |
| Tableau 54: Largeur des membrures en fonction de la portée | 74 |
| Tableau 55: Devis Estimatif du Pont Mixte..... | 77 |
| Tableau 56: Analyse multicritère | 78 |
| Tableau 57: Récapitulatif des moments fléchissant de la dalle avec les surcharges B. [Tm]..... | 96 |
| Tableau 58: Valeur du moment fléchissant de la dalle [Tm]..... | 96 |
| Tableau 59 : Efforts tranchants dans la dalle centrale..... | 98 |
| Tableau 60 : Combinaison d'actions des efforts tranchants dans la dalle centrale | 99 |
| Tableau 61: Armatures de la dalle..... | 101 |
| Tableau 62: Résultat des moments fléchissant de l'entretoise intermédiaire..... | 114 |
| Tableau 63: Résultat des moments fléchissant résistant de l'entretoise intermédiaire..... | 114 |
| Tableau 64: Résultat des efforts tranchant de l'entretoise intermédiaire | 115 |
| Tableau 65: Résultat des efforts tranchant résistant de l'entretoise intermédiaire. | 116 |
| Tableau 66: Armatures de l'entretoise. | 118 |
| Tableau 67: Calcul du moment d'inertie..... | 119 |
| Tableau 68: Moment d'inertie Principale des poutres I_p | 123 |
| Tableau 69: Moment d'inertie principale des entretoises | 124 |
| Tableau 70: Moment d'inertie polaire pour les entretoises | 125 |
| Tableau 71: Moment d'inertie polaire pour les entretoises | 125 |
| Tableau 72: Valeur de K_0 pour $\vartheta=0,16$ et $\alpha=0$ | 126 |
| Tableau 73: Valeur de K pour $\vartheta = 0,16$ et $\alpha = 1$ | 126 |
| Tableau 74: Détermination du coefficient K..... | 126 |
| Tableau 75: Valeur de K pour la poutre centrale..... | 127 |
| Tableau 76 : récapitulation des CRT des poutres. | 128 |
| Tableau 77: Aires et ordonnées des LI des moments fléchissant dû aux charges réparties..... | 129 |
| Tableau 78: Aires et LI des efforts tranchant | 129 |
| Tableau 79: Résultat du moment fléchissant résultant dû aux charges permanentes | 129 |
| Tableau 80: Résultat de l'effort tranchant dû aux charges permanentes..... | 129 |
| Tableau 81: Moments fléchissant de la poutre centrale dus aux surcharges d'exploitation [Tm]..... | 130 |
| Tableau 82: Efforts tranchants dus aux surcharges A(l) et A(t) en [T] | 131 |
| Tableau 83: Effort tranchant dus au système Bc30 des poutres [T]..... | 131 |
| Tableau 84: Moments fléchissant aux états limites de la poutre centrale [Tm] | 132 |
| Tableau 85: Efforts tranchants aux états limites de la poutre centrale [T]..... | 132 |
| Tableau 86: Sollicitations aux états limites des poutres extrêmes..... | 132 |
| Tableau 87: Moment d'inertie de la section nette de la poutre | 136 |
| Tableau 88: Contrainte sous charge permanente | 137 |
| Tableau 89: Contrainte sous surcharge d'exploitation..... | 138 |
| Tableau 90: Contrainte sous précontrainte..... | 138 |
| Tableau 91: Contrainte résultante..... | 138 |

| | |
|---|-----|
| Tableau 92: Moment fléchissant de chaque élément | 139 |
| Tableau 93: Paramètres du traçage des câbles..... | 145 |
| Tableau 94: Ordonnées des câbles | 145 |
| Tableau 95: Ordonnées des câbles (suite) | 146 |
| Tableau 96: Coordonnées des câbles équivalents | 146 |
| Tableau 97: Premier fuseau limite..... | 147 |
| Tableau 98: Deuxième fuseau limite | 148 |
| Tableau 99: Pertes par frottement | 149 |
| Tableau 100: Pertes par frottement (suite)..... | 149 |
| Tableau 101: Perte de tension à l'ancrage | 150 |
| Tableau 102: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°1 | 152 |
| Tableau 103: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°2 | 152 |
| Tableau 104: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°3 | 152 |
| Tableau 105: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°4 | 153 |
| Tableau 106: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°5 | 153 |
| Tableau 107: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°6 | 153 |
| Tableau 108: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°7 | 153 |
| Tableau 109: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°8 | 154 |
| Tableau 110: Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées | 155 |
| Tableau 111: Pertes de tension dues à la relaxation des aciers : | 157 |
| Tableau 112: Pertes dues au fluage du béton | 157 |
| Tableau 113: Pertes de tension différées totale | 157 |
| Tableau 114: Perte de tension finale dans chaque câble | 158 |
| Tableau 115: Les phases de vérifications de contraintes | 159 |
| Tableau 116: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre seule | 160 |
| Tableau 117: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre et du hourdis | 161 |
| Tableau 118: Contrainte normales cumulées dans le béton en [MPa]..... | 162 |
| Tableau 119: Force de précontrainte dans la section d'about | 164 |
| Tableau 120: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°5 | 165 |
| Tableau 121: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°6 | 165 |
| Tableau 122: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°7 | 166 |
| Tableau 123: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°8 | 166 |
| Tableau 124: Moment d'inertie de la section d'about | 167 |
| Tableau 125: Cas usuel d'épaisseur..... | 178 |
| Tableau 126: Sollicitation résultante du mur garde grève | 183 |
| Tableau 127: Centre de gravité du mur en retour | 184 |
| Tableau 128: Sollicitation résultante du mur en retour | 185 |
| Tableau 129: Sollicitation résultante du sommier | 187 |
| Tableau 130: Sollicitations dues aux charges permanentes du mur de front | 190 |
| Tableau 131: Sollicitations dues aux surcharges du mur de front..... | 191 |
| Tableau 132: Sollicitations résultantes du mur de front | 191 |
| Tableau 133: Liste de Numéros de prix | 225 |
| Tableau 134: Quantités des matériaux nécessaires | 226 |
| Tableau 135: Quantités des matériaux nécessaires (suite)..... | 227 |
| Tableau 136: Valeurs de A_i pour le calcul du coefficient de déboursé K | 228 |
| Tableau 137: Sous Détail des Prix du béton Q400 | 229 |
| Tableau 138: Sous Détail des Prix de couche d'accrochage. | 230 |



| | |
|--|-----|
| Tableau 139: Sous Détail des Prix des aciers HA | 230 |
| Tableau 140: Sous Détail de Prix pour forage des pieux | 231 |
| Tableau 141: BDE du projet..... | 231 |
| Tableau 142: BDE du projet (suite)..... | 232 |
| Tableau 143: BDE du projet (suite)..... | 233 |
| Tableau 144 : Récapitulation du coût du projet | 233 |
| Tableau 145: Valeurs des paramètres pour la détermination de la VAN..... | 235 |
| Tableau 146: les impacts probables et les mesures d'atténuation | 243 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|------------------------------------|
| Figure 1: Cartes de localisation de la Région Sofia..... | 2 |
| Figure 2: Pont Mabey d'Ampapamena au PK : 89+450..... | 28 |
| Figure 3: Le pont d'Ampapamena en période sèche | 29 |
| Figure 4: Coupe transversale de la superstructure de l'ouvrage en BA..... | 66 |
| Figure 5: diagramme de déformation de la contrainte du béton | Erreur ! Signet non défini. |
| Figure 6: disposition des surcharges pour le système Bc..... | 92 |
| Figure 7: Section de la poutre longitudinale | 95 |
| Figure 8: Ligne d'influence pour la détermination de l'effort tranchant | 97 |
| Figure 9: Calcul du ferrailage de la dalle | 99 |
| Figure 10: Caractéristique géométrique du hourdis en console..... | 103 |
| Figure 11: Modélisation de calcul du hourdis en console..... | 104 |
| Figure 12: Disposition des entretoises | 106 |
| Figure 13: Schéma équivalent d'une poutre encastrée à ses deux extrémités..... | 108 |
| Figure 14: Ligne d'influence du moment fléchissant à l'appui A..... | 109 |
| Figure 15: Ligne d'influence du moment fléchissant à mi-travée | 109 |
| Figure 16: Ligne d'influence du moment fléchissant à l'appui B..... | 109 |
| Figure 17: Ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui A | 110 |
| Figure 18: Ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui B | 110 |
| Figure 19: Ligne d'influence de l'effort tranchant à mi-travée | 110 |
| Figure 20: Disposition de la surcharge Bc pour la section à l'appui A..... | 111 |
| Figure 21: Disposition de la surcharge Bc pour la section à mi-travée | 112 |
| Figure 22: Disposition de la surcharge Be pour la section à l'appui A..... | 112 |
| Figure 23: Disposition de la surcharge Be pour la section à mi-travée..... | 113 |
| Figure 24: Disposition de la surcharge Br pour la section à l'appui A | 113 |
| Figure 25: Disposition de la surcharge Br pour la section à mi-travée | 113 |
| Figure 26: Calcul du ferrailage de l'entretoise..... | 116 |
| Figure 27: Poutre en T pour le calcul du moment d'inertie | 119 |
| Figure 28: Coupe transversale de l'ouvrage pour le calcul de I_p | 123 |
| Figure 29: Calcul des réactions d'appuis | 128 |
| Figure 30: section de la poutre..... | 133 |
| Figure 31: Allure d'un câble de précontrainte..... | 144 |
| Figure 32: Caractéristiques de la poutre à la section d'about..... | 164 |
| Figure 33: Poussée de terre due aux roues du camion Bc | 182 |
| Figure 34: Caractéristiques géométriques du mur en retour..... | 184 |
| Figure 35: Modélisation du sommier en console | 186 |
| Figure 36: Schéma de calcul du moment fléchissant dû aux surcharges pour le sommier en console de la culée | 187 |
| Figure 37: Efforts appliqués au sommier | 189 |
| Figure 38: Section de calcul des armatures du mur garde grève..... | 194 |
| Figure 39: Section de calcul des armatures du mur en retour..... | 198 |
| Figure 40: Section de calcul des armatures du sommier | 199 |
| Figure 41: Section de calcul des armatures du mur de front..... | 201 |
| Figure 42: Section de calcul des armatures de la semelle de la culée dans la direction a..... | 206 |
| Figure 43: Section de calcul des armatures de la semelle de la culée dans la direction b..... | 206 |

| | |
|---|-----|
| Figure 44: Disposition constructive des armatures de la semelle de la culée | 207 |
| Figure 45: Calcul des sollicitations pour le chevêtre en console de la pile | 209 |
| Figure 46: Schéma de disposition des pieux sous pile | 217 |
| Figure 47: Section de calcul des armatures de la semelle de la pile dans la direction a..... | 219 |
| Figure 49: Section de calcul des armatures de la semelle de la pile dans la direction b. | 219 |
| Figure 50: Dalle de transition | 221 |
| Figure 51: Ferrailage de la dalle de transition | 222 |

LISTE DES ANNEXES

| | |
|--|---|
| Annexe 1: TABLEAU DE GAUSS | c |
| Annexe 2: TABLEAU DE φ EN FONCTION DE γ | d |
| Annexe 3: ESTIMATION DES CRUES - SEUIL DE CONFIANCE 95% | e |
| Annexe 4: TABLE DE PEARSON III..... | f |
| Annexe 5: TABLE DE DISTRIBUTION DE χ^2 DE PEARSON | h |
| Annexe 6: ABAQUE POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT | i |
| Annexe 7: FONCTION FACTORIELLE D'EULER | j |
| Annexe 8: PLANS DIVERS | k |
| Annexe 9: ABAQUE DE MENARD | m |
| Annexe 10: PLANS DE FERRAILLAGE | n |
| Annexe 11: MISE EN ŒUVRE DES POUTRES PRECONTRAINTES | p |

INTRODUCTION GENERALE

A Madagascar, la route est l'artère de fonctionnement du pays, tant sur le plan économique que social. Chaque Région possède ses potentialités dans différents domaines mais l'exploitation est bloquée par l'insuffisance de réseau de communication et de transport. Comme le système routier malgache comporte en moyenne un ouvrage d'art tous les cinq kilomètres, il s'ensuit qu'il faut une attention particulière sur la qualité des études de pont.

Comme dans beaucoup de Régions productives, il existe des anciens ponts qui se trouvent dans l'incapacité de garantir le confort, la sécurité et la sûreté de fonctionnement au cours de leur exploitation. De nombreux ponts ne satisfont plus aux exigences de la population qui se manifestent par l'accroissement du trafic de 10% environ sur les routes nationales primaires en dix ans. Or le désenclavement des Régions, la remise à la normale de la circulation, les échanges commerciaux et des biens culturels, telles sont les raisons pour lesquelles il y a nécessité de nouvelle conception, étude et réalisation.

Face à ces problèmes touchant l'économie, la société et l'Etat, le présent mémoire de fin d'études intitulé : « L'ETUDE DE RECONSTRUCTION DU PONT D'AMPAPAMENA SUR LA RN6 AU PK 89+434 » aura l'objet d'apporter les éléments d'appréciation et des solutions plus rationnelles.

Pour mener à bien ces tâches, on étudiera en première partie les potentialités socio-économiques et l'environnement du projet justifiant le but de la prise en compte de la reconstruction, ensuite on abordera les études préliminaires basées sur le calage de l'ouvrage et l'étude de variantes. La troisième partie traitera l'étude technique proprement dite. Et enfin, on essaiera d'estimer le coût du projet de reconstruction avant de terminer par l'étude des impacts environnementaux du projet.

PARTIE I
ETUDE DE L'ENVIRONNEMENT DU
PROJET

Chapitre I :

MONOGRAPHIE DE LA REGION DE SOFIA

Dans un Projet routier, il est indispensable de connaître toutes les activités physiques, économiques et sociales de la Région.

La zone d'influence se définit comme l'ensemble des zones ou des Régions qui bénéficient de la reconstruction du présent pont. Dans ce cas, la Région SOFIA est la zone d'influence directe et les Régions avoisinantes (SAVA et DIANA) sont les zones d'influence indirectes du Projet.

1. PRESENTATION DE LA REGION SOFIA

1.1. Localisation

La Région de Sofia se trouve sur la côte Nord-Ouest de Madagascar. Elle fait partie de la Circonscription administrative de Mahajanga. S'étendant entre 14° et 17° latitude Sud et 47° et 49° longitude Est, elle constitue un vaste territoire d'une superficie de 52.504 km², soit à peu près 8,5% de la Grande Ile et 33,4 % de la Province. Le Chef-Lieu de la Région, Antsohihy se situe à 440 km environ de Mahajanga, sur la RN6 qui va vers Antsiranana. Elle est délimitée par les Régions suivantes :

- au Nord, SAVA et DIANA ;
- à l'Est, ANALANJIROFO et ALAOTRA MANGORO ;
- au Sud, BETSIBOKA et au Sud Ouest, BOENY ;
- à l'Ouest, le canal de Mozambique.

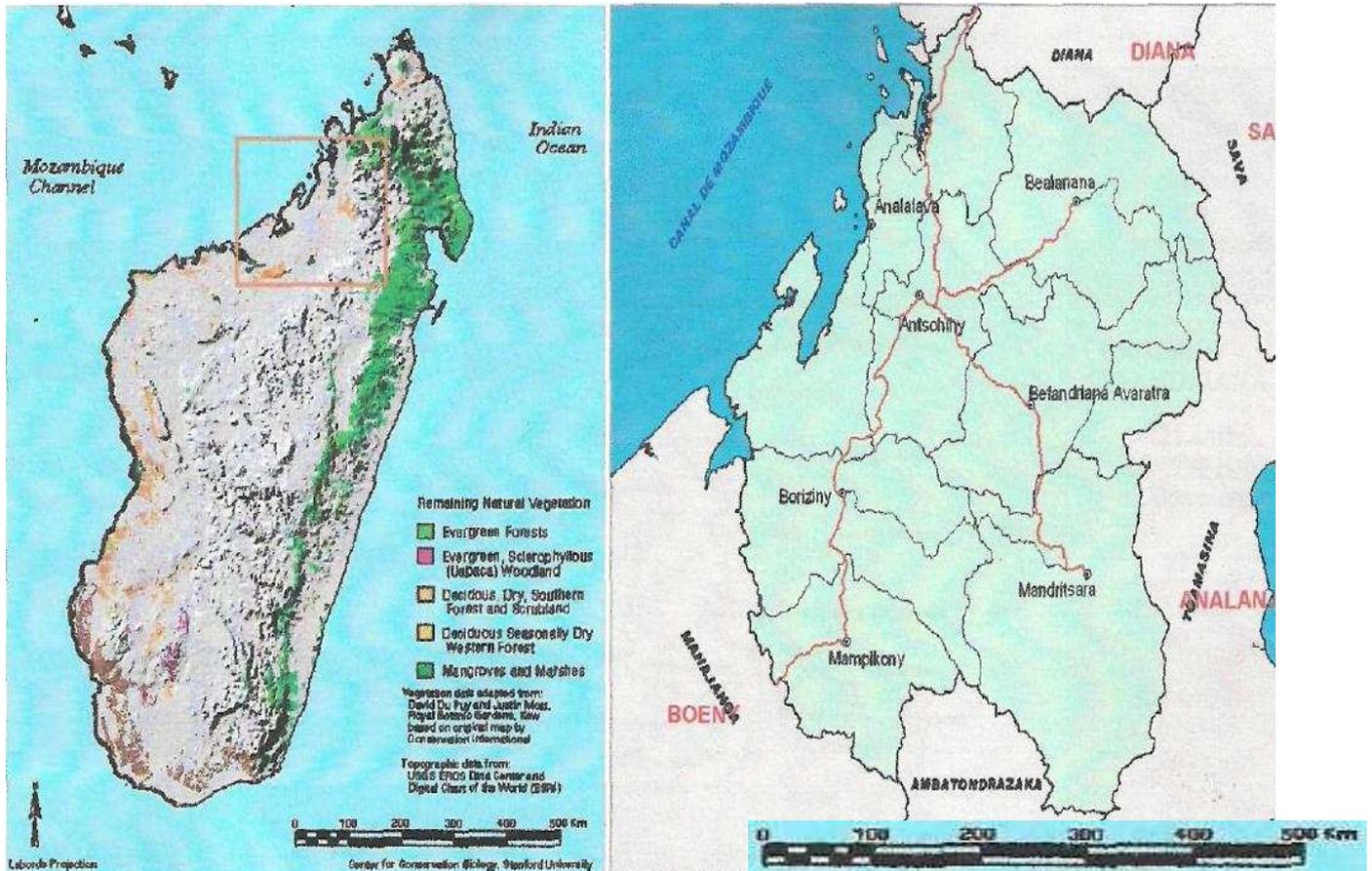


Figure 1: Cartes de localisation de la Région Sofia

1.2. Composition et histoire du peuplement :

L'histoire du peuplement cadre les valeurs et la culture de la communauté locale. Ces derniers conditionnent les décisions à prendre, étant donné que les humains sont les principaux agents et acteurs de Développement.

Jadis, l'emplacement actuel de la ville était un lieu de pâturage aux bœufs pour les pasteurs SAKALAVA. Le lit de la rivière Mampikony, avait auparavant passé juste à côté. Les bœufs qui la traversèrent journellement, y imprégnaient cette odeur caractéristique. Les femmes qui venaient chercher de l'eau avaient dû l'affronter ; ce qui, au fil de temps, amène les riverains à nommer ainsi cette rivière, d'où provenait par la suite le nom du village.

Dans toute la Région SOFIA, le territoire de la Commune était occupé par des pasteurs Sakalava. Les Tsimihety, les premières populations sédentaires, s'y étaient installés vers le début de XIXe siècle, en provenance de Mananara-Nord, via

Mandritsara. Ils sont attirés par les grandes plaines alluvionnaires fertiles. Les Sihanaka, en provenance d'Andilamena étaient arrivés après les Tsimihety. Tandis que les autres principales ethnies comme celles des Hauts Plateaux (Merina et Betsileo), les ethnies du Sud-Est (Antaisaka, Antaifasy, Antambahoaka, Antanosy, Antaimoro, Antandroy) arrivaient plus tard, attirés par l'agriculture et le commerce. D'autres ethnies et des étrangers à prédominance Indo-Pakistanaïses sont minoritaires.

Quant aux us et coutumes, le « fadin-tany », est encore bien respecté par l'ensemble des agriculteurs. Par exemple pour les Tsimihety, il est interdit de travailler dans le champ de culture le jour de Mardi et parfois aussi le Jeudi ; néanmoins, les autres ethnies, lorsqu'elles deviennent des propriétaires fonciers, commencent à l'ignorer. De son côté, le lac Mahiagogo, réputé (sacré), est interdit pour le filet de pêche. Le « Tromba », une croyance ancestrale pour communiquer avec le « Zanahary » (Dieu) par l'intermédiaire des « Razana » (ancêtres), persiste toujours et est encore pratiqué par 20% de la population.

2. ETUDES DE L'ENVIRONNEMENT GEOLOGIQUE

2.1. Les reliefs et le paysage

Située au plaid des hautes terres et ouverte sur le Canal de Mozambique, la Région SOFIA met en évidence trois ensembles bien distincts : les plateaux, la plaine et le littoral.

2.1.1. Les plateaux :

Il s'agit de plateaux gréseux et basaltiques, très disséqués par l'érosion et à vallées digitées. Ces vallées portent une forêt sèche sur des sols ferrugineux lessivés ou des dalles basaltiques peu aptes aux cultures.

2.1.2. La plaine :

La zone basse, inférieure à 1 000 m d'altitude se trouve au plaid du massif de Tsaratanàna.

A l'Est, s'étend un couloir dépressionnaire, constitué d'une mosaïque de cuvettes, de lacs et de « baiboho ». Ces baiboho sont fortement alimentés en eau et alluvionnés périodiquement par les deux grands fleuves : la Loza et la Sofia.

Au Sud, prédominent les baiboho qui s'étendent vers l'Ouest sur le plateau de Bongolava.

2.1.3. Le littoral :

Il est formé par des plaines côtières, et de côte d'une longueur de 450 kilomètres, qui se trouvent parsemées de formes volcaniques boisées. Les apports continentaux des fleuves ainsi que le niveau des marées y ont développé des vases salées, colonisées par la mangrove favorable au développement de la pêche.

2.2. La pédologie :

On observe des différents types de sol dans la Région de SOFIA :

- Un complexe sol ferrugineux, qui forme les plateaux de Bealanana et de Befandriana ;
- Un complexe lithosol et sol calcimorphe dans la presqu'île d'Ampasindava ;
- Un complexe lithosol, sol calcimorphe et sol hydromorphe, dans les Districts d'Antsohihy et de Port Bergé ;
- Un complexe lithosol et sol peu évolué à Mandritsara et à Befandriana ;
- Une association sol ferrallitique jaune/rouge + rouge à Analalava, Bealanana ;
- Une association sol ferrallitique rouge + jaune/rouge dans les Districts de Bealanana, de Befandriana, un peu d'Analalava et de Mandritsara ;
- Des sols peu évolués dans le District de Port-Bergé en bordure de la Sofia ;
- Des sols salés et des mangroves aux embouchures des fleuves ;
- Des sols ferrugineux tropicaux dominant les Districts de Mampikony, Port-Bergé, Antsohihy et Analalava ;
- Des sols ferrallitiques jaune/rouge formant les hauts plateaux de Mandritsara ;
- Des sols hydromorphes formant les plaines de Bealanana, de Befandriana et un peu de Mandritsara ;
- Des sols calcimorphes dans le District d'Antsohihy ;
- Des sols sableux sur les côtes d'Analalava ;
- Des sols ferrallitiques rouges dans le District de Befandriana

2.3. La géologie :

La Région est formée essentiellement par deux types de terrains : les terrains sédimentaires et les terrains cristallins. Ces derniers constituent l'essentiel des paysages à l'intérieur de la Région. Ce sont :

- ✓ Le système du Vohibory, dans les Districts de Port-Bergé et de Mampikony ;
- ✓ Le système de graphite, dans les Districts de Bealanana, de Befandriana Nord, de Mandritsara et d'une partie d'Antsohihy.
- ✓ L'Infra graphite, dans la partie Est de Bealanana, de Befandriana Nord et de

Mandritsara ;

- ✓ Le granite, qui forme des collines rocheuses et se trouve surtout à Befandriana et à Mandritsara et sur une partie de Bealanana ;

Les terrains sédimentaires couvrent la zone côtière et s'avancent même à l'intérieur pour former des plateaux à faible altitude (plateaux de Manasamody). Parmi ces terrains sédimentaires, on peut citer :

- Le néogène lacustre, qui se trouve sur la partie Est de Befandriana ;
- Le volcanisme néogène (Bealanana) qui forme la cuvette de l'Ankaizina ;
- Le volcanisme, créacé, qui forme les plateaux : plateau de Manasamody dans le District d'Analalava prolongé par le plateau de Bongolava à Port-Bergé et à Mampikony ;
- Le jurassique, qui existe dans les District d'Analalava et d'Antsohihy ;
- L'Isalo, qui traverse la Région d'Analalava jusqu'à Mampikony ;
- Le nummulitique, qui forme la presqu'île d'Ampasindava (Analalava).

2.4. Climat et température

2.4.1. Le climat

Le climat est de type tropical sub-semi humide caractérisé par deux saisons bien distinctes :

- Saison sèche : du mois de Mai au mois d'Octobre ;
- Saison humide : du mois de Novembre au mois d'Avril.

Le climat varie suivant l'altitude. Les plateaux Nord sont moins arrosés et sont plus frais que les zones littorales. Il fait plus chaud sur les côtes que sur les plateaux (Bealanana - Mandritsara).

2.4.2. Les températures

Les températures de la Région sont assez favorables à l'agriculture. La température varie suivant le climat et l'altitude. Elle est nettement élevée sur les zones côtières, où la température annuelle moyenne atteint 26°C. En saison sèche, elle descend jusqu'à 13,7 °C à Bealanana qui se trouve à 1125 m d'altitude. Elle est de 12,7°C à Mangindrano, au plaid du massif de Tsaratanàna.

Le tableau ci-après montre la répartition de la température moyenne mensuelle de la Région SOFIA :

Tableau 1: Répartition de la température moyenne annuelle

| Stations | Altitude (m) | Période | T° moyenne (°C) | | |
|-------------|--------------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | | Annuelle | Mois le + chaud | Mois le + froid |
| Bealanana | 1125 | 2006 | 20°2 | 26°7 | 13°7 |
| Befandriana | 315 | 2006 | 25°3 | 31°1 | 19°6 |
| Mandritsara | 350 | 2006 | 25°1 | 32°8 | 19°6 |
| Port-Bergé | 320 | 2006 | 26°3 | 33°4 | 19°8 |
| Mangindrano | 1200 | 2006 | 26°3 | 27°2 | 12°7 |
| Analalava | 7 | 2006 | 26°5 | 33°1 | 21°8 |
| Antsohihy | 15 | 2006 | 26°5 | 33°1 | 20°8 |
| Mampikony | 280 | 2007 | 26°8 | 33°6 | 18°7 |

Source : INSTAT

2.5. La Pluviométrie, les Vents et les Cyclones

2.5.1. La pluviométrie

La pluviométrie est caractérisée par une forte irrégularité. La saison humide commence, en général au mois de Décembre. Les pluies se concentrent sur 4 mois de l'année (Décembre à Avril). On peut assister à des précipitations violentes de quelques heures pendant la journée.

Dans l'ensemble, la variation des pluies est moins nette et la pluviométrie annuelle se situe entre 1.100 à 1.900 mm. Malgré le nombre élevé de mois secs, la pluviosité est favorable à la riziculture et aux cultures sur flanc de colline « tanety ». Le tableau suivant montre la pluviométrie de la Région SOFIA.

Tableau 2: Pluviométrie de la Région SOFIA

| Stations | Altitude (m) | Période | Pluviométrie Annuelle (mm) | Nombre de mois secs |
|-------------|--------------|---------|----------------------------|---------------------|
| Analalava | 7 | 2006 | 1896 | 7 |
| Antsohihy | 15 | 2006 | 1500 | 8 |
| Port Bergé | 320 | 2006 | 1575 | 8 |
| Mampikony | 280 | 2007 | 1375 | 8 |
| Mangindrano | 1200 | 2006 | 1398 | 6 |
| Bealanana | 1129 | 2006 | 1331 | 6 |
| Befandriana | 315 | 2006 | 1833 | 6 |
| Mandritsara | 350 | 2006 | 1155 | 7 |

Source : service de la météorologie

2.5.2. Vents et cyclones

La Région est soumise aux vents humides et réguliers de l'Alizé (Varatraza), qui souffle en permanence de direction Sud Est à Est et de la Mousson « Talio », vent de

direction Ouest-Est. L'Alizé trop précoce peut diminuer la production du riz, en perturbant la floraison.

La saison sèche d'Avril en Octobre est nettement favorable à l'action du vent qui souffle à plus de 10 Km/h sur la terre. Sa vitesse peut dépasser 20 Km/h en mer, avec un maximum en Novembre. En cas du passage du cyclone, le vent peut souffler jusqu'à 250 Km/h.

2.6. Les lacs

La Région possède de nombreux lacs. La majorité de ces lacs se trouve dans le District de Port-Bergé, avec plus de 10 lacs, On peut citer entre autres : Lac Tseny, Lac Amparihy, Lac Bemakamba, Lac Marovariho. A Bealanana : Lac Sofia, à Mampikony le lac Sinja et à Antsohihy : Lac Andrampongy, Lac Matsaboribe, Lac Mangilihilla, Lac Maroankoay.

2.7. La végétation:

La Région SOFIA était réputée par ses couvertures forestières denses. Malheureusement, avec les feux de brousse incessants, l'exploitation forestière à outrance et les cultures sur brûlis, ces forêts se trouvent dégradées et ne laissent apparaître que de lambeaux forestiers bien localisés. On peut distinguer :

- Des forêts denses ombrophiles de moyenne altitude sur les montagnes de Bealanana, de Befandriana et d'Analalava ;
- Une forêt dense à mousses et lichens sur le massif de Tsaratanàna, et sur toute la partie Est de la Sofia ;
- Des forêts denses caducifoliées sur les plateaux de Bongolava (Port-Bergé), de Manasamody (Analalava), de Bora (Antsohihy) ;
- Des savanes herbeuses de l'Ouest à Hyparrhenia rufa, qui dominent les Districts de Mandritsara, Befandriana, Port-Bergé, Antsohihy et Analalava ;
- Des savanes arbustives ou à palmiers à Befandriana et Analalava ;
- Des Savoka presque partout dans la Région (forêts secondaires après défrichage) ;
- Des savanes et steppes à Aristida dans les Districts de Befandriana et Bealanana ;
- Des savanes herbeuses du Moyen Ouest à Mandritsara et à Befandriana ;
- Des mangroves aux embouchures des fleuves Mahajamba à Port-Bergé et La Loza à Antsohihy.

La Région compte aussi quelques rares forêts " classées ". Parmi ces forêts restantes, on peut citer :

- La réserve spéciale d'Ambiniviny Marotandrano ;
- Les forêts de Makira, d'Anjanaharibe et de Sahamalaza.

3. ETUDE DEMOGRAPHIQUE

3.1. Population et démographie

3.1.1. Effectif

La projection du Recensement Général (RGPH) mentionne que la Région de SOFIA comptait, en 2008, avec un taux de croissance moyenne de 3,2 %, aux environs de 985 000 habitants, représentant 49,6% de la population totale de la Circ.Adm de Mahajanga (2 085 000 Habitants). La Région est classée au 6^e rang en termes de population.

Tableau 3: Répartition de la population par District dans la Région SOFIA

| Districts | Population résidente (Hab) | Superficie (Km ²) | Densité (Hab/Km ²) |
|-------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| Antsohihy | 101 463 | 4 787 | 21,2 |
| Analalava | 84 696 | 10 071 | 8,4 |
| Mampikony | 79 476 | 5 248 | 15,1 |
| Bealanana | 94 900 | 6 230 | 15,2 |
| Port Bergé | 97 649 | 7 443 | 13,1 |
| Befandriana | 159 585 | 9 121 | 17,5 |
| Mandritsara | 192 628 | 9 604 | 20,1 |
| Ens. Région | 810 397 | 52 504 | 15,4 |

Source : DDS INSTAT 2005

La densité moyenne de la population est de 15,4 habitants au Km². Cette population est inégalement répartie dans l'ensemble de la Région. La plus forte concentration se trouve à Antsohihy (capitale Régionale) avec 21,2 habitants au km² et la plus faible se trouve à Analalava : 8,4 habitants au km².

3.1.1. Résultats de la projection de la population

Le tableau suivant montre les résultats de la projection jusqu'en 2025 :



Tableau 4: Résultats de la projection jusqu'en 2025 par District (Hab)

| Districts | Pop (2007) | Pop (2012) | Pop (2017) | Pop (2021) | Pop (2025) |
|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Antsohihy | 129 503 | 151 704 | 177 711 | 201 692 | 228 909 |
| Analalava | 108 103 | 126 636 | 148 347 | 168 366 | 191 086 |
| Mampikony | 101 441 | 118 832 | 139 205 | 157 990 | 179 311 |
| Bealanana | 121 128 | 141 895 | 166 222 | 188 655 | 214 114 |
| Port Bergé | 124 635 | 146 002 | 171 032 | 194 112 | 220 306 |
| Befandriana | 203 688 | 238 608 | 279 514 | 317 233 | 360 042 |
| Mandritsara | 245 863 | 288 013 | 337 389 | 382 917 | 434 590 |
| Total Région | 1034 362 | 1211 690 | 1419 420 | 1610 964 | 1828 358 |

Source : INSTAT/DDS

Pop : Population effective

3.2. Taux de natalité et de mortalité

3.2.1. Natalité

Le tableau ci-après représente le taux de natalité de la Région SOFIA :

Tableau 5: Taux de natalité de la Région SOFIA

| Districts | Population Totale (Hab) | Femmes de 15 à 49 ans (Hab) | Naissances dernières mois (Hab) | Taux de fécondité en% | Taux de natalité en % |
|--------------------|-------------------------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Antsohihy | 84 786 | 18 746 | 3 211 | 17,10 | 3,80 |
| Analalava | 70 775 | 15 705 | 2 237 | 14,20 | 3,20 |
| Mampikony | 66 413 | 15 796 | 2 581 | 16,30 | 3,90 |
| Bealanana | 79 303 | 17 468 | 2 879 | 16,50 | 3,60 |
| Port Bergé | 81 599 | 18633 | 2165 | 17,00 | 3,90 |
| Befandriana | 133 355 | 29 745 | 5 384 | 18,00 | 4,00 |
| Mandritsara | 160 967 | 35 309 | 6 868 | 19,40 | 4,30 |
| Ens. Région | 677 198 | 151 402 | 26 325 | 17,40 | 3,90 |

Source : INSTAT / DDSS

Le taux de natalité est de 3,9%. Dans l'ensemble de la Région, les taux de fécondité des femmes sont presque les mêmes, il en est de même pour les taux de natalité qui sont d'ailleurs inférieurs au taux de natalité national qui est de 4,5%. D'après l'enquête Dirasset, il est de 4,33% en 1992 (Enquête Nationale Démographique et Sanitaire). Il faut conclure qu'il y a eu sous déclaration des naissances.

3.2.2. Mortalité

Le tableau suivant montre le taux de mortalité par District dans la Région SOFIA :

Tableau 6: Taux de mortalité de la Région SOFIA

| Districts | Population Totale (Hab) | Décès des douze derniers mois (Hab) | Taux de mortalité (%) |
|--------------------|-------------------------|-------------------------------------|-----------------------|
| Antsohihy | 84 786 | 466 | 0,50 |
| Analalava | 70 775 | 340 | 0,50 |
| Mampikony | 66 413 | 489 | 0,70 |
| Bealanana | 79 303 | 523 | 0,70 |
| Port Bergé | 81 599 | 388 | 0,50 |
| Befandriana | 133 355 | 929 | 0,70 |
| Mandritsara | 160 967 | 1089 | 0,70 |
| Ens. Région | 677 198 | 4220 | 0,60 |

Source : INSTAT / DDSS

L'environnement sanitaire à l'échelle régionale manifeste un fort taux de morbidité exprimé par la fréquence des cas de maladies graves. La précarité des conditions sanitaires de la population en général et des enfants en particulier, dénonce une faible couverture sanitaire, notamment dans les zones rurales, souvent les plus vulnérables, malgré la présence ponctuelle, plus ou moins soutenue des ONG.

3.3. Composition et répartition

3.3.1. L'urbanisation

La Région SOFIA est caractérisée par une population très jeune car plus de 45% de la population ont moins de 15 ans. Ce qui traduit une réelle expansion démographique qui est due essentiellement à la forte fécondité que connaît la zone. La charge familiale est assez pesante, 7,2 personnes par ménage en moyenne. Le tableau suivant montre le taux d'urbanisation de la Région SOFIA :

Tableau 7: Taux d'urbanisation de la Région SOFIA

| Districts | Population Urbaine (Hab) | Population Rurale (Hab) | Taux d'urbanisation (%) |
|-------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Antsohihy | 14 206 | 70 580 | 16,75 |
| Analalava | 7 967 | 62 808 | 11,25 |
| Mampikony | 5 707 | 60 706 | 8,46 |
| Bealanana | 11 299 | 68 004 | 14,24 |
| Port Bergé | 6 547 | 75 052 | 8,02 |
| Befandriana | 6 891 | 126 464 | 5,16 |
| Mandritsara | 9 370 | 151 597 | 5,82 |
| Ens. Région | 61 987 | 615 211 | 9,15 |

Source : INSTAT / DDSS

Un déséquilibre spatial est observé entre l'Est et l'Ouest. L'Ouest littoral étant plus peuplé que l'Est. Le taux d'urbanisation, qui est de 9,15%, est assez faible. En réalité, il n'y a pas de véritables villes. Seuls les Chefs-Lieux des Districts

d'Antsohihy, de Mandritsara et de Befandriana présentent des taux d'urbanisation supérieurs à 10%. La population rurale et les exploitations sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 8: Population Rurale et les exploitations dans la Région SOFIA

| Districts | Population rurale (Hab) | Population agricole(Hab) | Articles agricoles(Hab) | Exploitants agricoles(Hab) |
|--------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|----------------------------|
| Antsohihy | 160 135 | 92 739 | 71 119 | 34 211 |
| Analalava | 93 281 | 57 262 | 44 065 | 16 561 |
| Mampikony | 49 308 | 48 369 | 25 715 | 9 920 |
| Bealanana | 112 450 | 75 844 | 51 420 | 17 749 |
| Port Bergé | 230 475 | 132 252 | 71 793 | 37 203 |
| Befandriana | 104 479 | 88 353 | 54 274 | 20 400 |
| Mandritsara | 234 404 | 139 412 | 112 626 | 42 716 |
| Ens. Région | 984 532 | 634 231 | 431 012 | 178 760 |

Source : INSTAT

3.3.2. Composition ethnique

La Région de Sofia est une Région pluriethnique. Toutes les ethnies y sont présentes avec une forte domination des Tsimihety (69,80%), ensuite les Sakalava (13,00%). Les Merina et les Betsileo venant des hauts plateaux occupent les 9,70% de la population et enfin les côtiers venant de la partie Sud Est de l'île qui sont à 7,50%

Tableau 9: Répartition ethnique par District de la Région SOFIA (en %)

| Districts | Tsimihety | Hautes terres centrales (¹) | Sud Est et Sud (²) | Sakalava | Ensemble |
|-------------|-----------|-----------------------------|--------------------|----------|----------|
| Antsohihy | 84 | 4 | 6 | 6 | 100 |
| Analalava | 25 | 9,50 | 5,50 | 60 | 100 |
| Mampikony | 65 | 8 | 17 | 10 | 100 |
| Bealanana | 60 | 25 | 5 | 10 | 100 |
| Port Bergé | 80 | 3,50 | 11,50 | 5 | 100 |
| Befandriana | 95 | 3 | 1,50 | 0,50 | 100 |
| Mandritsara | 80 | 15 | 5 | - | 100 |

Source : Enquête Dirasset Septembre 2007

(¹) Merina, Betsileo, Sihanaka (²) Antaisaka, Antandroy

Presque 70% de la population sont constituées de Tsimihety sauf à Analalava où la majorité des habitants sont plutôt des pêcheurs Sakalava. Les originaires du Sud-est et du Sud sont beaucoup plus nombreux dans les Districts producteurs de cultures industrielles de Mampikony et de Port-Bergé.

Les gens venant des Hautes Terres, à part ceux qui s'occupent des petits commerces, préfèrent les zones de basse plaine favorables à la riziculture et aux

cultures maraîchères. 25% de la population de Bealanana sont formées de Sihanaka, de Merina et de Betsileo.

3.4. Les mouvements migratoires

Depuis quelques décennies, la migration définitive des Tsimihety se fait en direction de l'Ouest, dans les District d'Antsohihy, de Port-Bergé et de Mampikony (plus de 70 %).

Il existe aussi une migration temporaire des jeunes pour les travailleurs saisonniers dans le Sud (dans les labandy). En ce qui concerne la migration à l'extérieur de la Région, SOFIA est à la fois une zone de départ et une zone d'accueil de population ethniquement très variée. Des migrants originaires des Hautes Terres centrales (Betsileo - Merina - Sihanaka), du Sud-est (Antaisaka - Antandroy) sont enregistrés dans les zones de cultures d'exportation. Des migrations des jeunes sont enregistrées pour le port de Mahajanga et pêcheries ; dans les plaines de Marovoay et des hautes terres de la Région SAVA.

4. ETUDE ECONOMIQUE

L'économie de la Région est basée principalement sur le secteur agricole : la riziculture, les cultures industrielles, les ressources halieutiques, l'élevage de zébus et les richesses minières. D'autres perspectives qui devraient donner plus de souffle pour la Région seraient l'agro-industrie, l'agro-alimentaire, le tourisme et l'écotourisme.

4.1. Le Secteur agricole

La grande diversité de ses ressources naturelles, l'ampleur de l'étendue des ses plaines baibohe et les avantages climatiques confèrent à la Région de SOFIA, de grandes potentialités agronomiques.

Les superficies cultivables, avec la méthode de production actuelle, d'après les données de la DRDR d'Antsohihy, ne représentent que 8,1% de la superficie totale de la Région soit 424 483 ha dont 89 100 ha de tanety (1,70%) et le reste en rizières. Jusqu'à présent, 36,6%, soit 155 599 ha seulement des superficies cultivables sont effectivement mises en valeur, dont plus de 140 584 ha pour la culture vivrière.

La répartition des surfaces cultivées par type de culture est donnée dans le tableau suivant :



Tableau 10: Répartition des surfaces cultivées par type de culture dans la Région SOFIA

| Districts | Surfaces (en Ha) | | | | | | |
|--------------------|------------------|--------------------|-------------------|-----------------------|-------------|------------|-------------|
| | Totales cultivés | Cultures vivrières | Cultures de rente | Cultures industrielle | Fruits | Légumes | Autres |
| Antsohihy | 17 438 | 16 390 | 55 | 40 | 899 | 26 | 28 |
| Analalava | 15 520 | 13 325 | 1 525 | 30 | 640 | - | - |
| Bealanana | 23 349 | 19 105 | 925 | 125 | 2 594 | - | 600 |
| Befandriana | 32 168 | 28 030 | 1355 | 285 | 2 250 | - | 248 |
| Mampikony | 19 920 | 12 980 | 0 | 5884 | 680 | 96 | 280 |
| Mandritsara | 30 034 | 26 620 | 635 | 450 | 1939 | 390 | - |
| Port Bergé | 24 840 | 24 130 | 0 | 275 | 45 | 40 | 350 |
| Ens. Région | 163269 | 140 584 | 4495 | 7089 | 9047 | 552 | 1506 |

Source : Annuaire Statistique Agricole 2007

Pratiquées particulièrement à la riziculture, les modes de faire valoir sont plus appliquées par 75 % des paysans, qui sont aussi des propriétaires exploitants. L'afflux des planteurs immigrants venus s'installer dans les riches zones de production a développé le système de métayage. Les clauses les plus fréquentes sont le partage égal de la production sur les bonnes terres. Et tous les travaux sont à la charge des métayers.

La culture dans la Région est caractérisée spécifiquement par les cultures vivrières dominées par le riz, les cultures de rente et les cultures industrielles. A ces cultures s'ajoutent des maraîchages (oignons, arachides, haricots...) et d'autres cultures vivrières (maïs, patates, manioc.) qui se sont développés avec l'afflux continue des immigrants, attirés par les baibofo et le salariat.

4.1.1. Les cultures vivrières :

4.1.1.1. Le riz :

Les potentialités rizicoles et l'importance de cette activité au niveau de la population offrent des conditions propices pour le développement de la riziculture dans la Région SOFIA. La superficie de cette spéculation est de 115 590 Ha en 2006 alors qu'elle était à 125 845 Ha en 2001. En termes de rendement, une amélioration sensible a été sentie. Car la production s'est améliorée de 159 060T à 308 350T durant la même période.

La riziculture est essentiellement encore de type traditionnel. La mécanisation est encore absente dans la Région.

On peut citer trois types de pratique appliquée par les paysans :

- la riziculture des bas-fonds et plaines qui est le système le plus répandu dans la Région et concerne environ 68% des superficies ;

- la riziculture de tanety qui occupe 25% des superficies ;
- le riz de Tavy

Le mode d'irrigation le plus répandu est le système pluvial, dont 95% des superficies sont irriguées par des eaux de ruissellement, 5% seulement des superficies bénéficient d'un système d'irrigation à partir de barrage de dérivation à Mandritsara.

➤ **Evolution de la production – tendance**

Tableau 11: Evolution récente de la Production de Riz (en Tonne) dans la Région SOFIA

| District | 2000 | 2001 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 |
|--------------------|----------------|----------------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Antsohihy | 32 460 | 35 100 | 38 725 | 38 825 | 36 275 | 36 325 | 36 400 |
| Analalava | 28 310 | 30 680 | 32 920 | 33 000 | 33 150 | 33 120 | 33 100 |
| Bealanana | 31 960 | 34 445 | 36 960 | 37 055 | 39 000 | 42 000 | 42 300 |
| Befandriana | 52 580 | 56 910 | 62 375 | 62 535 | 63 535 | 63 510 | 63 500 |
| Mampikony | 25 950 | 28 115 | 26 610 | 26 580 | 26 450 | 26 465 | 26 500 |
| Mandritsara | 40 480 | 43 820 | 48 640 | 48 760 | 49 760 | 54 500 | 54 500 |
| Port Bergé | 47 400 | 51 270 | 55 015 | 49 800 | 48 860 | 52 000 | 52 050 |
| Ens. Région | 259 060 | 280 340 | 301245 | 298 555 | 297 030 | 307 920 | 308 350 |

Source : Annuaire Statistique 2006 - SSA - MinAgri

Tableau 12: Variation des superficies (en Ha) dans la Région SOFIA

| District | 2000 | 2001 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Antsohihy | 1 580 | 13 900 | 14 610 | 14 925 | 14 610 | 14 630 | 14 650 |
| Analalava | 13 780 | 12 135 | 12 400 | 12 675 | 12 450 | 12 440 | 12 430 |
| Bealanana | 15 680 | 13 800 | 14 105 | 14 415 | 14 320 | 14 400 | 14 480 |
| Befandriana | 26 015 | 22 900 | 2 305 | 24 430 | 23 910 | 23 900 | 23 890 |
| Mampikony | 12 570 | 11 060 | 11 305 | 11 550 | 11 380 | 11 385 | 11 390 |
| Mandritsara | 19 360 | 17 045 | 18 020 | 18 415 | 18 220 | 18 230 | 18 240 |
| Port Bergé | 22 640 | 19 930 | 20 370 | 20 815 | 20 490 | 20 500 | 20 510 |
| Ens. Région | 125 845 | 110 770 | 114 715 | 117 225 | 115 380 | 115 485 | 115 590 |

Source : Annuaire Statistique 2007

4.1.1.2. **Le manioc :**

Les plantes à tubercule sont largement dominées par le manioc, en superficie et en production. Il rejoint le riz dans la culture pluviale. La culture de manioc se fait suivant la méthode traditionnelle sur de petites superficies de 8 ares en moyenne avec un rendement de 5,5 tonnes à l'hectare.

Le manioc tient la 3^{ème} place dans l'alimentation humaine dans la Région après le riz et le maïs. Il contribue jusqu'à 15% de la consommation de base de l'ensemble de la Région. Le manioc est réservé essentiellement pour l'autoconsommation familiale de la Région. Le prix de manioc pratiqué sur le marché est de 150 Ariary le kilogramme. Le prix du producteur est de 100 Ariary le kilo.

4.1.1.3. Le maïs :

Le maïs occupe la deuxième place, en superficie, après le riz dans les cultures vivrières 14 070 hectares dans l'ensemble de la Région. La superficie cultivée en maïs représente 10% des superficies en vivrières et 9% de l'ensemble des superficies cultivées totales. La technique de culture appliquée reste toujours la méthode traditionnelle.

La superficie cultivée en maïs dans la Région SOFIA, représente 70 % des superficies maïzicoles de l'ensemble de la circonscription administrative de Mahajanga. La production de maïs représente 69 % de la production totale. Cette spéculatation occupe 81 % des exploitations agricoles. L'activité est plus développée que le manioc et la superficie moyenne au niveau des exploitations est de 9,7 ares. Le rendement reste assez bas, moins d'une tonne à l'hectare.

4.1.1.4. Les haricots

La Région assure 64,8 % de la production de haricot de la circonscription administrative de Mahajanga qui occupe 63 % des superficies totales cultivées. Trois Districts Bealanana, Befandriana, Mandritsara assurent 92,5 % de la production. Le District de Bealanana produit 66,7 % de la production totale de la Région avec 1 020 tonnes. Le rendement est d'environ 1 tonne à l'hectare.

4.1.1.5. La patate douce

La patate douce est une activité marginale de la Région et ne représente que 0,6 % des superficies totales cultivées. Le rendement reste faible ; 5 tonnes à l'hectare. Elle constitue avec le maïs et le manioc un appoint dans l'alimentation. La production est entièrement autoconsommée.

4.1.2. Les Cultures de rente

Les cultures de rente, observées dans la Région, occupent également une place de choix à l'échelle de la circonscription administrative de Mahajanga.

4.1.2.1. Le café

Les cultures de rente de la Région occupent une place de choix, à l'échelle de la circonscription administrative de Mahajanga. Le café occupe une superficie de 3915 ha avec une production annuelle de 1 175T.

Le tableau suivant représente la spéculatation de café en superficie et en production par District dans la Région SOFIA.



Tableau 13: Spéculation de café en superficie et en production par District

| District | Superficie (ha) | Production (T) |
|--------------|-----------------|----------------|
| Antsohihy | 55 | 25 |
| Analalava | 1215 | 380 |
| Bealanana | 925 | 260 |
| Befandriana | 1170 | 330 |
| Mampikony | 0 | 0 |
| Mandritsara | 550 | 180 |
| Port-Bergé | 0 | 0 |
| SOFIA | 3915 | 1175 |

Source : Annuaire Statistique Agricoles 2001

Le café est pratiqué en culture traditionnelle. Les plantes sont trop âgées. C'est une spéculation exclusive des petits paysans à faible rendement (300 kg/ha).

Tableau 14: Evolution des superficies et des productions de Café dans la Région SOFIA

| District | 2002 | | 2003 | | 2004 | | 2005 | | 2006 | |
|--------------------|-------------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | S [Ha] | P [T] | S [Ha] | P [T] | S [Ha] | P [T] | S [Ha] | P [T] | S [Ha] | P [T] |
| Antsohihy | 40 | 20 | 40 | 20 | 45 | 20 | 50 | 20 | 55 | 25 |
| Analalava | 1180 | 310 | 1185 | 340 | 1195 | 370 | 1205 | 370 | 1215 | 380 |
| Bealanana | 920 | 220 | 925 | 240 | 925 | 260 | 925 | 260 | 925 | 260 |
| Befandriana | 1100 | 270 | 1105 | 295 | 1125 | 320 | 1145 | 330 | 1170 | 330 |
| Mampikony | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Mandritsara | 530 | 140 | 535 | 155 | 540 | 165 | 545 | 170 | 550 | 180 |
| Port Bergé | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Ens. Région | 3770 | 960 | 3754 | 1050 | 3830 | 1135 | 3870 | 1150 | 3915 | 1175 |

Source : Annuaire Statistique Agricoles 2006

La superficie totale cultivée en café ne représente que 2,5 % des superficies mises en culture de la Région.

4.1.2.2. Le poivre, le girofle et la vanille

Le poivre, le girofle et la vanille ont été spéculés dans la Région. Malheureusement, ils sont classés comme des activités marginales pour les paysans. Comme pour le café, les modes de cultures sont essentiellement traditionnels. Ces cultures occupent 575 ha avec une production annuelle de 240T. Les rendements sont de 550 kg/ha pour le poivre, 330 kg/ha pour le girofle et 300 kg/ha pour la vanille.

4.1.3. Les cultures industrielles

Les vastes étendues agro pédologiques au niveau des Districts de Mampikony et de Port-Bergé ont fait l'objet de mises en valeur des cultures spéculatives concurrentielles industrielles, à savoir le coton et le tabac.

4.1.3.1. Le coton

Le coton figure parmi la culture industrielle la plus pratiquée dans la Région. La culture du coton est sensible à la sécheresse, et exige une irrigation d'appoint assurée par pompage dans les cours d'eau. Les paysans sont encadrés par la Société HASYMA qui assure l'assistance technique et qui prend en charge tous les frais de culture qui sont déduits en fin de campagne seulement de la valeur brute de la récolte.

Le Coton, en tant que produits pourvoyeurs de devise, a été exporté en partie au point de vue production. Le prix FOB /kg, s'est amélioré, allant de 1586 à 1827 Ariary entre 2001 et 2004

Le tableau suivant montre l'évolution des superficies et des productions de coton dans le District de Mampikony.

Tableau 15: Evolution des superficies et productions de Coton

| District de Mampikony | 2001 | | 2002 | | 2003 | | 2004 | | 2005 | |
|-----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-------------|-------------|
| | S[Ha] | P[T] | S[Ha] | P[T] | S[Ha] | P[T] | S[Ha] | P[T] | S[Ha] | P[T] |
| Privés | 2587 | 5402 | 2 930 | 5 369 | 3 183 | 4 807 | 1112 | 2530 | 2617 | 4390 |
| Paysannat | 155 | 1978 | 1 648 | 1 991 | 1415 | 1654 | 3 746 | 6 068 | 1 005 | 1 480 |
| FMH | 221 | 222 | 155 | 153 | 155 | 161 | 177 | 277 | 197 | 292 |
| Ens. Région | 4360 | 7602 | 4733 | 7513 | 4753 | 6622 | 5035 | 8 875 | 3815 | 6162 |

Source : Ex - DIRA SOFIA

La taille moyenne d'une exploitation est de 1,5 hectare par planteur dans la Région et le rendement moyen est de 1,6 T/ha (1,4 T/ha en paysannat).

4.1.3.2. Le tabac

Le tabac figure parmi les plus anciennes cultures industrielles de la Région. C'est une spéculation sensiblement en déclin. Par la suite, les planteurs Européens et Malagasy (« planteurs associés » ou paysans) ont dû se reconvertir partiellement pour des raisons commerciales en métropole. Ces derniers ont boudé le tabac malgache.

Tableau 16: Superficies et productions de tabac par secteur

| Variété | Secteurs | Superficie (Ha) | Production (T) |
|---------|--------------|-----------------|----------------|
| CORSE | Port Bergé | 288 | 334 |
| | Port Bergé | 229 | 191 |
| | Antsohihy | 143 | 79 |
| | Total | 660 | 604 |

Source: Annuaire Statistique Agricoles 2001

4.1.3.3. L'arachide

L'arachide, en tant que produit de base du secteur agro-industrielle et agro-alimentaire, est malheureusement une activité en déclin. En effet, la superficie couverte

par la culture arachidière n'est que de 1 230 hectares soit 0,8 % seulement des superficies totales cultivées et une production de 880 tonnes. Les Districts de Port-Bergé, Mandritsara et Befandriana sont les principaux producteurs avec 86 % environ de la production de la Région. Aucune action particulière pour améliorer la production n'existe pas dans la Région.

La production arachidière de la Région est uniquement destinée à l'autoconsommation avec un rendement de 0,7 tonne à l'hectare, les paysans ne trouvent pas un grand intérêt à faire une extension des superficies cultivées en arachide.

4.1.3.4. Le cocotier

La zone d'Antsohihy est une importante région productrice de noix de coco, car les conditions climatiques de SOFIA sont appropriées à ce genre de culture. Des plantations qui couvrent environ 550 hectares sont concentrées dans le District d'Analalava et fournit plus de 1 850 T de noix. Même classée comme plantation d'avenir, citons comme référence le cas des produits développés par SOAVOANIO à Sambava.

Du cocotier, on peut produire d'huiles essentielles biologiques classées « BIO » qui sont très prisées sur le marché international. Et la culture peut passer du traditionnelle à l'agro-industrielle.

4.1.3.5. La noix de cajou

La plantation d'anacardes, sur une superficie de 7000 ha, est un des nouveaux projets agro-industriels de la Région. L'intervention des investisseurs commence depuis la préparation du terrain, l'encadrement des paysans, la transformation du produit, la mise en place des activités sociales : dispensaires et écoles, jusqu'à l'écoulement des produits à l'échelle internationale. Compte tenu de la condition climatique de la Région Nord-Ouest de Madagascar, la noix de cajou « mahabibo » s'y développe convenablement, en particulier dans la Région SOFIA. Actuellement un opérateur privé (le groupe SOCOTA) par le biais du projet VERAMA, est venu investir dans la Région, du côté d'Anjajavy, Analalava, pour lancer cette filière.

4.2. Le secteur élevage

Favorisée par sa vaste étendue de prairie, son relief et son climat, la Région de SOFIA possède une vocation agropastorale importante où l'élevage bovin occupe

une place prépondérante, dans l'économie agricole de la Nation, voire même par rapport à d'autres Régions de Madagascar.

4.2.1. L'élevage bovin

L'élevage bovin tient une place importante dans l'économie de la Région, mais son exploitation reste toujours au stade traditionnel. En général, on distingue trois systèmes d'élevage bovin dans la Région SOFIA:

- 1) L'élevage type extensif, où les animaux sont en liberté totale ;
- 2) Le gardiennage : les bœufs sont conduits aux pâturages la journée et le bouvier les fait rentrer au parc le soir. Ce système est adopté pour lutter contre les vols de bétail ;
- 3) Le système de transhumance pendant la saison pluvieuse.

Il n'existe pas de véritable transhumance mais de simple déplacement de troupeau sur un rayon de quelques kilomètres (5 à 10 km). Ce type d'activité représente un ratio de 1,07 tête de bovin par habitant pour la zone, contre 1,2 pour l'ensemble du Faritany de Mahajanga. La densité est de 16,5 têtes / km².

4.2.2. L'élevage porcin

L'élevage porcin, avec un cheptel de 16 000 têtes pour l'ensemble de la Région en 1999, reste encore une activité marginale avec 2 porcs pour 100 habitants. Les coutumes et la tradition empêchent le développement de cette filière, car la majorité de la population Tsimihety ou Sakalava s'interdit de toucher à cet animal : c'est le tabou « Fady ». On note que le cheptel de la Région représente 33 % du cheptel total de l'ex-province de Mahajanga.

4.2.3. L'aviculture

L'élevage de volaille demeure une activité traditionnelle familiale. L'ONG SAF/FJKM et quelques éleveurs commencent l'introduction des races pondeuses.

4.2.4. L'apiculture

L'apiculture est une activité en plein essor dans la Région SOFIA. Elle possède une grande potentialité économique en apiculture et possède toute une gamme de plantes mellifères : Nenditra, Sitraka, Vahitsivory, Mokinazy dont la floraison se situe en Mars et Avril, Danga, Pamba, Palissandre dont la floraison est en Mai et Juin ; Manga, Roetra dont la floraison est vers Décembre et Kininina pendant toute l'année. La vulgarisation se fait dans le Centre de traitement des Produits Apicoles à Befandriana. Récemment, plus de 2000 à 3000 ruches améliorées ont été introduites auprès des apiculteurs traditionnels.

4.3. La pêche et les ressources halieutiques

La Région SOFIA, avec ses quelques 450 kilomètres de côtes et ses plans d'eau intérieurs (rivières et lacs), recèle un riche potentiel en ressources halieutiques tant maritimes que continentales.

4.3.1. La pêche traditionnelle

Largement tributaire des ressources locales, cette activité mobilise près de 1 500 pêcheurs permanents dans toute la zone. Cette activité qui procure des revenus assez substantiels, approvisionne essentiellement les marchés locaux. Et les produits traités par fumage sont évacués principalement vers Antananarivo, notamment les " maimbokely " pour la fabrication de provende.

4.3.2. La pêche continentale

La pêche en eau douce occupe une place de choix dans le District de Port-Bergé dont elle assure les 35 % des produits. Avec Mampikony, ces deux Districts renferment près de 70 % des plans d'eau intérieurs permanents et fournissent environ 65 % de la production de poissons d'eau douce de toute la zone.

4.3.3. La pêche industrielle

Un des produits les plus prisés par le marché international, en provenance de cette Région, constitue les crevettes : qu'elles soient sauvages ou non. La société « UNIMA », leader dans ce secteur, qui pêche aussi dans le canal de Mozambique, sur la rive de SOFIA, a une encloserie de crevette dans la Région d'Analalava. Les conditions climatiques de cette Région Ouest de Madagascar favorisent ces zones comme les plus appropriées pour cette filière dans le monde. On peut citer entre autre les encloséries de Mahajamba, de Majunga et de Morondava.

4.3.4. Organisation de la filière pêche

La pêche, qui tient une place prépondérante dans les activités économiques nationales et aussi régionales, est une spéculation totalement rentable mais non maîtrisée au point de vue administratif dans la zone : monopole et autoritarisme des grands pêcheurs, absence de contrôle du maillage des filets, corruption au sein des responsables administratifs, aucune ristourne sur les produits collectés au profit des entités administratifs et des services de tutelle, prolifération de pêcheurs illicites non munies d'autorisation légale.

Les Produits ciblés par les principaux pêcheurs, qui existent dans la Région sont : les Crabes, les Crevettes, les poissons ; les Trévang ; les ailerons de requin, les Langoustes

La crevette, le premier produit pourvoyeur de devise, parmi les principaux produits de commerce spécial d'exportation, a rapporté une valeur d'exportation (devises étrangères) plus de 155.4 milliards d'Ariary à l'économie malagasy, comme le girofle et la vanille qui ont apportés chacune 118.6 et 141.6 milliards d'Ariary. Par contre le prix des crevettes n'a jamais subit un pareil choc. En 2001, le prix de kilo FOB de la crevette était à 10182 Ariary. Actuellement, le kilo de crevette sauvage pourrait être vendu sur le marché international à plus de 5 à 7 euro le kilo, avec la chute de l'Ariary récemment, il est évalué à plus de 160 000 Ariary/kilo.

La langouste et les poissons constituent des produits de commerce spécial : exportation, qui font rentrer des valeurs importantes de devises, respectivement 788 et 2 352 millions d'Ariary avec comme poids net 0,3 et 2,8 milliers de Tonnes, avec un prix de 15312 Ariary pour un kilo de langouste.

4.4. Les ressources minières

La Région SOFIA recèle dans son sous-sol beaucoup de richesses. L'or, le jaspe, le béryl, le gypse... y sont extraits. Elles n'intéressent que peu d'habitants en raison du problème d'exploitation et de débouchés. La majorité des extractions sont informelles, avec des méthodes artisanales, à part les quelques opérateurs formels.

4.4.1. La chromite

La Kraomita Malagasy " KRAOMA " est la seule entreprise qui exploite le minerai de chrome à ANDRIAMENA et BEFANDRIANA. Elle n'a produit en moyenne que 120.000T de minerai de chrome par an. Actuellement, le cours de la chromite est en hausse, en corrélation avec le taux de l'acier et des métaux nobles (nickel - 15 900US\$/T), et tourne autour de 130\$/TM. La demande est aussi florissante. Sur le marché mondial, l'Afrique du Sud exporte 1.200.000Tonnes par an, Kazakhstan 900.000T/an, et l'Inde 650.000T/an.

4.4.2. L'OR : le métal jaune

Actuellement, on recense seulement 33 opérateurs formels dans la filière. L'exploitation est réalisée de façon individuelle et dispersée par un écrémage superficiel et hasardeux. Les matériels utilisés sont rudimentaires, en majorité par l'utilisation de la bâtée. D'ailleurs, le taux de récupération du traitement à la bâtée ne représente que 20 à 50% de l'or total. A Maevatanana, le broyage est pratiqué de manière purement manuelle. La production déclarée est très faible. Il n'existe aucune unité de transformation industrielle mais quelques unités artisanales qui font de la bijouterie.

4.4.3. Le Gypse

Dans le gîte de Mampikony le gypse y apparaît dans un niveau de base. Il s'agit ici de gypse primaire massif, saccharoïde, blanc ou rose, formant des dépôts d'allure très lenticulaire, pouvant atteindre 3 à 4 m de puissance (2,70 m de puissance moyenne estimée à vue sur quelques affleurements). Le toit et le mur sont constitués d'argiles noires légèrement sèches, de puissance métrique. Le toit est situé immédiatement sous les calcaires coquilliers bajociens. La potentialité de ce gîte n'est pas encore évaluée.

Le gypse, malgré la potentialité, serait livré pour le moment à des marchés locaux, soit à des petites unités de production de plâtre, soit aux unités de fabrication de ciments, à Amboanio, Majunga et à Ibity, Antsirabe et à Ambohimambola, à Antananarivo (depuis 2005).

5. ETUDES DES INFRASTRUCTURES SOCIALES ET CULTURELLES

5.1. La santé

Depuis 1993, la couverture sanitaire de la Région SOFIA est assez faible. Elle n'est assurée qu'à 8% pour les Fokontany et 26% pour les Communes. Mais depuis 2002, avec les efforts initiés par le Gouvernement, la situation commence à s'améliorer.

5.1.1. Infrastructures sanitaires publiques

La répartition des Districts Sanitaires ainsi que les formations sanitaires ne correspond pas obligatoirement à la division administrative des Districts. L'ensemble de la Région compte 164 formations sanitaires publiques dont 90 CSB1, 68CSB2 et 6CHD1.

Les formations sanitaires sont inégalement réparties à l'intérieur des Communes. L'accès au service de santé nécessite dans la plupart des cas, un déplacement à pied de plus de 100 Km. Selon les données 2001, au total, 62 médecins et 276 paramédicaux, dont 47 sages femmes assurent la couverture sanitaire de toute la Région. La plus forte concentration se trouve à Antsohihy avec 14 médecins, suivi par Mandritsara avec 11 médecins dont 1 spécialiste.

En général, chaque Commune doit être dotée d'au moins un CSB, chaque District est doté d'un CHD niveau 1 c'est à dire dépourvu d'antenne chirurgicale.

Tableau 17: Infrastructures publiques

| SSD District | PRIVEE | | | PUBLIQUE | | | | 2007 | | | |
|--------------------|----------------|----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|------------|-----------|-----------|-----------|
| | Nombre Commune | CSF | CLCSF | CSB1 | CSB2 | CHD1 | CHD2 | F | NF | CHB1 | CHB2 |
| Antsohihy | 11 | 0 | 1 | 11 | 9 | 1 | 0 | 19 | 2CSB | 7 | 10 |
| Analalava | 11 | 0 | 0 | 14 | 10 | 1 | 0 | 20 | 2CSB | 6 | 10 |
| Mampikony | 13 | 0 | 2 | 11 | 10 | 1 | 0 | 22 | 0 | 9 | 9 |
| Bealanana | 12 | 0 | 1 | 18 | 10 | 1 | 0 | 29 | 0 | 10 | 11 |
| Port Bergé | 6 | 0 | 1 | 8 | 6 | 1 | 0 | 13 | 2CSB | 4 | 5 |
| Befandriana | 22 | 0 | 2 | 14 | 20 | 1 | 0 | 35 | 0 | 7 | 18 |
| Mandritsara | 15 | 3 | 4 | 14 | 3 | 1 | 0 | 14 | 3CSB | 9 | 8 |
| Ens. Région | 90 | 3 | 11 | 90 | 68 | 7 | 0 | 152 | 12 | 52 | 71 |

CSF : Commune sans formation Sanitaire

CLCSF : Chef-lieu de Commune Sans Formation sanitaire

CSB 1 : Centre de Santé de Base dirigé par un infirmier ou aide sanitaire

CSB 2 : Centre de santé de Base dirigé par un médecin

CHD 1 : Centre Hospitalier de District sans antenne chirurgicale

CHD 2 : Centre Hospitalier de District II avec antenne chirurgicale anciennement dénommée

HMC (Hôpital Médicochirurgical)

F : Fonctionnel

NF : Non Fonctionnel

5.1.2. Infrastructures sanitaires privées

Un CHD privé financé par «Batiste Biblique» avec antenne chirurgicale se trouve à Mandritsara, 3 CSB dirigés par un médecin se situent à Mampikony (2) et à Bealanana (1) (SAF/FJKM). À Antsohihy, il existe 2 dispensaires privés dont un tenu par les Sœurs et un autre par le SAF/FJKM.

Tableau 18: Infrastructures sanitaires privées dans la Région SOFIA.

| SSD District | PRIVEE | | | | | | | | |
|--------------------|-----------|----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | Commune | CSF | CLCSF | CSB1 | CSB2 | CHD1 | CHD2 | F | NF |
| Antsohihy | 11 | 0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | |
| Analalava | 11 | 0 | 0 | 2 | 0 | 1 | 0 | 2 | |
| Bealanana | 13 | 0 | 2 | 1 | 0 | 1 | 0 | 2 | |
| Befandriana | 12 | 0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0 | 1 | |
| Mampikony | 6 | 0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0 | 3 | |
| Mandritsara | 22 | 0 | 2 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | |
| Port Bergé | 15 | 3 | 4 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | |
| Ens. Région | 90 | 3 | 11 | 6 | 0 | 7 | 1 | 9 | 0 |

Source : DIRDS Mahajanga

5.1.3. Charge démographique par personnel soignant

La charge démographique moyenne par médecin est de 10 805 habitants en 2001. En ce qui concerne les charges paramédicaux on a : 1 Infirmier/4 033Hab, 1 sage-

femme/ 6 698Hab et 1 aide-soignant / 7 718Hab. Cette situation s'est fortement améliorée en 2003 avec la Décision du Gouvernement d'embaucher des nouvelles sages-femmes et des aides-soignants.

Le tableau suivant donne les charges démographiques par personnel soignant :

Tableau 19: Charges démographiques par personnel soignant dans la Région SOFIA

| SSD | Population (Hab) | Médecin | Dentiste | Infirmier | Sage femme | Aide sanitaire | Charge démographique |
|-------------|------------------|---------|----------|-----------|------------|----------------|--|
| Antsohihy | 174 463 | 23 | 2 | 28 | 23 | 23 | 1 Méd/4411 Hab 1 Dentiste/50 731 Hab 1 Infirm./3 624Hab 1 Sage Fem/7 807Hab 1 Aide.San/4411Hab |
| Analalava | 84 606 | 8 | - | 14 | 3 | 25 | 1Méd./10 587Hab 1 Infirm./6 050Hab 1 SageFem/28 232Hab 1 Aide San/5 646 Hab |
| Bealanana | 94 900 | 6 | - | 11 | 6 | 24 | 1Méd./15 817Hab 1Infirm/8 627Hab 1SagFem/15817Hab ; 1 Aid San/6 778 Hab |
| Befandriana | 159 585 | 9 | 1 | 8 | 7 | 9 | 1Méd/17 732Hab 1 Dentist/159 585 Hab 1 Infirm/99 345 Hab 1SagFem/22 798Hab 1AidSan/17 732Hab |
| Mampikony | 79476 | 9 | 1 | 8 | 7 | 9 | 1Méd/8831Hab 1 Dentist/79 476 Hab 1 Infirm/99 345 Hab 1SagFem/11354Hab 1AidSan/8831Hab |
| Mandritsara | 192 628 | 14 | 2 | 36 | 8 | 22 | 1Méd/13 759Hab 1 Dentist/96 314 Hab 1 Infirm/5 351 Hab 1SagFem/24079Hab 1AidSan/8756Hab |
| Port Bergé | 97 649 | 6 | 2 | 24 | 5 | 23 | 1 Méd/16 275 Hab 1 Dentist/48 824 Hab 1 Infirm/4 089 Hab 1 Sag Fem/19 530 Hab 1AidSan/7 511Hab |

Source : 1 : Projection de la DDS- Population 2001

2 : Service des Informations Sanitaires pour la gestion - Min SAN

5.1.4. Eau potable

Le taux de disponibilité en eau potable serait de 8,8% en milieu urbain et de 5,57% en milieu rural dans la Circ.Adm de Mahajanga. Elle est de 0,23% pour la SOFIA. En général, les chefs-lieux des Districts sont desservis par les installations d'eau potable gérées par la JIRAMA.

En milieu rural, les infrastructures d'approvisionnement en eau potable sont composées des adductions d'eau qui sont en majorité gravitaires mais il existe également des adductions d'eau par pompage, des puits (pompes à main), des forages. Le taux d'accès de la population à ces infrastructures est de 5,5%. Les autres points d'eau (sources, rivières, etc.) en milieu rural ne sont pas inventoriés.

5.2. Enseignement et éducation

5.2.1. Enseignement primaire et secondaire

5.2.1.1. Infrastructures

Depuis 2002, d'année en année, avec les efforts initiés par le Gouvernement : prise en charge des frais, distribution de kits scolaires, construction de nouvelles salles de classe et réhabilitation d'écoles, une hausse spectaculaire des effectifs et une réduction importante du taux de redoublement ont été enregistrées.

5.2.1.2. Enseignement public

En 2000-2001, l'infrastructure scolaire de la Région SOFIA est composée de 1 072 EPP dont 158 sont fermés pour diverses raisons citées ci-dessous, 41 CEG et 7 lycées au niveau des chefs-lieux des Districts. Le tableau suivant représente le nombre d'établissements publics :

Tableau 20 : Etablissement Publics - année scolaire 2000/2001

| District | EPP | | CEG | | | LYCEES | | |
|--------------------|-------------|------------|-----------|------------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | Existants | NF | Nombre | Salles | NF | Nombre | Salles | NF |
| Antsohihy | 129 | 33 | 06 | 28 | 7 | 1 | 12 | 1 |
| Analalava | 116 | 24 | 07 | 27 | 10 | 1 | 5 | 0 |
| Bealanana | 142 | 29 | 04 | 32 | 0 | 1 | 6 | 1 |
| Befandriana | 218 | 11 | 08 | 13 | 0 | 1 | 6 | 0 |
| Mampikony | 91 | 11 | 03 | 9 | 0 | 1 | 3 | 3 |
| Mandritsara | 292 | 39 | 10 | 25 | 0 | 1 | 13 | 10 |
| Port Bergé | 153 | 11 | 03 | 14 | 1 | 1 | 6 | 0 |
| Ens. Région | 1072 | 158 | 41 | 148 | 18 | 7 | 51 | 15 |

Source : Division Programmation Section Statistique

5.2.1.3. Enseignement Privé

Le tableau suivant donne le nombre des établissements privés dans la Région :

Tableau 21: Etablissements privés dans la Région SOFIA.

| CISCO/ | Ecoles primaires | CEG | | LYCEES | |
|--------------------|------------------|-----------|------------|-----------|----------|
| | | Nombre | Salles | Nombre | Salles |
| Antsohihy | 06 | 03 | 21 | 02 | 10 |
| Analalava | 03 | - | - | 01 | Nd |
| Bealanana | 01 | 02 | 32 | - | 2 |
| Befandriana | 01 | 03 | 13 | 01 | 5 |
| Mampikony | 01 | 01 | 9 | 01 | Nd |
| Mandritsara | 01 | 04 | 25 | 02 | 10 |
| Port Bergé | 01 | 01 | 13 | 01 | 3 |
| Ens. Région | 14 | 14 | 113 | 08 | - |

Source : PRD Région de SOFIA Nd : Non Définie

5.2.2. Taux de scolarisation

En 2004, un taux de scolarisation élevé de plus de 80% est noté dans l'ensemble de la Région pour les élèves de moins de 10 ans. Au-delà de cette âge une baisse significative du nombre d'enfants scolarisés est observée.

Le taux de scolarisation par District est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 22 : Taux de scolarisation par sexe et par classe d'âges

| CISCO/ District | GARÇONS | | | FILLES | | |
|--------------------|----------------|---------------|-----------------------|---------------|----------------|-----------------------|
| | Pop 6-14 ans | Pop scolarisé | Taux de scolarisation | Pop 6-14 ans | Pop scolarisée | Taux de scolarisation |
| Antsohihy | 11647 | 8 588 | 73,70 | 3 327 | 1730 | 62,00 |
| Analalava | 19 000 | 2 715 | 14,28 | 4 600 | 4 600 | 40,00 |
| Bealanana | 22157 | 5 700 | 25,72 | 2 508 | 2 508 | 22,50 |
| Befandriana | 39 059 | 6 945 | 17,78 | 4120 | 4120 | 15,40 |
| Mampikony | 10 950 | 4330 | 39,54 | 1535 | 1535 | 40,00 |
| Mandritsara | 42 099 | 12 285 | 29,18 | 5 478 | 5 478 | 16,20 |
| Port Bergé | 18 900 | 6 765 | 35,79 | 3 060 | 3 060 | 32,00 |
| Ens. Région | 163 812 | 47 328 | 28,89 | 87 076 | 23 031 | 26,40 |

Source : DIRESEB Mahajanga

5.3. Activités sportives et culturelles

La Région SOFIA est une des communautés où la croyance traditionnelle a encore un fort ancrage. La majorité de la population en pratique encore. Les Doany sont des lieux sacrés et très respectés par la population.

En matière de divertissement, une des cultures les plus prisées par les jeunes de la Région est le Moraingy (signifie : boxe) et le « Tolon'omby » (immobilisation de Zébu comme le Torredo en Espagne). Le Moraingy se pratique dans des lieux spacieux tandis que le « Tolon'omby » se pratique dans des espaces aménagés à cet effet.



Tableau 23: Répartition des infrastructures socioculturelles et sportives

| Districts | Cinéma | Salle Vidéo | Stade municipal | Salle d'œuvre | Tranom-pokonolona | Hall d'information | Crèches | Autres terrains | Bibliothèques |
|-------------|--------|-------------|-----------------|---------------|-------------------|--------------------|---------|-----------------|---------------|
| Antsohihy | - | X | X | X | X | | | X | X |
| Port-Bergé | - | X | X | X | | | X | X | |
| Mandritsara | - | X | X | X | | | | X | |
| Befandriana | - | X | X | X | | | | X | |
| Bealanana | - | X | X | X | X | X | | X | |
| Mampikony | - | X | X | X | X | X | X | X | X |
| Analalava | - | X | X | X | | | | X | |

Source : PRD de la Région SOFIA

5.4. Sécurité

5.4.1. Police

Dans l'ensemble de la Région, plus de 100 agents de la Police assurent la sécurité. Il existe 5 postes de police localisées à Antsohihy, Port-Bergé, Mandritsara, Befandriana Nord, Analalava. Néanmoins, aucun des postes existants n'est doté de moyen de déplacement. On rencontre 2 126 quartiers mobiles dans toute la Région dont deux quartiers mobiles par Fokontany (FKT)

5.4.2. Gendarmerie

La gendarmerie comprend l'Etat major et la Compagnie. L'Etat-major est un Groupement dont le siège est à Antsohihy et coiffe l'étendue de la Région SOFIA. Il est composé de :

- * 2 Compagnies : Mandritsara, Antsohihy ;
- * 2 Pelotons mobiles : Mandritsara, Antsohihy.

La Compagnie d'Antsohihy comporte 11 brigades tandis que celle de Mandritsara est constituée de 4 brigades, dont un poste avancé à Marotandrano.

Chapitre II : RENSEIGNEMENTS DISPONIBLES SUR L'OUVRAGE ACTUEL

1. CARACTERISTIQUES FONCTIONNELS

Il s'agit d'un pont métallique de type Mabey comportant trois travées de 30m et une longueur de 90m. Sa structure porteuse est constituée par un treillis métalliques à fermes latérales avec montants appuyées sur deux culées et une pile ancienne en béton armé.

Le gabarit en largeur, existant entre les deux fermes latérales est de 4,20m composé d'une chaussée routière unidirectionnelle de 3,00m de large et d'un trottoir en béton de 1,20m de largeur.

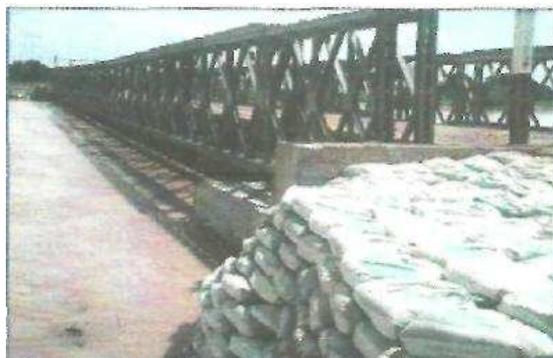


Figure 2: Pont Mabey d'Ampapamena au PK : 89+450

Source : Inframad TAEP

En ce qui concerne les charpentes métalliques, elles sont toutes composées de profilés reconstitués à partir des plats d'épaisseur variable de 5 à 12cm, des profilés UPN 120 et de cornières variant de 80x80x8mm à 100x100x10mm. Les rivets ont en général une dimension $\phi 22\text{mm}$

2. ETAT DE DEGRADATION DE L'OUVRAGE

Les dégradations des ouvrages sont :

- Dégradations des dalles, culées, piles, qui peuvent finir par le basculement ou l'écroulement mettant ainsi en sérieux danger le tablier ;
- Dégradation plus ou moins forte des gabions aux extrémités de l'ouvrage ;
- Affaissement et détérioration de la chaussée aux accès de pont, faute de dalle de transition (PK89+450) ; les gardes corps abîmés ;
- Dessoudage et séparation des pièces de la charpente métallique, plus particulièrement ceux qui supportent le tablier et qui sont en contact direct avec

- les charges roulantes ;
- Les corrosions sous l'effet de la rouille des principaux éléments du tablier;
 - Déformation sous l'effet du choc, des éléments métalliques qui se trouvent à proximité du passage des véhicules (en particulier, les poutres principales et gardes corps). Ces éléments risquent d'être heurtés par les véhicules, surtout dans le cas où le tablier est très rétréci ;
 - Les deux rampes d'accès du pont sont tous affouillées par les crues importantes de la brèche de la rive gauche de la Bemarivo.



Figure 3: Le pont d'Ampapamena en période sèche
Source : INFRAMAD

On note que la principale cause de la plupart de ces dégradations est le débouché linéaire de ce pont qui ne lui permet pas d'évacuer le débit en cas de forte crue. En effet, en période sèche, comme ce qu'on peut constater dans la photo ci-dessus, il n'y a qu'une très faible quantité d'eau qui traverse la rivière. Alors que cette quantité peut monter avec un débit élevé en forte crue.

3. LES MESURES D'INTERVENTION

Les interventions se résument comme suit :

- Réhabilitation de la structure métallique c'est-à-dire remplacement de la pièce du pont, de la poutre triangle, du platelage et des entretoises...etc.
- Réparation des culées ou réhabilitation du mur en retour et en aile à l'entrée ou à la sortie du pont ;
- Réparation ou remplacement suivi de la peinture des gardes corps ;
- Renforcement des trottoirs, chasse-roue et garde corps ;
- Reconstruction de piles, des culées, du tablier
- Correction de l'affouillement, protection des talus de remblai (protection à l'aide des gabions, enrochement, et engazonnement) ;
- Dégagement, redressement ou dérivation du lit de la rivière.

Chapitre III :

ETUDE DU TRAFIC

1. OBJECTIF DE L'ETUDE DU TRAFIC

Le trafic routier se définit comme le nombre de véhicules de toute catégorie qui passent par jour sur une route dans tous les sens. L'objectif de l'étude du trafic est d'estimer le nombre total de véhicules par jour des années futures durant la durée de vie du pont. Cette étude mène donc à une prévision qui permettra à son tour de prévoir le type d'ouvrage à réaliser, et de dimensionner l'ouvrage vis-à-vis de l'évolution du trafic afin qu'il puisse supporter les charges de ce dernier.

L'étude du trafic permet de concevoir le type de chaussée à adopter, du fait qu'il fournit le nombre de véhicules (en particulier les Poids Lourds « PL ») circulant sur le tronçon à étudier.

2. TRAFIC ROUTIER

Le trafic routier comprend en général des :

- ✓ Vélos / Motos
- ✓ Charrettes
- ✓ Véhicules particuliers (classe 1)
- ✓ Familiales, bâchés, minibus (classe 2)
- ✓ Camions et autocars de PTC < 10T (classe 3)
- ✓ Camions et autocars de 10T < PTC < 16T (classe 4)
- ✓ Camions de PTC > 16T (classe 5)
- ✓ Trains doubles et articulés (classe 6)

Pour la RN6, le trafic escompté s'agit essentiellement, de taxi-brousse, de camions de marchandises et de rares voitures particulières. Le volume de trafic journalier sur la RN6 d'après les renseignements obtenus auprès du DRA Antsohihy, est de 523 VMJE (Véhicule Moyen par Jour Equivalent)

3. COMPTAGES DE TRAFIC ROUTIER

Dans le cadre de l'étude réalisée sur la RN6, des campagnes de comptages ont été faites par le bureau d'études « Louis Berger Internationale, Inc. » en Août – septembre 2001. Une récapitulation des résultats de comptage au PK94+000 (Ambondromifehy) est représentée dans le tableau suivant par type de véhicules :

Tableau 24: Résultats des comptages de trafic dans les deux sens de la RN6 par type de véhicules

| Véhicules | JOURS | | | | | | | Total semaine | MJ | P | MJ* | % |
|--------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|---------------|------------|---|------------|------------|
| | L | M | M | J | V | S | D | | | | | |
| 1 | 312 | 442 | 343 | 408 | 411 | 478 | 337 | 2731 | 390 | 1 | 390 | 40 |
| 2 | 156 | 218 | 260 | 152 | 184 | 209 | 159 | 1338 | 191 | 2 | 382 | 39 |
| 3 | 12 | 16 | 16 | 6 | 8 | 6 | 13 | 77 | 11 | 4 | 44 | 5 |
| 4 | 10 | 46 | 20 | 20 | 15 | 13 | 18 | 142 | 20 | 5 | 101 | 10 |
| 5 | 0 | 1 | 6 | 8 | 10 | 10 | 8 | 43 | 6 | 6 | 37 | 4 |
| 6 | 0 | 6 | 1 | 3 | 4 | 4 | 2 | 20 | 3 | 7 | 20 | 2 |
| Total | 490 | 729 | 646 | 597 | 632 | 720 | 537 | 4351 | 622 | | 975 | 100 |

Source : Louis Berger Internationale, Inc. /

MJ : Moyenne Journalière

P : Coefficient de pondération

MJ* : Moyenne Journalière avec pondération

4. PREVISION DE TRAFIC

La prévision de trafic décrit la méthode et les résultats des prévisions de trafic obtenus en distinguant le Trafic Normal, le Trafic Dévié et le Trafic Induit. Différents scénarios ont été considérés, qui correspondent aux différents scénarios de croissance économique. Le tableau suivant reprend ces hypothèses et celles qui sous-tendent les prévisions de la demande de transport.

Tableau 25: Scénarios de prévision de la demande de transport.

| Scénarios de croissance | Croissance PIB annuelle | Croissance globale de la demande de transport | Demande de transport de produits agricoles |
|-------------------------|-------------------------|---|--|
| Scénario Haut | 8,0% | 8,0% | 4,0% |
| Scénario Moyen | 6,0% | 6,0% | 3,5% |
| Scénario Bas | 4,5% | 4,5% | 2,0% |

Source : Sciences Economiques et Sociales - Prospectives 2005 - Alain Gélédan

La demande de transport de produits agricoles est estimée à la moitié du taux de croissance globale de la demande de transport.

4.1. Trafic Normal

Le trafic dit « normal » est le trafic existant qui augmente du fait de l'augmentation de la population et de la croissance économique.

4.1.1. Demande de transport

La demande de transport est évaluée à partir du volume de production actuel des principaux produits de l'agriculture et de la mine, des volumes estimés de consommation en matière de construction, carburants et autres produits de

consommations qui seront transportés par route sur l'itinéraire du projet. Cette partie de la demande ne traite que de l'accroissement des productions/consommations actuelles dû à l'augmentation de la population et à la croissance économique. Cette partie de la demande de transport ne tient pas compte des activités nouvelles et futures que l'on s'attend à observer au cours des 15 prochaines années suite, ou indépendamment à la Réhabilitation de la RN6.

4.1.1.1. Produits agricoles

Vue la forte potentialité agricole de la Région SOFIA, Le transport des produits agricoles constitue la grande partie de la demande de transport.

Les tableaux suivants représentent le résultat de la demande de transport due à l'agriculture :

Tableau 26: Prévion des quantités de produits agricoles à transporter

| TYPE DE CULTURE | | Production totale (T) | Production à Transporter (T) |
|------------------------|----------------|-----------------------|------------------------------|
| Cultures vivrières | Riz | 327915,0 | 127886,9 |
| | Manioc | 52106,0 | Auto -consommées |
| | Maïs | 21454,5 | Auto -consommées |
| | Patate | 5795,5 | Auto -consommées |
| | Pomme de terre | 1005,5 | Auto -consommées |
| | Haricot | 1826,5 | 1150,7 |
| Culture de rente | Café | 1342,0 | 1073,6 |
| Cultures industrielles | Coton | 8482,9 | 8482,9 |
| | Arachide | 1006,5 | 805,2 |
| | Tabac | 5542,0 | 5542 |
| | Canne à sucre | 222539,5 | 200285,6 |
| | Raphia | 2500,0 | Auto -consommées |
| | Cocotier | 1850,0 | 1665,1 |
| TOTAL | | 653366,0 | 346891,8 |

Les produits qui ne sont pas consommés sur place (346 892 Tonnes) constituent la quantité de production à transporter sur la route.

Tableau 27: Prévion du nombre de Poids Lourds (PL) dû à l'agriculture

| PL(CU>5T) | Nombre/jour | % | Quantité à transporter (T/j) |
|-----------|-------------|-----|------------------------------|
| Existant | 40* | 20 | 231 |
| Demandé | 160 | 80 | 926 |
| Utile | 200 | 100 | 1157 |

40* est le trafic de base obtenu à partir du comptage, affecté du taux de croissance du PIB (scénario moyen), 60% du trafic total dû à tous les produits à transporter sur la route

4.1.1.2. Autres produits

Le trafic dû aux autres produits (matériaux de construction, carburants, produits de consommation, etc.) est estimé à 40% du trafic total. Le tableau suivant donne le nombre de Poids Lourds dû aux autres produits :

Tableau 28: Prévion du nombre de Poids Lourds (PL) dû aux autres produits

| PL(CU>5T) | Nombre/jour | % | Quantité à transporter (T/j) |
|-----------|-------------|-----|------------------------------|
| Existant | 20 | 13 | 100 |
| Demandé | 130 | 87 | 672 |
| Utile | 150 | 100 | 772 |

4.1.2. Récapitulatif

Le nombre de Poids Lourds dû à tous les produits à transporter sur la route est donné sur le tableau suivant :

Tableau 29: Prévion du nombre total de Poids Lourds (PL) pour tous les produits

| PL(CU>5T) | Nombre/jour | % | Quantité à transporter (T/j) |
|-----------|-------------|-----|------------------------------|
| Existant | 60 | 17 | 327 |
| Demandé | 290 | 83 | 1602 |
| Utile | 350 | 100 | 1929 |

Les tableaux montrent que seules les 17 % (327 tonnes/jour avec 60 PL/jour) des volumes totaux sont transportés du fait du mauvais état de la route, au lieu de 1 929 tonnes/jour avec 350 PL/jour. Donc le reste qui est de 83% (1 602 tonnes/jour avec 290 PL /jour) constitue la demande globale de transport.

Le Trafic Normal est obtenu à partir du nombre de Poids Lourds utiles par jour. Donc le Trafic Normal est de 350 PL/jour.

4.2. Trafic Dévié

Le Trafic Dévié est le trafic qui normalement devrait emprunter la route du projet mais qui, en raison de son mauvais état empruntait des déviations en utilisant des itinéraires concurrents. L'analyse de la concurrence des autres itinéraires doit distinguer le trafic interne à la zone d'influence stricte du projet du trafic dont l'origine ou la destination sont à l'extérieur de la zone d'influence. Pour le cas de la RN6 il n'existe pas de trafic dévié.

4.3. Trafic Induit ou généré

Le Trafic Induit ou généré est le trafic s'ajoutant au Trafic Normal et qui est généré suite à la mise en service de la route améliorée. Les taux de Trafic Induit sont

estimés à 10 % pour les véhicules légers et 7 % pour les Poids Lourds. La réduction des coûts de transport espérée, suite à l'amélioration de la route, est plus élevée pour les camions (5 à 10 %) que pour les véhicules légers (3 à 4 %).

$$\begin{aligned}\text{Trafic Induit (PL)} &= \text{Trafic Normal (PL)} \times 7\% \\ &= 350 \text{ (PL)} \times 7\% = 25 \text{ PL/J}\end{aligned}$$

D'où le Trafic Induit est de 25 PL/jour.

4.4. Prévision du trafic à l'année de mise en service

Cette prévision est indispensable pour déterminer la proportionnalité de Poids Lourds. Le taux de croissance annuelle estimé pour l'ensemble de véhicule étant de l'ordre de 6% (scénario moyen de croissance du PIB). Le tableau suivant montre la prévision du TMJ à l'année de mise en service de la route :

Tableau 30: Prévision du nombre total de Poids Lourds (PL) pour tous les produits

| Type de trafic | Année | |
|--------------------------|------------|------------|
| | 2005 | 2009 |
| Trafic normal | 350 | 434 |
| Trafic induit | 25 | 30 |
| TMJ /jour/ 2 sens | 375 | 443 |

4.5. Prévision du Trafic futur

Pour le trafic futur, on doit effectuer un recalage grâce aux comptages de trafic réalisés (Ex 2005) et la demande de transport estimée pour les zones d'influence concernées, exemple pour l'année 2029 en appliquant les taux observés de chargement de chaque catégorie de véhicules au trafic 2029.

Par différence avec la demande de transport estimée pour chaque zone d'influence pour l'année 2029, on obtient un coefficient de trafic en transit qui sera ensuite utilisé pour estimer le trafic futur à partir du trafic généré par chaque zone. Le tableau suivant montre la prévision de trafic de PL de CU > 5T pour l'année 2029.

Tableau 31: Prévision du nombre total de Poids Lourds (PL) de CU>5T pour l'année 2029

| Type de trafic | Trafic Normal | Trafic Dévié | Trafic Induit | Total | Taux de croissance équivalent |
|----------------|---------------|--------------|---------------|-------|-------------------------------|
| TMJ | 834 | - | 61 | 895 | 6% |

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE

L'économie de la Région SOFIA repose essentiellement sur l'agriculture et l'élevage. L'enclavement qui freine l'écoulement des produits et la faible maîtrise de l'eau (inondations et crues) constituent autant de facteurs bloquant le développement des activités agricoles. Pourtant, la Région présente de grandes potentialités agricoles non négligeables (sols très fertiles et climats appropriés à toutes les cultures) et est aussi reconnue pour ses énormes potentialités touristiques et éco touristiques encore vierge, forêts et marines, avec des faunes et flores endémiques. Malheureusement, la plupart de ces cultures connaissent des baisses de leur production causées par plusieurs facteurs : maladie, problèmes techniques (inondations fréquentes). Les efforts entrepris en matière d'éducation et de santé méritent d'être améliorés. En outre la sécurité dans les zones rurales reste encore préoccupante faute des moyens de déplacement. L'absence des infrastructures financières freine également le développement de la Région.

Ainsi, le pont d'Ampapamena symbolise le principal facteur de progrès économique et social de la Région et aussi de la partie Nord de l'île. Sa reconstruction a été le but du présent mémoire vu l'état de l'ouvrage préexistant et les problématiques posées par les techniciens et les responsables des études antérieurement effectuées à propos du même sujet. D'après le comptage du trafic, on a pu avoir l'intuition penchant sur la mise en œuvre d'un pont à deux voies. Ce qui amène à aborder dans la partie suivante les études préliminaires de ce travail.

PARTIE II
ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre I : ETUDE GEOTECHNIQUE - INFRASTRUCTURE DU PONT

Dans le domaine du Bâtiment et des Travaux Publics, la reconnaissance géotechnique possède une place d'importance particulière parce que sans connaître la nature du sol au-dessus duquel on fondera l'ouvrage, on risquerait d'avoir un problème d'instabilité au niveau de la fondation et pouvant remettre en cause la sécurité de l'ouvrage et des usagers.

1. ETUDE DE RECONNAISSANCE DU SOL

L'objectif est d'avoir les indications désirées concernant le terrain naturel et les couches constituant des sous-sols en particulier :

- ✓ Les paramètres mécaniques de résistance pour les problèmes de capacité portante ;
- ✓ les paramètres rhéologiques pour le problème de tassement et de fluage ;
- ✓ la compacité pour le problème de tassement ;
- ✓ le niveau de la nappe phréatique pour pouvoir choisir le type de fondation ainsi que les procédés d'exécution de cette fondation.

Elle consiste donc à faire sortir les caractéristiques des sols pour pouvoir connaître la nature de la fondation à adopter pour un ouvrage.

D'après les données obtenues auprès du Bureau d'Etudes Inframad, on a trois sondages à l'endroit du pont d'Ampapamena qui sont :

- Sondage carotté ;
- Sondage pénétrométrique dynamique ;
- Sondage pressiométrique.

1.1. Résultats du sondage carotté

Ce sondage permet de connaître les différentes couches du sol. En général, les terrains sont constitués de sable argileux, limon sableux et du sable limoneux.

Les profondeurs respectives des couches enregistrées sur chaque point sont

1.1.1. Coté Mampikony

- 0 à 2.0m : SA grisâtre
- 2.0m à 3,50m : LAS jaunâtre
- 3,50m à 7,50m : Sable moyen légèrement argileux grisâtre
- 7.50m à 12.30m : Sable fin micacé grisâtre

- 12.30m à 21.0m : Sable fin compact grisâtre
- Au-delà de 21.0m : Grès siliceux.

1.1.2. Point intermédiaire

- 0 à 3.0m : SA grisâtre
- 3.0m à 7.0m : SLA grisâtre
- 7.0m à 12.50m : Sable fin micacé grisâtre
- 12.50m à 20.50m : Sable fin compact micacé grisâtre
- Au-delà de 20.50m : Grès siliceux.

1.1.3. Côté Port Bergé

- 0 à 1.50m : SA grisâtre
- 1.50m à 3,50m : SLA jaunâtre
- 3,50m à 7,50m : Sable moyen argileux grisâtre
- 7.50m à 12.30m : Sable moyen compact micacé grisâtre
- 12.30m à 21,50m : Sable fin micacé compact grisâtre
- Au-delà de 21.50m : Grès siliceux.

1.2. Sondage pénétrométrique dynamique

Le résultat du sondage pénétrométrique dynamique se trouve dans le tableau suivant :

Tableau 32: Résultats du sondage pénétrométrique dynamique

| N° | Profondeur (m) | Résistance de chaque couche | Résistance Dynamique Q_d (MPa) |
|----------------------------|---|-----------------------------|----------------------------------|
| COTE MAMPIKONY | | | |
| 1 | 0,00 à 7.50m | Résistance faible | $2 < Q_d < 7$ |
| 2 | 7.50 à 12.30 m | Résistance moyenne | $5 < Q_d < 15$ |
| 3 | 12.30 à 21 m | Résistance moyenne | $7 < Q_d < 17$ |
| 4 | Le refus pénétrométrique se trouve à 21.00m | | |
| POINT INTERMEDIAIRE | | | |
| 1 | 0,00 à 7,00m | Résistance faible | < 7 |
| 2 | 7,00 à 12,50m | Résistance moyenne | $7 < Q_d < 17$ |
| 3 | 12.50 à 20,50m | Résistance moyenne | $5 < Q_d < 12$ |
| 4 | Le refus pénétrométrique se trouve à 20,50m | | |
| COTE PORT BERGE | | | |



Tableau 33 (suite): Résultats du sondage pénétrométrique dynamique

| N° | Profondeur (m) | Résistance de chaque couche | Résistance Dynamique Q_d (MPa) |
|---|----------------|-----------------------------|----------------------------------|
| 1 | 0,00 à 7.50m | Résistance faible | $2 < Q_d < 9$ |
| 2 | 7.50 à 12.0m | Résistance moyenne | $5 < Q_d < 12$ |
| 3 | 12.0 à 21.50m | Résistance moyenne | $7 < Q_d < 15$ |
| Le refus pénétrométrique se trouve à 21,50m | | | |

Source : SCB

1.3. Sondage pressiométrique

Ce sondage nous donne les éléments nécessaires au calcul des fondations qui sont les suivants :

- La pression limite Pl ;
- Le module pressiométrique.

Les valeurs de ces deux éléments sont données dans le tableau suivant :

Tableau 34: Résultat du sondage pressiométrique

| Profondeur (m) | Berge côté Mampikony | | Point intermédiaire | | Berge côté Port Bergé | |
|----------------|----------------------|--------|---------------------|--------|-----------------------|--------|
| | PI(MPa) | E(MPa) | PI(MPa) | E(MPa) | PI(MPa) | E(MPa) |
| 1.00 | 0.25 | 2.57 | 0.07 | 1.88 | 0.23 | 2.95 |
| 2.00 | 0.15 | 2.00 | 0.18 | 2.21 | 0.33 | 3.43 |
| 3.00 | 0.10 | 1.55 | 0.50 | 6.21 | 0.37 | 2.95 |
| 4.00 | 0.21 | 2.74 | 0.36 | 4.42 | 0.14 | 2.10 |
| 5.00 | 0.24 | 2.97 | 0.16 | 3.27 | 0.11 | 1.68 |
| 6.00 | 0.76 | 5.23 | 0.50 | 5.42 | 0.57 | 5.03 |
| 7.00 | 0.53 | 6.49 | 1.12 | 9.24 | 0.68 | 6.29 |
| 8.00 | 1.12 | 13.50 | 1.41 | 11.50 | 0.60 | 3.83 |
| 9.00 | 0.83 | 6.88 | 0.87 | 9.05 | 0.56 | 4.19 |
| 10.00 | 0.90 | 8.21 | 1.03 | 9.24 | 0.92 | 6.29 |
| 11.00 | 0.77 | 6.67 | 1.74 | 16.56 | 1.03 | 10.13 |
| 12.00 | 0.97 | 9.24 | 0.98 | 10.21 | 1,15 | 9.22 |
| 13.00 | 0.81 | 6.69 | 1.22 | 13.60 | | 9.90 |
| 14.00 | 0.88 | 10.07 | 0.82 | 9.24 | 0.98 | 9.37 |
| 15.00 | 0.79 | 9.27 | 1.01 | 12.80 | 1.01 | 11.68 |
| 16.00 | 1.01 | 12.82 | 1.20 | 10.79 | 1.03 | 9.22 |
| 17.00 | 1.20 | 16.50 | 1.75 | 16.50 | 1.48 | 13.08 |
| 18.00 | 0.98 | 10.70 | 0.77 | 7.87 | 0.91 | 8.33 |
| 19.00 | 1.32 | 14.32 | 1.54 | 12.70 | 0.58 | 7.89 |
| 20,00 | 1.02 | 12.71 | 1.10 | 7.69 | 0.84 | 8.64 |
| 21.00 | 1.15 | 17.33 | 1.20 | 17.64 | 1.11 | 14.26 |

Source : SCB

1.4. Analyse des résultats des sondages

Vues les caractéristiques du sol, on adopte des fondations profondes sur pieux forés. Elles seront ancrées à une profondeur variant de 20,50m à 21,50m. En première approximation, on va prendre le diamètre des pieux à 0,80m.

2. CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU

La détermination de la force portante admissible d'un pieu nécessite les valeurs trouvées aux résultats des essais pressiométriques. Elle est obtenue par la formule suivante: $Q_{ad}=Q_P+Q_f$

Avec Q_{ad} : force portante admissible ;

Q_P : résistance à la pointe ;

Q_f : résistance au frottement.

Ces deux résistances doivent être équilibrées par une charge P, venant de la partie supérieure, supportée par le pieu.

2.1. Détermination de la résistance à la pointe

C'est une résistance due à la réaction du sol provoquée par la pénétration de l'extrémité inférieure du pieu. Elle est obtenue par la formule suivante :

$$Q_p=B[q_0+K(Pl_e-P_0)]$$

Avec B : section du pieu ($B = \pi D^2/4 = 0.5024 \text{ m}^2$) ;

q_0 : pression des terres situées au-dessus du niveau de fondation ;

K : facteur de portance ;

Pl_e : pression limite équivalente ;

P_0 : pression horizontale du terrain au niveau de l'essai pressiométrique .

Dans ce cas P_0 est négligeable

2.1.1. Calcul de la pression limite équivalent « Pl_e »

Puisque $2R = 0,80\text{m} < 1,00$, on utilise donc la formule suivante :

$$Pl_e = \sqrt[3]{Pl_{+1} \cdot Pl_0 \cdot Pl_{-1}}$$

Avec Pl_{+1} : pression limite mesurée à 1,00m au-dessus de la base de fondation ;

Pl_0 : pression limite au niveau de la base de fondation ;

Pl_{-1} : pression limite mesurée à 1,00m au-dessous de la base de fondation.

D'après le résultat des essais pressiométrique, on a :

$$Pl_{+1} = 1,10 \text{ MPa} \quad Pl_0 = 1,20 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad Pl_{-1} = 1,36 \text{ MPa}$$

D'où, on a : $Pl_e = 1,216 \text{ MPa}$

2.1.2. Détermination du facteur de portance K

La valeur du facteur de portance K se détermine à l'aide de l'abaque de MENARD en annexe. Il est en fonction de la catégorie du sol de fondation, du type de pieu et du rapport h_e / R ; où h_e est la profondeur relative d'encastrement ($h_e = 21m$) et R, le rayon du pieu.

$$\frac{h_e}{R} = \frac{21}{0,4} = 52,5$$

D'après le classement du sol de fondation (cf. annexe N°), le sol est de catégorie II, et on a des pieux forés ; donc l'abaque de MENARD donne $K = 2,53$.

2.1.3. Calcul de la pression des terres q_0

La pression des terres est obtenue par l'expression suivante :

$$q_0 = \sum \gamma_i h_i$$

Avec γ_i : poids volumique du sol à chaque couche ;

h_i : épaisseur de chaque couche.

On va citer ci-après le poids volumique de chaque nature de sol :

- $\gamma = 2 \text{ T/m}^3$ pour le sol argileux ;
- $\gamma = 1,2 \text{ T/m}^3$ pour le sol sableux ;
- $\gamma = 1,02 \text{ T/m}^3$ pour la tourbe et la vase ;
- $\gamma = 2,482 \text{ T/m}^3$ pour le grès siliceux.

Dans ce cas, le sol qui prédomine c'est le sol sableux. On prend donc : $\gamma = 1,2 \text{ T/m}^3$

D'où $q_0 = (3 \times 1,20) + (4 \times 1,20) + (5,5 \times 1,20) + (8,5 \times 1,20) = 25,5 \text{ T/m}^2 = 0,26 \text{ MPa}$

On peut maintenant calculer la résistance à la pointe :

$$Q_p = 0,5024 [0,26 + 2,53(1,216)]$$

$$Q_p = 167,62 \text{ T}$$

2.2. Détermination de la résistance due au frottement latéral:

La résistance due au frottement latéral est déterminée par la formule suivante :

$$Q_f = \frac{P}{F} \sum \tau_{fi} \cdot h_i$$

Avec : P : périmètre d'un pieu ($P = 2\pi R = 2,512 \text{ m}$) ;

F : coefficient de sécurité qui est égal à 2 ;

τ_{fi} : frottement latéral unitaire, en fonction du type de pieu et de la pression limite, obtenu à partir de l'abaque en annexe n°(09) ;

h_i : épaisseur de chaque couche.

D'après l'abaque en annexe n°(14), les valeurs de τ_{fi} sont données dans le tableau suivant :

Tableau 35: Valeur du frottement latéral unitaire

| Couche | Profondeur (m) | Nature du sol | Pression limite (MPa) | Hauteur (m) | (MPa) |
|--------|----------------|--|-----------------------|-------------|-------|
| 1 | 0 à 2,0 | sable argileux grisâtre | 0,20 | 2,0 | 0,04 |
| 2 | 2,0 à 3,5 | sable moyen limoneux grisâtre | 0,35 | 1,5 | 0,071 |
| 3 | 3,5 à 7,5 | sable moyen argileux grisâtre | 0,37 | 4 | 0,088 |
| 4 | 7,5 à 12,5 | sable fin micacée grisâtre | 1,045 | 5 | 0,127 |
| 5 | 12,5 à 21 | sable fin micacée de plus en plus compact grisâtre | 1,12 | 8,5 | 0,163 |

$$Q_f = \frac{2.512}{2} [(2 \times 0.04) + (1.5 \times 0.071) + (4 \times 0.088) + (5 \times 0.127) + (8.5 \times 0.163)]$$

$$Q_f = 321,402 \text{ T}$$

Finalement, on a :

$$Q_l = Q_p + Q_f = 167,62 + 321,402$$

$$Q_l = 489,022 \text{ T}$$

$$\text{Et } Q_{adm} = 0,5 Q_f + 0,7 Q_p = 308,79 \text{ T}$$

Chapitre II :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Pour la construction d'un ouvrage d'art précisément le pont, l'étude hydrologique est fondamentale pour assurer la pérennité et assurer la sécurité des usagers vis-à-vis de l'action des eaux. L'Etude hydrologique permet d'estimer le débit maximal de crue qui est nécessaire pour le calcul de l'Infrastructure du Pont. L'évaluation de ces débits de Projet est faite sur la base des données de précipitation et des caractéristiques des bassins versant drainés.

1. LES DONNEES DE PRECIPITATION

Les données de précipitation ont été déterminées et sont données dans le tableau suivant à partir des précipitations journalières enregistrées à la station de Mampikony de 1976 à 2006 :

Tableau 36: Extraits des normales de précipitation (mm et 1/10)

| MOIS | NORMALES | Nb de jours | Max de 24h | Date |
|-----------|----------|-------------|------------|---------|
| Janvier | 246.5 | 16.9 | 160.2 | 25/1970 |
| Février | 175.9 | 14.7 | 97.7 | 03/1965 |
| Mars | 188.8 | 15.1 | 198.4 | 19/1959 |
| Avril | 52.5 | 11.8 | 124.0 | 03/1974 |
| Mai | 22.0 | 11.7 | 37.3 | 23/1962 |
| Juin | 32.6 | 14.4 | 20.9 | 18/1960 |
| Juillet | 40.5 | 14.5 | 34.4 | 15/1965 |
| Aout | 38.2 | 14.4 | 50.2 | 23/1966 |
| Septembre | 20.7 | 10.9 | 12.0 | 07/1978 |
| Octobre | 27.4 | 9.4 | 70.6 | 20/1972 |
| Novembre | 87.9 | 10.8 | 81.0 | 29/1975 |
| Décembre | 177.2 | 14.8 | 93.5 | 27/1965 |

Source : Service de la Météorologie Ampasampito

On admet que les précipitations relevées en cette station sont représentatives des précipitations sur la zone d'étude.

2. LES LOIS DE PROBABILITES

L'analyse statistique des données journalières permet d'estimer les pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour.

Plusieurs méthodes de calculs hydrauliques sont basées sur les pluies journalières, aussi on effectue sur ces données les études statistiques dans le but de connaître la distribution fréquentielle de ces pluies. On essaie de lui ajuster une loi de distribution fréquentielle classique par exemple :

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

2.1. Loi de GIBRAT- GALTON :

Cette loi est obtenue à partir de la loi normale ou loi de Gauss par changement de variables appropriés. Elle a pour fonction de répartition :

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

2.1.1. Paramètres statistiques :

Un échantillon de N valeurs de X_i se caractérise d'une part par la valeur centrale comme la moyenne algébrique et d'autre part par des paramètres de dispersions.

2.1.1.1. Moyenne algébrique :

$$\bar{H} = \frac{1}{N} \sum H_i \text{ et on trouve } \bar{H} = 92,475 \text{ mm}$$

2.1.1.2. Variance de moment centré d'ordre 2 ou écart-type :

$$\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \sum (H_i - \bar{H})^2 ; \text{ soit } \sigma = 81,097$$

2.1.1.3. Moment centré d'ordre 3 :

$$\mu_3 = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum (H_i - \bar{H})^3 ; \text{ soit } \mu_3 = 13\,859,264$$

2.1.2. Paramètres d'ajustement : H_0 , a et b

On détermine H_0 par la méthode graphique ou par approximation successive en résolvant l'équation du 3^{ème} degré en $(H - H_0)$ par l'expression ci-après :

$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{H} - H_0)^3}{\sigma^2 + 3(\bar{H} - H_0)^2}$$

Et les paramètres d'ajustement a et b sont calculés à l'aide des équations déduites des moments. Ces expressions sont données par les formules ci-après :

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log \left(1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{H} - H_0)^2} \right)}} ; b = \frac{1,513}{a} - a \log(\bar{H} - H_0)$$

On trouve : $H_0 = -21,28217$; $a = 9,4887$ et $b = -19,11065$

D'où la variable réduite a pour expression :

$$u = 9,4887 \log(H + 21,2822) - 19,1107$$

Les calculs des hauteurs de pluie de fréquence donnée peuvent alors se faire avec l'aide d'une table de GAUSS qui donne les valeurs de u pour chaque valeur de F pendant un temps de retour T donnée. Le tableau suivant représente les résultats obtenus d'après la loi de Gibrat-Galton.

Tableau 37: Hauteur de pluie d'après la loi de GIBRAT-GALTON

| T[ans] | $F = 1 - 1/T$ | u | H (24 ; T) [mm] |
|--------|---------------|-------|-----------------|
| 20 | 0,95 | 1,645 | 177,6776 |
| 25 | 0,96 | 1,713 | 189,2392 |
| 50 | 0,98 | 2,054 | 215,7421 |
| 100 | 0,99 | 2,326 | 247,3433 |

2.2. Loi de GUMBEL :

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

Sa fonction de répartition est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{Avec } u = \alpha(H - H_0)$$

Où α et H_0 sont les paramètres d'ajustement de GUMBEL.

Les paramètres d'ajustement sont donnés par les expressions suivantes :

$$\frac{1}{\alpha} = 0,780\sigma \text{ et } H_0 = \bar{H} - 0,45\sigma ; \text{ où } \sigma \text{ et } H \text{ sont les paramètres statistiques.}$$

Après calcul, on a :

$$\alpha = 0,0485 \text{ et } H_0 = 74,1840 \Rightarrow u = 0,0485 (H - 74,1840)$$

Et la fonction de répartition s'écrit comme suit :

$$F(H) = e^{-e^{-0,0485(H-74,1840)}}$$

La détermination des hauteurs de pluie est obtenue par cette équation

$$u = -\ln(-\ln F)$$

Tableau 38: Hauteur de pluie d'après la loi de GUMBEL

| T[ans] | $F = 1 - 1/T$ | u | H (24 ; T) [mm] |
|--------|---------------|-------|-----------------|
| 20 | 0,95 | 2,970 | 185,9326 |
| 25 | 0,96 | 3,200 | 197,1317 |
| 50 | 0,98 | 3,902 | 234,6346 |
| 100 | 0,99 | 4,600 | 256,0304 |

2.3. Les lois de FRECHET et de GOODRICH

Ces lois ont respectivement pour fonction de répartition :

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

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

Où : A, H₀, n et α sont les paramètres qu'on doit déterminer.

2.3.1. Paramètres pour la loi de FRECHET

$$\log \bar{H} = \frac{1}{N} \sum \log H_i = 1,9156 \text{ et } \sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum (\log H_i - \log \bar{H})^2} = 0,1317$$

$$\text{Alors } \frac{1}{\alpha} = 0,780\sigma \Rightarrow \alpha = 9,654 \text{ et } \log H_0 = \log \bar{H} - 0,45\sigma = 1,8563$$

$$u = 9,7346(\log H - 1,8563)$$

On a les hauteurs de pluie journalière dans le tableau ci-après :

Tableau 39: Hauteur de pluie d'après la loi de FRECHET

| T[ans] | $F = 1 - 1/T$ | u | H (24 ; T) [mm] |
|--------|---------------|-------|-----------------|
| 20 | 0,95 | 2,970 | 198,9947 |
| 25 | 0,96 | 3,199 | 210,0643 |
| 50 | 0,98 | 3,902 | 259,7723 |
| 100 | 0,99 | 4,600 | 300,2341 |

2.3.2. Paramètres d'ajustements pour la loi de GOODRICH :

L'expression suivante permet de déterminer le paramètre n

$$\varphi(n) = \frac{\mu_3}{\sigma^3}$$

Or l'expression de $\varphi(n)$ est donnée par la relation suivante :

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

Où $\Gamma_1, \Gamma_2, \Gamma_3$ sont les intégrales Eulériennes de seconde espèce avec :

$$\Gamma_1 = \Gamma(n+1) ; \Gamma_2 = \Gamma(2n+1) ; \Gamma_3 = \Gamma(3n+1)$$

Les deux paramètres H_0 et A se calculent au moyen des relations suivantes :

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

Avec $H = 86,079$; $\sigma = 26,4335$ et $U_3 = 13\,859,264$

On trouve : $\varphi(n) = 0,7504$

Et par interpolation des valeurs trouvées dans le tableau 16, on peut déduire la valeur de n : $n = 0,5449$

A l'aide d'un abaque en annexe N°7

$$\Gamma_1 = \Gamma(1,5449) = 0,8885181$$

$$\Gamma_2 = \Gamma(2,0898) = 1,0413529$$

$$\Gamma_3 = \Gamma(2,6347) = 1,4677939$$

Après calcul, on a les valeurs de H_0 et A tels que : $H_0 = 39,282$ et $A = 6,928 \cdot 10^{-4}$

La fonction de répartition s'écrit donc comme suit :

$$F(H) = 1 - e^{-0,0006928(H-39,282)^{\frac{1}{0,5449}}}$$

Tableau 40: Hauteur de pluie d'après la loi de GOODRICH

| T[ans] | $F = 1 - 1/T$ | u |
|--------|---------------|----------|
| 20 | 0,95 | 187,6521 |
| 25 | 0,96 | 195,8686 |
| 50 | 0,98 | 231,4702 |
| 100 | 0,99 | 249,0351 |

2.4. La loi de PEARSON III :

La loi de Pearson III est utilisée souvent pour l'analyse statistique des débits extrêmes : crues et étiages.

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

$$u = aH$$

La fonction de répartition s'écrit comme suit :

$$F(H) = \frac{a^Y}{\Gamma(Y)} \int_0^H e^{-aH} H^{Y-1} dH$$

Dans cette formule, Y est la fonction d'Euler et a^Y étant des paramètres d'ajustement qui interviennent dans le calcul.

$$\varphi(Y) = \log \bar{H} \sum \log H_i$$

Soit $\varphi(Y) = 0,0193$

D'après le tableau en ANNEXE 2 qui donne la valeur de φ en fonction de Y, on a, après interpolation :

$$Y = 11,41667 \text{ et } a = \frac{Y}{\bar{H}} = \frac{11,41667}{86,079} = 0,133$$

Ainsi, la fonction de répartition devient :

$$F(H) = \frac{0,133^{11,41667}}{\Gamma(11,41667)} \int_0^H e^{-0,133H} H^{10,41667} dH$$

Pour déterminer les hauteurs de pluie de fréquence donnée, on utilise la table de PEARSON qui donne F(u), en fonction de la variable réduite u et du paramètre Y

Tableau 41: Hauteur de pluie d'après la loi de PEARSON III

| T[ans] | $F = 1 - 1/T$ | u | H (24 ; T) [mm] |
|--------|---------------|--------|-----------------|
| 20 | 0,95 | 17,500 | 184,5790 |
| 25 | 0,96 | 18,114 | 193,1947 |
| 50 | 0,98 | 19,342 | 225,4261 |
| 100 | 0,99 | 20,683 | 242,5139 |

3. TEST DE VALIDITE DE L'AJUSTEMENT :

3.1. Généralité :

Le test de validité de l'ajustement permet de juger si les lois appliquées sont parfaitement acceptables ou non. Pour représenter la distribution statistique des H (24, T), des lois convenables qui fournissent le résultat relativement bien groupé très homogène.

L'un des tests le plus utilisés est le test de ki-deux χ^2 .

3.2. Méthode pratique de calcul :

L'échantillon des N valeurs classées par ordre décroissant ou croissant est divisé en k classes arbitraires telles que chaque classe i contienne au minimum un nombre $n_i > 5$ des valeurs expérimentales.

On détermine ensuite les nombres théoriques des valeurs contenues dans la classe i par la relation suivante :

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

On calcule la valeur de χ^2 définie par l'expression suivante :

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

Avec n_i : nombre des valeurs expérimentales dans la classe i ;

v_i : nombre théorique des valeurs contenues dans la classe i .

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

Avec k : nombre de classe d'échantillon ;

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

- $p = 3$ pour les lois de GIBRAT- GALTON et de GOODRICH (\bar{H} , σ , u_3) ;
- $p = 2$ pour la loi de PEARSON (\bar{H} , $\log \bar{H}$);
- $p = 2$ pour les lois de GUMBEL et FRECHET(\bar{H} , σ).

On recherche, sur la table de distribution χ^2 de Pearson la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté λ . Si cette probabilité est supérieure à 0,05, l'ajustement est satisfaisant et si elle est inférieure à 0,05 ; l'ajustement soit mauvais, donc il est préférable de le rejeter.

3.3. Jugement des différents lois par le test de χ^2 :

Divisons l'échantillon de 33 hauteurs enregistrées par le service de la Météorologie à Ampandrianomby (1968- 2000) en 5 classes.

Tableau 42: Classement de l'échantillon

| N° de classe | Bornes de H_i | Nombre expérimental n_i |
|--------------|-----------------|---------------------------|
| 1 | >100 | 7 |
| 2 | 100-80 | 9 |
| 3 | 80-75 | 5 |
| 4 | 75-66 | 7 |
| 5 | <66 | 5 |

3.3.1. Test de la loi GIBRAT-GALTON :

Sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(H) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} \quad \text{Avec } u = 9,4887 \log(H + 21,2822) - 19,1107$$

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

Après calcul, on a:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 4,4837$$

Le nombre de degré de liberté est $\lambda = k - 1 - p = 5 - 1 - 3 = 1$ Les tables de PEARSON donnent pour ces valeurs une probabilité de $P(\chi^2) = 0,036 < 0,05$ donc la loi de GIBRAT- GALTON doit être rejetée.

3.3.2. Test de la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition s'écrit sous la forme :

$$F(H) = e^{-e^{-0,0485(H-74,1840)}}$$

Le calcul a donné les valeurs de $\chi^2 = 3,1634$ et $\lambda = 2$ la probabilité correspondante est $P(\chi^2) = 0,207 > 0,05$.

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

3.3.3. Test de la loi de GOODRICH :

Pour cette loi, la fonction de répartition s'écrit :

$$F(H) = 1 - e^{-0,0006928(H-39,282)^{\frac{1}{0,5449}}}$$

En effectuant les calculs avec les mêmes classes précédentes, nous aurons les résultats suivants :

$\chi^2 = 0,5158$; $\lambda = 2$; on aura $P(\chi^2) = 0,0204 < 0,05$; Donc la loi de GOODRICH est inacceptable pour représenter la distribution fréquentielle des hauteurs de pluies.

3.3.4. Test de la loi de FRECHET :

Elle a pour fonction de répartition :

$$F(H) = 1 - e^{-e^{-9,7346(\log H - 1,8563)}}$$

Ce qui donne pour 5 classes étudiées :

$$\chi^2 = 2,254$$
 ; $\lambda = 2$; on trouve $P(\chi^2) = 0,327 > 0,05$

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

3.3.5. Test de la loi de PEARSON III :

Sa fonction de répartition (non dépassement) s'écrit :

$$F(H) = \frac{0,133^{11,41667}}{\Gamma(11,41667)} \int_0^H e^{-0,133H} H^{10,41667} dH$$

Les tables de PEARSON donnent les valeurs de $F(H)$ en fonction de $Y = 11,41667$ et $u=0,133 H$.

Après calcul, on a les résultats suivants :

$$\chi^2 = 4,9239 ; \lambda = 2 ; \text{on aura } P(\chi^2) = 0,088 > 0,05$$

La loi de PEARSON III est acceptable pour représenter la distribution statistique des 33 échantillons des pluviométries annuelles étudiées.

Tableau 43: Récapitulation des hauteurs de pluies

| Loi de Distribution | Hauteur de pluies en [mm] | | | P (χ^2) |
|---------------------|---------------------------|-----------|------------|----------------|
| | H (24,25) | H (24,50) | H (24,100) | |
| GIBRAT-GALTON | 189,6776 | 215,2392 | 247,3433 | 0,036 |
| GUMBEL | 197,1317 | 234,6346 | 256,0304 | 0,207 |
| FRECHET | 210,0643 | 259,7725 | 300,2341 | 0,327 |
| GOODRICH | 195,8686 | 231,4702 | 249,0351 | 0,021 |
| PEARSON III | 193,1945 | 225,4261 | 242,5139 | 0,088 |

Les lois de GUMBEL, de FRECHET et de PEARSON III sont acceptables pour représenter la distribution statistique des hauteurs de pluie à Mampikony.

On adopte à la loi de FRECHET qui est la plus contraignante pour représenter les valeurs des averses pour les différentes périodes afin de bien caler l'ouvrage pour assurer sa sécurité.

4. INTERVALLE DE CONFIANCE :

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

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

4.1. Degré de confiance :

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

- 95% pour les projets importants économiquement et/ou exigeant une sécurité élevée ;



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

4.2. Détermination de l'intervalle de confiance :

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

Si $\log H_T$ est la valeur donnée par la loi de FRECHET pour les averses théoriques de temps de retour T , la valeur réelle $\log H_T$ des averses est telle que :

$$\log^* H_T - K_2 \sigma < \log H_T < \log^* H_T + K_1 \sigma$$

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

σ : écart type quadratique moyen.

Pour $T=100$ ans, $N = 33$ et pour un seuil de confiance de 95%, on aura :

$$\sqrt{N} = 6,7446 ; K_1 = 1,59 ; K_2 = 0,99 \text{ et } \sigma = 0,1317 ;$$

$$\text{Alors, } 2,127 < \log H_T < 2,466 \Leftrightarrow 133,968 \text{ mm} < H_T < 292,415 \text{ mm}$$

4.3. Conclusion :

Pour le choix de période de retour $T= 50$ [ans] et pour un seuil de confiance 95%, la pluviométrie théorique $H(24,50) = 259,7725$ mm de FRECHET tombe très bien dans l'intervalle de confiance] 133,968 ; 292,415[

On note que les valeurs théoriques trouvées par les lois de GUMBEL, PEARSON III sont trouvées dans l'intervalle de confiance selon la loi de FRECHET.

Dans la zone d'étude, la hauteur de pluie maximale en 24 heures de période de retour P est récapitulée dans le tableau ci-après :

Tableau 44: Hauteur de pluie maximale (mm)

| Période de retour P | Averse journalière H (24) |
|---------------------|---------------------------|
| 25ans | 210 mm |
| 50ans | 260 mm |
| 100 ans | 300 mm |

Chapitre III :

CALAGE DU PONT D'AMPAPAMENA

D'après les propositions citées ci-dessus, on va passer au calage du pont d' Ampapamena situé au PK 89+434.

1. BASSIN VERSANT

Le Bassin Versant qu'on va étudier est celui d'Andranomiditra, qui alimente la rivière d'Ampapamena. Les principales caractéristiques du bassin versant nécessaires à l'estimation des débits de crues sont :

- La superficie (S) ;
- Le périmètre (P) ;
- La longueur du plus long cheminement hydraulique (L) ;
- La pente moyenne (I) avec $I = Dm / L$;
- L'occupation du sol et la couverture végétale ;
- L'altitude maximale (Z_{max}) ;
- L'altitude minimale (Z_{min}) ;
- La dénivelée (Dm) avec $Dm = 0,95(Z_{max} - Z_{min})$.

Ces caractéristiques ont été déterminées à l'aide des cartes FTM à l'échelle 1/100.000 et des informations recueillies sur terrain au cours des travaux de reconnaissance, en vue de l'établissement du projet d'APS.

1.1. Surface et Périmètre du Bassin Versant

Un bassin versant est défini en premier lieu par sa surface et son périmètre. Plus la surface du bassin versant est plus grande, plus le volume de la crue écoulee sera important. Au niveau du point d'implantation d'ouvrages de franchissement concernés par le projet, les superficies des bassins versants sont obtenues à partir de la carte FTM à l'échelle 1/500.000, et à l'aide du logiciel AUTOCAD. Après calcul on a trouvé respectivement es deux paramètres suivants :

- Surface $S = 6515 \text{ km}^2$
- Périmètre $P = 505 \text{ km}$

1.2. Forme du bassin versant

La forme du bassin versant est importante sur le temps mis par l'eau de ruissellement pour parvenir à l'exutoire. Or l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie

donnée sera très différente par la même surface suivant la forme du bassin versant. Pour représenter cette caractéristique, on a besoin du coefficient appelé indice de compacité de GRAVELIUS « K » que l'on représente par la formule suivante :

$$K = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$K = 0.28 \times \frac{505}{\sqrt{6515}} = 1.75$$

On obtient $K = 1.75$

Comme $K > 1$, donc le bassin versant est de forme allongée.

1.3. Rectangle équivalent

Pour le rectangle équivalent, il s'agit de transformer géométriquement le bassin versant en rectangle de même surface, de même périmètre et de même valeur de coefficient de compacité de GRAVELIUS K.

La longueur du rectangle est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$$

On a comme résultat de l'application numérique : $L = 222.97 \text{ km}$

La largeur du rectangle équivalent est donnée par :

$$l = \frac{P}{2} - L$$

On trouve : $l = 29.53 \text{ km}$

1.4. Pente moyenne du bassin versant

$$I = \frac{DH}{L} = \frac{Z_5 - Z_{95}}{L}$$

Avec I : pente moyenne du bassin versant (en m/km) ;

DH : dénivelée (en m) ;

L : longueur du rectangle équivalent (en km) ;

Z_5 : côte relative à 5% de la surface du bassin versant (en m) ;

Z_{95} : côte relative à 95% de la surface du bassin versant (en m).

On trouve : $Z_5 = 44.7\text{m}$

$$Z_{95} = 752.3\text{m}$$

On a donc: $I = 3.17\text{m/km}$

Les caractéristiques du bassin versant sont récapitulées dans le tableau ci-après:

Tableau 45: Caractéristiques du bassin versant.

| Localisation | Bassin versant | COTES (m) | | | L (km) | I (m/km) | P (km) | S (km ²) |
|--------------|----------------|------------------|------------------|----------------|--------|----------|--------|----------------------|
| | | Z _{max} | Z _{min} | D _m | | | | |
| PK 89+434 | Andranomiditra | 1251 | 44 | 707,6 | 222,7 | 3,17 | 505 | 6515 |

2. ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE

L'estimation des débits de crue est indispensable afin de dimensionner l'ouvrage. La méthode d'estimation de ce débit dépend de la surface du Bassin Versant.

Pour les petits Bassins Versants de superficie supérieure à 5km², c'est la méthode de Louis Duret qui est la plus utilisée à Madagascar. Il s'agit d'une méthode synthétique établie à partir d'observations sur une quarantaine de bassins à Madagascar.

Pour une superficie du Bassin Versant inférieure à 150 km² :

$$Q = 0,009 \times S^{0,32} \times I^{0,25} \times P^{1,39}$$

Pour une superficie du Bassin Versant supérieure à 150 km².

$$Q = 0.025 \cdot S^{0.8} \cdot I^{0.32} \cdot H(24; P) \left(1 - \frac{36}{H}\right)^2$$

Pour les petits Bassins Versants dont la superficie est inférieure à 4km², la méthode rationnelle est plus indiquée.

Elle s'écrit comme suit : $Q_T = 0.278 \times C \times i(t) \times S$

Avec : QT: débit exprimé en m³/s ;

S : superficie du BV en Km² ;

i (t) : intensité de pluie selon la fréquence ;

C : Coefficient de ruissellement.

Le coefficient de ruissellement est le coefficient relatif à une zone déterminée, il est le rapport entre la quantité d'eau écoulée par la zone considérée et la quantité d'eau reçue par cette zone. Pour les Petits Bassins versants le coefficient de ruissellement adopté est de 0.42.

Dans ce cas la superficie du Bassin Versant est de S = 6515 km² qui est largement supérieure à 10km² ; on adopte donc la méthode de Louis DURET.

La formule de cette méthode est la suivante :

$$Q = 0.025 \cdot S^{0.8} \cdot I^{0.32} \cdot H(24; P) \left(1 - \frac{36}{H}\right)^2$$

Avec S : surface du bassin versant (S = 6515km²) ;

I : pente du bassin versant (I = 3.17m/km) ;

H (24, P) : averse journalière (en mm) ;

Q : débit de crue calculé (en m³/s).

En considérant l'averse journalière trouvée dans l'étude hydrologique, les débits de crue obtenus par application des méthodes présentées ci-dessus sont rassemblés sur le tableau ci-après :

Tableau 46: Débit de crue par période de retour

| Localisation | Rivière | SBV (km ²) | Débit de crue (m ³ /s) | | |
|--------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-----------------|------------------|
| | | | Q ₂₅ | Q ₅₀ | Q ₁₀₀ |
| PK89+434 | Bemarivo | 6515 | 5865,29297 | 7851,14859 | 9451,420979 |

Pour le dimensionnement du pont, on utilise le débit Q₅₀ qui est de 7851,149 m³/s
 NB : D'après l'analyse hydrologique, la rivière de Bemarivo se divise en deux à Andranomiditra, donc une partie alimente la rivière d'Ampapamena. Outre à Ampapamena, l'écoulement se répartit aussi en deux, le maintien du radier existant justifie la conception d'un seul pont. Donc on a comme débit à évacuer :

$$Q_{50} = \frac{7851,149}{4} = 1962,787 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. DETERMINATION DE LA COTE NATURELLE DE L'EAU

La cote naturelle de l'eau est déterminée par la formule de MANNING STRICKLER qui s'exprime de la façon suivante, connaissant le débit Q de crue dans les calculs hydrologiques et les caractéristiques géométriques du cours d'eau :

$K = \frac{1}{n}$: Coefficient de rugosité

$$V = K \cdot R_H^{1/2} \cdot I^{1/2} \quad Q = S \cdot V = K \cdot S \cdot R_H^{1/2} = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R_H^{1/2} \cdot I^{1/2}$$

Avec : S : section mouillée en m²

R_H : rayon hydraulique en m (R_H = S / P) où P est le périmètre mouillé

I : pente en m/m

Puisqu'on a un fond du lit en terre, alors $n = 0.030$. L'objectif c'est de calculer la hauteur correspondant au débit Q₅₀ = 1962,787 m³/s, d'où on a le tableau suivant :

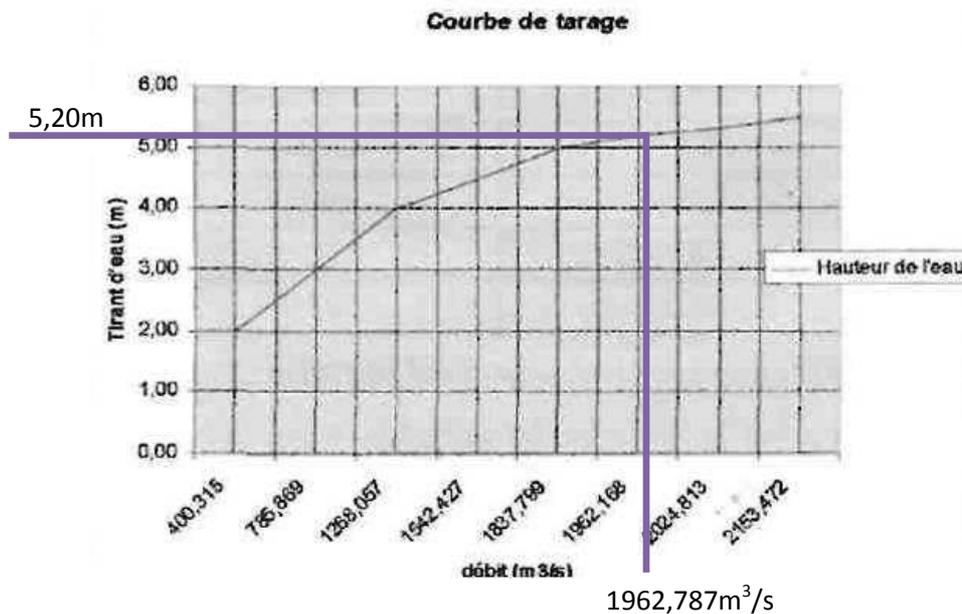
Tableau 47: Détermination de la valeur de H correspondant au débit Q

| Tirant d'eau | P(m) | S(m ²) | I(m/m) | RH(m) | Q(m ³ /s) |
|--------------|---------|--------------------|--------|-------|----------------------|
| 2,00 | 125,656 | 244,000 | 0,001 | 1,942 | 400,315 |
| 3,00 | 128,485 | 369,000 | 0,001 | 2,872 | 785,869 |
| 4,00 | 131,313 | 496,000 | 0,001 | 3,777 | 1268,057 |

Tableau 48: Détermination de la valeur de H correspondant au débit Q (suite)

| Tirant d'eau | P(m) | S(m ²) | I(m/m) | RH(m) | Q(m ³ /s) |
|--------------|---------|--------------------|--------|-------|----------------------|
| 4,50 | 132,727 | 560,250 | 0,001 | 4,221 | 1542,427 |
| 5,00 | 134,142 | 625,000 | 0,001 | 4,659 | 1837,799 |
| 5,20 | 134,708 | 651,140 | 0,001 | 4,834 | 1962,168 |
| 5,30 | 134,990 | 664,090 | 0,001 | 4,920 | 2024,813 |
| 5,50 | 135,556 | 690,250 | 0,001 | 5,092 | 2153,472 |

D'après ce tableau, on peut tracer la courbe suivante qui est la courbe de tarage, pour déterminer la hauteur d'eau correspondant au débit



D'après la courbe, on obtient $h = 5,20$ m, le tirant d'eau correspondant au débit $Q = 1962,787$ m³/s

3.1. Détermination de la surélévation du niveau de l'eau

Une surélévation de l'eau est apparue par l'étranglement de la section d'écoulement d'un cours d'eau qui est à son tour provoqué par la présence d'un ouvrage et de ses remblais d'accès.

Il faut donc calculer cette surélévation pour éviter le risque de débordement de l'eau et pour déterminer les caractéristiques de l'ouvrage et des remblais d'accès.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2g \cdot C^2 \cdot S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f$$

Avec $\frac{Q^2}{2g \cdot C^2 \cdot S_0^2}$: la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont ;

$\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$: la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont ;

Δhf : la perte de charge résultant du frottement.

On va étudier par la suite ces trois termes.

Les caractéristiques de l'écoulement obtenues à partir des profils en travers levés sur site, pour la crue centennale, sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 49: Caractéristiques de l'écoulement au débit de crue

| | Lit majeur rive droite | Lit mineur | Lit majeur rive gauche |
|------------------------------------|------------------------|------------|------------------------|
| Périmètre mouillé (m) | 7,35 | 130,43 | 7,35 |
| Surface mouillée (m ²) | 13,52 | 624,00 | 13,52 |
| Rayon hydraulique (m) | 1,84 | 4,78 | 1,84 |
| Largeur (m) | 5,2 | 109,6 | 5,2 |
| Coeff. de MANNING K | 33 | 36 | 33 |
| Pente (m/km) | 0.001 | 0.001 | 0.001 |

On considère que la morphologie du cours d'eau change très peu dans toute la zone de franchissement et les caractéristiques ci-dessus sont valables en amont et en aval du futur ouvrage.

Le coefficient de transfert T_{AM} en amont sera donc :

- $T_{AM} = T_d + T_m + T_g = K_d \cdot R_d^{2/3} \cdot S_d + K_m \cdot R_m^{2/3} \cdot S_m + K_g \cdot R_g^{2/3} \cdot S_g$
- $T_{AM} = 33 \cdot (1,84)^{2/3} \cdot 13,52 + 36 \cdot (4,78)^{2/3} \cdot 624 + 33 \cdot (1,84)^{2/3} \cdot 13,52$
- $T_{AM} = 64453,135 \text{ m}^3/\text{s}$

En présence de l'ouvrage pour la côte Z_{100} , les caractéristiques de l'écoulement déterminées sur le profil en travers sont les suivantes :

Tableau 50: Caractéristiques de l'écoulement en présence de l'ouvrage

| | Lit majeur rive droite | Lit mineur | Lit majeur rive gauche |
|------------------------------------|------------------------|------------|------------------------|
| Périmètre mouillé (m) | 12,55 | 130,43 | 12,55 |
| Surface mouillée (m ^a) | 13,52 | 624 | 13,52 |
| Rayon hydraulique (m) | 1,08 | 4,78 | 1,08 |
| Coeff. de MANNING K | 33 | 36 | 33 |

Le coefficient de transfert T_0 au pont sera donc :

- $T_{AM} = T_{d0} + T_{m0} + T_{g0} = K_{d0} \cdot R_{d0}^{2/3} \cdot S_{d0} + K_{m0} \cdot R_{m0}^{2/3} \cdot S_{m0} + K_{g0} \cdot R_{g0}^{2/3} \cdot S_{g0}$
- $T_{AM} = 33 \cdot (1,08)^{2/3} \cdot 13,52 + 36 \cdot (4,78)^{2/3} \cdot 624 + 33 \cdot (1,04)^{2/3} \cdot 13,52$
- $T_{AM} = 64056,212 \text{ m}^3/\text{s}$

Le coefficient m de transfert relatif est :

- $m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}} = 1 - \frac{64056,212}{64453,135}$
- $m = 0,006$

3.1.1. Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont

La perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont est donnée par la formule suivante :

$$\frac{Q^2}{2g \cdot C^2 \cdot S_0^2}$$

Avec Q : débit de crue ($Q = 1962.787 \text{ m}^3/\text{s}$) ;

g : accélérateur de pesanteur ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$) ;

S_0 : total de la section mouillée ($S_0 = 651.04 \text{ m}^2$) ;

C : coefficient de débit.

Le coefficient de débit C est donné par la formule suivante :

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

✓ Coefficient de contraction C_c

Ce coefficient dépend de m et b/Bo

Avec m : coefficient de transfert relatif ($m = 0.006$) ;

b : largeur des remblais d'accès à l'endroit des culées ($b = 10.00\text{m}$) ;

Bo: débouché linéaire efficace du pont ($Bo = 120\text{m}$).

D'où on trouve : $\frac{b}{B_0} = 0,083$

Pour $m = 0.006$ et $b/B_0 = 0.083$, l'abaque en annexe n°6 donne $C_c = 0.98$

✓ Coefficient d'entrée C_E

Puisqu'on a un pont à culée verticale, son mur en aile et le remblai étant taluté à 1/1, on a donc $C_E = 1$

✓ Coefficient de biais C_ϕ

Comme on a un type de pont droit c'est-à-dire l'axe du pont est perpendiculaire à la ligne d'écoulement, donc on a $C_\phi = 1$.

✓ Coefficient C_P dépendant des piles

On suppose que le pont a 3 travées de 40,00m et comporte $n = 2$ piles composées de 2 pieux de $P = 0.8 \text{ m}$ de diamètre.

D'où : $\frac{nP}{B_0} = \frac{2 \times 0,8}{120} = 0.0133$

Pour $\frac{b}{B_0} = 0.083$; $m = 0.006$; $\frac{nP}{B_0} = 0.0133$ l'abaque en annexe n°6 donne :

$C_p = 0,95$.

✓ Coefficient C_F dépendant du nombre de FROUDE

Le nombre de FROUDE se détermine comme suit :

$$F = \frac{Q}{S_{AV} \cdot \sqrt{g \cdot Y_{AV}}}$$

Avec Q : débit de crue ;

$$S_{AV} = S_d + S_m + S_g = 13,52 + 624 + 13,52 = 651,04 \text{m}^2$$

Y_{AV}: profondeur moyenne

$$Y_{AV} = \frac{S_{AV}}{B_{AV}} = \frac{651,04}{120} = 5,42$$

D'où on a :

$$F = \frac{1962,787}{651,04 \times \sqrt{9,8 \times 5,42}} = 0,413$$

L'annexe n°7 donne C_F = 0.95

✓ Coefficient d'excentrement C_x

Le pont coupe le lit majeur sur 5,20m dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\text{En rive droite : } S_b = 13,52 \text{m}^2 ; P_b = 12,55 \text{m} ; R_b = 1.08 \text{m} ;$$

$$\text{Alors } T_b = K_b \cdot R_b^{2/3} \cdot S_b = 33 \times (1,08)^{2/3} \times 13,52 = 469,408 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{En rive gauche : } S_a = 13,52 \text{m}^2 ; P_a = 12,55 \text{m} ; R_a = 1.08 \text{m} ;$$

$$\text{Donc } T_a = K_a \cdot R_a^{2/3} \cdot S_a = 33 \times (1,08)^{2/3} \times 13,52 = 469,408 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{On a : } \frac{T_a}{T_b} = 1 ; \text{ l'annexe n}^\circ 6 \text{ donne } C_x = 1$$

✓ Coefficient de profondeur relative d'eau C_y

$$\text{Pour le projeté, on a : } y_A = 5,20 \text{ m} ; y_B = 5,20 \text{ m} \Rightarrow \frac{y_A + y_B}{2B_0} = \frac{5,20 + 5,20}{2 \times 120} = 0,043$$

$$\text{Pour } m = 0.006 \text{ et } \frac{y_A + y_B}{2B_0} = 0,043 \text{ l'abaque en annexe donne } C_y = 0.99$$

✓ Coefficient de submersion C_s

Comme la mise en charge du pont est à éviter c'est-à-dire la submersion n'est pas considérée, donc on a C_s = 1

Alors, le coefficient de débit C sera :

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

$$C = 0,98 \times 1 \times 1 \times 0,95 \times 0,95 \times 1 \times 0,99 \times 1 = 0,875$$

La perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques est donc :

$$\frac{Q^2}{2g \cdot C^2 \cdot S_0^2} = \frac{(1962,787)^2}{2 \times 9,8 \times (0,875)^2 \times (651,04)^2} = 0,605 \text{ m}$$

3.1.2. Pression dynamique

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

Avec α : coefficient d'homogénéité de la distribution de la vitesse ;

V_{AM} : vitesse.

Le coefficient α se détermine comme suit :

$$\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \cdot \sum \frac{T_{iAM}^3}{S_{iAM}^2} = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} (K_d^3 \cdot R_d^2 \cdot S_d + K_m^3 \cdot R_m^2 \cdot S_m + K_g^3 \cdot R_g^2 \cdot S_g)$$

$$\alpha = \frac{(651,04)^2}{(64453,135)^3} [(33)^3 \cdot (1,84)^2 \cdot 13,52 + (33)^3 \cdot (4,78)^2 \cdot 624 + (33)^3 \cdot (1,84)^2 \cdot 13,52]$$

$$\alpha = 0,81$$

La vitesse se détermine comme suit :

$$V_{AM} = \frac{Q}{S_{AM}} = \frac{1962,787}{651,04} = 3,014 \text{ m/s}$$

La pression dynamique est alors :

$$\alpha \cdot \frac{V_{AM}^2}{2g} = 0,81 \times \frac{(3,014)^2}{2 \times 9,8} = 0,37 \text{ m}$$

3.1.3. Perte de charge par frottement

Elle est obtenue par la formule suivante :

$$\Delta H_f = B_0 \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2$$

$$\Delta H_f = 120 \times \left(\frac{1962,787}{64453,135} \right)^2 + 10 \left(\frac{1962,787}{64056,212} \right)^2$$

$$\Delta H_f = 0,12 \text{ m}$$

En définitive, pour le pont de 120 m projeté, la surélévation est de :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2g \cdot C^2 \cdot S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f$$

$$\Delta Z = 0,605 + 0,37 + 0,12$$

$$\Delta Z = 1,09 \text{ m}$$

3.2. Détermination de la Côte Sous Poutre

La Côte Sous Poutre notée Z_{SP} est obtenue par la relation suivante :

$$Z_{SP} = PHEC + TA$$

Avec PHEC : Plus Hautes Eaux Cycloniques ;

$$\text{La valeur des PHEC est : } PHEC = \Delta Z + h$$

Avec ΔZ : surélévation de l'eau ($\Delta Z = 1,09 \text{ m}$)

h : hauteur naturelle de l'eau

$$PHEC = 1,09 + 5,20\text{m} = 6,29\text{m}$$

TA : le tirant d'air .Pour un pont à longueur supérieure à 50m, TA = 1,50m.

$$\text{D'où on a : } Z_{SP} = 6,29 + 1,5 = 7,79\text{m}$$

$$Z_{SP} = 7,79\text{m}$$

4. PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT :

Les problèmes d'affouillement sont fréquents sur les ouvrages hydrauliques. En effet, il faut déterminer sa profondeur afin d'éviter les accidents qui peuvent survenir.

La profondeur d'affouillement au droit des piles de pont se détermine par la somme des différentes profondeurs suivantes :

- Une profondeur due à la réduction de section de la cours d'eau par la présence des remblais d'accès ;
- Une profondeur normale d'affouillement résultant d'une modification des débits ;
- Une profondeur locale due à la présence des piles.

4.1. Profondeur due à la réduction de section du cours d'eau H_R :

Pour ce cas, la section du cours d'eau n'est pas rétractée par les remblais d'accès, par suite, la profondeur d'affouillement, due à cette réduction, ne sera pas considérée, alors on a $H_R = 0$ m.

4.2. Profondeur normale d'affouillement H_n :

Cette profondeur est déterminée par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \text{Si } d_{90} < 6\text{mm} ; & H_n = 0,48Q_0^{0,36} - \frac{A_1}{B_m} S_i \\ \text{Si } d_{90} \geq 6\text{mm} ; & H_n = 0,249Q_0^{-0,5} d_{90}^{-0,11} B_m^{-0,5} - \frac{A_1}{B_m} \end{cases}$$

Où : Q_0 est le débit du projet ;

d_{90} : Dimension caractéristique de l'échantillon à la profondeur H_n .

A_1 : Section mouillée de la rivière correspondant au PHE du projet ;

B_m : Largeur au miroir du lit mineur de la rivière correspondant à la crue du projet.

On suppose que d_{90} soit inférieur à 6 mm. Pour $Q_0 = 1962,787 \text{ m}^3/\text{s}$,

$$A_1 = 624 \text{ m}^2 \text{ et } B_m = 109,6 \text{ m.}$$

Ainsi, on trouve $H_n = 1,663\text{m}$.

4.3. Profondeur d'affouillement local due à la présence des piles H_{LC}

La profondeur d'affouillement due à la présence d'une pile se détermine par la formule de BREUSERS :

$H_{LC} = 1,4 \times P$ où P est la largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement. On adopte $P = 0,80\text{m}$

Alors $H_{LC} = 1,4 \times 0,80 = 1,12\text{ m}$.

Par suite, la profondeur définitive d'affouillement sera :

$$H = H_n + H_R + H_{LC} = 1,331 + 0 + 1,12 = 2,451\text{ m}$$

4.4. Protection contre l'affouillement :

Il ya trois méthode des protections directes contre les affouillements :

- Réduction des affouillements par un caisson de fondation ;
- Réduction des affouillements par une collerette plane circulaire ;
- Réduction des affouillements par tapis d'embrochements.

Cette dernière méthode est la plus utilisée. Elle consiste à déverser des blocs d'embrochement de diamètre adéquat dans la fosse d'affouillement. On utilise des matériaux qui présentent une résistance mécanique élevée comme le granite.

Selon la formule d'IZBASH, le diamètre des embrochements est donné par la formule suivante :

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

V_{\max} : vitesse de l'écoulement correspondant à Q_{50} , $V_{\max} = 3,014\text{ m/s}$;

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

ρ : masse volumique de l'eau, $\rho = 1\,000\text{ kg/m}^3$;

ρ_s : masse volumique de l'embrochement $\rho_s = 2\,600\text{ kg/m}^3$;

Le calcul a donné, $d = 0,80\text{ m}$

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.

Chapitre IV :

ETUDE DES VARIANTES

1. BUTS ET HYPOTHESES GENERALES

1.1. But :

Dans ce chapitre, le but est de retenir la variante qui a une structure plus rationnelle du point de vue faisabilité, technique et économique en tenant compte des contraintes d'ordre naturel et fonctionnel.

La comparaison des variantes sera effectuée suivant les critères ci-après :

- Le coût de construction ;
- L'architecture ;
- La technique et durée d'exécution ;
- La durabilité de l'ouvrage ;
- La condition d'entretien.

1.2. Hypothèses générales pour toutes les variantes :

1.2.1. Coûts de base

On va proposer les prix des matériaux ci-après pour déterminer le coût de base :

| | |
|--|----------------|
| - Béton Q 400 pour tablier (m ³) | 440 000,00 Ar |
| - Béton Q 400 pour fondation (m ³) | 500 000,00 Ar |
| - Armature (acier) pour pieux (kg) | 8 000,00 Ar |
| - Armature (acier) pour BA des ouvrages (kg) | 8 000,00 Ar |
| - Forages des pieux (ml) | 1 100 000,00Ar |
| - Travée en BP de 40 m | 60 000 000 Ar |
| - Garde-corps (ml) | 120 000,00 Ar |

1.2.2. Masse volumique

- Masse volumique du BA et du BP : 2,5 T/m³ ;
- Masse volumique de l'acier : 7,85 T/m³ ;
- Masse volumique du revêtement du tablier : 2,2 T/m³ ;
- Masse au mètre linéaire du garde-corps : 0,06 T/m².

1.2.3. Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation équivalentes au système de surcharge B_c sont

considérées comme uniformément réparties :

- Surcharges dues aux camions :

Transmises par les piliers :

$$q_{1eqc} = 1,76 \text{ T/m pour la longueur de travée chargée est } \geq 30 \text{ m}$$

$$q_{1eqc} = 2,13 \text{ T/m dans le cas contraire.}$$

Transmises par les culées :

$$q_{1eqc} = 4,10 \text{ T/m pour une travée de 12 m}$$

$$q_{1eqc} = 3,18 \text{ T/m pour une travée de 18 m}$$

$$q_{1eqc} = 2,75 \text{ T/m pour une travée de 24 m}$$

$$q_{1eqc} = 2,44 \text{ T/m pour une travée de 33 m}$$

- Surcharges dues aux piétons :

$$q_{1eqp} = 0,45 \text{ T/m}^2$$

Les coefficients de sécurité relatifs aux conditions de travail des pieux sont :

$$\gamma_p = 1,4 \text{ pour les pieux sous pilier ;}$$

$$\gamma_p = 1,6 \text{ pour les pieux sous culée.}$$

-

2. PROPOSITIONS DE VARIANTES

On propose trois variantes :

- Pont en Béton Armé à 6 travées indépendantes de 20m avec 3 poutres sous chaussées ;
- Pont en Béton Précontraint du type VIPP (Viaduc Indépendant à Poutres Précontraintes) à 3 travées indépendantes de 40m ;
- Pont Mixte Acier - Béton à 2 travées de 60m.

On va étudier une à une les trois variantes proposées, ensuite on procédera à l'analyse multicritère afin de choisir celle la plus avantageuse.

3. PREMIERE VARIANTE : Pont en BA à 06 travées indépendantes de 20m

3.1. Pré dimensionnement

3.1.1. Éléments en superstructure

✓ Dalle

L'épaisseur de la dalle du tablier doit respecter la condition de non poinçonnement. $15 \text{ cm} \leq e_d \leq 23 \text{ cm}$. On prend $e_d = 20 \text{ cm}$.

✓ **Poutre**

Selon la longueur et la hauteur des poutres, le nombre de poutres principales est de trois.

- *Hauteur de la poutre*

Elle est obtenue par la formule suivante :

$$\frac{1}{16} \leq \frac{h_t}{L} \leq \frac{1}{11}$$

Avec h_t : hauteur de la poutre

L : portée de l'ouvrage à étudier qui est de 20 m

D'où : $1,33 \text{ m} \leq h_t \leq 1,82 \text{ m}$ et on prend $h_t = 1,50 \text{ m}$

- *L'épaisseur de l'âme b_0*

Elle doit respecter la condition suivante :

$$b_0 \geq \psi \cdot h \text{ Avec } 0,25 \leq \psi \leq 0,50 ;$$

On prend $\psi = 0,30$ et $h = 0,9h_t$; $h = 1,35 \text{ m}$

Donc $b_0 \geq 0,30 \times 1,35$; $b_0 \geq 0,405$; on prend $b_0 = 0,45$

- *Entre axe de la poutre E_p*

La distance entre axe des poutres est obtenue par : $2,50\text{m} \leq E_p \leq 3,50\text{m}$

On prend $E_p = 3,50 \text{ m}$

✓ **Entretoise**

La principale fonction des entretoises est de permettre le levage de la travée afin soit de contrôler les appareils d'appuis, soit de procéder à leur remplacement. Leur hauteur sera maximale tout en permettant aux crics hydrauliques de se placer entre l'entretoise et le sommier.

Compte tenu de ces contraintes, on prend :

$h_e = 1,20 \text{ m}$, la hauteur de l'entretoise intermédiaire (1.30 m pour l'entretoise d'about) ;

$e_e = 0,30 \text{ m}$, l'épaisseur de l'entretoise.

L'entre axe des entretoises est obtenue par : $3 h_f < E_e < 5 h_f$;

$4,50\text{m} < E_e < 7,50\text{m}$ et on prend $E_e = 6,66 \text{ m}$

✓ **Revêtement du tablier**

Le tablier en BA a une couche de revêtement en Enrobé Dense à Chaud de 0,03 m d'épaisseur.

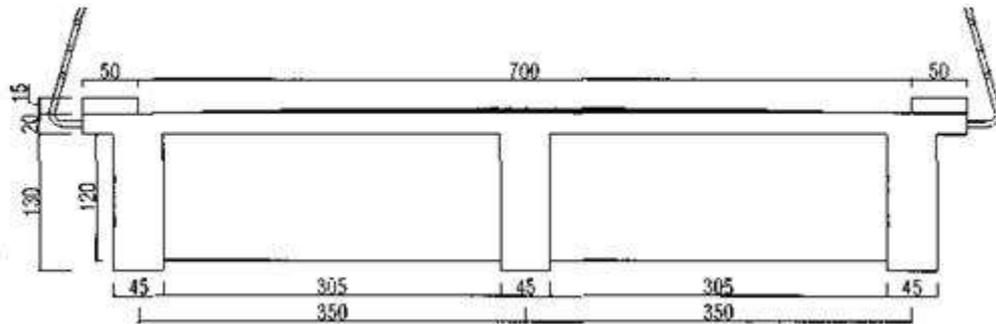


Figure 4: Coupe transversale de la superstructure de l'ouvrage en BA

✓ Calcul des quantités de l'avant métré

Il faut calculer le volume de chaque élément de l'ouvrage :

| | | |
|------------------------|--|--|
| V_{poutre} | $= 3 \times 120 \times 0,45 \times 1,50$ | $= 243 \text{ m}^3$ |
| $V_{\text{entretose}}$ | $= 24 \times 6,10 \times 1,20 \times 0,30$ | $= 52,704 \text{ m}^3$ |
| V_{trottoir} | $= 2 \times 0,5 \times 0,15 \times 120$ | $= 18 \text{ m}^3$ |
| V_{dalle} | $= 8,00 \times 0,20 \times 120$ | $= 192 \text{ m}^3$ |
| | | $V_{\text{TOTAL}} = 505,704 \text{ m}^3$ |

Donc, pour les aciers d'armature, on a comme ratio pour la superstructure en béton armé : 100 kg/m^3 .

On a alors : $M = 505,704 \times 100 = 50570,4 \text{ kg}$

3.1.2. Éléments en infrastructure :

✓ Culée coulée sur place :

- Mur garde grève
 - Son épaisseur est définie par : $20 \text{ cm} < e_g < 30 \text{ cm}$; on prend $e_g = 25 \text{ cm}$;
 - Sa hauteur $h_g = 2,10 \text{ m}$;
 - Longueur : 9 m .

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

- Mur en retour

- Son épaisseur est déterminée par : $e_r = \frac{l_{mr} + 2}{20}$

Avec l_r : longueur du mur en retour qui est prise égale à $3,5 \text{ m}$.

D'où $e_r = 27,5 \text{ cm}$; on prend $e_r = 30 \text{ cm}$.

- Sa hauteur est donnée par : $h_r = h_g + h_c$

Avec : h_g : hauteur de mur de garde grève ;

h_c : hauteur du chevron égale à $0,80 \text{ m}$;

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

Volume du béton : $3,045 \text{ m}^3$

- Sommier

On prend : Longueur = 9 m ; Largeur = 1,20 m ; Epaisseur = 0,80 m ;

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

- Mur de Front

Longueur = 9 m ; Epaisseur = 0,80 m ; Hauteur = 3,10 m ;

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

- Semelle

- Le débord de la semelle est de 0,25 m pour la largeur et 0,50 m pour la longueur ;

- Longueur $L_s = 9,5 \text{ m}$;

- La largeur l_s est obtenue par la condition: $4,5 \Phi < l_s < 5 \Phi$ avec Φ : diamètre d'un pieu. On prend $\Phi = 1 \text{ m}$. Soit $l_s = 4,5 \text{ m}$.

Volume du béton : $9,50 \times 4,50 \times 1 = 42,75 \text{ m}^3$

Volume total d'une culée : $81,48 \text{ m}^3$. Avec deux culées, on a :

$$V = 81,48 \times 2 = 162,96 \text{ m}^3$$

Le ratio des aciers d'armature pour les culées est de 60 kg/m^3

$$\text{Donc } M = 162,96 \times 60 = 9777,6 \text{ kg}$$

✓ **Pile coulée sur place**

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

- Chevêtre

- la hauteur du chevêtre h_c est telle que $h_c > 0,60 \text{ m}$, on prend $h_c = 0,80 \text{ [m]}$;

- la longueur est égale à la largeur du tablier du pont qui est de 9 m ;

- la largeur est de 1,20 m .

Volume de béton : $V = 8,64 \text{ m}^3$

- Colonne ou fût :

La hauteur de la pile est prise égale à $h_f = 9,80 \text{ [m]}$. Son diamètre est obtenu

par $D \geq \frac{h_f}{12}$ soit $D > 0,80 \text{ m}$. On prend $D = 0,80 \text{ m}$.

$$\text{Volume : } V = 3 \times \frac{\pi \times 0,80^2}{4} \times 9,80 = 14,78 \text{ m}^3$$

- Semelle sous pile :

Elle a la même dimension que la culée donc le volume total de la pile est de $65,56 \text{ m}^3$. Avec 5 piles, le volume total des piles est de $V_p = 65,56 \times 5 = 327,81 \text{ m}^3$.

Le ratio des aciers d'armature pour les piles est de 60 kg/m^3 . Donc la masse d'armature nécessaire est de : $M = 327,81 \times 60 = 19668 \text{ kg}$

✓ Pieux

Pour trouver le nombre de pieux à utiliser, il faut procéder à la descente de charges qui sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

- Pieux sous piles

- Charge permanente

| | | |
|-----------------------|------------------------|--------------|
| - <u>Revêtement</u> : | 2,30x20,00x0,03x7,00 | =10,5T |
| - <u>Poutre</u> : | 2,50x20,00x0,45x1,50x3 | = 101,25 T |
| - <u>Entretoise</u> : | 2,50x6,10x1,20x0,30x8 | = 43,92 T |
| - <u>Trottoir</u> : | 2,50x20,00x0,50x0,15x2 | = 7,5 T |
| - <u>Dalle</u> : | 2,50x8,00x0,20x20,00 | = 80 T |
| - <u>Pile</u> : | 2,5x65,56 | = 163,9T |
| - <u>Parapet</u> : | 0,06x20,00x2 | <u>=2,4T</u> |
| | G_T | = 409,47 T |

- Surcharge d'exploitation

$$Q_1 = (q_{1qc} + q_{1qp}) \times \omega$$

Où ω : aire de la ligne d'influence : $\omega = \frac{20 \times 2 \times 1}{2} = 20 \text{m}^2$;

$$Q_1 = (q_{1qc} + q_{1qp}) \omega = [2,13 \times 2 + (0,45 \times 2 \times 1)] \times 20 = 103,201 \text{ T}$$

Avec la combinaison d'actions, on a :

$$\text{A l'ELU } C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5Q_1 = 1,35 \times 409,47 + 1,5 \times 103,201 = 707,586 \text{ T}$$

$$\text{A l'ELS } C_T = G_{\max} + Q_1 = 512,647 \text{ T}$$

Nombre des pieux :

$$n_p = \frac{P}{C_p} \times \gamma_p$$

Avec $P = 707,586 \text{ T}$ $C_p = 323,078 \text{ T}$ et $\gamma_p = 1,4$

$$n_p = \frac{707,586}{308,79} \times 1,4 = 3,07 \text{ et on prend } n_p = 4 \text{ pieux}$$

Cette fois, on a cinq piles, donc le nombre des pieux sous piles est de 20.

- Pieux sous culées

- Charges permanentes :

La charge transmise par la culée est la charge venant de la demi-travée c'est-à-dire $G'_1 = \frac{G_1}{2}$ Soit $G'_1 = 122,785 \text{ T}$

Le poids propre de la culée avec la semelle : $G'_2 = 81,48 \times 2,5 = 203,70 \text{ T}$

On trouve $G_{\max} = 326,485 \text{ T}$

- Surcharges d'exploitation :

Pour $L_1=20,00 \text{ m}$, $q_{1qc}=3,06 \text{ T/ml}$ (valeur obtenue après interpolation des valeurs pour $L_1=24 \text{ m}$ et $L_1=18 \text{ m}$).

$$Q'_1 = (3,04 \times 2 + 0,45 \times 1 \times 2) \times \frac{20 \times 1}{2} = 69,8 \text{ T}$$

Soit $Q_1 = 69,8 \text{ T}$

D'où $C_T' = 544,8 \text{ T}$ à l'ELU et $C_T' = 396,3 \text{ T}$ à l'ELS.

Nombre des pieux :

$$n_p = \frac{P}{C_p} \times \gamma_p = \frac{544,8}{308,79} \times 1,6 = 2,7 \text{ pieux}$$

On prend : $n_p = 3 \text{ pieux}$

Avec deux culées, le nombre des pieux sous piles est donc $n_p = 3 \times 2 = 6 \text{ pieux}$

Dans cette variante, on utilise 26 pieux et la hauteur moyenne de ceux-ci est de $h_p = 21 \text{ m}$. Le volume de béton qui constitue le pieu est donc ;

$$V_p = \frac{\pi D^2}{4} \times h_p \times n_p$$

Avec : $D = 0,80 \text{ m}$; $h_p = 21 \text{ m}$; $n_p = 26$

$$V_p = \frac{3,14 \times 0,80^2}{4} \times 21 \times 26$$

$$V_p = 274,450 \text{ m}^3$$

Le ratio des aciers d'armature pour les pieux est de 80 kg/m^3 . La masse d'armatures nécessaires pour les pieux est donc :

$$M = 274,450 \text{ m}^3 \times 80 \text{ kg/m}^3 = 21955,963 \text{ kg}$$

Le Devis Estimatif du pont en BA est dressé dans le tableau ci-après.

Tableau 51:Devis Estimatif du pont en BA

| DESIGNATIONS | Unité | QUANTITE | PRIX UNITAIRE (Ar) | MONTANT (Ar) |
|-----------------------|----------------|-----------|--------------------|----------------|
| SUPERSTRUCTURE | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 505,704 | 440 000,00 | 222 509 760,00 |
| Acier d'armatures | kg | 50570,4 | 8000,00 | 252 852 000,00 |
| INFRASTRUCTURE | | | | |
| Béton Q 400 | m ₃ | 490,77 | 440 000,00 | 223 136 760,00 |
| Acier d'armatures | kg | 30527,74 | 8 000,00 | 152 638 700,00 |
| PIEUX | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 274,450 | 550 000,00 | 139 814 950,00 |
| Acier d'armatures | kg | 21955,963 | 8 000,00 | 101 283 840,00 |

Tableau 52: Devis Estimatif du pont en BA (suite)

| DESIGNATIONS | Unité | QUANTITE | PRIX UNITAIRE | MONTANT (Ar) |
|-------------------------|-------|----------|---------------|------------------|
| Forage | ml | 504 | 1 100 000,00 | 554 400 000,00 |
| T O T A L | | | | 6 776 636 010,00 |
| Cout par mètre linéaire | | | | 56 471 966,75 |

4. DEUXIEME VARIANTE: Pont en Béton Précontraint type VIPP à 03 Travées indépendantes de 40 m

4.1. Prédimensionnement

4.1.1. Dalle

L'épaisseur de la dalle est respectée par la condition de non poinçonnement :
 $15 \text{ cm} \leq e_d \leq 23 \text{ cm}$. Et on prend $e_d = 20 \text{ cm}$

4.1.2. Poutre

Elle est un élément porteur supportant les charges venant du tablier. Dans la plupart des cas en ouvrage d'art, le nombre des poutres principales est de trois pour un pont à double voie.

- La hauteur de la poutre est déterminée par: $\frac{L}{20} - 0.20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0.50$

Avec $L = 40 \text{ m}$; on trouve $1,80 \text{ m} \leq h_t \leq 2,50 \text{ m}$. Soit $h_t = 2,00 \text{ m}$;

- L'épaisseur de l'âme b_o doit respecter les conditions suivantes :

$$b_o = 9 \text{ cm} + \frac{h_t}{40} \quad ; \quad h_t \text{ en [cm]}$$

On trouve $b_o = 14 \text{ cm}$. On prend $b_o = 20 \text{ cm}$ pour faciliter la mise en œuvre ;

- L'épaisseur du talon b'_o est strictement supérieure à celle de la l'âme b_o .

Donc on prend $b'_o = 60 \text{ cm}$;

- La hauteur du talon est comprise entre 10 et 25cm; soit $h_r = 20 \text{ cm}$;

- La distance entre axes des poutres est donnée par : $2,50 \text{ m} \leq E_p \leq 3,50$

On prend $E_p = 3,25 \text{ m}$;

- La largeur de la table de compression de la poutre est obtenue par la formule suivante :

$$0,65h_t \leq b \leq 0,75h_t \quad \Leftrightarrow \quad 1,3 \leq b \leq 1,5$$

On prend $b = 1,50 \text{ m}$;

- Pour le gousset inférieur ; l'angle d'inclinaison α doit vérifier la condition $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$. On prend $\alpha = 45^\circ$ et $g_i = 20\text{cm}$;
- Pour le gousset supérieur, on prend $\alpha = 30^\circ$ et $g_s = 15\text{ cm}$.

4.1.3. Entretoise

La hauteur des entretoises doit vérifier la condition :

$$h_e \leq h - (h_r + g_i)$$

Avec $h=2\text{ m}$; $h_r = 20\text{ cm}$ et $g_i = 20\text{ cm}$; on aura $h_e = 1,60\text{ m}$

On prend $e_e = 0,25\text{ m}$, l'épaisseur de l'entretoise.

L'entre axe des entretoises est obtenue par :

$$3 h_t < E_e < 5 h_t \quad 6,00\text{m} < E_e < 10,00\text{m}$$

On prend $E_e = 8,00\text{ m}$

4.2. Calcul des quantités de l'avant métré

4.2.1. Élément en superstructure

Armatures de précontrainte :

Par suite d'une division de la section de la poutre en plusieurs sections simples puis une addition des aires ces sections, on peut trouver le volume des poutres $V = 98,01\text{ m}^3$. On a $M_{pr} = 98 \times 90 = 8\,820\text{ Kg}$

Armatures passives :

| | | |
|-------------------------|--|----------------------|
| V_{trottoir} | $= 1,00 \times 0,15 \times 40 \times 2$ | $= 12\text{ m}^3$ |
| $V_{\text{entretoise}}$ | $= 15 \times 2,80 \times 1,60 \times 0,25$ | $= 16,8\text{ m}^3$ |
| V_{dalle} | $= 8,00 \times 0,20 \times 40$ | $= 64\text{ m}^3$ |
| V_{poutre} | | $= 93\text{ m}^3$ |
| | V_T | $= 185,8\text{ m}^3$ |

On a comme ratio d'acier d'armature pour la structure en BA : 100 kg/m^3 ;
donc la masse d'armature nécessaire est de :

$$M_{pa} = 185,8 \times 100\text{M} = 18\,580\text{kg}$$

4.2.2. Élément en infrastructure

Les éléments en infrastructure ont les mêmes dimensions pour les trois variantes.

- Pieux sous piles

- Charge permanente

Éléments en superstructure : $185,8 \times 2,5 = 464,5\text{T}$

Revêtement: $2,2 \times 40,00 \times 0,03 \times 7,00 = 18,48\text{ T}$

| | | |
|-----------------|--------------|------------------|
| <u>Parapet:</u> | 0,06x40,00x2 | = 4,8 T = 487,78 |
| <u>Pile:</u> | 2,5x65,56 | = 163,9 T |
| | | $G_T = 651,68T$ |

- Surcharge d'exploitation

$$Q_1 = (q_{1qc} + q_{1qp}) \times \omega$$

Où ω : aire de la ligne d'influence : $\omega = \frac{40 \times 2 \times 1}{2} = 40m^2$;

$$Q_1 = (q_{1qc} + q_{1qp}) \omega = [1,76 \times 2 + (0,45 \times 2 \times 1)] \times 40 = 176,8 T$$

Avec la combinaison d'actions, on a :

$$\text{A l'ELU } C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5Q_1 = 1,35 \times 651,68 + 1,5 \times 176,8 = 1144,968 T$$

$$\text{A l'ELS } C_T = G_{\max} + Q_1 = 828,48 T$$

Nombre des pieux :

$$n_p = \frac{P}{C_p} \times \gamma_p$$

Avec $P = 1144,968 T$ $C_p = 323,078 T$ et $\gamma_p = 1,4$

$$n_p = \frac{1144,968}{308,79} \times 1,4 = 4,96 \text{ et on prend } n_p = 5 \text{ pieux}$$

On a cinq piles, donc le nombre des pieux sous piles est de 25.

- Pieux sous culées

Charges permanentes

La charge transmise par la culée est la charge venant de la demi-travée c'est-à-dire $G'_1 = \frac{G_1}{2}$ Soit $G'_1 = 243,89 T$

Le poids propre de la culée avec la semelle : $G'_2 = 81,48 \times 2,5 = 203,70 T$

On trouve $G_{\max} = 447,59 T$

Surcharges d'exploitation :

Pour $L_1 = 40,00 m$, $q_{1qc} = 2,44 T/ml$

$$Q'_1 = (2,44 \times 2 + 0,45 \times 1 \times 2) \times \frac{40 \times 1}{2} = 123,721 T$$

Soit $Q_1 = 123,721 T$

D'où $C_T' = 789,828 T$ à l'ELU et $C_T' = 571,311 T$ à l'ELS.

Nombre des pieux :

$$n_p = \frac{P}{C_p} \times \gamma_p = \frac{789,828}{308,79} \times 1,6 = 3,91 \text{ pieux} \text{ On prend : } n_p = 4 \text{ pieux}$$

Avec deux culées, le nombre des pieux sous piles est donc $n_p = 4 \times 2 = 8 \text{ pieux}$

Cette fois, on utilise 33 pieux avec une hauteur moyenne $h_p = 21$ m. Le volume de béton qui constitue le pieu est donc ;

$$V_p = \frac{\pi D^2}{4} \times h_p \times n_p$$

Avec : $D = 0,80$ m ; $h_p = 21$ m ; $n_p = 33$

$$V_p = \frac{3.14 \times 0.80^2}{4} \times 21 \times 33$$

$$V_p = 368,163 \text{ m}^3$$

Le ratio des aciers d'armature pour les pieux est de 80 kg/m^3 . La masse d'armatures nécessaires pour les pieux est donc :

$$M = 368,163 \text{ m}^3 \times 80 \text{ kg/m}^3 = 29453,04 \text{ kg}$$

Le Devis Estimatif du pont en BP est dressé dans le tableau ci-après :

Tableau 53: Devis Estimatif du pont en BP

| DESIGNATIONS | Uté | QUANTITE | PRIX UNITAIRE (Ar) | MONTANT (Ar) |
|--------------------------------|----------------|-----------|--------------------|----------------|
| SUPERSTRUCTURE | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 185,8 | 440 000,00 | 103 511 760,00 |
| Acier | kfl | 23 525,40 | 8 000,00 | 117 627 000,00 |
| Poutre en BP | U | 9 | 60 000 000,00 | 540 000 000,00 |
| INFRASTRUCTURE | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 490,77 | 440 000,00 | 124 499 760,00 |
| Acier | kfl | 16 977,24 | 8 000,00 | 84 886 200,00 |
| PIEUX | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 368,163 | 550 000,00 | 121 856 900,00 |
| Acier | kg | 17724,672 | 8 000,00 | 88 623 360,00 |
| Forage | ml | 441 | 1 100 000,00 | 485100000 |
| TOTAL | | | 6 666 104 980,00 | |
| COUT PAR METRE LINEAIRE | | | 55 550 874,83 | |

5. TROISIEME VARIANTE

La troisième variante est un pont mixte acier béton ayant deux travées indépendantes de 60 [m] de portée chacune.

5.1. Prédimensionnement :

5.1.1. Eléments en superstructure :

L'épaisseur de la dalle est prise égale à 20cm.

✓ **Poutre principale**

La poutre principale est en acier de section en I

L'élancement économique des PRS à âme pleine (Profilé Reconstitué Soudé) est de: $\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20}$ et pour $L = 60m$; on peut avoir $h = 2,4m$ avec un élancement minimal de $1/25$ pour limiter la déformation.

L'épaisseur de l'âme doit vérifier les trois conditions suivantes :

- La condition d'élancement : $t_w > \frac{h_w}{166}$; en simplifiant h_w par h ; on a $t_w \geq 14,45mm$.
- La condition d'épaisseur minimale $t_w > 12mm$
- La condition de contrainte maximale $\frac{V_{ELU}}{t_w h_w} \leq 160[N/mm^2]$

On ne peut pas encore vérifier cette dernière condition. Donc aura $t_w = 15mm$ d'après les deux premières conditions.

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

Tableau 54: Largeur des membrures 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 à 600 | 500 à 700 |
| 50 à 70 | 600 | 800 |
| 70 à 85 | 700 | 900 |
| 85 à 100 | 800 | 1000 |

Source : Revue SETRA

Dans ce cas ; la portée est de 60m, donc $b_s = 600mm$ et $b_i = 800mm$.

En ce qui concerne l'épaisseur des membrures ; l'élancement de la semelle doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement.

$$t_s = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon} ; \quad t_i = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

On trouve : $t_s = 26mm$ et $t_i = 35mm$

✓ Entretoise en acier

- Hauteur : elle est de l'ordre de $1/15$ à $1/10$ de la distance entre deux poutres de la même travée. Cette distance est prise égale à 5,50m ; donc on peut avoir : $5,50 \times \frac{1}{12} = 0,458m$. On prend $h_e = 0,50m$.
- On admet que l'épaisseur de l'âme des entretoises soit égale à 12mm

- La largeur des membrures joue un rôle important contre le déversement lors du bétonnage et la fixation des connecteurs. Dans le cas pratique, elle varie de 220 à 350 mm. On prend une largeur de 250 mm avec une épaisseur de 20 mm pour les deux membrures.
- L'espacement des entretoises est de 6 à 10m selon le risque de flambement latéral des membrures comprimées. On prend 7,5m comme entraxes des entretoises donc on aura 8 entretoises pour une travée.

✓ **Estimation des quantités des matériaux de la superstructure :**

Eléments en béton :

$$\text{Trottoir : } 2 \times 1 \times 0,15 \times 60 = 18 \text{ m}^3$$

$$\text{Dalle : } 8,00 \times 0,20 \times 60 = 96 \text{ m}^3$$

Eléments en acier :

$$\text{Poutre principale en acier : } 2 \times 5,459 \times 7,85 = 85,706 \text{ T}$$

$$\text{Entretoise (acier IPE) : } 8 \times 0,0854 \times 7,85 = 5,36 \text{ T}$$

$$\text{Acier d'armature : } 124 \times 150 = 18600 \text{ Kg}$$

5.1.2. Élément en infrastructure

• Pieux sous piles

▪ Charge permanente

| | | |
|------------------------------|--|-------------|
| Poutre principale en acier : | $2 \times 5,459 \times 7,85$ | = 85,706 T |
| Entretoise en acier IPE : | $8 \times 0,0854 \times 7,85$ | = 5,36 T |
| Revêtement: | $2,2 \times 60,00 \times 0,03 \times 7,00$ | = 18,48 T |
| Trottoir: | $2,50 \times 60,00 \times 0,50 \times 0,15 \times 2$ | = 15 T |
| Dalle : | $2,50 \times 8,00 \times 0,20 \times 60,00$ | = 160 T |
| Pile: | | = 163,9 T |
| Parapet: | $0,06 \times 60,00 \times 2$ | = 4,8 T |
| | G_T | = 426,246 T |

▪ Surcharge d'exploitation

$$Q_1 = (q_{1qc} + q_{1qp}) \times \omega \text{ Où } \omega = \frac{60 \times 2 \times 1}{2} = 60 \text{ m}^2 ;$$

$$Q_1 = (q_{1qc} + q_{1qp}) \omega = [1,76 \times 2 + (0,45 \times 2 \times 1)] \times 40 = 176,8 \text{ T}$$

Avec la combinaison d'actions, on a :

$$\text{A l'ELU } C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 404,846 + 1,5 \times 176,8 = 811,742 \text{ T}$$

$$\text{A l'ELS } C_T = G_{\max} + Q_1 = 581,646 \text{ T}$$

Nombre des pieux :

$$n_p = \frac{P}{C_p} \times \gamma_p$$

Avec $P = 811.742 \text{ T}$ $C_p = 323,078 \text{ T}$ et $\gamma_p = 1,4$

$$n_p = \frac{811.7421}{308,79} \times 1,4 = 3,51 \text{ et on prend } n_p = 4 \text{ pieux}$$

- Pieux sous culées

Charges permanentes

La charge transmise par la culée est la charge venant de la demi-travée c'est-à-dire $G'_1 = \frac{G_1}{2}$ Soit $G'_1 = 131,173 \text{ T}$

Le poids propre de la culée avec la semelle : $G'_2 = 81,48 \times 2,5 = 203,70 \text{ T}$

On trouve $G_{\max} = 447,59 \text{ T}$

Surcharges d'exploitation :

Pour $L_1 = 40,00 \text{ m}$, $q_{1qc} = 2,44 \text{ T/ml}$

$$Q'_1 = (2,44 \times 2 + 0,45 \times 1 \times 2) \times \frac{40 \times 1}{2} = 123,721 \text{ T}$$

Soit $Q_1 = 123,721 \text{ T}$

D'où on a : $C_T' = 789,828 \text{ T}$ à l'ELU et $C_T' = 571,311 \text{ T}$ à l'ELS.

Nombre des pieux :

$$n_p = \frac{P}{C_p} \times \gamma_p = \frac{789,828}{308,79} \times 1,6 = 3,91 \text{ pieux} \quad \text{On prend : } n_p = 4 \text{ pieux}$$

Avec deux culées, le nombre des pieux sous piles est donc $n_p = 4 \times 2 = 8 \text{ pieux}$

Cette fois, on utilise 33 pieux avec une hauteur moyenne $h_p = 21 \text{ m}$. Le volume de béton qui constitue le pieu est donc ;

$$V_p = \frac{\pi D^2}{4} \times h_p \times n_p$$

Avec : $D = 0,80 \text{ m}$; $h_p = 21 \text{ m}$; $n_p = 33$

$$V_p = \frac{3,14 \times 0,80^2}{4} \times 21 \times 33$$

$$V_p = 368,163 \text{ m}^3$$

Le ratio des aciers d'armature pour les pieux est de 80 kg/m^3 . La masse d'armatures nécessaires pour les pieux est donc :

$$M = 368,163 \text{ m}^3 \times 80 \text{ kg/m}^3 = 29453,04 \text{ kg}$$

Le Devis Estimatif du Pont Mixte est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 55: Devis Estimatif du Pont Mixte

| DESIGNATIONS | Uté | QUANTITE | PRIX UNITAIRE (Ar) | MONTANT (Ar) |
|--------------------------------|----------------|-----------|--------------------|----------------|
| SUPERSTRUCTURE | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 235,254 | 440 000,00 | 103 511 760,00 |
| Acier | kfl | 23 525,40 | 8 000,00 | 117 627 000,00 |
| Poutre IPN | U | 4 | 90 000 000,00 | 360 000 000,00 |
| INFRASTRUCTURE | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 490,77 | 440 000,00 | 124 499 760.00 |
| Acier | kfl | 16 977.24 | 8 000,00 | 84 886 200.00 |
| PIEUX | | | | |
| Béton Q 400 | m ³ | 368,163 | 500 000,00 | 121 856 900,00 |
| Acier | kg | 17724,672 | 8 000,00 | 88 623 360,00 |
| Forage | ml | 441 | 1 100 000,00 | 485100000 |
| TOTAL | | | 7 052 104 980.00 | |
| COUT PAR METRE LINEAIRE | | | 58 767 541,5 | |

6. ANALYSE MULTICRITERE

L'Analyse Multicritère a pour but de déterminer le type d'ouvrage le plus avantageux tant au point de vue technique que financier. Elle consiste à citer et à récapituler les avantages et les inconvénients de chaque variante proposée.

6.1. Choix définitif de la variante

Pour le choix définitif de la variante retenue à exécuter, nous allons procéder à la méthode de pondération. A chaque critère, on donne une note variant de 1 à 3, selon l'importance de l'avantage qu'il présente.

Note 1 : critère moins avantageux ;

Note 2 : critère avantageux ;

Note 3 : critère très avantageux.

Le système de notation est représenté dans le tableau suivant :

6.2. Analyse multicritère

Le système de notation est représenté dans le tableau suivant :



Tableau 56: Analyse multicritère

| Désignations Critères | Béton Armé (BA) | Béton Pré- contraint (VIPP) | Pont mixte |
|--------------------------|--------------------|--------------------------------|------------|
| Coût | 2 | 3 | 1 |
| Esthétique | 2 | 3 | 1 |
| Entretien | 2 | 2 | 1 |
| Facilité d'exécution | 2 | 1 | 3 |
| Volume de construction | 1 | 2 | 2 |
| Délai d'exécution | 2 | 2 | 3 |
| Résistance | 2 | 3 | 1 |
| Total | 13 | 16 | 12 |

7. CONCLUSION

D'après le résultat de l'analyse multicritère, le Pont en Béton Précontraint VIPP est la variante la plus avantageuse pour l'ouvrage de franchissement d'Ampapamena car c'est elle qui a obtenu le maximum de point qui est égal à 16.

Hormis des avantages cités précédemment, la préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages qui dérange le bon fonctionnement du chantier. On va donc par la suite passer à l'Etude Technique détaillée de cette variante retenue.

CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE

Cette partie a été consacrée sur les Etudes Préliminaires du Projet. Avant de procéder à l'Etude Détaillée d'un Projet, il faut passer aux Etudes géotechniques, hydrologiques et hydrauliques. Sans connaître les caractéristiques du sol où on va fonder l'ouvrage, on risquerait d'avoir des problèmes d'instabilité, d'où l'utilité des données géotechniques. Quant au calage de l'ouvrage, on a pu estimer les débits et les hauteurs maximales des eaux afin que le pont mis en œuvre ne soit pas emporté ou que le tablier serait inondé en cas de fortes crues.

Ces études tiennent donc un rôle important sur la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. L'analyse multicritère a permis de faire un choix rationnel entre les trois variantes proposées, non seulement sur le point de vue financier mais aussi sur l'esthétique, la durabilité, la technique et le délai d'exécution. L'étude a fait ressortir le choix de la troisième variante qui est un Pont en Béton Précontraint à poutres sous-chaussée.

Ce qui emmène à la partie suivante qui fera l'objet de l'étude détaillée de cette variante retenue.

PARTIE III
ETUDE TECHNIQUE D'UN PONT EN
BETON PRECONTRAIT

Chapitre I :

NOTION DE PRECONTRAINT

1. DEFINITION

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

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

2. MODES DE REALISATION DE LA PRECONTRAINT

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

Dans le cas général, il ya deux types de mise en Précontrainte des poutres sous chaussées :

- La Précontrainte par post tension ou post contrainte ;
- La Précontrainte par pré-tension.

2.1. Post -tension :

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

Les câbles doivent être placés à l'intérieur du béton, de façon à être protégés de la corrosion, et à obtenir un tracé courbe. Mais, pour être tendus, et donc s'allonger, ils doivent pouvoir coulisser par rapport au béton. Ainsi place-t-on les câbles dans des

conduits réservés par des gaines (on les place avant coulage du béton, on les enfile ensuite dans ces gaines).

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

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

2.2. Précontrainte par pré-tension :

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

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

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

Ce type de précontrainte est utilisé dans la fabrication des pièces identiques de 20 à 30m de portée et se fait spécialement en usine.

2.3. Phases de précontrainte :

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

2.3.1. PHASE I :

A 7 jours d'âge, le durcissement du béton est atteint. La résistance à la compression est égale à :

$$f_{c7} = \frac{7}{4,76 + 0,83 \times 7} 40 = 26,49 \text{ MPa}$$

Pendant cette phase, on a comme tâche :

- La mise en tension des câbles d'abouts ;
- L'injection de coulis de ciment de ces câbles ;
- Le lancement de la poutre sur les appuis.

2.3.2. PHASE II :

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

- Le coulage de la dalle et des entretoises ;
- La mise en tension des câbles relevés ;
- L'injection du coulis des câbles relevés.

2.4. La section des poutres :

Les Ponts à poutres préfabriquées en Béton Précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en Précontrainte par pré-tension et pour des portées comprises entre 30 et 50m en Précontrainte par post-tension.

Pour la faible portée ou moyenne, la section des poutres peut être rectangulaire ou légèrement trapézoïdale. Mais, dès que la longueur des poutres dépasse 12m, le poids devient prohibitif et il s'impose de réaliser des poutres à talons. Ces derniers comportent une table de compression et un large talon, constituant respectivement la fibre supérieure et la fibre inférieure, qui sont liées par une âme à faible épaisseur.

Pour assurer la continuité de la surface du tablier, on relie les différents éléments de poutraison soit par un hourdis intermédiaire coulé entre deux poutres appelé prédalle, soit par un hourdis général coulé par-dessus des poutres.

Chapitre II :

HYPOTHESES DE CALCUL

1. REGLEMENTS DE CALCUL :

Pour les pièces en béton, les calculs justificatifs sont conduits suivant les théories des états limites qui sont :

1.1. Les Etats Limites Ultimes (ELU) :

Ce sont des états limites qui mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Cela correspond à l'attente maximale ; à la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- La perte d'équilibre statique ;
- La rupture de section par déformation excessive ;
- Instabilité de forme ou flambement ;
- La transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calculs pour les ELU sont :

- Déformation limite ;
- Calcul à la rupture.

1.2. Les Etats Limites de Service (ELS) :

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

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

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

1.3. Hypothèses adoptées :

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

En particulier, pour les pièces en Béton Précontraint, les trois principes 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 forme un couple de résistance interne égal au moment fléchissant produit par des charges appliquées.
- L'effet de la Précontrainte est équivalent à une charge agissant dans le sens contraire de celui dû aux charges appliquées car la Précontrainte compense une partie de ces charges.

2. ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS :

2.1. Actions :

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

2.1.1. Actions permanentes G:

Elles comprennent notamment :

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

2.1.2. Actions Variables Qi

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

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

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

On note Q_r les charges d'exploitations particulières comme la surcharge A(1), système B et les piétons et W l'action due au vent.

2.1.3. Actions accidentelles:

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

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

3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Les matériaux de construction d'un ouvrage d'art doivent être de meilleure qualité et satisfaire aux conditions requises dans les règles pour la durabilité de l'ouvrage.

3.1. Les matériaux primaires :

Dans ce paragraphe, on va parler des gravillons, de sable, des eaux et du ciment. Ce sont alors les matériaux constituant le béton qui est l'un des principaux constituants du corps de l'ouvrage.

3.1.1. Les gravillons pour béton:

Ce sont les matériaux naturels produits du concassage des roches mères respectant aux caractéristiques mécaniques et géométriques des normes de construction. Les principales roches utilisées sont le basalte et le granite. Ils sont criblés de façon à obtenir les différentes classes exprimées en diamètre de passoire. Pour le béton de qualité (poutre du pont), les dimensions extrêmes des granulats resteront dans l'étude de composition du béton. Toutefois, les dimensions maximales ne dépasseront pas 25mm (passoire). Les granulats sont stockés par lots nettement séparés, sur des aires parfaitement nettoyées et drainées (éventuellement cimentées).

3.1.2. Sable:

Ils sont destinés à couvrir les vides (interstitiels) entre les gravillons dans la composition du béton. Ils proviennent des sables de concassage ou de sable de rivière mais leurs caractéristiques (physique et chimique) et dimensions sont préconisées pour garantir la résistance du béton. Ils ont pour rôle principal d'éviter les fissures par suite du retrait pendant le séchage.

3.1.3. Ciment:

C'est le liant hydraulique le plus employé pour la fabrication du béton. Il est classé par leur résistance mécanique notamment suivant la résistance à la compression à 28 jours R_{c28} . On définit la classe de résistance du ciment par la valeur de la résistance à la compression simple à 28 jours du mortier normal confectionné avec ce liant (une partie de ciment, 3 parties de sable normal, eau pour une consistance normale).

Il y a des classes à considérer :

- Pour $R_{c28} < 35\text{Mpa}$, la classe de résistance est donnée par la valeur de R_{c28} en bar ;
- Pour $R_{c28} \geq 35\text{Mpa}$, la valeur de R_{c28} exprimée en MPa exprime sa classe de résistance.

On distingue :

- le ciment aérien : qui ne fait prise qu'à l'air libre ;
- le ciment prompt qui fait prise aussi bien à l'air libre que sous l'eau, il est caractérisé par sa prise rapide.

Pour le béton armé, la classe 45 est au minimum retenue.

3.1.4. Eau de gâchage :

L'eau doit être très propre, potable si possible. Le dosage en eau est en général compris entre 140 et 240 litres/m³ de béton. Il convient de tenir compte de l'humidité des granulats dans le dosage en eau. La composition chimique de l'eau doit être étudiée en laboratoire : la présence de sel dissout ne peut excéder plus de 2g/l.

3.2. Les matériaux du béton

La composition du béton (proportion du ciment, sable, gravillon et eau de gâchage) est donnée pour les différentes catégories et nature d'ouvrage avec la granulométrie des agrégats respective.

Le choix du dosage de ciment dépend de plusieurs critères : type de béton, destination de l'ouvrage, la résistance requise, les granulats utilisés...

Le béton est fabriqué dans un central à béton ou avec une bétonnière.

3.2.1. Béton armé

3.2.1.1. Résistances

- La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge est de :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge est de :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

3.2.1.2. Déformations et contraintes de calcul

- à l'ELU

Les hypothèses de calcul sont relatives :

- Au diagramme rectangulaire de compression du béton ;
- Aux contraintes de calcul du béton et de l'acier

- à l'ELS

Le principe de justification des sections impose la limitation des contraintes :

- De compression du béton ;
- De traction de l'acier.

Ces notions sont déterminantes pour le calcul des sections des armatures et de la vérification des contraintes en compression et en traction du béton et de l'acier.

3.2.1.1. Contraintes de calcul du béton

Elle est donnée par la formule suivante : $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

$$f_{c28} = 25MPa ; \gamma_b = 1,5;$$

$\theta = 1$: Coefficient d'application des combinaisons d'action $\geq 24h$

On a $f_{bu} = 14.2 MPa$

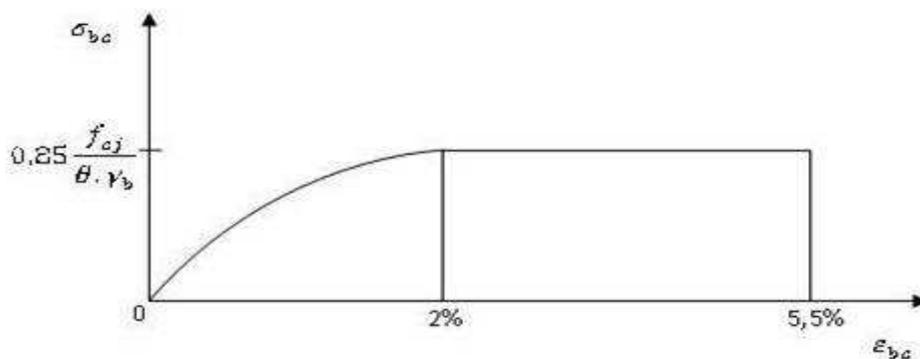


Figure 5: diagramme de déformation de la contrainte du béton

Avec σ_{bc} : Contrainte de compression du béton ;
 ε_{bc} : Déformation du béton ;
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

3.2.1.2. Aciers ordinaires

a. Caractéristiques

Ici, on va utiliser les aciers Fe E 400

Avec E_s : module d'élasticité longitudinale ($E_s = 200\ 000 MPa$)

b. Déformation et contrainte de calcul

➤ **Contrainte de calcul de l'acier**

Elle est obtenue par la formule suivante : $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec f_{ed} = contrainte de calcul ;

$f_e = 400$ MPa : limite d'élasticité de garantie ;

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier pour la combinaison non accidentelle.

On a $f_{ed} = 348$ MPa

➤ **Contrainte de l'acier**

Avec $\bar{\sigma}_s$: contrainte de traction limite des armatures

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

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1,6$)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right)$$

D'où, on trouve :

$$\bar{\sigma}_s = \min(266\text{MPa}; \max(200\text{MPa}; 202\text{MPa}))$$

$$\bar{\sigma}_s = 202\text{MPa}$$

3.2.1.3. Degré de nocivité

Les règles BAEL 91 modifié 99 définissent 3 degrés de nocivité de fissure en fonction des caractéristiques d'une construction (Art. B.2,4)

- Cas de fissuration préjudiciable : la fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations et peuvent être alternativement ouverts, noyés et immergés dans l'eau douce.

- Cas de fissuration très préjudiciable : la fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (atmosphère marine, eau de mer, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs).

- Cas de fissuration peu préjudiciable : la fissuration est considérée comme peu préjudiciable dans les autres cas.

Dans ce Projet, on a une **fissuration très préjudiciable**

3.2.2. Béton précontraint

3.2.2.1. Résistances

- Résistance à la compression : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$

3.2.2.2. Contraintes de calcul

- Résistance limite à la compression relative à l'ELU

Elle est obtenue par :

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

Avec f_{bc} : résistance limite à la compression à l'ELU

$\theta = 1$ (Coefficient d'application des combinaisons d'action supérieure à 24 h)

$\gamma_b = 1,5$ (Coefficient de sécurité pour la combinaison non accidentelle)

On a $f_{bc} = 22,67 \text{ MPa}$

- Contrainte limite à la compression relative à l'ELS

- En phase de construction et sous l'effet de combinaison quasi-permanente :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,50 \times f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ à 28 jours.

- En phase de service et sous l'effet des combinaisons fréquentes et en cours d'exécution : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ à 28 jours.

- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 3 \text{ MPa}$

- Aciers actifs ou armatures de Précontrainte

Les câbles sont en fils parallèles (ou en torons parallèles) que l'on met en tension à l'aide des vérins prenant appui sur le béton au moment de la mise en tension.

Après mise en tension, on bloque les câbles tendus à l'aide des cônes d'ancrages placés aux extrémités et agissant par coincement conique.

Les caractéristiques de l'armature de Précontrainte sont :

- Types de câble sous gaines à 7 fils (7T15) ;
- Valeur de la contrainte de rupture de garantie : $F_{prg} = 1820 \text{ MPa}$;
- Valeur de contrainte élastique de garantie : $F_{peg} = 1640 \text{ MPa}$;
- Coefficient de fissuration : $\eta_p = 1,3$;
- Module de déformation longitudinale : $190\,000 \text{ MPa}$;
- Relaxation : TBR ;
- Section nominale d'un câble : $A_p = 139 \text{ mm}^2$;
- Diamètre de la gaine = 71 mm ;
- Masse par mètre linéaire = $8,87 \text{ kg/m}$;
- Diamètre minimal d'une plaque d'ancrage = 23 cm ;



Distance minimum de l'axe du câble à la paroi =18cm.



Chapitre III :

ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

La superstructure est un élément constitutif du pont qui se trouve dans la partie supérieure de l'ouvrage ; elle est constituée donc par la dalle, les trottoirs, les entretoises et les poutres principales.

1. DALLE

1.1. Détermination des sollicitations de la dalle du tablier

1.1.1. Caractéristiques de la dalle:

Comme on a trouvé précédemment, la dalle est de :

- Epaisseur $h_o = 20\text{cm}$;
- Distances entre nus des poutres $l_a = 305\text{cm}$;
- Distances entre nus des entretoises $l_b = 776\text{cm}$;
- Epaisseur du revêtement $h_r = 3\text{cm}$.

Le rapport ρ entre l_a et l_b de la dalle est donnée par : $\rho = \frac{l_a}{l_b}$

- Si $\rho < 0,40$, on admet que la dalle porte dans un seul sens (sens de la largeur);
- Si $\rho \geq 0,40$, on admet que la dalle porte dans les 2 sens.

Dans ce cas, on a : $\rho = 0,39 < 0,40$, donc la dalle porte dans le sens de sa largeur, et on calcule les efforts par mètre linéaire suivant la largeur de la dalle.

1.1.2. Calcul de la charge permanente:

La charge permanente pour 1 ml de la dalle et du revêtement est :

- Dalle: $2,5 \times 0,20 \times 1 = 0,500 \text{ T/ml}$
 - Revêtement : $2,3 \times 0,03 \times 1 = \underline{0,115 \text{ T/ml}}$
- $g = 0,615 \text{ T/ml}$

1.1.3. Le coefficient de majoration dynamique S:

On a ci-après la formule qui donne le coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.21} + \frac{0.6}{1 + \frac{4P}{S}}$$

Après calcul, on trouve $\delta = 1,34$



1.1.4. Calcul de moment fléchissant

1.1.4.1. Principe de calculs

Pour le calcul du moment fléchissant, on considère la dalle comme une poutre indépendante en travée reposant sur 2 appuis simples. Les moments réels se calculent donc, en multipliant les moments ainsi obtenus par des coefficients qui sont en fonction de η' .

1.1.4.2. Moment fléchissant due aux charges permanentes

La dalle est portée en un seul sens, donc assimilée à une poutre de largeur unité et de longueur égal à $l_a = 2,80 \text{ m}$ appuyée sur deux appuis simples.

Le moment isostatique maximal en travée est donné par la formule :

$$M_0 = \frac{pl^2}{8}$$

Avec p : Charge uniformément répartie égale à g .

On trouve $M_0 = 0,602 \text{ Tm}$

1.1.4.3. Moment fléchissant pour le système de surcharge Bc

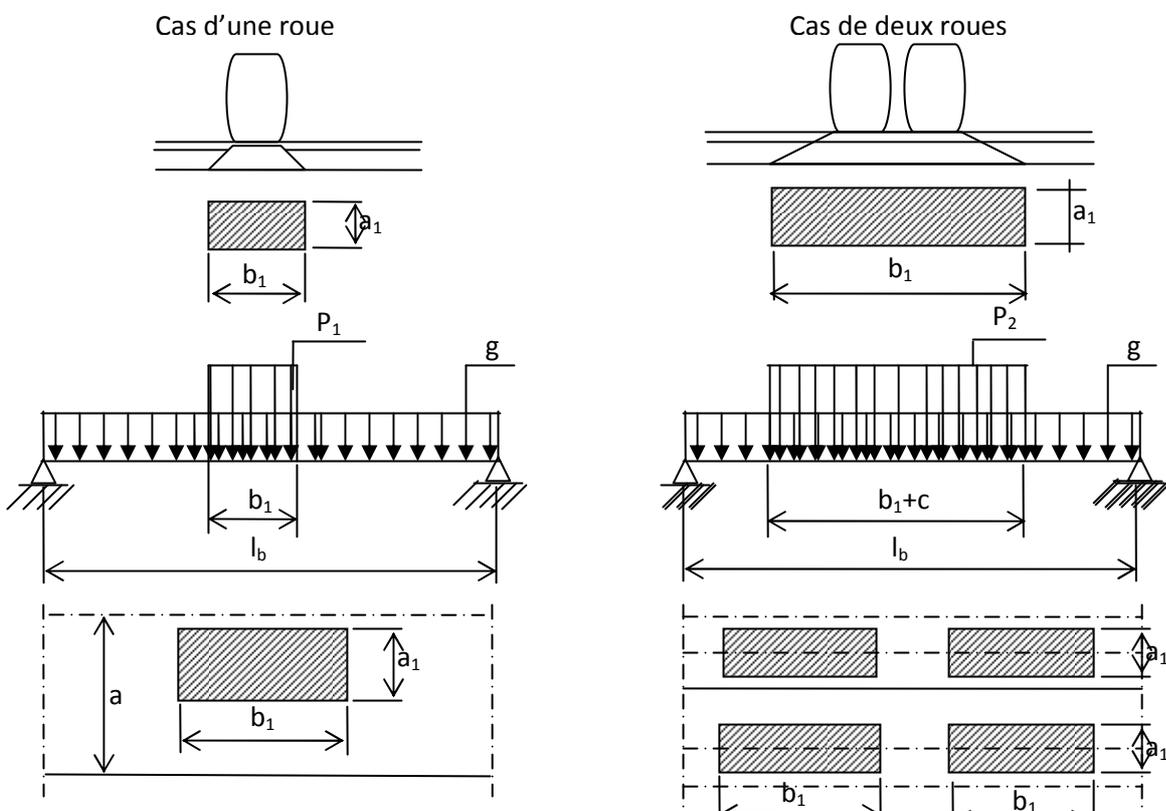


Figure 6: disposition des surcharges pour le système Bc



➤ Cas d'une roue

Les dimensions de la surface surchargée sont :

$$a_1 = a_2 + 2h_r$$

$$b_1 = b_2 + 2h_r$$

Avec : a_2 =longueur de la surface d'impact ($a_2=0,25$ m)

b_2 =longueur de la surface d'impact ($b_2=0,25$ m)

h_r =hauteur de la couche de revêtement ($h_r=0,03$ m)

D'où $a_1 = 0,31$ m et $b_1 = 0,31$ m

La charge uniformément répartie provoquée par une roue est de:

$$q = \frac{P_1}{2b_1 \times a}$$

Avec P_1 : charge de l'essieu qui est de 10 T et $a = \sup\left[a_1 + \frac{l_a}{3}; \frac{2}{3}l_a\right] = 2.033$ m

$$q = 7,934 \text{ T/m}^2$$

Les moments fléchissant au centre de la dalle sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{G_{\max}} = \frac{gl_a^2}{8} \text{ et } M_{Q_i} = M_{Bc} + M_P = \frac{qb_1}{4} \left[l_a - \frac{b_1}{2} \right]$$

A l'ELU : $M_o = 1,35 M_{G_{\max}} + 1,5 \times 1,07 \delta M_{Q_i}$

$$M_o = 4,447 \text{ Tm}$$

A l'ELS : $M_o = M_{G_{\max}} + 1,20 \delta M_{Q_i}$

$$M_o = 3,043 \text{ Tm}$$

➤ Cas de deux roues :

On a ci-après les dimensions de la surface surchargée

$$a_1 = a_2 + 2h_r \Rightarrow a_1 = 0,31 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + 2h_r \Rightarrow b_1 = 0,31 \text{ m}$$

La charge uniformément répartie provoquée par les roues est de :

$$q = \frac{P_2}{a(c + b_1)}$$

Avec P_2 : charge de l'essieu qui est de 10 T et $c=0.50$ m

$$q = 6,073 \text{ T/m}^2$$

Les moments fléchissant au centre de la dalle sont donnés par la formule suivante :

$$M_{G_{\max}} = \frac{gl_a^2}{8} \text{ et } M_{Q_i} = M_{Bc} + M_P = \frac{(c + b_1)}{4} \left[l_a - \frac{c + b_1}{2} \right]$$

A l'ELU : $M_o = 1,35 M_{G_{\max}} + 1,5 \times 1,07 \delta M_{Q_i} = 7,427 \text{ Tm}$



A l'ELS : $M_0 = M_{G_{\max}} + 1,20 \delta M_{Ql} = 5,017 \text{ Tm}$

On prend le cas le plus défavorable entre les deux valeurs des moments fléchissant pour les deux cas de système de surcharge Bc. Donc, on a :

A l'ELU : $M_0 = 7,427 \text{ Tm}$

A l'ELS : $M_0 = 5,017 \text{ Tm}$

1.1.4.4. Moment fléchissant pour le système de surcharge Be

On a ci-après les dimensions de la surface surchargée :

$$a_1 = a_2 + 2h_r \text{ et } b_1 = b_2 + 2h_r$$

Avec : $a_2 =$ largeur de la surface d'impact = 0.08 m ;

$b_2 =$ longueur de la surface d'impact = 2.50 m et $h_r = 0.03$ m ;

D'où $a_1 = 0,14$ m et $b_1 = 2,56$ m.

La charge uniformément répartie provoquée par une roue est de :

$$q = \frac{P_1}{2b_1 \times a}$$

Avec P_1 : charge de l'essieu qui est de 20 T et $a = 2.033$ m

$$q = 1,92 \text{ T/m}^2$$

Les moments fléchissant au centre de la dalle sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{G_{\max}} = \frac{gl_a^2}{8} \text{ et } M_{Qi} = M_{Be} + M_P = \frac{qb_1}{4} \left[l_a - \frac{b_1}{2} \right]$$

A l'ELU : $M_0 = 1,35 M_{G_{\max}} + 1,5 \times 1,07 \delta M_{Qi} = 5,260 \text{ Tm}$

A l'ELS : $M_0 = M_{G_{\max}} + 1,2 \delta M_{Qi} = 3,572 \text{ Tm}$

1.1.4.5. Moment fléchissant pour le système de surcharge Br

On a ci-après les dimensions de la surface surchargée

$$a_1 = a_2 + 2h_r \Rightarrow a_1 = 0,36 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + 2h_r \Rightarrow b_1 = 0,36 \text{ m}$$

La charge uniformément répartie provoquée par une roue est de :

$$q = \frac{P_1}{2b_1 \times a}$$

Avec P_1 : charge de l'essieu qui est de 10 T

$$q = 13,663 \text{ T/m}^2$$

Les moments fléchissant au centre de la dalle sont donnés par la formule suivante :

A l'ELU : $M_0 = 1,35 M_{G_{\max}} + 1,5 \times 1,07 \delta M_{Qi} = 7,982 \text{ Tm}$

A l'ELS : $M_0 = M_{G_{\max}} + 1,20 \delta M_{Qi} = 5,387 \text{ Tm}$



1.1.4.6. Moment fléchissant au centre de travée et sur appuis

$$M_{0,5L} = \alpha \times M_i \quad \text{et} \quad M_{App} = \beta \times M_i$$

Avant de calculer les moments au centre de la travée et sur les appuis ; il faut déterminer le coefficient multiplicateur η' qui est égal au rapport de la rigidité volumique de la dalle et la rigidité en torsion de la poutre. Le coefficient η' est donné par la formule suivante :

$$\eta' = \frac{DI_a^3}{1000GI_t} \quad \text{avec} \quad G = 0,435E$$

Où E : module de déformation du béton homogénéisé ;

D : rigidité cylindrique de la dalle :

$$D = \frac{E \cdot h_0^3}{12(1 - \nu^2)}$$

ν : coefficient de Poisson, $\nu = 0,2$ (béton supposé non fissuré) ;

h_0 : épaisseur de la dalle ;

I_t : moment d'inertie de torsion :

$$I_t = \frac{1}{3} \sum \left[\left(\frac{a_i}{t_i} - 0,63 \right) \cdot t_i^4 \right] \quad [\text{cm}^4]$$

a_i et t_i [cm] sont respectivement la longueur et la largeur des rectangles composant la section de la poutre.

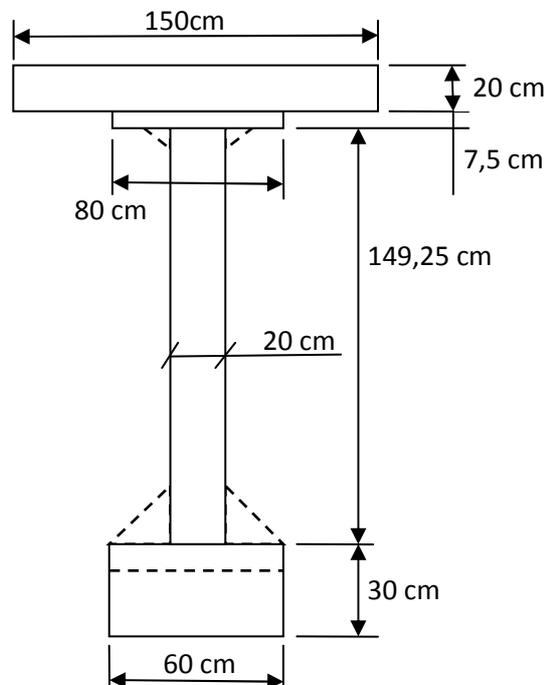


Figure 7: Section de la poutre longitudinale

$$I_t = \frac{1}{3} \left[\left(\frac{150}{20} - 0,63 \right) \cdot 20^4 + \left(\frac{149,25}{20} - 0,63 \right) \cdot 20^4 + \left(\frac{60}{30} - 0,63 \right) \cdot 30^4 + \left(\frac{80}{7,5} - 0,63 \right) \cdot 7,5^4 \right]$$



On trouve $I_t = 1\,111\,285,55 \text{ cm}^4$

D'où, on a :

$$D = \frac{E \cdot h_0^3}{12(1 - \nu^2)} = 694,44 \cdot E$$

$$\eta' = 0,001 \cdot \frac{694,44 \cdot E \cdot 305^3}{0,435 \cdot E \cdot 1111285,55} = 7,71$$

$\eta' = 7,71 < 30$, ce qui correspond, suivant le tableau en annexe, à :

$$\alpha = 0,5 \quad \text{et} \quad \beta = -0,8$$

Tableau 57: Récapitulatif des moments fléchissant de la dalle avec les surcharges B. [Tm]

| | Bc | Be | Br |
|-----|------|------|------|
| ELU | 7,42 | 5,26 | 7,98 |
| ELS | 5,01 | 3,57 | 5,39 |

Les valeurs des moments fléchissant de la dalle sont données par le tableau suivant:

Tableau 58: Valeur du moment fléchissant de la dalle [Tm]

| | A mi-travée | | Sur appuis | |
|----|-------------|-------|------------|--------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Bc | 3,714 | 2,509 | -5,942 | -4,014 |
| Be | 2,630 | 1,786 | -4,208 | -2,858 |
| Br | 3,990 | 2,694 | -6,384 | -4,310 |

1.1.5. Effort tranchant de la dalle

1.1.5.1. Principe de calcul

Le calcul des efforts tranchant se fait dans les deux sections limitant la position de la route. Et la dalle est considérée comme une poutre discontinue.

Les roues de charge $P/2$ sont placées sur la dalle de telle manière que les côtés extrêmes de la première surface d'impact coïncident avec la section à vérifier et on prend les ordonnées des lignes d'influence de V situées au-dessus du centre de la surface du côté b_i .

1.1.5.2. Effort tranchant dû aux charges permanentes

$$\text{Cet effort tranchant a pour expression : } V_G = g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right)$$

Où x_0 : distance de la section considérée au nu de l'appui considéré ;

$$x_0 = 0,30 \text{ m} ; g_h = 0,566 \text{ T/m}^2 \quad \text{et} \quad l_b = 3,08 \text{ m}$$



On trouve $V_G = 0,7 T$

1.1.5.3. Effort tranchant dû aux charges permanentes

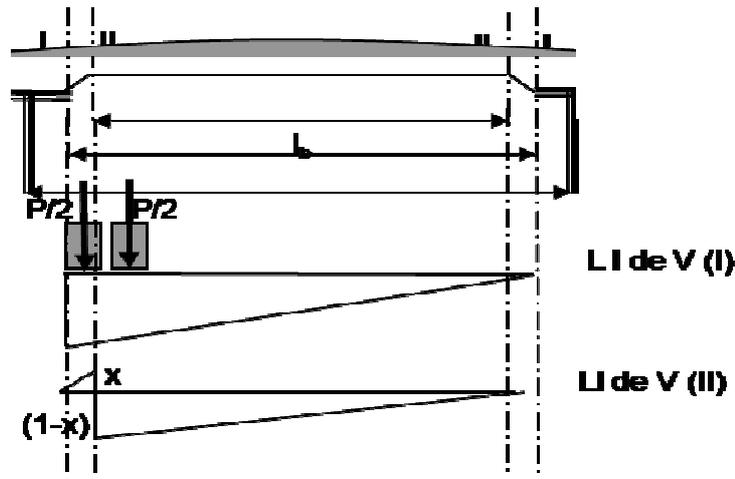


Figure 8: Ligne d'influence pour la détermination de l'effort tranchant

$$\text{On a : } V = \delta \frac{P}{2} \left(\sum \frac{y_x}{a_x} \right)$$

a_x : largeur influencée par application de la charge P ;

y_x : ordonnée de la ligne d'influence sous la charge P en x.

► Section I

Système B_c

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

$$a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3} \text{ si } \frac{l_b}{6} < x' < \frac{5l_b}{6} \text{ mais } a'_x > \frac{2l_b}{3}$$

$$a_0 > \frac{l_b}{3} \text{ avec } l_b = 3,05\text{m, donc } a_0 = 1,02 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{1}{2} b_1 : \text{ distance de charge considérée au nu d'appui considéré}$$

$$x' = 0,46 < \frac{l_b}{6} \text{ d'où } a'_x = 1,94 \text{ m}$$

$$x'' = x_0 + 0,5b_1 + c = 0,96 \text{ m} > \frac{l_b}{6} \text{ d'où } a''_x = a_0 + \frac{l_b}{3} = 2,04 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,85 \text{ et } y''_x = \frac{l_b - x''}{l_b} = 0,69$$

Système B_e

$$a_0 = 1,02 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{1}{2} b_1 = 1,58 \text{ m, on a } \frac{l_b}{6} < x' < \frac{5l_b}{6}$$

$$\text{Donc, on a : } a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3} = 2,04 \text{ m}$$



$$\text{Ainsi : } y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,45$$

Système B_r

$$a_0 > \frac{l_b}{3} \text{ donc } a_0 = 1,02 \text{ m} \quad ; \quad x' = x_0 + \frac{1}{2} b_1 = 0,48 \text{ m} < \frac{l_b}{6}$$

$$a'_x = a_0 + 2 x' = 1,98 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,84$$

► Section II

Système B_c

$$x' = x_0 + \frac{1}{2} b_1 = 0,46, \text{ on a } x' < \frac{l_b}{6} \text{ donc } a'_x = a_0 + 2 x' = 1,34 \text{ m}$$

$$x'' = x_0 + 0,5b_1 + c = 0,96 \text{ m, on a } x'' > \frac{l_b}{6} \text{ donc } a''_x = a_0 + \frac{l_b}{3} = 2,04 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,95 \text{ et } y''_x = \frac{l_b - x''}{l_b} = 0,78$$

Système B_e

$$x' = x_0 + \frac{1}{2} b_1 = 1,28 \text{ m, alors } a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3} = 2,04 \text{ m} \quad \text{et} \quad y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,58$$

Système B_r

$$x' = x_0 + \frac{1}{2} b_1 = 0,18 \text{ m} < \frac{l_b}{6}, \text{ alors } a'_x = a_0 + 2 x' = 1,38 \text{ m} \quad \text{et} \quad y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,94$$

On résume dans le tableau suivant les valeurs de tous ces paramètres

Tableau 59 : Efforts tranchants dans la dalle centrale

| Systèmes | B _c | | B _e | | B _r | |
|-------------------------------|----------------|-------|----------------|-------|----------------|-------|
| | I | II | I | II | I | II |
| Section | | | | | | |
| a' _x [m] | 1,94 | 2.987 | 2,04 | 2,04 | 1,98 | 1,38 |
| y' _x | 0,85 | 0.901 | 0,45 | 0,58 | 0,84 | 0,94 |
| a'' _x [m] | 2,04 | 3.987 | | | | |
| y'' _x | 0,69 | 0.801 | | | | |
| $\sum \frac{y_x}{a_x}$ | 0,776 | 0,503 | 0,221 | 0,284 | 0,424 | 0,681 |
| Charge P [t] | 10 | | 20 | | 10 | |
| Coefficient δ | 1,34 | | | | | |
| Effort tranchant [t] | 5,202 | 3,367 | 2,956 | 3,810 | 2,842 | 4,564 |
| Sollicitation défavorable [t] | 5,202 | | 3,810 | | 4,654 | |

Avec les formules de la combinaison d'actions, on a:

$$\text{A l'ELU on a: } V_{0U} = 1,35 V_G + 1,5 \times 1,34 V_i$$



A l'ELS on a: $V_{OS} = V_G + 1,20 V_i$

Voici alors la combinaison d'actions des efforts tranchants dans la dalle centrale :

Tableau 60 : Combinaison d'actions des efforts tranchants dans la dalle centrale

| Systèmes | B _c | B _e | B _r | Combinaison défavorable |
|----------|----------------|----------------|----------------|-------------------------|
| ELU [T] | 11,904 | 6,880 | 8,011 | 11,904 |
| ELS [T] | 8,005 | 4,673 | 5,427 | 8,005 |

1.2. DETERMINATION DES ARMATURES

1.2.1. Armatures de la dalle sur la partie circulaire

1.2.1.1. Principe de calcul

Les armatures aux appuis et en travées de la dalle sont calculées séparément. Le calcul se fait par mètre linéaire (ml) de la dalle suivant le sens de petite portée (l_x). La section de calcul se trouve dans la figure ci-dessous :

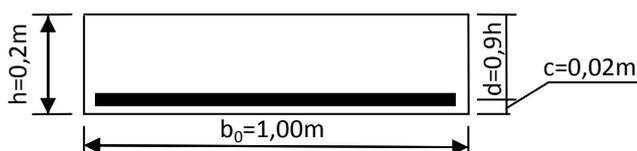


Figure 9: Calcul du ferrailage de la dalle

1.2.1.2. Calcul des armatures aux appuis

a. Armatures longitudinales à l'ELU

$$\begin{aligned} \text{On a: } M_u &= 3,990 \text{ Tm} = 3,990 \cdot 10^5 \text{ daN.cm} ; & b_o &= 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm} ; \\ d &= 0,9h = 18 \text{ cm} ; & f_{bu} &= 141,7 \text{ daN/cm}^2 ; \\ f_{ed} &= 348 \text{ MPa} = 3480 \text{ daN/cm}^2 ; & \bar{\sigma}_{bc} &= 15 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

Calcul de μ_{bu} : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} = 0,139$ et $\mu_l = 0,334$

$\mu_{bu} < \mu_l$: On a une section simplement armée ($A'_u = 0$)

$\mu_{bu} < 0,275$: on utilise la méthode simplifiée

Calcul de Z_b : $Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 16,50 \text{ cm}$

Calcul de A_u : $A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 11,12 \text{ cm}^2$

b. Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) b_o d^2 \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,527$$



$$M_{rb} = 10,56 \text{ Tm et } M_{ser} = 2,694 \text{ Tm}$$

Puisque $M_{rb} > M_{ser}$, la section est donc simplement armée.

c. Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

$$\text{Calcul de } \mu_s : \quad \mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \sigma_s} = 0,0061$$

$$\text{Calcul de } Z_{b1} : \quad Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = 15,79 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } A_{ser} : \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \sigma_s} = 12,58 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{ser} > A_u$; on tiendra compte donc la valeur trouvée à l'ELS

D'où, on a : $A_x = A_{ser} = 12,58 \text{ cm}^2$

Soit $A_x = 7\phi 16 = 14,07 \text{ cm}^2$

Puisque $\mu_s = 0,0061 > 0,0018$, on n'a pas besoin de la vérification des armatures minimales.

d. Espacement des armatures longitudinales

Il est donné par : $S_i = \frac{b_0}{n+1}$ où n est le nombre des armatures longitudinales (n = 7)

$$S_i = \frac{100}{7+1} = 13 \text{ cm}$$

e. Calcul des armatures de répartition

La section des armatures de répartition doit respecter la condition suivante :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{14,07}{4} = 3,51 \text{ cm}^2$$

On prend $A_y = 7\phi 8 = 3,52 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures de répartition est donné par : $S_i = \frac{b_0}{n+1} = \frac{100}{7+1} = 13 \text{ cm}$

1.2.1.3. Calcul des armatures en travée

La procédure de calcul est la même que pour la détermination des armatures aux appuis.

a. Armatures longitudinales à l'ELU

On a : $M_u = 6,384 \cdot 10^5 \text{ daNcm}$; $\mu_{bu} = 0,087$; $\mu_1 = 0,334$ et $Z_b = 17,06 \text{ cm}$

On trouve $A_u = 6,72 \text{ cm}^2$

b. Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$. On a déjà vu précédemment que $M_{rb} = 10,56 \text{ Tm}$ et $M_{ser} = 2,694 \text{ Tm}$. La condition est donc vérifiée, et on n'a



pas besoin d'armatures de compression.

c. Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

$$\mu_s = 0,0041 \quad Z_b = 16,08 \text{ cm}; \text{ on trouve } A_{ser} = 8,29 \text{ cm}^2$$

On constate que $A_{ser} > A_u$; on tiendra compte donc la valeur obtenue à l'ELS.

$$\text{D'où, on a : } A_x = A_{ser} = 8,29 \text{ cm}^2$$

Soit $A_x = 5\phi 16 = 10,048 \text{ cm}^2$ Puisque $\mu_s = 0,0041 > 0,0018$; la vérification des armatures minimales n'est pas nécessaire.

d. Espacement des armatures longitudinales

Il est donné par : $S_i = \frac{b_0}{n+1}$ où n est le nombre des armatures longitudinales (n = 5)

$$\text{On trouve } S_i = 17 \text{ cm}$$

e. Calcul des armatures de répartition

La section d'armatures de répartition doit respecter la condition suivante :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{10,048}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_y = 5\phi 8 = 2,512 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures de répartition est donné par : $S_i = \frac{b_0}{n+1} = \frac{100}{5+1} = 17 \text{ cm}$

On récapitule dans le tableau suivant les armatures de la dalle :

Tableau 61: Armatures de la dalle

| ARMATURES | AUX APPUIS | | EN TRAVEES | |
|----------------------------|----------------|-------------|----------------|-------------|
| | Longitudinales | Répartition | Longitudinales | Répartition |
| Section (cm ²) | 14,07 | 3,52 | 10,048 | 2,512 |
| Dimension | 7φ16 | 7φ8 | 5φ16 | 5φ8 |
| Espacement (cm) | 13 | 13 | 17 | 17 |

1.2.1.4. Vérification du non poinçonnement de la dalle

Il faut que : $Q_U \leq Q_{U_{adm}}$

Avec Q_U : charge ultime de calcul ($Q_U = 1,5.P$)

$$Q_{U_{adm}} : \text{charge admissible} \quad Q_{U_{adm}} = 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyenne de la dalle

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

h_0 : épaisseur de la dalle = 20cm



a. Pour le système de surcharge Bc avec une roue jumelé de 5T

$$P_{BC} = 2 \times 5T = 10T \text{ d'où } Q_U = 1,5 \times 10 = 15T$$

$$Q_{U_{adm}} = 0,045 \cdot (a_1 + b_1) \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Q_{U_{adm}} = 0,045 \times 2(0,31 + 0,31) \cdot 0,20 \cdot \frac{2500}{1,5} = 18,60T$$

Comme $Q_U < Q_{U_{adm}}$; la condition de non poinçonnement est donc vérifiée pour le système Bc.

b. Pour le système de surcharge Be avec une roue de 20T

$$Q_U = 30T \text{ et } Q_{U_{adm}} = 81T \text{ avec } P_{Be} = 20T \text{ et } a_1 = 0,14m ; b_1 = 2,56m$$

Comme $Q_U < Q_{U_{adm}}$, la condition de non poinçonnement est donc vérifiée pour le système Be.

c. Pour le système de surcharge Br avec une roue isolée de 10T

$$Q_U = 15T \text{ et } Q_{U_{adm}} = 21,607T \text{ avec } P_{Br} = 10T \text{ et } a_1 = 0,36m ; b_1 = 0,36m$$

Comme $Q_U < Q_{U_{adm}}$, donc il n'y a pas de poinçonnement de la dalle vis-à-vis de la surcharge Br.

1.2.1.5. Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_U < \tau_{U_{adm}}$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut prévoir des armatures transversales

$$\text{Calcul de } \tau_u : \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,66 \text{ MPa avec } V_u = 11,9047 \text{ et } b_0 = 100\text{cm} ; d = 18\text{cm}$$

$$\tau_{U_{adm}} \geq \frac{1}{\gamma_b} 0,51 \sqrt[3]{f_{c28}} = 2,91 \text{ MPa avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\text{Prenons } \tau_{U_{adm}} = 2,91 \text{ MPa}$$

D'après ces résultats, on constate que :

$$\tau_U < \tau_{U_{adm}} ; \text{ alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$



2. HOURDIS EN CONSOLE

2.1. Détermination des sollicitations du hourdis en console

2.1.1. Principe de calcul

Les valeurs des sollicitations du hourdis en console sont obtenues à partir des hypothèses suivantes :

- On surcharge le trottoir avec une surcharge concentrée d'une roue isolée $P = 3 \text{ T}$ de surface d'impact $(0,20\text{m} \times 0,20\text{m})$. On ne tient pas compte du coefficient de majoration dynamique et elle ne doit pas être cumulée avec le système de surcharge B.
- On surcharge le trottoir avec une charge surfacique de 450 kg/m^2 . Entre ces deux cas il faut prendre en compte dans le calcul celui qui donne les effets les plus défavorables.

La figure suivante montre les caractéristiques géométriques du hourdis en console.

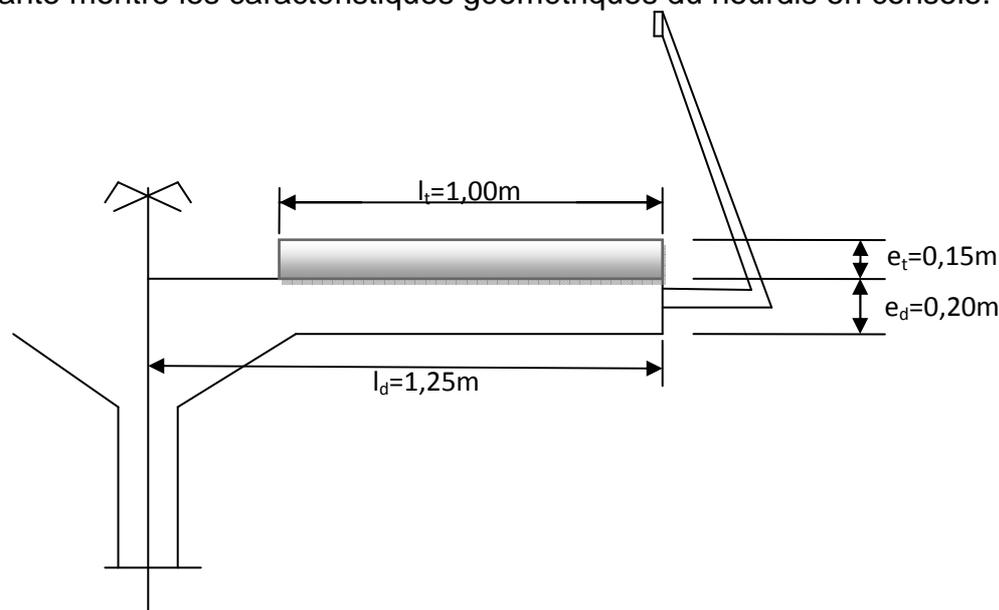


Figure 10: Caractéristique géométrique du hourdis en console

2.1.2. Calcul de la charge permanente

Par mètre linéaire du hourdis en console ; on a :

- Dalle: $g_d = 2,5 \times 0,20 \times 1,25 = 0,5 \text{ T/ml}$
- Trottoir: $g_t = 2,5 \times 0,15 \times 1,00 = 0,375 \text{ T/ml}$
- Garde corps: $g_c = 0,060 \times 1,00 = 0,06\text{T}$



2.1.3. Détermination des efforts du hourdis en console

2.1.3.1. Efforts dû au poids propre

Pour un système en console, le moment maximal se trouve à l'encastrement.

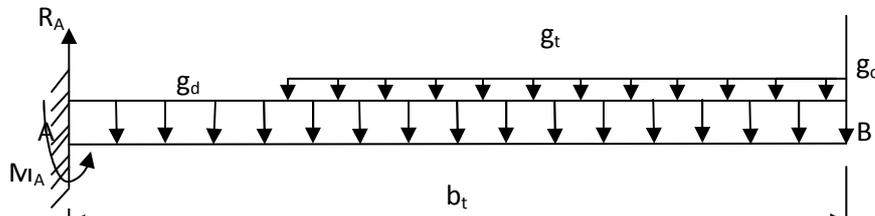


Figure 11: Modélisation de calcul du hourdis en console

Conditions d'équilibre : $\sum \vec{F}/V = 0 \Leftrightarrow R_A = g_d b_d + g_t b_t + g_c$

$$\sum \vec{M}/V = 0 \Leftrightarrow M_A = g_d \frac{b_d^2}{2} + \left[g_t b_t \left(b_d - \frac{b_t}{2} \right) \right] + g_c \cdot b_d$$

L'application numérique donne : $R_A = 0,573 \text{ T/ml}$

$$M_A = M_G = 0,220 \text{ Tm/ml}$$

2.1.3.2. Efforts dû aux surcharges

a. Surcharge concentrée 3T

La valeur du moment est donnée par la formule suivante :

$$M_p = P \cdot \frac{b_d - a}{2b_d + a}$$

Avec P : surcharge concentrée (P = 3 T)

b_d : bras de levier

a : dimension de la surface d'impact (a=0,20 m)

D'où $M_p = 0,9 \text{ Tm/ml}$

L'effort tranchant est donc : $V_p = \frac{P}{2b_d + a}$ et on trouve $V_p = 2 \text{ T/ml}$

b. Surcharge uniformément répartie

La surcharge $q = 0,450 \text{ T/m}^2$ est répartie uniformément sur toute la surface du hourdis en console. En utilisant la méthode de la RDM, on a :

$$M_Q = q \cdot \frac{b_d^2}{2}$$

Avec q : surcharge répartie ($q = 0.450 \text{ T/m}^2$)

D'où $M_Q = 0,095 \text{ Tm/ml}$

L'expression de l'effort tranchant est : $V_q = q \times b_d$

On trouve $V_q = 0,293 \text{ T/ml}$



On constate que les efforts dus à la surcharge concentrée 3 T sont les plus défavorables. Les valeurs à prendre en compte dans le calcul sont donc :

$$M_Q = 0,9 \text{ Tm/ml} \quad \text{et} \quad V_Q = 2 \text{ T/ml}$$

c. Efforts résultants du hourdis en console

Pour le moment fléchissant ; avec la combinaison d'action, on a :

$$\text{A l'ELU :} \quad M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,647 \text{ Tm}$$

$$\text{A l'ELS :} \quad M_s = M_G + M_Q = 1,120 \text{ Tm}$$

Pour l'effort tranchant :

$$\text{A l'ELU :} \quad V_u = 1,35 V_G + 1,5 V_Q = 4,044 \text{ T}$$

$$\text{A l'ELS :} \quad V_s = V_G + V_Q = 2,573 \text{ T}$$

2.2. Armatures du hourdis en console

En comparant le moment fléchissant aux appuis de la dalle et le moment d'encastrement du hourdis en console, on a :

Aux appuis de la dalle :

$$M_{ELU} = 6,987 \text{ Tm}$$

$$M_{ELS} = 4,258 \text{ Tm}$$

Hourdis en console

$$M_{ELU} = 4,044 \text{ Tm}$$

$$M_{ELS} = 2,573 \text{ Tm}$$

D'après ces résultats, on voit que le moment d'encastrement est inférieur à celui aux appuis de la dalle. Pour cela, il suffit de prolonger les armatures de la dalle aux appuis jusqu'à la partie en console pour faciliter la mise en œuvre et pour avoir plus de sécurité à l'ouvrage.

2.2.1. Vérification de non poinçonnement

La condition à vérifier est la suivante : $Q_U < Q_{U_{adm}}$

$Q_U = 4,5 \text{ T}$ et $Q_{U_{adm}} = 27,3 \text{ T}$ Comme $Q_U < Q_{U_{adm}}$, donc il n'y aura pas de risque de poinçonnement au niveau du hourdis en console.

2.2.2. Vérification de la contrainte tangentielle

Sur la partie en console, on doit vérifier la condition: $\tau_U < \tau_{U_{adm}}$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut prévoir des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,225 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad V_u = 4,0447 \text{ T} \quad \text{et} \quad b_0 = 100 \text{ cm} \quad , d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_{U_{adm}} = 2,91 \text{ MPa}$$



D'après ces résultats, on constate que $\tau_U < \tau_{U_{adm}}$; alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. LES ENTRETOISES

3.1. Détermination des sollicitations dans l'entretoise

Pour assurer la meilleure répartition des charges entre les poutres principales dans le sens transversal, on a créé les entretoises qui sont des poutres transversales à une ou à multiple travée selon le nombre des poutres principales. Elles seront donc de deux travées puisqu'on a trois poutres.

Il existe deux types d'entretoises qui sont l'entretoise d'about disposé à chaque appui et l'entretoise intermédiaire sur la travée. Le calcul des sollicitations est basé par la méthode des lignes d'influence et on considère que les entretoises sont parfaitement encastées dans les deux poutres consécutives. Pour les deux entretoises, les calculs seront les mêmes, nous avons donc considéré dans notre étude l'entretoise intermédiaire qui est la plus sollicitée.

3.1.1. Caractéristiques des entretoises

Les entretoises sont caractérisées par :

- Sa longueur : 3,05 m ;
- Sa largeur : 1,15 m ;
- Son épaisseur : 0,20 m.

Ses caractéristiques géométriques sont représentées dans la figure ci-après :

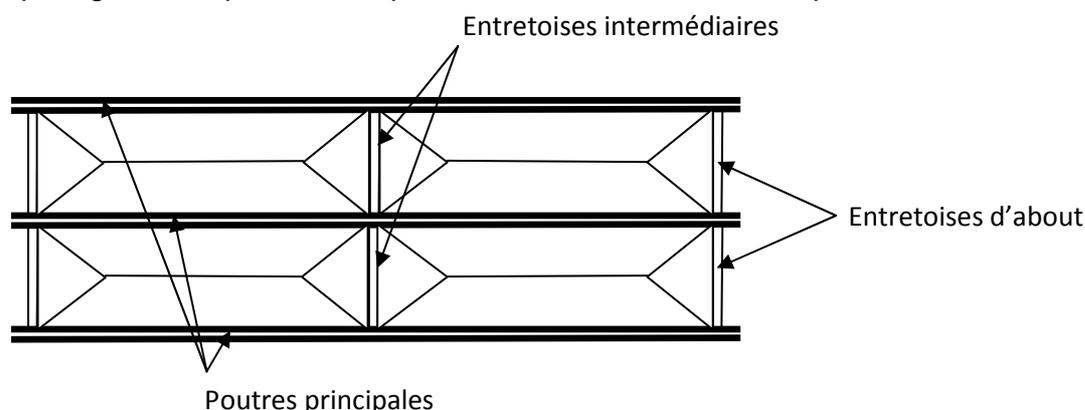


Figure 12: Disposition des entretoises

3.1.2. Détermination de la charge permanente

La charge permanente est composée par les trois éléments suivants :



3.1.2.1. Le poids propre de l'entretoise

Par mètre linéaire de l'entretoise on a : $g_e = 2.5T/m^3 \times 0.20m \times 1.15m$; $g_e = 0.575 T/ml$

3.1.2.2. Poids propre de la dalle et de la chaussée sur l'entretoise :

Par mètre linéaire de l'entretoise on a :

- Revêtement : $2.2 \times 0.03 \times 0.20 = 0.0132 T/ml$
 - Dalle: $2.5 \times 0.20 \times 0.20 = 0.100 T/ml$
- $g_d = 0,1132 T/ml$

3.1.2.3. Répartition triangulaire des charges transmises par la dalle

Puisqu'on a des éléments triangulaires, la charge permanente est donc :

$$g_S^V = P \cdot \frac{l_e}{4} \text{ pour l'effort tranchant ;}$$

$$g_S^M = P \cdot \frac{l_e}{4} \text{ pour le moment fléchissant.}$$

Avec l_e : longueur = 3,05m ;

P : charge permanente pour $1m^2$ de la dalle et du revêtement = 0,615 T/m^2 ;

L'application numérique donne : $g_S^V = 0.432 T/ml$ et $g_S^M = 0.575 T/ml$.

3.1.2.4. Charge permanente totale

La charge permanente totale de l'entretoise intermédiaire est donnée par la relation suivante :

$$g_V = g_e + g_d + 2 g_S^V \text{ pour l'effort tranchant ;}$$

$$g_M = g_e + g_d + 2 g_S^M \text{ pour le moment fléchissant.}$$

L'application numérique donne : $g_V = 7,552T/ml$ et $g_M = 1,838T/ml$

3.1.3. Coefficient de majoration dynamique de l'entretoise :

Le coefficient de majoration dynamique de l'entretoise intermédiaire est obtenu par :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{P}{S}} = 1,48$$

Avec : l : distance entre axe des poutres de rives qui est de $l = 3,25 \times 2 = 6,50 m$;

P : intensité de la charge permanente $P = g \cdot l = 1,838 \times 6,5 = 11,94T$;

S : surcharge $B_{max} = 2 \times 25 T = 50 T$.

On a alors: $\delta_1 = 1,48$

3.2. Ligne d'influence

La détermination des sollicitations de l'entretoise sera basée sur la ligne d'influence. En considérant que l'entretoise est encastree à ses deux extrémités, il faut



donc déterminer les éléments nécessaires pour le calcul de cette ligne d'influence qui sont les réactions d'appuis et les moments d'encastrement. A partir du schéma suivant, on a les résultats d'après la méthode de la RDM.

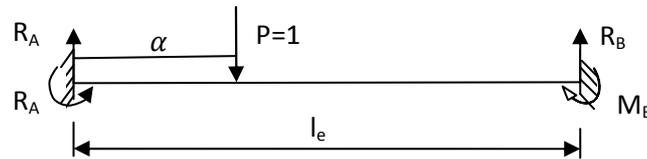


Figure 13: Schéma équivalent d'une poutre encastree à ses deux extremités

En utilisant les conditions d'équilibre, on a les résultats :

$$\text{à l'appui A : } R_A = \frac{P(l_e - \alpha)^2(l_e + 2)}{l_e^3} ; \quad \alpha : \text{ position de la charge roulante } P=1$$

$$M_A = \frac{P\alpha(l_e - \alpha)^2}{l_e^2} ; \quad \alpha : \text{ position de la section à étudier}$$

$$\text{à l'appui B : } R_B = \frac{P\alpha^2(3l_e - 2\alpha)}{l_e^3}$$

$$M_B = \frac{P\alpha^2(l_e - \alpha)}{l_e^2}$$

3.2.1. Ligne d'influence des moments fléchissant

Après avoir obtenu les réactions d'appui et les moments d'encastrement, on peut ressortir l'équation de la ligne d'influence des moments fléchissant en faisant l'inventaire des moments à gauche et à droite d'une section à étudier, et en considérant la charge $P = 1$ comme étant une charge roulante d'abscisse α . Les expressions généralisées de la ligne d'influence des moments fléchissant sont donc les suivantes :

$$\text{Si } \alpha > x : \quad M(\alpha; x) = R_A x - M_A = \left(1 - \frac{\alpha}{l_e}\right)^2 \left[x \left(1 + \frac{2\alpha}{l_e}\right) - \alpha \right]$$

$$\text{Si } \alpha < x : \quad M(\alpha; x) = R_B(l_e - x) - M_B = \left(\frac{\alpha}{l_e}\right)^2 \left[x \left(\frac{2\alpha}{l_e} - 3\right) + 2l_e - \alpha \right]$$

✓ Aux appuis

$$\text{A l'appui de gauche en A, on a } x = 0 : M_A = M(\alpha; 0) = -\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{l_e}\right)^2$$

$$\text{A l'appui de droite en B, on a } x = l_e : M_B = M(\alpha; l_e) = -\left(\frac{\alpha}{l_e}\right)^2 (l_e - \alpha)$$

$$\text{✓ En travée : } \quad M_{l_e/2} = M\left(\alpha; \frac{l_e}{2}\right) = \frac{l_e}{2} \left(\frac{\alpha}{l_e}\right)^2 \quad \text{si } \alpha < x$$

$$M_{l_e/2} = M\left(\alpha; \frac{l_e}{2}\right) = \frac{l_e}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{l_e}\right)^2 \quad \text{si } \alpha \geq x$$

En divisant la travée l_e de l'entretoise en dix sections différentes, l'intervalle de



chaque section d'étude est donc de : $\frac{l_e}{10} = \frac{3,05m}{10} = 0,305m$

Les graphes suivants représentent les lignes d'influence des moments fléchissant :

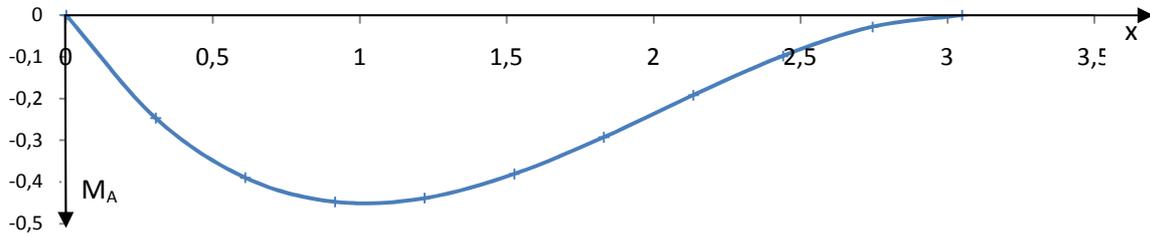


Figure 14: Ligne d'Influence du moment fléchissant à l'appui A

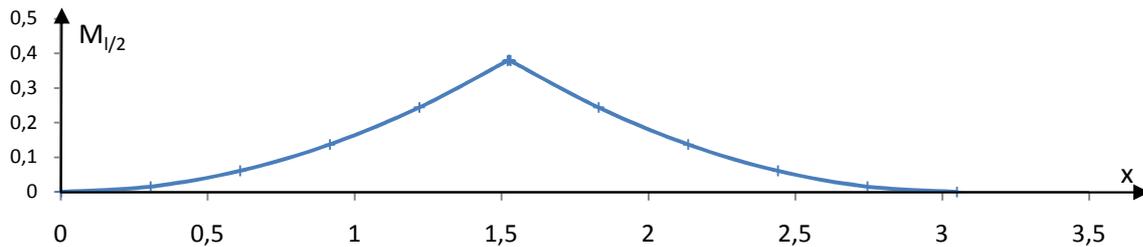


Figure 15: Ligne d'influence du moment fléchissant à mi-travée

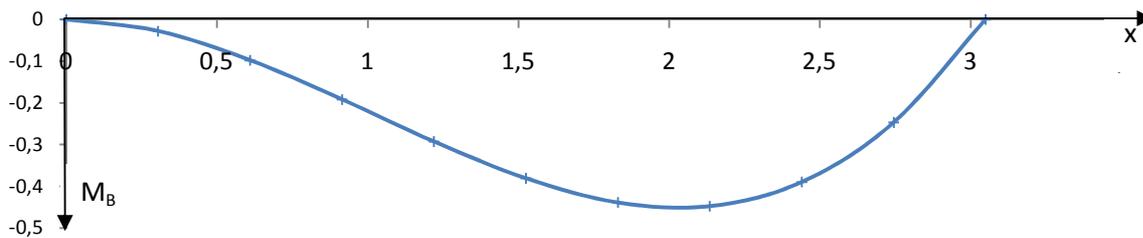


Figure 16: Ligne d'influence du moment fléchissant à l'appui B

3.2.2. Ligne d'influence des efforts tranchants

Si $a > x$: $T(\alpha; x) = -R_A = -\frac{(l_e - \alpha)^2(l_e + 2\alpha)}{l_e^3}$; x : position de la section à étudier

Si $a \leq x$: $T(\alpha; x) = -R_B = -\frac{\alpha^2(3l_e - 2\alpha)}{l_e^3}$

✓ Aux appuis :

A l'appui de gauche en A, on a $x = 0$ $T_A = T(\alpha; 0) = -\frac{(l_e - \alpha)^2(l_e + 2\alpha)}{l_e^3}$

A l'appui de droite en B, on a $x = l_e$ $T_B = T(\alpha; l_e) = -\frac{\alpha^2(3l_e - 2\alpha)}{l_e^3}$

✓ En travée :

$$T_{\frac{l_e}{2}} = T\left(\alpha; \frac{l_e}{2}\right) = -\frac{\alpha^2(3l_e - 2\alpha)}{l_e^3} \text{ si } \alpha < x$$



$$T_{\frac{le}{2}} = T\left(\alpha; \frac{le}{2}\right) = -\frac{(le - \alpha)^2(le + 2\alpha)}{le^3} \text{ si } \alpha \geq x$$

D'où les graphes des lignes d'influence des efforts tranchants

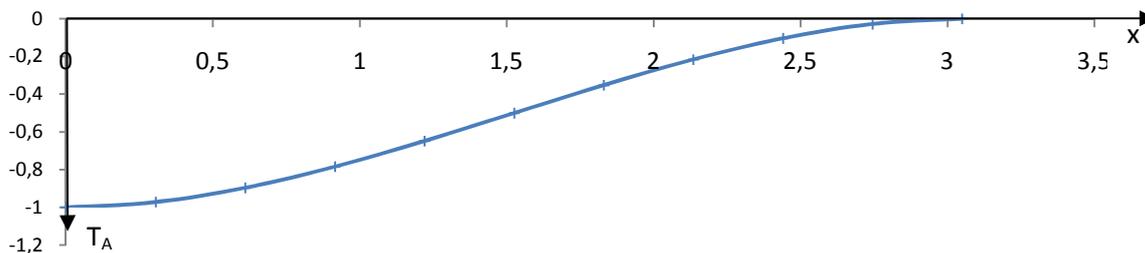


Figure 17: Ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui A

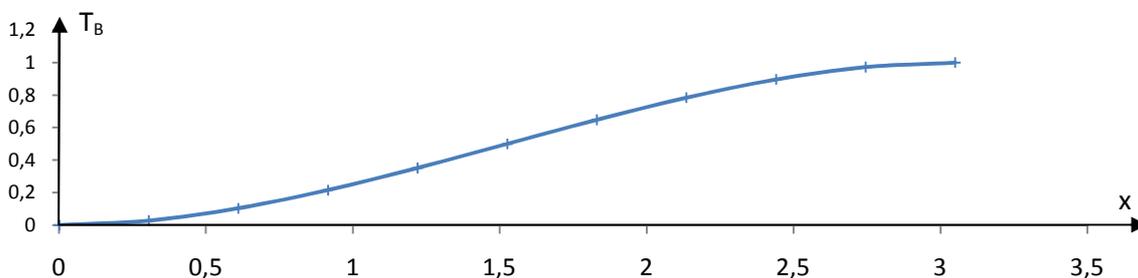


Figure 18: Ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui B

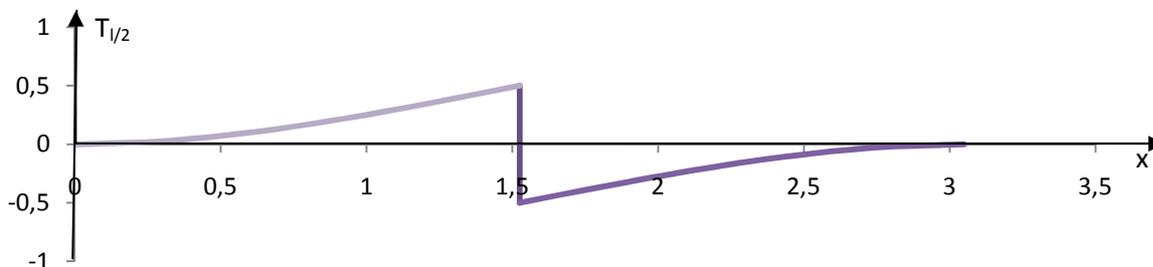


Figure 19: Ligne d'influence de l'effort tranchant à mi-travée

3.3. Détermination du moment fléchissant de l'entretoise

3.3.1. Moment fléchissant dû aux charges permanentes

Le moment fléchissant dû aux charges permanentes de l'entretoise intermédiaire suit la même méthode que celui de l'entretoise d'about, mais la seule qui change c'est la charge permanente.

On a alors : $M_G = g_M \cdot S_i$

Avec : g_M : charge permanente totale de l'entretoise intermédiaire pour le calcul des moments fléchissant ($g_M=1,838 \text{ T/ml}$) ;



Si : surface de la ligne d'influence en dessous de l'essieu.

Les moments fléchissant aux appuis et en travée sont donc:

Aux appuis

$$M_A = M_B = g_M \cdot S_A \text{ avec } S_A = -\frac{le^2}{12}$$

$$\text{D'où, on a : } M_A = M_B = -g_M \cdot \frac{le^2}{12}$$

On trouve :

$$M_A = M_B = -1.425 \text{ Tm}$$

A mi-travée

$$M_{le/2} = g_M S_{le/2} \text{ avec } S_{le/2} = \frac{le^2}{24}$$

$$\text{D'où, on a : } M_{le/2} = g_M \frac{le^2}{24}$$

L'application numérique donne :

$$M_{\frac{le}{2}} = 0,712 \text{ Tm}$$

3.3.2. Moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitation

Le système de surcharge à prendre en compte dans le calcul est celui de B:

- La surcharge Bc qui se déplace sur l'entretoise avec deux roues jumelées de 10T de l'essieu arrière.
- La surcharge Be est constituée d'un essieu isolé de 20 T. Cet essieu est posé perpendiculairement sur l'axe horizontal de la chaussée.
- La surcharge Br est composée d'une roue isolée de 10 T. Elle est posée aussi perpendiculairement sur l'axe horizontal de la chaussée.

3.3.2.1. Surcharge Bc (P_{BC}=10T)

Le moment fléchissant maximal de l'entretoise intermédiaire est obtenu par la formule suivante : $M_{BC} = \delta_1 \cdot P_{BC} \cdot Y_{BC}$; avec Y_{BC} : ordonnée de LI : $M(\alpha_{BC}; x)$ et $\delta_1 = 1,48$

$$\checkmark \text{ Aux appuis : } M_A = M_B = \delta_1 \cdot P_{BC} \cdot Y_{BC}$$

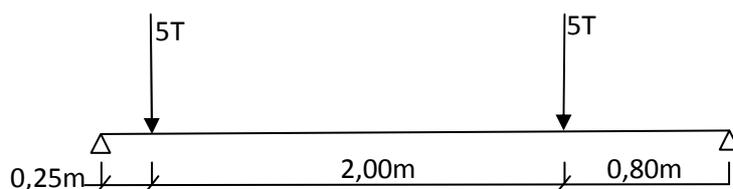


Figure 20: Disposition de la surcharge Bc pour la section à l'appui A

A partir de ce schéma, la résultante des deux roues jumelées se trouve au point

$$\text{d'abscisse : } \alpha_{BC} = 0,25\text{m} + \frac{2,00\text{m}}{2} = 1,25\text{m}$$

$$\text{Donc } Y_{BC} = M(1,25; 0) = \left[-1,25 \left(1 - \frac{1,25}{3,05} \right)^2 \right] = -0,435$$

L'application numérique donne : $M_A = M_B = -6.438 \text{ Tm}$

$$\checkmark \text{ A mi-travée : } M_{\frac{le}{2}} = \delta_1 \cdot P_{BC} \cdot Y_{BC}$$

La disposition de la surcharge Bc pour avoir le moment fléchissant maximal à



mi-travée est la suivante :

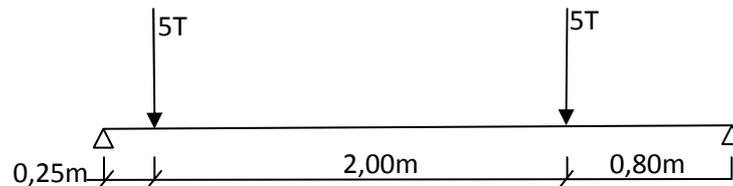


Figure 21: Disposition de la surcharge Bc pour la section à mi-

La résultante des deux roues jumelées se trouve donc juste au milieu de la travée : $\alpha_{BC} = 1,525 \text{ m}$

$$\text{Alors : } Y_{Bc} = M(1,25; 1,25) = 0,381$$

L'application numérique donne : $M_{\frac{l_e}{2}} = 5,639 \text{ Tm}$

3.3.2.2. Surcharge Be

Le moment fléchissant maximal de l'entretoise intermédiaire est obtenu par la formule suivante : $M_{Be} = \delta_1 \cdot Q_{Be} \cdot S_i$ avec $\delta_1 = 1.48$;

$$Q_{Be} : \text{ surcharge répartie de l'essieu isolé de } 20\text{T} ; Q_{Be} = \frac{20}{2,50} = 8\text{T} ;$$

S_i : surface de LI en dessous de l'essieu.

$$\checkmark \text{ Aux appuis } M_A = M_B = \delta_1 \cdot Q_{Be} \cdot S_A$$

On va représenter dans le schéma suivant la disposition de la surcharge Be pour avoir le moment fléchissant maximal :

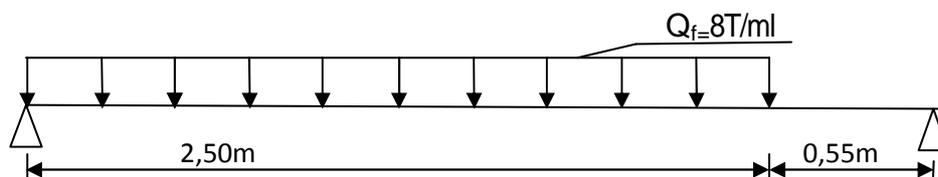


Figure 22: Disposition de la surcharge Be pour la section à l'appui A

On peut ainsi calculer la surface de la ligne d'influence en dessous de l'essieu Be :

$$S_A = \int_0^{2,5} M(\alpha; 0) d\alpha = \int_0^{2,5} -\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{l_e}\right) d\alpha = \int_0^{2,5} -\alpha \left(1 - 2\frac{\alpha}{l_e} + \frac{\alpha^2}{l_e^2}\right) d\alpha$$

$$S_A = \left[-\frac{\alpha^2}{2} + 2\frac{\alpha^3}{3l_e} - \frac{\alpha^4}{4l_e^2} \right]_0^{2,5} = -0,760 \text{ m}^2$$

L'application numérique donne : $M_A = M_B = -8.999 \text{ Tm}$

$$\checkmark \text{ A mi-travée } M_{\frac{l_e}{2}} = \delta_1 \cdot Q_{Be} \cdot S_{\frac{l_e}{2}}$$

Le schéma suivant représente la disposition de la surcharge Be pour avoir le moment fléchissant maximal :

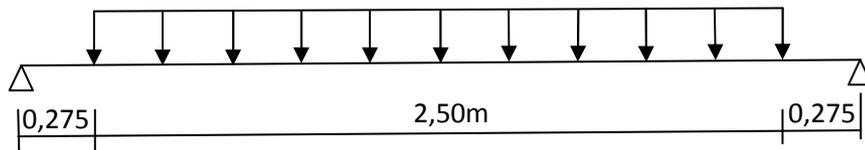


Figure 23: Disposition de la surcharge Be pour la section à mi-travée

D'où la surface de la ligne d'influence en dessous de l'essieu Be :

$$S_{\frac{le}{2}} = \int_{0,275}^{1,525} M\left(\alpha; \frac{le}{2}\right) d\alpha + \int_{1,525}^{2,775} M\left(\alpha; \frac{le}{2}\right) d\alpha = \frac{le}{2} \left[\left(\frac{\alpha^3}{3le^2}\right)_{0,275}^{1,525} + \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{le} + \frac{\alpha^3}{le^2}\right)_{1,525}^{2,775} \right] = 0,385m^2$$

L'application numérique donne : $M_{\frac{le}{2}} = 4,559Tm$

3.3.2.3. Surcharge Br

Le moment fléchissant maximal de l'entretoise intermédiaire est obtenu par les formules suivantes :

Aux appuis $M_A = M_B = \delta_1 \cdot P_{Br} \cdot Y_{Br}$

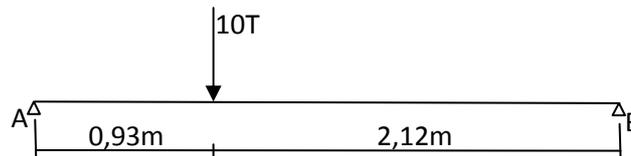


Figure 24: Disposition de la surcharge Br pour la section à l'appui A

A partir de ce schéma, la roue isolée se trouve au point d'abscisse $\alpha_{Br} = 0,93m$ On a

donc $Y_{Br} = M(0,93; 0) = \left[-0,93 \left(1 - \frac{0,93}{3,05} \right)^2 \right] = -0,449$

L'application numérique donne : $M_A = M_B = -6,646 Tm$

A mi-travée : $M_{\frac{le}{2}} = \delta_1 \cdot P_{Br} \cdot Y_{Br}$

La disposition de la surcharge Br pour avoir le moment fléchissant maximal à mi-travée est la suivante :

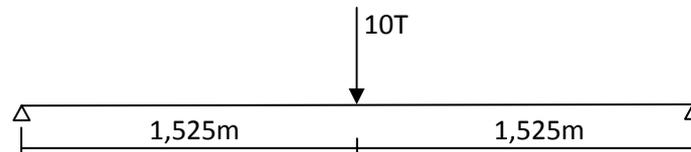


Figure 25: Disposition de la surcharge Br pour la section à mi-travée

$\alpha_{Br} = 1,525m.$

Et on a : $Y_{Br} = M(\alpha_{Br}; 1,525) = M(1,525; 1,525) = 0,381a$

L'application numérique donne $M_{\frac{le}{2}} = 5,639Tm$:



Le tableau suivant récapitule les résultats des moments fléchissant de l'entretoise :

Tableau 62: Résultat des moments fléchissant de l'entretoise intermédiaire.

| Moment fléchissant (Tm) | Aux appuis A et B | A mi-travée |
|-------------------------|-------------------|-------------|
| M_{cp} (Permanente) | -1.425 | 0.712 |
| M_{Bc} | - 6.438 | 5.639 |
| M_{Be} | - 8.999 | 4.559 |
| M_{Br} | - 6.646 | 5.639 |
| M_{Bmax} | - 8.999 | 5.639 |

3.3.3. Moment fléchissant résistant

Le moment fléchissant résistant, en considérant la combinaison d'action, peut s'obtenir à partir des formules suivantes :

$$\text{A l'ELU: } M = 1,35 M_G + 1,5 M_Q ; \quad \text{A l'ELS: } M = M_G + M_Q$$

$$\text{Avec } M_Q = M_{Bmax}$$

D'où, on a le tableau suivant :

Tableau 63: Résultat des moments fléchissant résistant de l'entretoise intermédiaire.

| Moment fléchissant (Tm) | Aux appuis A et B | A mi-travée |
|-------------------------|-------------------|-------------|
| ELU | -15,422 | 9,420 |
| ELS | -10,424 | 6,351 |

3.4. Détermination de l'effort tranchant de l'entretoise

Il est à noter que l'effort tranchant est maximal au niveau des appuis, ce qui conduit au calcul de l'effort tranchant de l'entretoise aux appuis.

3.4.1. Effort tranchant dû aux charges permanentes

En disposant toujours la charge répartie du poids propre de l'entretoise sur la ligne d'influence des efforts tranchant, on peut obtenir la valeur de ces derniers. D'après les figures des lignes d'influence, celle de l'effort tranchant à l'appui A et celle de l'effort tranchant à l'appui B sont symétriques ; mais ses valeurs ont des signes contraires. On obtient des mêmes résultats de calcul avec des signes contraires.

La formule générale est la suivante : $T_B = - T_A = g_v \cdot S_{Bg}$

Avec : g_v : charges permanentes totales de l'entretoise intermédiaire = 1,552 T/ml

$$S_{Bg} : \text{surface de la LI ; } S_{Bg} = \int_0^{le} T(\alpha; le) d\alpha = \int_0^{le} \frac{\alpha^2(3le-2\alpha)}{le^3} d\alpha = \frac{le}{2}$$

L'application numérique donne : $T_B = 2.367 \text{ T}$ et $T_A = - 2.367 \text{ T}$



3.4.2. Effort tranchant dû aux surcharges d'exploitation

3.4.2.1. Surcharge Bc

$$T_{Bc} = \delta_1 \cdot P_{Bc} \cdot Y_{Bc} \quad T_B = -T_A = \delta_1 \cdot P_{Bc} \cdot Y_{Bc}$$

La résultante de ces deux roues jumelées se trouve au point d'abscisse :

$$\alpha_{Bc} = 0,25m + \frac{2,00m}{2} = 1,25m$$

$$\text{On a donc : } Y_{Bc} = T(\alpha_{Bc}; 0) = -\frac{(1e - \alpha_{Bc})^2(1e + 2\alpha_{Bc})}{1e^2} = -0,633$$

L'application numérique donne : $T_B = 9,370 \text{ T}$ et $T_A = -9,370 \text{ T}$

3.4.2.2. Surcharge Be

L'effort tranchant maximal de l'entretoise intermédiaire est :

$$T_{Be} = \delta_1 \cdot Q_{Be} \cdot S_i ; \quad T_B = -T_A = \delta_1 \cdot Q_{Be} \cdot S_{Be} \text{ avec } S_{Be} = \int_{0,55}^{3,05} T(\alpha; 1e) d\alpha$$

On peut ainsi calculer la surface de la ligne d'influence en dessous de l'essieu Be :

$$S_{Be} = \int_{0,55}^{3,05} \frac{\alpha^2(31e - 2\alpha)}{1e^3} d\alpha = 1,508m^2$$

$$\text{Et } Q_{Be} = \frac{20T}{2,50} = 8T/ml$$

L'application numérique donne : $T_B = 17,854 \text{ T}$ et $T_A = -17,854 \text{ T}$

3.4.2.3. Surcharge Br

L'effort tranchant maximal de l'entretoise est obtenu en disposant la roue isolée 10 T sur la ligne d'influence des efforts tranchant.

$$T_B = -T_A = \delta_1 \cdot P_{Br} \cdot Y_{Br}$$

La roue isolée se trouve au point d'abscisse $\alpha_{Br} = 0 (Y_{Br} = \pm 1)$

L'application numérique donne : $T_B = 14,80 \text{ T}$ et $T_A = -14,80 \text{ T}$

Pour la suite des calculs ; on va prendre les valeurs des efforts de la surcharge Be. Donc, on a le tableau suivant :

Tableau 64: Résultat des efforts tranchant de l'entretoise intermédiaire

| Effort tranchant (T) | A l'appui A (x=0) | A l'appui B (x=1e) |
|----------------------|-------------------|--------------------|
| T_{Bmax} | -17,854 | 17,854 |

3.4.3. Effort tranchant résistant

En considérant la combinaison d'action, l'effort tranchant résistant peut



s'obtenir à partir des formules suivantes :

$$\text{A l'ELU: } T = 1.35 T_G + 1.5 T_Q \quad \text{Avec } T_Q = T_{B\max}$$

$$\text{A l'ELS: } T = T_G + T_Q$$

D'où, on a le tableau suivant :

Tableau 65: Résultat des efforts tranchant résistant de l'entretoise intermédiaire.

| Effort tranchant (T) | A l'appui A (x = 0) | A l'appui B (x=le) |
|----------------------|---------------------|--------------------|
| ELU | -29,977 | 29,977 |
| ELS | -20,221 | 20,221 |

3.5. Armatures de l'entretoise

La section de calcul des armatures de l'entretoise est donnée dans la figure suivante :

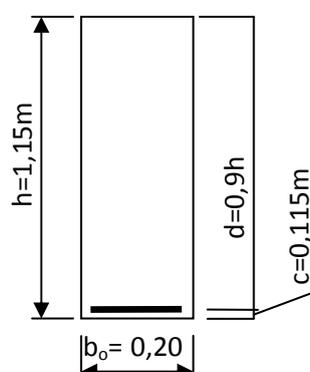


Figure 26: Calcul du ferrailage de l'entretoise

3.5.1. Calcul des armatures supérieures (aux appuis)

3.5.1.1. Armature longitudinale à l'ELU

On a : $M_u = 15,422 \text{ Tm}$; $b_0 = 200 \text{ cm}$; $d = 103,50 \text{ cm}$ et $\mu_{bu} = 0,051$
 $z_b = 100,33 \text{ cm}$; $\mu_l = 0,334$; donc $A_u = 4,42 \text{ cm}^2$

3.5.1.2. Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$

$$M_{rb} = 68,81 \text{ Tm} \quad \text{et} \quad M_{ser} = 10,424 \text{ Tm}$$

Puisque M_{rb} est largement supérieure à M_{ser} , la section est donc simplement armée.

3.5.1.3. Armature longitudinale à l'ELS

$$\mu_s = 0,0024 \quad z_{b1} = 94,15 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad A_{ser} = 5,48 \text{ cm}^2$$



Puisque $A_{ser} > A_u$; on tiendra compte donc la valeur trouvée à l'ELS

$$\text{D'où, on a : } Ax = A_{ser} = 5,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } Ax = 5 \Phi 12 = 5,652 \text{ cm}^2$$

On a trouvé $\mu_s = 0,0024 > 0,0018$, on n'a pas besoin de la vérification des armatures minimales.

3.5.2. Calcul des armatures inférieures (en travée)

3.5.2.1. Armatures longitudinales à l'EL U

On a : $M_u = 9,42 \text{ Tm} = 9,42 \times 10^5 \text{ daNcm}$ et $\mu_l = 0,334$

D'où, on a : $\mu_{bu} = 0,031$; $Z_b = 101,57 \text{ cm}$ et $A_u = 2,67 \text{ cm}^2$

3.5.2.2. Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$

On a déjà vu, lors du calcul des armatures supérieures, que $M_{rb} = 68,81 \text{ Tm}$. La condition est vérifiée, alors les armatures de la compression ne sont pas nécessaires.

3.5.2.3. Armature longitudinale à l'ELS

$$\mu_s = 0,0015, \quad Z_{b1} = 95,15 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad A_{ser} = 3,304 \text{ cm}^2$$

Puisque $A_{ser} > A_u$; on tiendra compte donc la valeur trouvée à l'ELS

$$\text{D'où, on a : } A = A_{ser} = 3,304 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 5\phi 10 = 3,925 \text{ cm}^2$$

Comme $\mu_s = 0,0015 < 0,0018$; on a besoin de la vérification des armatures minimales.

3.5.2.4. Armatures minimales

La section des armatures minimales est obtenue par la formule suivante :

$$A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = \frac{0,32 \times 2,1 \times 20 \times 103,5}{400} = 2,50 \text{ cm}^2$$

La section des armatures minimales est respectée car : $A = 3,925 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,5 \text{ cm}^2$

3.5.2.5. Armatures d'âme

Le diamètre des armatures transversales se détermine à partir de la condition ci-après $\phi_1 \leq \text{Min} \left\{ \phi_{tmax}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\}$:

Où ϕ_{tmax} est le diamètre maximal des armatures longitudinales ($\phi_{tmax} = 12 \text{ mm}$)

$$\phi_t \leq \text{Min} \{ 1,2 \text{ cm}; 3,29 \text{ cm}; 2 \text{ cm} \} = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$



On prend $\phi_t = 10\text{mm}$

L'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$S_t < \text{Min}\{15\phi_{t\text{max}} ; 0,9d; 40\text{cm}\} = \text{Min}\{18\text{cm}; 93,15\text{cm}; 40\text{cm}\} = 18\text{cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

3.5.2.6. Vérification de la contrainte tangentielle

On devrait vérifier que : $\tau_u < \tau_{uadm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,448\text{MPa} \text{ avec } V_u = 29,978 \text{ et } b_0 = 20\text{cm} ; d = 103,5\text{cm} \text{ et } \tau_{uadm} = 2,91\text{MPa}$$

D'après ces résultats, on constate que : $\tau_u < \tau_{uadm}$

Alors la résistance du béton vis-à-vis de la contrainte tangentielle est assurée.

Tableau 66: Armatures de l'entretoise.

| Armatures Positions | Longitudinales | Transversales | Espacements |
|------------------------|------------------------------|---------------|-------------|
| Aux appuis | 5HA12 = 5,652cm ² | HA10 | 15cm |
| En travée | 5HA10 = 3,925cm ² | HA10 | 15cm |

4. POUTRE LONGITUDINALE

4.1. Détermination du rendement géométrique de la section

Le principe de calcul se reflète à la détermination de :

- La valeur du moment d'inertie par rapport à un axe horizontal qui passe par le centre de gravité ;
- La position du centre de gravité G ;
- La valeur du rendement géométrique.

4.1.1. Calcul du moment d'inertie

Les caractéristiques de la section de la poutre sont représentées dans la figure suivante :

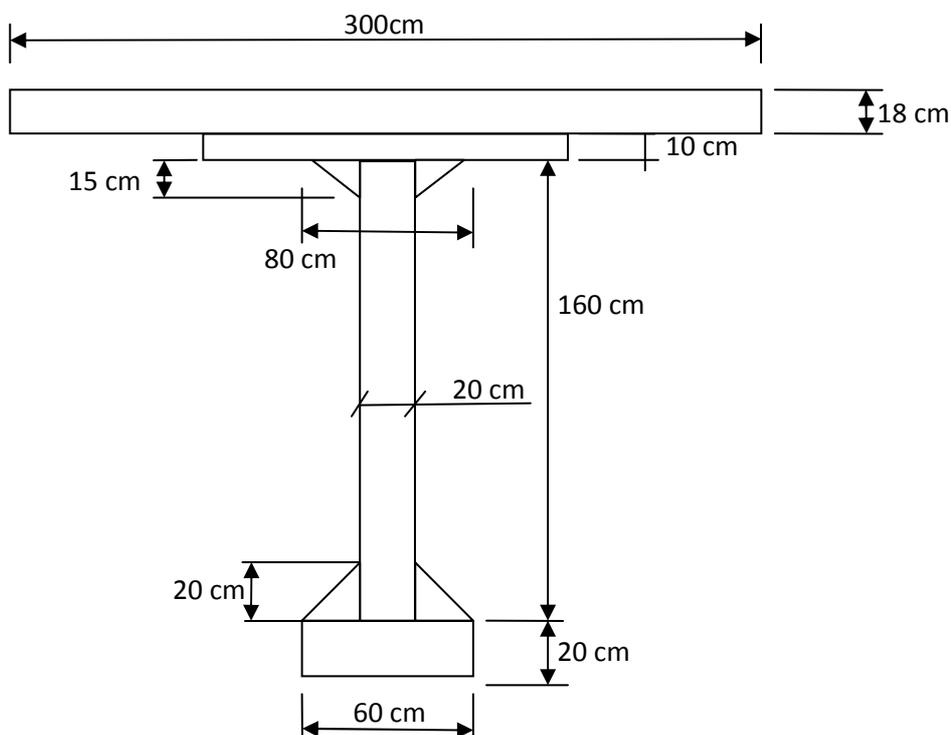


Figure 27: Poutre en T pour le calcul du moment d'inertie

Le calcul du moment d'inertie est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 67: Calcul du moment d'inertie

| N° | Section | S (cm ²) | cd.g Y _i (cm) | (S.Y _i) | d(cm) | d ² (cm ²) | S.d ² | I(cm ⁴) |
|----|---|----------------------|-----------------------------|---------------------|--------|-----------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| 1 | 10x150 | 1 500 | 10 | 15 000 | 42.84 | 1 835.27 | 12 388 072.5 | 351 562.5 |
| 2 | 20x160 | 3 200 | 25 | 11 250 | 48.49 | 2 351.28 | 9 405 120 | 13 333 333.33 |
| 3 | $2 \left(\frac{30 \times 15}{2} \right)$ | 450 | 100 | 320 000 | 13.18 | 173.71 | 130 282.5 | 39 062.5 |
| 4 | $2 \left(\frac{20 \times 20}{2} \right)$ | 400 | 173,33 | 69 332,33 | 120.16 | 14 438.43 | 7 219 215 | 26 041.67 |
| 5 | 60x20 | 1 200 | 190 | 228 000 | 139.49 | 19 457.46 | 15 565 968 | 26 666.67 |
| 6 | 305x18 | 5 490 | 9 | 79 410 | 45,58 | 2077,536 | 11 405 675 | |
| | $\sum S_i =$ | 14 600 | $\sum S_i Y_i$ | 753 083,33 | | | 47 108 022.18 | 13 911 666.67 |
| | | | | | | | $I = 61\,019\,688.85\text{cm}^4$ | |

4.1.2. Calcul de la position du centre de gravité G

Elle est obtenue par la formule suivante :

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{752\,083,33}{14\,600} = 51,51\text{cm}$$

On a donc : V = 50,71cm



$$V' = h_t - V = 200 - 51,51 = 148,49 \text{ cm}$$

4.1.3. Calcul du rendement géométrique de la section

Il est donné par la formule : $\rho = \frac{i^2}{v.v'}$ avec $i^2 = \frac{I}{S} = \frac{61019688,85}{14600} = 4179,43$

$$\text{On a alors : } \rho = \frac{i^2}{v.v'} = \frac{4179,43}{51,51 \times 148,49} = 0,55$$

Puisque: $\rho = 0,55 > 0,50$, on a une section élancée

La limite supérieure du noyau limite est donc : $C = : \rho.v = 0,55 \times 51,51 = 28,33 \text{ cm}$

La limite inférieure du noyau limite est de : $C' = : \rho.v' = 0,55 \times 148,49 = 81,67 \text{ cm}$

4.2. Inventaire des charges :

4.2.1. Les charges permanentes

4.2.1.1. Phase de mise en tension :

Seules les charges permanentes dues aux poutres ; hourdis et aux entretoises sont à considérer. D'où après calcul, on aura $g_{0\text{Total}} = 8,88 \text{ T/ml}$ qui se répartie identiquement sur les trois poutres. Donc $g = 2,96 \text{ T/ml}$.

4.2.1.2. Phase de mise en service

➤ Charge répartie

Par mètre linéaire, la charge répartie du tablier est de :

| | | | |
|-------------------------|----------------------------------|---|------------|
| <u>Revêtement</u> : | $2,2 \times 0,03 \times 7,00$ | = | 0,462 T/m |
| <u>Trottoir</u> : | $2(2,5 \times 0,50 \times 0,15)$ | = | 0,375 T/m |
| <u>Garde du corps</u> : | $0,060 \times 2$ | = | 0,12 T/m |
| <u>Poutres+ dalle</u> : | $2,5 \times 3,70 \times 1,00$ | = | 9,25 T/m |
| | D'où G_1 | = | 10,207 T/m |

➤ Charge concentrée

On a 6 entretoises par travée dont les deux extrêmes jouent le rôle d'entretoises d'about et les quatre au milieu d'entretoises intermédiaires. D'où, on a $G_2 = 6 (2,5 \times 1,15 \times 0,20 \times 3,05 \times 2) = 21,045 \text{ T}$

On peut ramener cette charge concentrée en une charge uniformément répartie et on a : $21,045/40,50 = 0,520 \text{ T/ml}$



Soit $G_{1TOTAL} = 10,727T/ml$. Mais cette charge sera répartie sur les trois poutres de même section et de même inertie ; donc la charge uniformément répartie supportée par une poutre sera : $g = \frac{G_{1Total}}{3} = 3,576T/ml$

4.2.2. Calcul des surcharges d'exploitation :

4.2.2.1. Surcharge de la chaussée :

La chaussée supporte une surcharge uniforme :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad [Kg/m^2]$$

D'après fascicule 61, la valeur obtenue de cette formule ne s'applique qu'aux ouvrages de première classe supportant une ou deux voies de 3,50 m, ainsi qu'aux ouvrages de deuxième classe à deux voies de 3 m dans le cas où une seule de ces voies est chargée.

Dans ce cas cette formule est applicable entièrement car on a un ouvrage de première classe à 2 voies de 3,5 m.

Pour $l = 40$ m ; on a $A(l) = 922,308$ [kg/m²]. Soit $A(l) = 0,922$ T/m²

4.2.2.2. Surcharge du trottoir :

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

Soit $A(t) = 0,15$ T/m².

4.2.2.3. Surcharge due au système B :

Le coefficient de majoration dynamique pour les trois systèmes B est le même pour chaque élément de l'ouvrage. Il est donné par la formule suivante :

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

a. Coefficient de majoration dynamique pour le système Bc

Au maximum ; on a 2 camions de 25 T roulant sur un pont, donc, la charge roulante est de 50 T.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(40)} + \frac{0,6}{1 + \frac{4(429,325)}{50}} = 1,061$$

b. Coefficient de majoration dynamique pour le système Be

Un essieu isolé de masse 20 T est disposé sur l'ouvrage :



$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(40)} + \frac{0,6}{1 + \frac{4(429,325)}{20}} = 1,051$$

c. Coefficient de majoration dynamique pour le système Br

On dispose sur l'ouvrage une roue isolée de masse 10T :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(40)} + \frac{0,6}{1 + \frac{4(429,325)}{10}} = 1,048$$

d. Coefficient de majoration dynamique S

Le coefficient de majoration dynamique à prendre en compte dans le calcul est celui maximal pour les trois valeurs calculées ci-dessus.

On a alors $\delta = \max [Bc; Be ; Br]$ et $\delta = 1,061$

4.3. Détermination du coefficient de répartition transversale (CRT)

Il faut affecter à chaque poutre un coefficient de répartition transversale qui a pour but de répartir les charges d'exploitation sur ces dernières. Dans ce cas, la méthode utilisée pour le calcul de ce coefficient est celle de GUYON MASSONNET.

Pour cette méthode, le calcul du coefficient de répartition transversale dépend de deux paramètres suivants :

- ✓ Paramètre d'entretoisement θ ;
- ✓ Paramètre de torsion α .

4.3.1. Calcul du paramètre d'entretoisement « θ »

Le paramètre d'entretoisement est donné par la formule suivante : $\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$

Avec : ρ_p : flexion par unité de longueur pour les poutres ;

ρ_e : flexion par unité de longueur pour les entretoises ;

$b = h/2$: moitié de la largeur du pont = 4 m = 400 cm ;

l : longueur d'une travée = 40 m = 4000 cm .

4.3.1.1. Calcul de ρ_p

Elle est obtenue par : $\rho_p = \frac{I_p \cdot E}{b_1}$

Avec I_p : moment d'inertie principale des poutres dans la section transversale ;

b_1 : largeur du pont = 800 cm .

On a dans la figure suivante la coupe transversale de l'ouvrage pour le calcul de I_p .

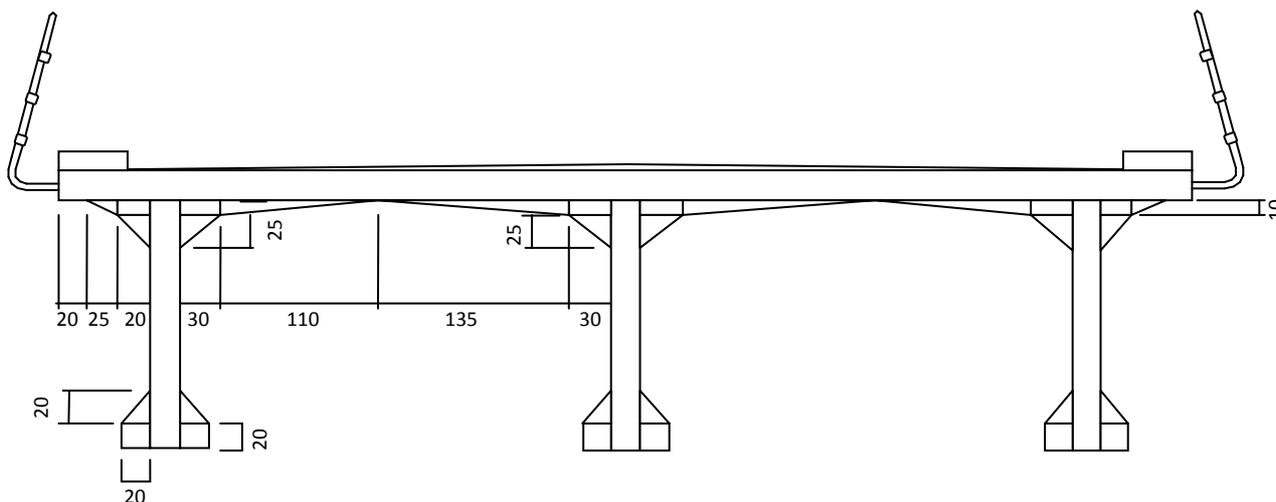


Figure 28: Coupe transversale de l'ouvrage pour le calcul de I_p

On dresse dans un tableau, le calcul du moment d'inertie principale des poutres :

Tableau 68: Moment d'inertie Principale des poutres I_p

| N° | Elément | Section | $s(\text{cm}^2)$ | $Y_i(\text{cm})$ | $S_i Y_i$ | $d(\text{cm})$ | $d^2 (\text{cm}^2)$ | $S d^2 (\text{cm}^4)$ | $I(\text{cm}^4)$ |
|----|----------|--------------|------------------|------------------|-----------|----------------|---------------------|---|------------------|
| 1 | Trottoir | 2(50x15) | 1500 | 27.5 | 41250 | 65.54 | 4295.49 | 6443237.4 | 28125 |
| 2 | Dalle | 800x20 | 16000 | 10 | 160000 | 48.04 | 2307.84 | 36925440 | 533333.33 |
| 3 | Gousset | 2(25x20)/2 | 500 | -18.33 | -9165 | 19.71 | 388.48 | 194240 | 26041.67 |
| 4 | Gousset | 4(30x25)/2 | 1500 | -18.33 | -27495 | 19.71 | 388.48 | 582720 | 39062.5 |
| 7 | Gousset | 2(65x10)/2 | 650 | -5 | -3250 | 33.04 | 1091.64 | 709566 | 5416.67 |
| 8 | Gousset | 4(30x10) | 1200 | -5 | -6000 | 33.04 | 1091.64 | 1309968 | 10000 |
| 9 | Gousset | 2(110x10)/2 | 1100 | -5 | -5500 | 33.04 | 1091.64 | 1200804 | 9166.67 |
| 10 | Gousset | 2(135x10)/2 | 1350 | -5 | -6750 | 33.04 | 1091.64 | 1473714 | 11250 |
| 11 | Ame | 3(180x20) | 10800 | -90 | -972000 | 51.96 | 2699.84 | 29158272 | 29160000 |
| 5 | Talon | 6(25x20)/2 | 1500 | -151.67 | -227505 | 113.63 | 12911.78 | 19367670 | 78125 |
| 6 | Talon | 6(20x20) | 2400 | -170 | -408000 | 131.96 | 17413.44 | 41792259.84 | 80000 |
| | | $\sum S_i =$ | 38500 | $\sum S_i Y_i =$ | -1464415 | | | 139157891.2 | 29980520.84 |
| | | | | | | | | $I_p = 169\ 138\ 412$ | |

Position du centre de gravité Y_G

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = -38,04 \text{ cm}$$

La valeur de la flexion par unité de longueur pour les poutres est alors :

$$\rho_p = \frac{I_p \cdot E}{b_1} = \frac{16913841 \times E}{800} = 211423,02 \cdot E$$

4.3.1.2. Calcul de flexion par unité de longueur pour les entretoises « p_e »

Elle est donnée par la formule : $\rho_e = \frac{I_e \cdot E}{l_1}$

Le calcul de I_e nécessite la coupe longitudinale de l'ouvrage à étudier.



On récapitule dans le tableau suivant le calcul du moment d'inertie des entretoises :

Tableau 69: Moment d'inertie principale des entretoises

| Elément | Section | S [cm ²] | Cdg (cm) | M Statiq | d (cm) | d ² (cm ²) | Sd ² (cm ⁴) | I propre (cm ⁴) |
|-------------|--------------|----------------------|----------------|----------|--------|-----------------------------------|---|-----------------------------|
| Dalle | 4000x20 | 80000 | 10 | 800000 | 3,73 | 13,91 | 1113032 | 2666667 |
| Entretoises | 6(115x20) | 13800 | -57,5 | -793500 | 51,23 | 2624,51 | 36218238 | 15208750 |
| Goussets | 6(20x20)2 | 4800 | -125 | -600000 | 118,73 | 14096,81 | 67664688 | 80000 |
| | $\sum S_i =$ | 94600 | $\sum S_i Y_i$ | -593500 | | | 104995958 | 17955417 |
| | | | | | | | I_e = 122 951 375 cm⁴ | |

Position du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{-593500}{94\ 600} = -6,27\text{cm}$$

La valeur de la flexion par unité de longueur pour les entretoises est alors :

$$\rho_e = \frac{I_e \cdot E}{I_1} = \frac{122951375}{400} = 30737,84 \cdot E$$

4.3.1.3. Calcul de θ - Paramètre d'entretoisement :

La valeur du paramètre d'entretoisement est alors :

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} = \frac{4000}{4000} \sqrt[4]{\frac{211423,02 \cdot E}{30737,84 \cdot E}} = 0,16$$

4.3.2. Calcul du paramètre de torsion « α »

Le paramètre de torsion est obtenu par la formule ci après : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_e}}$

4.3.2.1. Calcul de γ_p (Torsion par unité de longueur pour les poutres)

Elle est donnée par : $\gamma_P = \frac{I_{pt} \cdot G}{2b}$

Avec I_{pt} : moment d'inertie polaire pour les poutres ;

G : Module de Coulomb (G = E/2) ;

2b : largeur de l'ouvrage qui est égale à 8,00m.

Le calcul de I_{pt} a besoin de la coupe transversale de l'ouvrage :

$$\text{Pour l'élément en rectangle, on a : } I_{pt} = \frac{bh^3}{3} ;$$



Pour l'élément en triangle, on a : $I_{pt} = \frac{bh^3}{9}$.

Tableau 70: Moment d'inertie polaire pour les entretoises

| N° | Elément | Section | Base(b) | Hauteur (h) | I_{pt} (cm ⁴) |
|----|----------|-------------|---------|-------------|-----------------------------|
| 1 | Trottoir | 2(50x15) | 50 | 15 | 112500 |
| 2 | Dalle | 1(800x20) | 800 | 20 | 2133333,33 |
| 3 | Gousset | 2(25x20)/2 | 20 | 25 | 69444,44 |
| 4 | Gousset | 4(30x25)/2 | 30 | 25 | 208333,34 |
| 7 | Gousset | 1(65x10) | 65 | 10 | 21666,67 |
| 8 | Gousset | 4(30x10) | 30 | 10 | 40000 |
| 9 | Gousset | 2(110x10)/2 | 110 | 10 | 24444,44 |
| 10 | Gousset | 2(135x10)/2 | 135 | 10 | 30000 |
| 11 | Ame | 3(180x20) | 20 | 180 | 116640000 |
| 5 | Talon | 6(20x25)/2 | 20 | 25 | 208333,33 |
| 6 | Talon | 6(20x20) | 20 | 20 | 320000 |
| | | | | $I_{pt} =$ | 119 808 055,60 |

La valeur de la torsion par unité de longueur pour les poutres est donc :

$$\gamma_p = \frac{I_{pt} \cdot G}{2b} = \frac{119808055,60 \cdot \frac{E}{2}}{800} = 74880,03 \cdot E$$

4.3.2.2. Calcul de γ_e « Torsion par unité de longueur pour les entretoises »

Elle est obtenue par la formule : $\gamma_e = \frac{I_{et} \cdot G}{l}$

Avec I_{et} : moment d'inertie polaire pour les entretoises

G : module de Coulomb (G = E/2)

l : longueur de l'ouvrage à étudier qui est égale à 40m

La coupe longitudinale de l'ouvrage permet de calculer I_{et}

Tableau 71: Moment d'inertie polaire pour les entretoises

| Elément | Section | Base (b) | Hauteur (h) | I_{et} (cm ⁴) |
|-------------|-----------|----------|-------------|-----------------------------|
| Dalle | 4000x20 | 4000 | 20 | 10666667 |
| Entretoises | 6(115x20) | 20 | 115 | 60835000 |
| Gousset | 6(20x20) | 20 | 20 | 320000 |
| | | | | $I_{et} =$ |
| | | | | 71 821 667 |

La valeur de la torsion par unité de longueur pour les entretoises est donc :

$$\gamma_e = \frac{I_{et} \cdot G}{l} = \frac{71821667 \cdot \frac{E}{2}}{4000} = 8977,71 \cdot E$$

4.3.2.3. Calcul de α « Paramètre de Torsion »

La valeur de paramètre de torsion est de :



$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \rho_e}} = \frac{74880.03E + 8977.7E}{2\sqrt{(211423.02E)(30737.84E)}} = 0,52$$

4.3.3. Calcul du CRT pour les poutres de rives

Elle est donnée par : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

4.3.3.1. Détermination du coefficient K_0

On a trouvé $\theta = 0,16$ et $\alpha = 0,52$. D'après l'abaque de Guyon Massonnet et par interpolation entre les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,15$ et pour $\theta = 0,20$; on a pu avoir les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,16$.

Tableau 72: Valeur de K_0 pour $\theta=0,16$ et $\alpha=0$

| Pour $\alpha = 0$ | | | | | | | | | |
|----------------------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Position | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| $K_0: \theta = 0.15$ | -1.4342 | -0.8267 | -0.2190 | 0.3891 | 0.9979 | 1.6076 | 2.2182 | 2.8297 | 3.4413 |
| $K_0: \theta = 0.20$ | -1.4144 | -0.8232 | -0.2195 | 0.3857 | 0.9932 | 1.6036 | 2.6036 | 2.8329 | 3.4495 |
| $K_0: \theta = 0.16$ | -1.4302 | -0.8260 | -0.2191 | 0.3884 | 0.9970 | 1.6068 | 2.2180 | 2.8303 | 3.4429 |

4.3.3.2. Détermination du coefficient K_1

Le calcul du coefficient K_1 est la même méthode que celui du coefficient K_0 , mais on utilise les abaques de Guyon Massonnet pour $a = 1$ on a donc le tableau suivant :

Tableau 73: Valeur de K pour $\theta = 0,16$ et $\alpha = 1$

| Pour $\alpha = 1$ | | | | | | | | | |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Position | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| $K_1: \theta = 0.15$ | 0.9161 | 0.9357 | 0.9557 | 0.9765 | 0.9982 | 1.026 | 1.0437 | 1.0669 | 1.0900 |
| $K_1: \theta = 0.20$ | 0.8582 | 0.8898 | 0.9223 | 0.9500 | 0.9948 | 1.0344 | 1.0758 | 1.1177 | 1.1589 |
| $K_1: \theta = 0.16$ | 0.9045 | 0.9265 | 0.9490 | 0.9712 | 0.9975 | 1.0234 | 1.0501 | 1.0771 | 1.1038 |

4.3.3.3. Détermination du coefficient K

Tableau 74: Détermination du coefficient K

| Position | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| $K_0: \theta = 0.16$ | -1.4302 | -0.8260 | -0.2191 | 0.3884 | 0.9970 | 1.6068 | 2.2180 | 2.8303 | 3.4429 |
| $K_1: \theta = 0.16$ | 0.9045 | 0.9265 | 0.9490 | 0.9712 | 0.9975 | 1.0234 | 1.0501 | 1.0771 | 1.1038 |
| K_α | 0.2534 | 0.4378 | 0.6232 | 0.8087 | 0.9974 | 1.1861 | 1.3758 | 1.5660 | 1.7561 |



4.3.3.4. Ligne d'influence de K_α

Avant de trouver le Coefficient de Répartition Transversale K , il est nécessaire de tracer la ligne d'influence de K_α en portant en abscisse la position de la coupe transversale de l'ouvrage et en ordonnée les valeurs de K_α correspondant à chaque position. Il faut disposer le système des surcharges B sur l'allure de la courbe de la ligne d'influence de K_α .

$$\text{D'où } K_{A(l)}=1,274 ; \quad K_{Bc}=1,1959; \quad K_{Be}=1,4314; \quad K_{Br}=1,6471$$

4.3.4. CRT pour la poutre centrale

On a la même méthode que précédemment. $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

4.3.4.1. Détermination du coefficient K_α

Tableau 75: Valeur de K pour la poutre centrale

| | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|
| K_0 | 0.9947 | 0.9976 | 1.0004 | 1.0026 | 1.0036 | 1.0026 | 1.0004 | 0.99766 | 0.9947 |
| K_1 | 0.9958 | 0.9981 | 1.0003 | 1.0022 | 1.0029 | 1.0022 | 1.0003 | 0.9981 | 0.9958 |
| $K_\alpha=K_0+(K_1-K_0)$ | 0.9955 | 0.9979 | 1.0003 | 1.0023 | 1.0031 | 1.0023 | 1.0003 | 0.9979 | 0.9955 |

4.3.4.2. Ligne d'influence de K_α pour la poutre centrale

Afin d'obtenir la valeur du Coefficient de Répartition Transversale ; il est nécessaire de tracer l'allure de la courbe de la ligne d'influence de K_α en portant en abscisse la position de la coupe transversale de l'ouvrage et en ordonnée les valeurs de K_α correspondant à chaque position.

Puisque le pont est à double voie ; on peut donc disposer 2 convois B_c sur ce dernier. Et la disposition se fait dans le cas défavorable pour avoir K maximal. Et on constate que la répartition de K est symétrie par rapport à l'axe de l'ouvrage auquel K est maximal sur cet axe, la disposition de ces 2 convois se fait donc symétriquement à cet axe.

$$\text{D'où : } K_{A(l)}=1,0008; \quad K_{BC}=1,0012 ; \quad K_{BE}=1,0028 ; \quad K_{BR}=1,0031.$$

4.3.5. Calcul de CRT pour les trottoirs « K_{Tr} »

Après interpolation linéaire (en utilisant la LI de K_α pour les poutres de rives).

$$\text{On a : } K'_1=0,300 ; \quad K'_2=0,345 ; \quad K'_3=1,660 ; \quad K'_4=1,715.$$

Poutres de rives :

Il est obtenu par la moyenne des CRT des 2 trottoirs ; d'où :



$$K_{Tr} = \frac{K'_1 + K'_2 + K'_3 + K'_4}{4} = 1,005$$

Poutre centrale :

$$K_{Tr} = \frac{K'_1 + K'_2}{2} = \frac{0,9962 + 0,9968}{2} = 0,9965$$

Le tableau suivant récapitule les résultats des CRT des poutres :

Tableau 76 : récapitulation des CRT des poutres.

| | $K_{A(l)}$ | K_{Bc} | K_{Be} | K_{Br} | K_{Tr} |
|-----------------|------------|----------|----------|----------|----------|
| Poutre centrale | 1,0008 | 1.0012 | 1.0028 | 1.0031 | 0.9965 |
| Poutre de rive | 1,2474 | 1.1959 | 1.4314 | 1.6471 | 1.005 |

4.4. Ligne d'influence

4.4.1. Principe de calcul

La méthode utilisée pour la détermination des sollicitations est celle des lignes d'influence. Cette méthode consiste à tracer les diagrammes des réactions d'appuis, des efforts tranchant et des moments fléchissant provoqués par le déplacement d'un mobile P d'intensité égale à 1. Avant de tracer la ligne d'influence, il faut calculer d'abord les réactions d'appuis :

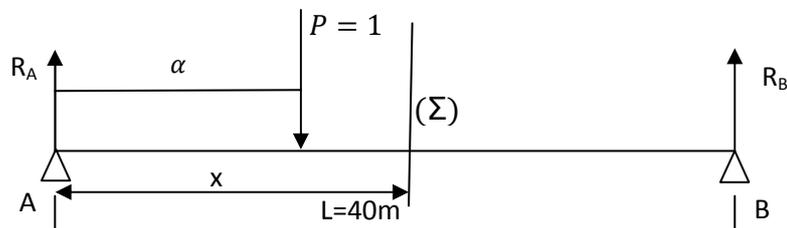


Figure 29: Calcul des réactions d'appuis

$$\sum \vec{F}/v = \vec{0} \text{ et } \sum \vec{M}/v = \vec{0} \Leftrightarrow R_A = 1 - \frac{\alpha}{40} \text{ et } R_B = \frac{\alpha}{40}$$

Si la charge unitaire P se trouve à gauche de la section (Σ), les expressions des fonctions d'influence des sollicitations sont :

$$\begin{cases} V(\alpha, x) = -\frac{\alpha}{L} \\ M(\alpha, x) = \alpha \left(1 - \frac{x}{L}\right) \end{cases}$$

Si P=1 se trouve à droite de la section (Σ), les expressions des Fonctions d'influences des sollicitations seront :

$$\begin{cases} V(\alpha, x) = 1 - \frac{\alpha}{L} \\ M(\alpha, x) = x \left(1 - \frac{\alpha}{L}\right) \end{cases}$$



4.5. Détermination des sollicitations des poutres

4.5.1. Sollicitations dues aux charges permanentes

Pour une charge concentrée P, à une section d'abscisse x ; on a

$$M_x = P \cdot y_i \text{ où } y_i \text{ est l'ordonnée de P correspondant à la LI du moment ;}$$

$$V_x = P \cdot y_j \text{ avec } y_j : \text{ ordonnée de P correspondant à la LI de l'effort tranchant.}$$

Pour une charge uniformément répartie d'intensité q sur une longueur l_1 à l_2 :

$$M_x = P \cdot \omega \text{ avec } \omega : \text{ aire de la LI du moment entre } l_1 \text{ et } l_2 ;$$

$$V_x = P \cdot \omega \text{ avec } \omega : \text{ aire de la LI de l'effort tranchant entre } l_1 \text{ et } l_2 .$$

Tableau 77: Aires et ordonnées des LI des moments fléchissant dû aux charges réparties

| Abcisse x en (m) | 0 | 4,00 | 8,00 | 12,00 | 16,00 | 20,00 |
|---------------------------------|---|------|------|-------|-------|-------|
| ω_p en [m ²] | 0 | 72 | 128 | 168 | 192 | 200 |
| Y_i (m) | 0 | 3,6 | 6,4 | 8,4 | 9,6 | 10 |

Tableau 78: Aires et LI des efforts tranchant

| Section d'abscisse x | ω_p [m ²] | Y_p | ω_n [m ²] | Y_n |
|----------------------|------------------------------|-------|------------------------------|-------|
| 0 | 20,00 | 1 | 0,00 | 0 |
| 4 | 16,20 | 0,9 | -0,20 | -0,1 |
| 8 | 12,80 | 0,8 | -0,80 | -0,2 |
| 12 | 9,80 | 0,7 | -1,80 | -0,3 |
| 16 | 7,20 | 0,6 | -3,20 | -0,4 |
| 20 | 5,00 | 0,5 | -5,00 | -0,5 |

Tableau 79: Résultat du moment fléchissant résultant dû aux charges permanentes

| Abcisse x en (m) | 0 | 4,00 | 8,00 | 12,00 | 16,00 | 20,00 |
|----------------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|
| Mise en tension [Tm] | 0 | 212,400 | 377,600 | 495,600 | 566,400 | 590,000 |
| Mise en service [Tm] | 0 | 257,472 | 457,728 | 600,768 | 686,592 | 715,200 |

Tableau 80: Résultat de l'effort tranchant dû aux charges permanentes

| Abcisse de la section | | 0 | 4.00 | 8.00 | 12.00 | 16.00 | 20.00 |
|-----------------------|-------|-------|---------|-------|-------|--------|--------|
| Mise en tension [Tm] | V_P | 59 | 47,79 | 37,76 | 28,91 | 21,24 | 14,75 |
| | V_N | 0 | -0,59 | -2,36 | -5,31 | -9,44 | -14,75 |
| Mise en service [Tm] | V_P | 71,52 | 57,93 | 45,77 | 35,05 | 25,75 | 17,88 |
| | V_N | 0 | -0,7152 | -2,86 | -6,44 | -11,44 | -17,88 |



4.5.2. Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation

4.5.2.1. Moment fléchissant :

- ✓ Surcharge A(l) :

$$M_{A(l)} = A(l) \cdot K_A \cdot \omega \cdot \frac{l_r}{n}$$

A(l) étant la surcharge de chaussée qui est égale à 0,922T/m² ;

K_A : Coefficient de Répartition Transversale ;

ω : Aire de la LI du moment fléchissant

l_r : largeur roulable égale à 7m ;

n : nombre de poutre égal à trois (3).

- ✓ Surcharge Bc :

$$M_{Bc} = \frac{1}{n} K_{Bc} \beta_0 \delta \sum P_i Y_i$$

Où β₀ : Coefficient dépendant du nombre de voies.

D'après fascicule 61, pour un pont à deux voies, β₀ = 0,9

- ✓ Surcharge de Trottoir :

Le calcul se fait de manière analogue de la surcharge A(l).

$$\text{On a } M_{A(t)} = A(t) \cdot K_A \cdot \omega \cdot \frac{l_r}{n}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau 81: Moments fléchissant de la poutre centrale dus aux surcharges d'exploitation [Tm]

| Abscisse x | $\sum P_i Y_i$ | Poutre centrale | | | Poutre de rive | | |
|---------------|----------------|-------------------|-----------------|----------------|-------------------|-----------------|----------------|
| | | M _{A(l)} | M _{Bc} | M _t | M _{A(l)} | M _{Bc} | M _t |
| 0 | 0 | 0,000 | 0 | 0 | 0,000 | 0 | 0 |
| 4 | 173,7 | 156,135 | 55,355 | 7,174 | 96,609 | 66,119 | 3,618 |
| 8 | 299,4 | 277,574 | 95,413 | 12,755 | 171,749 | 113,968 | 6,432 |
| 12 | 386,1 | 364,315 | 123,043 | 16,741 | 225,420 | 146,970 | 8,442 |
| 16 | 424,8 | 416,360 | 135,376 | 19,132 | 257,623 | 161,702 | 9,648 |
| 20 | 442,5 | 433,709 | 141,016 | 19,93 | 268,357 | 168,439 | 10,05 |

4.5.2.2. Efforts tranchants

Pour la détermination des efforts tranchant, on a les expressions suivantes :

- ✓ Surcharge A(l) :

$$V_{A(l),p} = A(l) \cdot K_A \cdot \omega_p \cdot \frac{l_r}{n}$$



$$V_{A(l),n} = A(l) \cdot K_A \cdot \omega_n \cdot \frac{l_r}{n}$$

✓ Surcharge Bc :

$$V_{Bc,p} = \frac{1}{n} K_{Bc} \beta_0 \delta \sum P_i Y_{i,p}$$

$$V_{Bc,n} = \frac{1}{n} K_{Bc} \beta_0 \delta \sum P_i Y_{i,n}$$

✓ Surcharge de Trottoir :

$$V_{A(t),p} = A(t) \cdot K_A \cdot \omega_p \cdot \frac{L_r}{n}$$

$$V_{A(t),n} = A(t) \cdot K_A \cdot \omega_n \cdot \frac{L_r}{n}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 82: Efforts tranchants dus aux surcharges A(l) et A(t) en [T]

| Abscisse x | Poutre centrale | | | | Poutre de rive | | | |
|------------|-----------------|--------|--------|-------|----------------|--------|--------|-------|
| | $V_{A(l)}$ | | V_t | | $V_{A(l)}$ | | V_t | |
| | Min | Max | Min | Max | Min | Max | Min | Max |
| 0 | 0,000 | 43,371 | 0,000 | 1,993 | 0,000 | 26,836 | 0,000 | 1,005 |
| 4 | -0,434 | 35,130 | -0,020 | 1,614 | -0,268 | 21,737 | -0,010 | 0,814 |
| 8 | -1,735 | 27,757 | -0,080 | 1,276 | -1,073 | 17,175 | -0,040 | 0,643 |
| 12 | -3,903 | 21,252 | -0,179 | 0,977 | -2,415 | 13,150 | -0,090 | 0,492 |
| 16 | -6,939 | 15,614 | -0,319 | 0,717 | -4,294 | 9,661 | -0,161 | 0,362 |
| 20 | -10,843 | 10,843 | -0,498 | 0,498 | -6,709 | 6,709 | -0,251 | 0,251 |

Tableau 83: Effort tranchant dus au système Bc30 des poutres [T]

| Abscisse x | Poutre centrale | | Poutre de rive | |
|------------|-----------------|--------|----------------|--------|
| | Min | Max | Min | Max |
| 0 | 0 | 15,750 | 0 | 18,813 |
| 4 | -0,625 | 13,838 | -0,747 | 16,529 |
| 8 | -1,491 | 11,926 | -1,782 | 14,246 |
| 12 | -2,598 | 10,014 | -3,104 | 11,962 |
| 16 | -4,331 | 8,102 | -5,173 | 9,678 |
| 20 | -6,063 | 6,190 | -7,243 | 7,394 |

4.5.3. Combinaisons d'actions

On désigne par S^{ELS} et S^{ELU} les sollicitations aux Etats Limites. Les différentes combinaisons pour chaque phase sont données par les formules suivantes :

En phase de mise en tension :

$$S_{ELU} = S_{CP}$$

$$S_{ELS} = 1,1S_{CP}$$

En phase de mise en service :



$$S_{ELU} = 1,35S_{CP} + 1,5 \times 1,07\{\text{Max}(S_{A(I)}; S_{BC}) + S_t\}$$

$$S_{ELS} = S_{CP} + 1,2\{\text{Max}(S_{A(I)}; S_{BC}) + S_t\}$$

Tableau 84: Moments fléchissant aux états limites de la poutre centrale [Tm]

| Abscisse X [m] | | 0 | 4 | 8 | 12 | 16 | 20 |
|--------------------------|-----|-------|---------|----------|----------|----------|----------|
| Phase de mise en tension | ELU | 0,000 | 233,719 | 415,501 | 545,345 | 623,251 | 649,22 |
| | ELS | 0,000 | 212,472 | 377,728 | 495,768 | 566,592 | 590,2 |
| Phase de mise en service | ELU | 0,000 | 609,700 | 1083,911 | 1422,633 | 1625,686 | 1693,610 |
| | ELS | 0,000 | 453,44 | 806,123 | 1058,036 | 1209,184 | 1259,567 |

Tableau 85: Efforts tranchants aux états limites de la poutre centrale [T]

| X | Mise en tension | | | | Mise en service | | | |
|----|-----------------|--------|---------|--------|-----------------|---------|---------|---------|
| | ELU | | ELS | | ELU | | ELS | |
| | Min | Max | Min | Max | Min | Max | Min | Max |
| 0 | 0,000 | 64,922 | 0,000 | 59,020 | 0,000 | 169,361 | 0,000 | 125,957 |
| 4 | -0,649 | 52,587 | -0,590 | 47,806 | -1,694 | 137,182 | -1,260 | 102,025 |
| 8 | -2,597 | 41,550 | -2,361 | 37,773 | -6,774 | 108,391 | -5,038 | 80,612 |
| 12 | -5,843 | 31,812 | -5,312 | 28,920 | -15,242 | 82,987 | -11,336 | 61,719 |
| 16 | -10,388 | 23,372 | -9,443 | 21,247 | -27,098 | 60,970 | -20,153 | 45,344 |
| 20 | -16,231 | 16,231 | -14,755 | 14,755 | -42,340 | 42,340 | -31,489 | 31,489 |

Tableau 86: Sollicitations aux états limites des poutres extrêmes.

| X | Moment fléchissant | | Effort tranchant | | | |
|----|--------------------|----------|------------------|---------|---------|---------|
| | ELU | ELS | ELU | | ELS | |
| | | | Min | Max | Min | Max |
| 0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 141,236 | 0,000 | 104,929 |
| 4 | 508,451 | 377,744 | -1,412 | 114,401 | -1,049 | 84,992 |
| 8 | 903,913 | 671,545 | -5,649 | 90,391 | -4,197 | 67,154 |
| 12 | 1186,386 | 881,403 | -12,711 | 69,206 | -9,444 | 51,415 |
| 16 | 1355,869 | 1007,317 | -22,598 | 50,845 | -16,789 | 37,774 |
| 20 | 1412,364 | 1049,289 | -35,309 | 35,309 | -26,232 | 26,232 |

4.6. Vérification de la section du béton

La condition suivante doit être vérifiée pour les dimensions d'une poutre :

$$\text{Sup} \left\{ \frac{I}{v}; \frac{I}{v'} \right\} \geq \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\text{lim}}^{\max} - \sigma_{\text{lim}}^{\min}}$$

Avec: M_{\max} : Moment fléchissant due aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation;

M_{\min} : Moment fléchissant due aux charges permanentes ;

$$\sigma_{\text{lim}}^{\max} = 0,6f_{c28} = 24\text{MPa}; \sigma_{\text{lim}}^{\min} = f_{t28} = 3\text{MPa}.$$

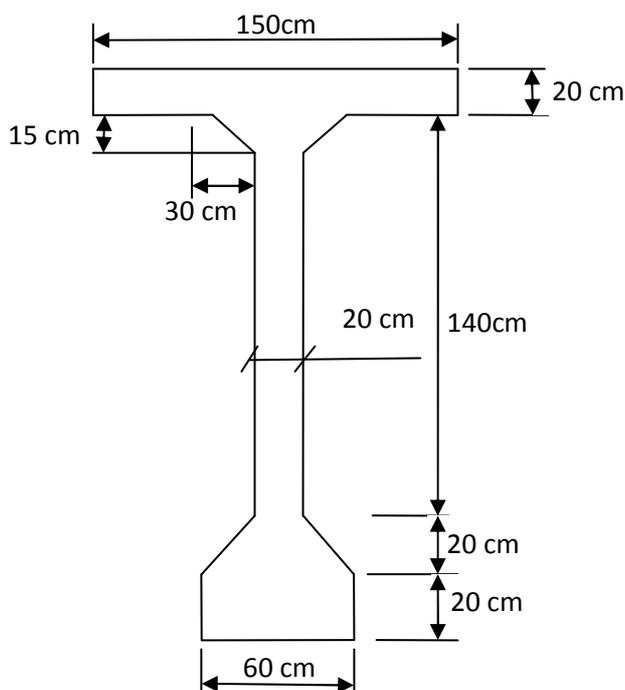


Figure 30: section de la poutre

En procédant au calcul du moment d'inertie ; on a :

| N° | c.d.g yi | Si [cm²] | Si.yi [cm³] | lo [cm⁴] | di² [cm] | lo+Si di² |
|-------|----------|----------|-------------|------------|----------|--------------|
| 1 | 5,00 | 1500,00 | 7500,00 | 12500 | 7470,65 | 11218476,26 |
| 2 | 13,75 | 450,00 | 6187,50 | 2109,38 | 6034,64 | 2717696,079 |
| 3 | 95,00 | 3400,00 | 323000,00 | 8188333,33 | 12,72 | 8195431,786 |
| 4 | 173,75 | 625,00 | 108593,75 | 8138,02 | 6776,10 | 3743185,601 |
| 5 | 190,00 | 1400,00 | 266000,00 | 46666,67 | 9715,47 | 12300242,100 |
| Total | | 7375 | 711281,25 | | I= | 38175031,8 |

Position du centre de gravité YG :

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 96,445 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :



$$I = \sum I_0 + S_i d_i^2 = 38175031,80 \text{ cm}^4$$

$$V' = h_t - V = 200 - 96,445 = 103,555 \text{ cm}$$

$$\text{D'où, on a : } \text{Sup} \left\{ \frac{I}{V}; \frac{I}{V'} \right\} = \text{Sup} \{0,368; 0,395\} = 0,395 \text{ m}^3$$

$$\frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\text{lim}}^{\max} - \sigma_{\text{lim}}^{\min}} = \frac{1049,289 - 715,200}{2400 - 300} = 0,159 \text{ m}^3$$

On peut en déduire que la condition est vérifiée.

4.7. FORCE DE PRECONTRAINT

La valeur minimale de la précontrainte à donner à la section est égale à la plus grande des deux valeurs ci-dessous : $F_m \geq \max (F_1 ; F_2)$

Précontrainte sous critique :

$$F_1 = \frac{\Delta M}{c + c'}$$

Précontrainte sur critique :

$$F_2 = \frac{M_M}{V' - d' + c}$$

Avec : $\Delta M = M_M - M_m$: accroissement de M ;

M_M : moment dû aux surcharges extérieures ($M_M = Mg + Ms$) ;

M_m : moment dû aux surcharges permanentes ($M_m = Mg$) ;

$c = \rho V$: limite supérieure du noyau limite ;

$c' = \rho V'$: limite inférieure du noyau limite ;

Mg : moment produit par g (charges permanentes) pour une poutre : $M_G/3$;

Ms : moment produit par s (surcharges d'exploitation) pour une poutre : $M_Q/3$.

$$d' = 0,05 \times H = 0,05 \times 200 = 10 \text{ cm}$$

On trouve, après calcul :

$$F_1 = 513,947 \text{ T}$$

$$F_2 = 762,115$$

La valeur minimale de la force de précontrainte est alors :

$$F_m \geq 762,115 \text{ T}$$

D'où on prend $F_m = 770 \text{ T}$.

Et on remarque que la section est sur critique, car $F_1 < F_2$.

Pourtant il faut faire la vérification suivante :

$$P \leq A \sigma_{\text{max}}^{\text{lim}} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P = 762,115 \text{ T}$$



$$A\sigma_{\max}^{\text{lim}} - \frac{\Delta M}{\rho h} = 0,73 \times 2400 - \frac{1693,610 - 1259,567}{0,518 \times 2} = 1351,268[\text{T}]$$

On peut constater que la condition est vérifiée.

4.7.1. Détermination du nombre d'armature de précontrainte

4.7.1.1. Tension à l'origine

Avant tout, il faut trouver d'abord la tension à l'origine. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{p_0} = \min \begin{cases} 0,80f_{\text{Prg}} \\ 0,90f_{\text{Peg}} \end{cases} \quad \sigma_{p_0} = \min \begin{cases} 1456\text{MPa} \\ 1476\text{MPa} \end{cases} \Leftrightarrow \sigma_{p_0} = 1456\text{MPa}$$

4.7.1.2. Force de précontrainte nominale des câbles

La force de précontrainte nominale des câbles est obtenue par la formule suivante :

$$F_{\text{iadm}} = A_{\text{cp}} \cdot \sigma_p$$

On choisit des torons 7T15 dans ce cas. La section nominale pour le T15 standard est de : $A_{\text{cp}} = 139 \text{ mm}^2$

La contrainte de calcul « σ_p » du câble après chute et pertes de tension (25%) de court et à long durée : $\sigma_p = \sigma_{p_0} (1 - 0,25) = 0,75\sigma_{p_0} = 1092\text{MPa}$

La force de précontrainte nominale des câbles est alors :

$$F_{\text{iadm}} = A_{\text{cp}} \cdot \sigma_p = 139 \cdot 10^{-4} \times 1092 = 15,179\text{T}$$

4.7.1.3. Nombre de câble de précontraint

Le nombre de câble de précontraint nécessaire est obtenu par la formule :

$$N_c = \frac{F_{\text{adm}}}{F_{\text{iadm}}} = \frac{770}{15,179} = 50,73 \text{ on prend } N_c = 51 \text{ câbles T15}$$

Comme on a utilisé 7T15, le nombre de câble dans une gaine est :

$$n_c = \frac{N_c}{7} = \frac{51}{7} = 7,3 \text{ et on prend } n_c = 08 \text{ câbles 7T15}$$

La section totale des câbles est donc : $A_{\text{cp}} = 8 \times 7 \times 139 \text{ mm}^2 = 7784\text{mm}^2$

On signale que le diamètre des gaines pour les 7 T15 est de 71 mm.

On va déterminer le moment d'inertie de la section nette de la poutre.



Tableau 87: Moment d'inertie de la section nette de la poutre

| N° | S (cm ²) | C.d.g (cm) | Moment statique (cm ³) | d (cm) | d ² (cm ²) | Sd ² (cm ⁴) | propre (cm ⁴) |
|------------------|---|------------|------------------------------------|--------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------------|
| 1 | 6750 | 8,67 | 58500 | 39,75 | 1580,06 | 10665421,88 | 351562,50 |
| 2 | 4000 | 100 | 400000 | 51,58 | 2660,50 | 10641985,60 | 13333,33 |
| 3 | 750 | 38,33 | 28750 | 10,09 | 101,81 | 76356,08 | 39062,50 |
| 4 | 500 | 171,67 | 85833,33 | 123,25 | 15190,56 | 7595281,25 | 26041,67 |
| 5 | 800 | 190 | 152000 | 141,58 | 20044,90 | 16035917,12 | 26666,67 |
| 6 | 1800 | 15 | 27000 | 33,42 | 1116,90 | 2010413,52 | 135000 |
| Troude gaine | $8 \left(\frac{\pi \times 7,1^2}{4} \right)$ | 191 | 60464,87 | 142,58 | 20329,06 | 6435569,38 | 997 |
| | 14 283,43 | | 691 618,46 | | | 405 589806,06 | 590 669,67 |
| Moment d'inertie | | | | | | $I = 41180 475,73 \text{ cm}^4$ | |

Position du centre de gravité : $V = \frac{\sum SiYi}{\sum Si} = \frac{691618,46}{14283,43} = 98,42 \text{ cm}$

$$V' = h_t - V = 200 - 98,42 = 101,58 \text{ cm}$$

Rayon de giration et rendement géométrique :

$$\rho = \frac{i^2}{V V'} = 0,392 \text{ avec } i^2 = \frac{I}{\sum Si} = 2883,09 \text{ cm}^2$$

Noyau limite : $c = pV = 19,01 \text{ cm}$ et $c' = p.V' = 59,42 \text{ cm}$

4.7.1.4. Force de précontrainte probable « Pm » de calcul

La force de précontrainte probable est donnée par la formule suivante : $P_m = \frac{P_1 + P_2}{2}$

$$\text{Avec } P_i = A_{cp} \cdot \sigma_{pi}(x, t) \begin{cases} P_1 = A_{cp} \cdot \sigma_{p1}(x, t) \\ P_2 = A_{cp} \cdot \sigma_{p2}(x, t) \end{cases}$$

- Détermination des contraintes $\sigma_{p1}(x, t)$ et $\sigma_{p2}(x, t)$

On a les deux équations suivantes pour le calcul de ces deux contraintes :

$$\sigma_{p1}(x, t) = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta_p(x, t)$$

$$\Rightarrow \sigma_{p1}(x, t) = [1,02 \times 1456] - [0,8 \times 364] = 1193,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } \sigma_{p1}(x, t) = 1193,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p2}(x, t) = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta_p(x, t)$$

$$\Rightarrow \sigma_{p2}(x, t) = [0,98 \times 1456] - [1,2 \times 364] = 990,08 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } \sigma_{p2}(x, t) = 990,08 \text{ MPa}$$



- Force de précontrainte probable

Dès qu'on a trouvé les contraintes, on peut calculer la force de précontrainte probable est la suivante :

$$P_1 = A_{cp} \cdot \sigma_{p1}(x, t) = 929,35T$$

$$P_2 = A_{cp} \cdot \sigma_{p2}(x, t) = 770,68T$$

Ce qui permet d'avoir la force de précontrainte probable moyenne :

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} = 850,02T$$

4.7.2. Détermination des contraintes de calcul

4.7.2.1. Contraintes sous charge permanente « σ_g »

Les contraintes sous charge permanente sont données par la formule suivante :

$$\sigma_g = \frac{M_g}{I} V \text{ pour la fibre supérieure ;}$$

$$\sigma_g = -\frac{M_g}{I} V' \text{ pour la fibre inférieure.}$$

Avec : I : moment d'inertie de la poutre ($I=41\ 180\ 475,73\ \text{cm}^4$) ;

V: distance du c.d.g à la fibre supérieure ($V= 98,42\ \text{cm}$) ;

V': distance du c.d.g à la fibre inférieure ($V'= 101,58\ \text{cm}$) ;

Mg : moment fléchissant dû aux charges permanentes ;

Mq : moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitation.

Le résultat du calcul des contraintes sous charge permanente est mentionné dans le tableau suivant.

Tableau 88: Contrainte sous charge permanente

| N° de la section | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|------------------|------------------|---|-------|--------|--------|--------|--------|
| Abscisse x (m) | | 0 | 4.00 | 8.00 | 12.00 | 16.00 | 20.00 |
| σ_g (MPa) | Fibre supérieure | 0 | 2,99 | 5,34 | 7,00 | 8,01 | 9,33 |
| | Fibre inférieure | 0 | -9,36 | -16,72 | -21,90 | -25,08 | -26,08 |

4.7.2.2. Contrainte sous surcharge d'exploitation « σ_q »

La contrainte sous surcharge d'exploitation est donnée par :

$$\sigma_q = \frac{M_g}{I} V \text{ pour la fibre supérieure ;}$$

$$\sigma_q = -\frac{M_g}{I} V' \text{ pour la fibre inférieure.}$$



Tableau 89: Contrainte sous surcharge d'exploitation

| Abscisse x (m) | | 0 | 4.00 | 8.00 | 12.00 | 16.00 | 20.00 |
|------------------|------------------|---|-------|--------|--------|--------|--------|
| σ_q (MPa) | Fibre supérieure | 0 | 2,38 | 4,22 | 5,54 | 6,33 | 6,60 |
| | Fibre inférieure | 0 | -7,44 | -13,22 | -17,35 | -19,83 | -20,66 |

4.7.2.3. Contrainte sous précontrainte « σ_p »

La contrainte sous précontrainte est donnée par :

$$\sigma_p = \frac{F}{S} + \frac{(-F \cdot e_0)}{I} V \text{ pour la fibre supérieure ;}$$

$$\sigma_p = \frac{F}{S} - \frac{(-F \cdot e_0)}{I} V' \text{ pour la fibre inférieure.}$$

Avec : F : force de précontrainte probable ($P_m = 850,02 \text{ T}$) ;

S : section totale de la poutre ($S = 14\,283,43 \text{ cm}^2$) ;

e_0 : excentricité des câbles ($e_0 = -V' + d' = -101,58 + 10 = -91,58 \text{ cm}$).

Tableau 90: Contrainte sous précontrainte

| Abscisse x (m) | | 0 | 4.00 | 8.00 | 12.00 | 16.00 | 20.00 |
|------------------|------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| σ_p (MPa) | Fibre supérieure | 0 | -8,20 | -8,20 | -8,20 | -8,20 | -8,20 |
| | Fibre inférieure | 0 | 50,25 | 50,25 | 50,25 | 50,25 | 50,25 |

4.7.2.4. Contrainte résultante

Il est à noter que la tension en phase de construction est surélevée de 20% par rapport à celle en phase finale en service. Donc, les contraintes résultantes sont obtenues par la combinaison suivante :

- Contrainte à vide : $\sigma_v = \sigma_g + 1,2\sigma_p$;
- Contrainte en charge : $\sigma_{ch} = \sigma_g + 1,2\sigma_p + \sigma_q$.

Le résultat de calcul se trouve dans le tableau ci-après :

Tableau 91: Contrainte résultante

| Abscisse x (m) | | 0 | 4.00 | 8.00 | 12.00 | 16.00 | 20.00 |
|--------------------------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Phase de mise en tension | Fibre supérieure | -9,84 | -6,85 | -4,50 | -2,84 | -1,83 | -1,51 |
| | Fibre inférieure | 60,30 | 50,94 | 43,58 | 38,40 | 35,22 | 34,22 |
| Phase de mise en service | Fibre supérieure | -9,84 | -4,47 | -0,28 | 2,70 | 4,51 | 5,09 |
| | Fibre inférieure | 60,30 | 43,50 | 30,36 | 21,05 | 15,39 | 13,56 |

Conclusion :

Les contraintes de compression limites du béton sont :

- Sous l'effet de la combinaison quasi permanente : $\overline{\sigma_{BC}} = 0,5f_{c28} = 20 \text{ MPa}$



- Sous l'effet de la combinaison fréquente : $\overline{\sigma_{BC}} = 0,6f_{c28} = 24\text{MPa}$
- En cours d'exécution : $\overline{\sigma_{BC}} = 0,6f_{c28} = 24\text{MPa}$

Les contraintes de traction limites du béton sont :

- Sous l'effet de la combinaison rare : $\sigma_t = 0,6 + 0,6f_{c28} = 3\text{MPa}$ pour la section résistante ;
- Sous l'effet de la combinaison fréquente : $\sigma_t = 0\text{MPa}$;
- En cours d'exécution : $\sigma_t = 0,6 + 0,6f_{c28} = 3\text{MPa}$ pour la section résistante.

On constate que les valeurs des contraintes à vide sont excessives, c'est-à-dire supérieures à la contrainte admissible du béton si on tend tous les câbles en même temps. Il est donc nécessaire de les tendre en différentes phases depuis la construction jusqu'à la mise en œuvre.

4.7.3. Groupement des câbles en deux phases

4.7.3.1. PHASE1

Au septième jour d'âge, on tend la première famille de câbles sans que la totalité de la superstructure soit mise en place. Les sollicitations mises en jeu sont :

- Le poids propre de la poutre ;
- La force de précontrainte de la première famille de câbles.

Les câbles de la première famille sont donc destinés à reprendre l'effet des charges permanentes. Avant tout, on va récapituler dans le tableau suivant le moment fléchissant de chaque élément :

Tableau 92: Moment fléchissant de chaque élément

| Moments (Tm) | 0 | 4 | 8 | 12 | 16 | 20 |
|--------------|---|--------|--------|--------|--------|--------|
| Poutre | 0 | 126 | 224 | 294 | 336 | 350 |
| Dalle | 0 | 96 | 170,67 | 224 | 256 | 266,67 |
| Revêtement | 0 | 11,09 | 19,71 | 25,87 | 29,57 | 30,80 |
| Trottoir | 0 | 9 | 16 | 21 | 24 | 25 |
| Garde-corps | 0 | 2,88 | 5,12 | 6,72 | 7,68 | 8 |
| Entretoise | 0 | 9,36 | 18,71 | 23,39 | 28,06 | 28,06 |
| Surcharge | 0 | 202,03 | 359,17 | 471,41 | 538,77 | 561,23 |

a. Détermination du nombre de câbles de la première famille à tendre

Le nombre de câbles à tendre en première phase est obtenu en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{n_1}{n_t} \sigma_{P\max} + \sigma_{g\max} < 0,6f_{c7}$$



Avec : n_1 : nombre de câble de la première famille ;

n_t : nombre total de câbles ($n_t = 8$ câbles) ;

σ_{Pmax} : contrainte max due à la force de précontrainte = 50,25 MPa;

σ_{gmax} : contrainte max due au poids propre de la poutre seule.

➤ Détermination de σ_{gmax}

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{g1}^s = \frac{M_g}{I} V = \frac{350}{41180475,73} 98,42 = 4,12 \text{ MPa}$;

Pour la fibre inférieure, $\sigma_{g1}^i = -\frac{M_g}{I} V' = -\frac{350}{41180475,73} 101,58 = -12,89 \text{ MPa}$.

On prend le maximum entre les valeurs absolues de ces deux valeurs,

D'où $\sigma_{gmax} = 12,89 \text{ MPa}$

➤ Détermination de f_{c7}

La résistance caractéristique du béton comprimé à 7 jours d'âge est :

$$f_{c7} = \frac{7 \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times 7} = \frac{7 \times 40}{4,76 + 0,83 \times 7} = 26,49 \text{ MPa}$$

On tire la valeur de n_1 à partir de la relation précédente :

$$n_1 \leq \frac{(0,6f_{c7} - \sigma_{gmax})}{\sigma_{Pmax}} n_t = \frac{(0,6 \times 26,49 + 12,89)}{50,25} \times 8 = 4,58$$

Pour plus de sécurité, on ne fait que la mise en tension de quatre câbles en première phase. On prend $n_1 = 4$

b. Détermination de la force de précontrainte en première phase

La force de précontrainte créée par les 4 câbles est :

$$P_{n1} = 7 \cdot P_{iadm} \cdot n_1 = 7 \times 15,179 \times 4 = 425,012 \text{ T}$$

c. Détermination des contraintes développées

Les contraintes développées par cette force de précontrainte sont :

Pour la fibre supérieure :

$$\sigma_{p1}^s = \frac{P_{n1}}{S} + \frac{P_{n1} \cdot e}{I} V = 29,76 - 70,75 = -\frac{40,99 \text{ daN}}{\text{cm}^2} = -4,1 \text{ MPa};$$

Pour la fibre inférieure :

$$\sigma_{p1}^i = \frac{P_{n1}}{S} - \frac{P_{n1} \cdot e}{I} V' = 29,76 + 221,49 = \frac{251,25 \text{ daN}}{\text{cm}^2} = 25,12 \text{ MPa}.$$

d. Détermination de la contrainte résultante

On peut maintenant calculer la contrainte résultante à la première phase de mise en tension, après prise en compte des pertes et chutes de tension :

$$\sigma_{rés} = \sigma_{g1} + 1,2\sigma_{p1}$$

Avec : $\sigma_{rés}$: contrainte résultante à la 1^{ère} phase de mise en tension ;



σ_{g1} : contrainte due au poids propre de la poutre seule en 1^{ère} phase ;

σ_{p1} : contrainte développée due à la force de précontrainte en 1^{ère} phase.

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{rés}^s = \sigma_{g1}^s + 1,2\sigma_{p1}^s = 4,12 + 1,2(-4,10) = -0,8\text{MPa}$

Pour la fibre inférieure : $\sigma_{rés}^i = \sigma_{g1}^i + 1,2\sigma_{p1}^i = -12,89 + 1,2(25,12) = 17,25\text{MPa}$

Comme on avait précédemment, la contrainte de compression admissible du béton est de : 24MPa et celle de traction admissible est de 3MPa. Or, les contraintes résultantes sont inférieures à ces valeurs de contrainte admissible. Ce qui montre que la résistance du béton en première phase est assurée.

4.7.3.2. PHASE 2

Avant la mise en service du pont, à 28 jours d'âge, on tend le reste des câbles c'est-à-dire, la deuxième famille de câbles. Les actions à prendre en compte dans le calcul sont :

- La force de précontrainte de la deuxième famille de câbles ;
- Le poids propre de la superstructure + 0,8 fois le poids du revêtement ;
- Les déformations différées de la deuxième famille de câbles ;
- Les 2/3 des déformations de la première famille de câbles ;
- Les surcharges rares ;
- Les surcharges fréquentes.

Les câbles de la deuxième famille sont donc destinés à reprendre les actions supplémentaires.

a. Moment fléchissant dû au poids propre de la superstructure

Vu le tableau du moment fléchissant de chaque élément, on a :

- Moment de la dalle : $M_d = 266,67\text{Tm}$
 - Moment de l'entretoise : $M_e = 28,06\text{Tm}$
 - Moment des trottoirs : $M_{tr} = 25\text{Tm}$
 - Moment du garde-corps : $M_{gc} = 8\text{Tm}$
 - Moment du revêtement : $\underline{0,8 \times M_r = 24,64\text{Tm}}$
- $M_g = 352,37\text{Tm}$



b. Contraintes dues au poids propre de la superstructure « σ_{g2} »

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{g2}^s = \frac{M_g}{I} V = \frac{352,37}{41180475,73} 48,42 = 4,12 \text{MPa}$

Pour la fibre inférieure : $\sigma_{g2}^i = -\frac{M_g}{I} V' = -\frac{352,37}{41180475,73} 151,58 = -12,97 \text{MPa}$

c. Contraintes dues à la force de précontrainte en 2^e phase « σ_{p2} »

Les câbles restant à tendre à la deuxième phase sont au nombre de 4. La force de précontrainte engendrée par ces câbles est : $P_{n2} = 425,012 \text{T}$

Pour le calcul des contraintes développées par la force de précontrainte, on a :

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{p2}^s = \frac{P_{n1}}{S} + \frac{P_{n1} \cdot e}{I} V = -4,10 \text{MPa}$;

Pour la fibre inférieure : $\sigma_{p2}^i = \frac{P_{n1}}{S} - \frac{P_{n1} \cdot e}{I} V' = 25,12 \text{MPa}$.

d. 2/3 des déformations de la première famille « $\sigma_{\Delta p}$ »

Grâce au retrait, au fluage du béton et à la relaxation des armatures actives, les 4 câbles ont entre-temps subi une chute partielle de tension. Cette perte est récupérée par les câbles de la deuxième famille. Elle est évaluée au 2/3 de la valeur de la précontrainte de la première famille.

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{\Delta p}^s = \frac{2}{3} \sigma_{p1}^s = \frac{2}{3} (-4,10) = -2,73 \text{MPa}$;

Pour la fibre inférieure : $\sigma_{\Delta p}^i = \frac{2}{3} \sigma_{p1}^i = \frac{2}{3} (25,12) = 16,75 \text{MPa}$.

e. Contraintes dues aux surcharges « σ_q »

Pour la fibre supérieure : $\sigma_q^s = \frac{M_q}{I} V = \frac{561,23}{41180475,73} 48,42 = 6,60 \text{MPa}$;

Pour la fibre inférieure : $\sigma_q^i = -\frac{M_q}{I} V' = -\frac{561,23}{41180475,73} 151,58 = -20,71 \text{MPa}$.

f. Contraintes résultantes « $\sigma_{rés}$ »

✓ Combinaison quasi permanente: $\sigma_{rés} = \sigma_{p2} + \sigma_{\Delta p} + \sigma_{g2}$

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{rés}^s = \sigma_{g2}^s + \sigma_{\Delta p}^s + \sigma_{p2}^s = -4,10 - 2,73 + 4,14 = -2,69 \text{MPa}$;

Pour la fibre inférieure : $\sigma_{rés}^i = \sigma_{p2}^i + \sigma_{\Delta p}^i + \sigma_{g2}^i = 25,12 + 16,75 - 12,97 = 28,90 \text{MPa}$.

✓ Combinaison fréquente: $\sigma_{rés} = \sigma_{p2} + \sigma_{\Delta p} + \sigma_{g2} + \sigma_q$

Pour la fibre supérieure :

$$\sigma_{rés}^s = \sigma_{g2}^s + \sigma_{\Delta p}^s + \sigma_{p2}^s + \sigma_q^s = -4,10 - 2,73 + 4,14 + 6,6 = 3,91 \text{MPa} ;$$

Pour la fibre inférieure :



$$\sigma_{rés}^i = \sigma_{p2}^i + \sigma_{\Delta P}^i + \sigma_{g2}^i + \sigma_q^s = 25,12 + 16,75 - 12,97 - 20,70 = 8,2 \text{ MPa.}$$

Tant en combinaison quasi permanente qu'en combinaison fréquente, les contraintes de compression et de traction du béton sont toutes inférieures aux contraintes admissibles. Ce qui montre que la résistance du béton en deuxième phase est assurée.

4.7.4. Relevage et disposition des câbles

4.7.4.1. Disposition des ancrages en a bout

- Sur le plan vertical, la distance entre deux ancrages doit être au moins 30cm ;
- Une distance de l'axe à la paroi doit être au moins 12cm

Vu ces conditions, on a pris la disposition suivante :

- La limite d'ancrage par rapport au bord inférieur de la table de compression est de 22,45 cm
- Le diamètre de la gaine est 7,1cm
- L'entraxe des ancrages est pris égal à 45cm.

4.7.4.2. Traçage des câbles filants

- Pour éviter la création des moments parasites dans la zone d'ancrage, il est indispensable de prolonger la longueur de la poutre de 40 cm à l'appui.
- Au voisinage des ancrages, les conduites comportent une perte rectiligne de longueur supérieur ou égale à 0,5m que l'on va prendre 1m.
- L'angle de relevage (α) optimal des câbles à la section à mi travée est obtenu par la relation suivante :

$$:V_M - V_{adm} < \sum P \sin \alpha < V_m + V_{adm}$$

$$\frac{V_M - V_{adm}}{\sum P} < \sin \alpha < \frac{V_m + V_{adm}}{\sum P}$$

Avec : V_M : effort tranchant maximal aux appuis ($V_M=126,503 \text{ T}$) ;

V_m : effort tranchant minimal aux appuis ($V_m=70,39 \text{ T}$) ;

V_{adm} : effort tranchant admissible : $V_{adm} = \tau_{adm} \cdot b_0 \cdot d$;

$\sum P$: somme de la force de précontrainte des câbles filants aux appuis

($\sum P=425.012 \text{ T}$).

Calcul de V_{adm} :

$$\text{on a : } V_{adm} = \tau_{adm} \cdot b_0 \cdot d = \sqrt{0,4ft_{28}(ft_{28} + 2\sigma_x)} \cdot b_0 \cdot d = 96,27 \text{ T}$$

$$0,07113 < \sin \alpha < 0,4542 \quad \Leftrightarrow \quad 0,07113 < \alpha < 0,4542$$



Principe de traçage:

Le traçage de câbles suit la relation suivante : $\cos\alpha_i = 1 - \frac{a_i}{R_i}$

Avec : α_i : angle de relevage du câble i ;

a_i : position du câble i par rapport à la Fibre Inférieure (FI) ;

On note Z_i : position du câble i par rapport à la Fibre Supérieure (FS) ;

R_i : rayon de courbure probable des câbles ;

R_{i+1} : rayon de courbure de chaque câble ($R_{i+1} = R_i + 1,20\text{m}$).

La valeur de R_i doit vérifier la condition suivante :

$$R_i \geq \text{Sup}\{800\Phi ; 4\text{m}\} \quad \text{où } \Phi = 15\text{mm diamètre d'un câble ;}$$

$R_1 \geq \text{sup}\{12\text{ m} ; 4\text{ m}\} = 12\text{ m}$ On prend $R_1 = 12\text{ m}$ compté à partir du huitième câble.

4.7.4.3. Traçage des câbles relevés

La longueur de relevage des câbles doit être comprise entre : $\frac{L_0}{4} < L_{\text{rel}} < \frac{L_0}{3}$

Avec $L_0 = 40,00\text{m}$, on peut avoir $10,20\text{ m} < L_{\text{rel}} < 13,60\text{ m}$; soit $L_{\text{rel}} = 10,5\text{m}$

Les caractéristiques géométriques du câble relevé sont les suivantes :

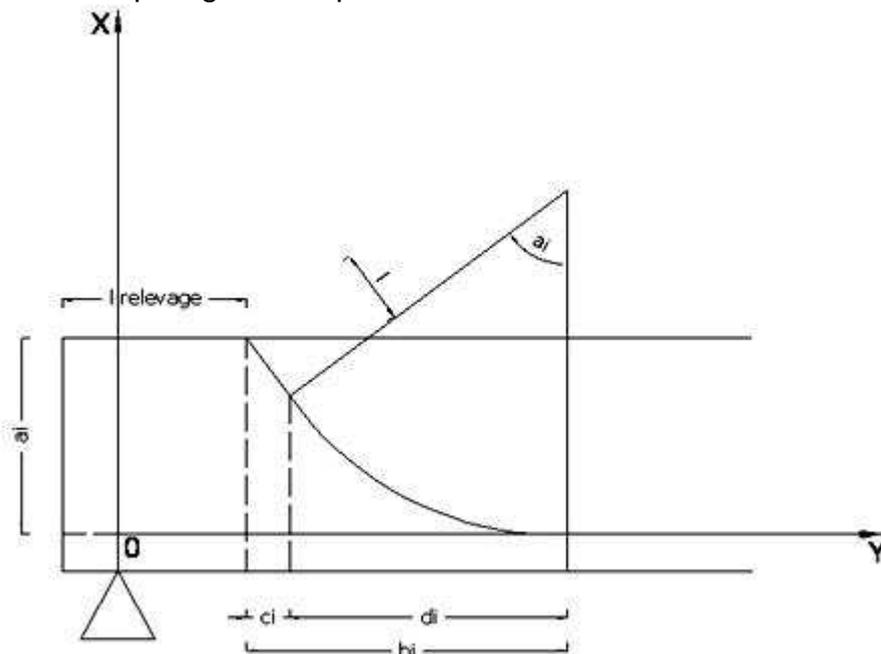


Figure 31: Allure d'un câble de précontrainte

A partir de ce schéma, on peut trouver les paramètres de traçage en utilisant les formules suivantes :

$$\cos\alpha_{0i} = 1 - \frac{a_i}{R_i}$$

$$\sin\alpha_{0i} = \frac{d_i}{R_i} \Leftrightarrow d_i = \sin\alpha_{0i} \times R_i$$

$$\cos\alpha_{0i} = \frac{c_i}{l} \Leftrightarrow c_i = \cos\alpha_{0i} \times l \quad \text{où } l = 1,00\text{m}$$



$$b_i = c_i + d_i$$

Pour le tracé de câbles, on note la position des câbles par les coordonnées (X;Y) dans le repère (O, X,Y), avec $Y=f(X)$

L'ordonnée de chaque câble est obtenue à partir des équations suivantes :

Si $X < L_{rel} - 0,20$: il n'y a pas de câble ;

Si $L_{rel} - 0,2 \leq X \leq L_{rel} - 0,2 + c_i \Rightarrow Y = -X \tan \alpha_i + e + a_i + (L_{rel} - 0,20) \times \tan \alpha_i$;

Si $L_{rel} - 0,2 + c_i \leq X \leq L_{rel} - 0,2 + b_i \Rightarrow Y = e + R_i \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{L_{rel} - 0,20 + b_i - X}{R_i} \right)^2} \right]$;

Si $L_{rel} - 0,2 + b_i \leq X \Rightarrow Y = e$.

e: enrobage des câbles à mi- travée

Le résultat de calcul se trouve dans le tableau suivant :

Tableau 93: Paramètres du tracé des câbles

| N°de Câble | a_i (m) | R_i (m) | $\text{Cos}\alpha_i$ | α_i [rad] | $\text{Sin}\alpha_i$ | d_i (m) | c_i (m) | b_i (m) | L_{rel} (m) |
|------------|-----------|-----------|----------------------|------------------|----------------------|-----------|-----------|-----------|---------------|
| 1 | 0,26 | 20,4 | 0,987 | 0,160 | 0,159 | 3,247 | 0,987 | 4,234 | 0,0 |
| 2 | 0,71 | 19,2 | 0,963 | 0,273 | 0,269 | 5,173 | 0,963 | 6,136 | 0,0 |
| 3 | 1,16 | 18,0 | 0,936 | 0,361 | 0,353 | 6,357 | 0,936 | 7,293 | 0,0 |
| 4 | 1,61 | 16,8 | 0,904 | 0,441 | 0,427 | 7,177 | 0,904 | 8,081 | 0,0 |
| 5 | 1,80 | 15,6 | 0,885 | 0,484 | 0,466 | 7,263 | 0,885 | 8,148 | 3,0 |
| 6 | 1,80 | 14,4 | 0,875 | 0,505 | 0,484 | 6,971 | 0,875 | 7,846 | 6,0 |
| 7 | 1,80 | 13,2 | 0,864 | 0,528 | 0,504 | 6,654 | 0,864 | 7,518 | 9,0 |
| 8 | 1,80 | 12,0 | 0,850 | 0,555 | 0,527 | 6,321 | 0,850 | 7,171 | 12,0 |

Tableau 94: Ordonnées des câbles

| X N° | 0,0 | 1,0 | 2,0 | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 6,0 | 7,0 | 8,0 | 9,0 | 10,0 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 8 | 0,388 | 0,387 | 0,262 | 0,186 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| 7 | 0,814 | 0,805 | 0,568 | 0,386 | 0,258 | 0,183 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| 6 | 1,244 | 1,223 | 0,895 | 0,631 | 0,428 | 0,282 | 0,193 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| 5 | 1,676 | 1,634 | 1,223 | 0,885 | 0,614 | 0,409 | 0,266 | 0,183 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| 4 | — | — | — | 1,915 | 1,853 | 1,398 | 1,025 | 0,728 | 0,501 | 0,342 | 0,220 |
| 3 | — | — | — | — | — | — | 1,909 | 1,846 | 1,373 | 0,990 | 0,689 |
| 2 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1,903 | 1,830 |
| 1 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |



Tableau 95: Ordonnées des câbles (suite)

| X \ N° | 11,0 | 12,0 | 13,0 | 14,0 | 15,0 | 16,0 | 17,0 | 18,0 | 19,0 | 20,0 | 20,4 |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | — | 1,896 | 1,811 | 1,298 | 0,896 | 0,594 | 0,383 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 |
| 2 | 1,339 | 0,946 | 0,644 | 0,425 | 0,286 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 |
| 3 | 0,465 | 0,314 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 |
| 4 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,220 |
| 5 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| 6 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| 7 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |
| 8 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 | 0,160 |

4.7.4.4. Tracé du câble équivalent :

Le câble équivalent est un câble fictif passant par le centre de gravité G_C des groupes des câbles de chaque section de la poutre et que l'on peut déterminer à partir de la position G_C par rapport à l'arête inférieure de la poutre à l'aide de la formule suivante :

$$y_{ed} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{cpi} \times y_i}{A_{cp}^T}$$

Si on utilise un seul type de câble de même section, alors on a :

$$y_{ed} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$$

Les résultats sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 96: Coordonnées des câbles équivalents

| Abscisses | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Ordonnées | 0,515 | 0,506 | 0,261 | 0,182 | 0,129 | 0,097 | 0,083 | 0,080 | 0,080 |

| Abscisses | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 16 | 18 | 20 |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Ordonnées | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 |

4.7.4.5. Traçage du câble Moyen :

À la place du tracé du câble équivalent, on va tracer le câble moyen qui donne l'allure approximative moyenne des câbles. La valeur optimale de l'angle de relevage du câble moyen est donnée par la relation :



$$\alpha = \arcsin \left[\frac{V_M + V_m}{2 \sum P} \right] = \arcsin(0,231) = 13,39^\circ$$

L'excentricité du câble à la section médiane est donné par :

$$e_p = -V'' + t' \text{ avec } V'' = 151,58 \text{ cm et } t' : \text{ est l'enrobage moyen des câbles} = 10 \text{ cm ;}$$

$$e_p = -141,58 \text{ cm}$$

Le moment fléchissant crée par les charges permanentes et d'exploitation est nul sur appui ; l'excentricité optimale dans ces conditions est égale à zéro ($e=0$) dans cette section. Par conséquent, le tracé moyen est caractérisé par :

- $x_K = \frac{2|e_p|}{\tan \alpha} = 11,897 \text{ m}$: distance par rapport à l'excentricité de l'appui ;
- $e_p = -141,58 \text{ m}$: excentricité neutre du niveau de la fibre moyen ;
- $\alpha = -13,39^\circ$: angle que fait la résultante des câbles % à l'horizontal.

4.7.4.6. Fuseaux limites

Ce sont les lieux admissibles de centre de pression pour que les contraintes normales dans le béton restent admissibles pour tous les cas de chargement. La tracée des câbles doit donc se situer à l'intérieur de ces fuseaux

a. Premier fuseau limite

A partir du moment fléchissant dû à la charge permanente et à la force de précontrainte P_m ; on trouve une excentricité e_g . Avec l'ensemble du moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges $M_g + M_q$, on obtient e_{g+q} .

Les coordonnées du premier fuseau limite sont les suivantes :

$$e_i = c' - \frac{M_g}{P_m} \text{ et } e_s = c - \frac{M_g + M_q}{P_m}$$

Où c et c' sont les limites du noyau centrale placé à partir du c.d.g de la section ($c=19,01 \text{ cm}$ et $c'=59,42 \text{ cm}$) ; $M_g = 708,53 \text{ Tm}$ et $M_q = 561,23 \text{ Tm}$.

D'où, on a le tableau suivant :

Tableau 97: Premier fuseau limite

| Section | M_g (Tm) | P_m (T) | $\frac{M_g}{P_m}$ (m) | M_q (Tm) | $M_g + M_q$ (Tm) | $\frac{M_g + M_q}{P_m}$ (m) | Excentricité | |
|---------|---------------|-----------|-----------------------|------------|---------------------|-----------------------------|--------------|--------|
| | | | | | | | e_i | e_s |
| Appui | 0 | 425,012 | 0 | 0 | 0 | 0 | - 0,594 | 0,190 |
| Quart | 525,20 | 637,518 | 0,824 | 420,9 | 946,14 | 1,484 | -1,418 | -1,293 |
| Médiane | 708,53 | 850,024 | 0,834 | 561,2 | 1269,76 | 1,494 | -1,428 | -1,304 |



b. Deuxième fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se situer le tracé du câble pour que la contrainte maximale reste inférieure à la contrainte limite du béton. A partir de la relation suivante, on tire les coordonnées du deuxième fuseau limite :

$$\left(\frac{\bar{\sigma}_b \cdot B}{P_m} - 1\right) \cdot c - \frac{M_g}{P_m} \leq e \leq \left(\frac{\bar{\sigma}_b \cdot B}{P_m} - 1\right) \cdot c' - \frac{M_g + M_q}{P_m}$$

Avec B : section nette du béton (B = 12083,43 cm²)

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de compression admissible du béton ($\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$)

D'où, on a le tableau suivant :

Tableau 98: Deuxième fuseau limite

| Section | M _g (Tm) | P _m (T) | $\frac{M_g}{P_m}$ (m) | M _q (Tm) | M _g + M _q (Tm) | $\frac{M_g + M_q}{P_m}$ | Excentricité | |
|---------|---------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|--------------------------------------|-------------------------|----------------|----------------|
| | | | | | | | e _i | e _s |
| Appui | 425,012 | 4,041 | 0,1901 | 0 | 0,5942 | 0 | -0,768 | 2,401 |
| Quart | 637,518 | 2,361 | 0,1901 | 0,823 | 0,5942 | 1,484 | -1,273 | -0,081 |
| Médiane | 850,024 | 1,521 | 0,1901 | 0,833 | 0,5942 | 1,493 | -1,123 | -0,590 |

4.8. Calcul des pertes de tension :

4.8.1. Pertes de tension instantanées :

4.8.1.1. Pertes par frottements :

L'expression de la perte de frottement à une abscisse x est donnée par :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} e^{-f \cdot \alpha - \varphi x} \text{ [MPa]}$$

La variation de contraintes s'écrit :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0}(x) \text{ [MPa]}$$

Avec x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension ;

a: déviation angulaire totale du câble sur la distance x ;

f = 0,18 rad⁻¹ : coefficient de frottement de la courbe ;

9 = 0,002 m⁻¹ : coefficient de perte de tension par unité de longueur ;

$\sigma_{p0} = 1456 \text{ MPa}$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :



Tableau 99: Pertes par frottement

| N° \ X | 0 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 41,291 | 49,753 | 52,563 | 55,367 | 58,166 | 60,958 | 63,746 | 66,528 | 69,304 |
| 2 | 69,768 | 78,060 | 80,814 | 83,561 | 86,303 | 89,040 | 91,771 | 94,497 | 97,217 |
| 3 | 91,595 | 99,756 | 102,466 | 105,171 | 107,870 | 110,563 | 113,251 | 115,934 | 118,612 |
| 4 | 111,199 | 119,244 | 121,914 | 124,580 | 127,240 | 129,895 | 132,545 | 135,189 | 137,828 |
| 5 | - | 129,534 | 132,184 | 134,829 | 137,469 | 140,103 | 142,732 | 145,356 | 147,975 |
| 6 | - | - | - | - | 142,457 | 145,081 | 147,701 | 150,315 | 152,923 |
| 7 | - | - | - | - | - | - | - | 155,708 | 158,306 |
| 8 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Tableau 100: Pertes par frottement (suite)

| N° \ X | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 72,074 | 74,839 | 172,197 | 174,762 | 177,322 | 179,877 | 182,426 | 184,971 | 187,510 | 190,045 |
| 2 | 99,932 | 102,641 | 166,069 | 168,646 | 171,219 | 173,786 | 176,347 | 178,904 | 181,456 | 184,002 |
| 3 | 121,284 | 123,950 | 160,718 | 163,306 | 165,889 | 168,467 | 171,039 | 173,607 | 176,169 | 178,726 |
| 4 | 140,461 | 143,090 | 155,799 | 158,397 | 160,990 | 163,577 | 166,160 | 168,737 | 171,309 | 173,875 |
| 5 | 150,588 | 153,196 | 145,713 | 148,331 | 150,944 | 153,551 | 156,154 | 158,751 | 161,343 | 163,929 |
| 6 | 155,527 | 158,125 | 126,612 | 129,268 | 131,919 | 134,564 | 137,205 | 139,839 | 142,469 | 145,094 |
| 7 | 160,899 | 163,487 | 105,345 | 108,044 | 110,737 | 113,425 | 116,108 | 118,785 | 121,456 | 124,123 |
| 8 | - | 169,627 | 77,599 | 80,353 | 83,102 | 85,845 | 88,582 | 91,314 | 94,041 | 96,762 |

4.8.1.1. Perte de tension à l'ancrage :

C'est la perte de tension à l'enfoncement ou à la rentrée du cône d'ancrage c'est-à-dire perte due au glissement de l'armature par rapport à son ancrage. La valeur de la perte est obtenue par la formule suivante :

$$\sigma_{anc} = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{L_i} E_p$$

Avec :

$E_p = 190\,000\text{MPa}$: Module d'élasticité longitudinale de l'armature de précontrainte ;

$\Delta L_x = 1\text{ mm}$: déplacement de la rondelle situé entre l'ancre et le béton ;



$\Delta L_2 = 1$ mm : déformation propre de l'ancre ;

L_i : Longueur de l'armature de précontrainte considérée.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 101: Perte de tension à l'ancrage

| N° de câble | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| L_i [m] | 42,907 | 43,063 | 43,264 | 43,515 | 40,651 | 35,687 | 29,630 | 22,5574 |
| $\Delta\sigma_{anc}$ | 8,856 | 8,825 | 8,783 | 8,733 | 9,348 | 10,648 | 12,825 | 16,834 |

4.8.1.2. Perte de tension par déformation instantanée du béton :

L'application des actions permanentes après la réalisation de l'ancrage d'un câble entraîne la déformation du béton adjacent à celui-ci. Du fait de l'adhérence, le câble suit la déformation du béton, d'où une perte ou gain de tension.

La perte de tension par déformation instantanée du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = E_p \frac{K \cdot \Delta\sigma_{bj}(x)}{E_{ij}}$$

Où $K=1$: coefficient multiplicateur ;

$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$: Module d'élasticité du béton ;

➤ Après 7 jours de durcissement de la poutre, $E_{i7} = 32\,791$ MPa ;

➤ Après 28 jours, mise en tension du câble restant, $E_{i28} = 37\,619$ MPa.

$\Delta\sigma_{bj}(x)$: Variation de contrainte au niveau du béton qui enrobe le câble considéré.

Cette variation de contrainte est déterminée à l'aide des formules suivantes :

◆ Pour une variation due à une action extérieure après la mise en tension du câble considéré :

$$\Delta\sigma_{bj}(x) = \frac{M \cdot y}{I}$$

Avec M : moment fléchissant engendré par l'action extérieure ;

y : excentricité du câble considéré par rapport au centre de gravité de la section résistante de l'action extérieure ;

I : moment d'inertie de la section résistante (poutre seule ou poutre +hourdis) par rapport à son centre de gravité.

◆ Pour la variation de contrainte provenant de la mise en tension des câbles de la deuxième famille



$$\Delta\sigma_{bj}(x) = \sum \sigma_{p2}(x) \times A_{cp} \times \left[\frac{1}{S} + \frac{e_2 y}{I} \right]$$

Où $\sum \sigma_n(x)$: 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 7T15 ;

S : Aire de la section brute ;

e_2 : Excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille.

♦ Pour une variation due à une action extérieure après la mise en tension du câble considéré :

$$\Delta\sigma_{bj}(x) = \frac{M \cdot y}{I}$$

Avec M : moment fléchissant engendré par l'action extérieure ;

y : excentricité du câble considéré par rapport au centre de gravité de la section résistante de l'action extérieure ;

I : moment d'inertie de la section résistante (poutre seule ou poutre +hourdis) par rapport à son centre de gravité.

♦ Pour la variation de contrainte provenant de la mise en tension des câbles de la deuxième famille

$$\Delta\sigma_{bj}(x) = \sum \sigma_{p2}(x) \times A_{cp} \times \left[\frac{1}{S} + \frac{e_2 y}{I} \right]$$

Où $\sum \sigma_n(x)$: 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 7T15 ;

S : Aire de la section brute ;

e_2 : Excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille.

Tableau 102: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°1

| Abcisse x[m] | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|--|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Excentricité du câble n°1 % CDG poutre[m] | -0,562 | -0,657 | -0,909 | -0,917 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 |
| Excentricité du câble n°1 % CDG poutre +hourdis[m] | -0,857 | -0,952 | -1,204 | -1,212 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h [MPa] | - | -0,689 | -2,389 | -2,560 | -3,904 | -4,567 | -5,293 | -5,994 | -6,850 | -7,136 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s [MPa] | - | -0,301 | -0,953 | -1,019 | -1,553 | -1,816 | -2,105 | -2,384 | -2,724 | -2,838 |
| ($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 1,293 | 2,724 | 2,976 | 5,421 | 6,123 | 7,351 | 9,870 | 10,732 | 11,315 |
| Perte de contrainte due à M_h [MPa] | - | -3,481 | -12,065 | -12,932 | -19,717 | -23,065 | -26,733 | -30,273 | -34,598 | -36,039 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | -1,519 | -4,812 | -5,147 | -7,841 | -9,173 | -10,631 | -12,039 | -13,759 | -14,332 |
| Perte due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 6,530 | 13,758 | 15,031 | 27,380 | 30,925 | 37,127 | 49,850 | 54,203 | 57,148 |

Tableau 103: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°2

| Abcisse x[m] | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|--|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Excentricité du câble n°2 % CDG poutre[m] | -0,183 | -0,335 | -0,805 | -0,835 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 |
| Excentricité du câble n°2 % CDG poutre +hourdis[m] | -0,478 | -0,630 | -1,100 | -1,130 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h [MPa] | - | -0,351 | -2,116 | -2,331 | -3,904 | -4,567 | -5,293 | -5,994 | -6,850 | -7,136 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s [MPa] | - | -0,199 | -0,870 | -0,950 | -1,553 | -1,816 | -2,105 | -2,384 | -2,724 | -2,838 |
| ($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 1,596 | 3,040 | 3,152 | 5,974 | 6,754 | 7,681 | 9,870 | 10,732 | 11,315 |
| Perte de contrainte due à M_h [MPa] | - | -1,775 | -10,685 | -11,775 | -19,717 | -23,065 | -26,733 | -30,273 | -34,598 | -36,039 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | -1,005 | -4,396 | -4,799 | -7,841 | -9,173 | -10,631 | -12,039 | -13,759 | -14,332 |
| Perte due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 8,061 | 15,354 | 15,920 | 30,173 | 34,112 | 38,794 | 49,850 | 54,203 | 57,148 |

Tableau 104: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°3

| Abcisse x[m] | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|--|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Excentricité du câble n°3 % CDG poutre[m] | 0,199 | -0,010 | -0,663 | -0,711 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 |
| Excentricité du câble n°3 % CDG poutre +hourdis[m] | -0,096 | -0,305 | -0,958 | -1,006 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h [MPa] | - | -0,010 | -1,742 | -1,985 | -3,904 | -4,567 | -5,293 | -5,994 | -6,850 | -7,136 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s [MPa] | - | -0,096 | -0,758 | -0,846 | -1,553 | -1,816 | -2,105 | -2,384 | -2,724 | -2,838 |
| ($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 1,905 | 3,331 | 4,127 | 6,320 | 6,934 | 7,681 | 9,870 | 10,732 | 11,315 |
| Perte de contrainte due à M_h [MPa] | - | -0,053 | -8,800 | -10,027 | -19,717 | -23,065 | -26,733 | -30,273 | -34,598 | -36,039 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | -0,487 | -3,829 | -4,272 | -7,841 | -9,173 | -10,631 | -12,039 | -13,759 | -14,332 |
| Perte due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 9,621 | 16,824 | 20,844 | 31,920 | 35,021 | 38,794 | 49,850 | 54,203 | 57,148 |



Tableau 105: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°4

| Abcisse x[m] | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|--|-------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Excentricité du câble n°4 % CDG poutre[m] | 0,580 | 0,308 | -0,513 | -0,576 | -0,912 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 | -0,920 |
| Excentricité du câble n°4 % CDG poutre +hourdis[m] | 0,285 | 0,013 | -0,808 | -0,871 | -1,207 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 | -1,215 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_h [MPa] | - | 0,323 | -1,348 | -1,608 | -3,870 | -4,567 | -5,293 | -5,994 | -6,850 | -7,136 |
| Variation de contrainte ($\Delta\sigma$) due à M_s [MPa] | - | 0,004 | -0,639 | -0,732 | -1,542 | -1,816 | -2,105 | -2,384 | -2,724 | -2,838 |
| ($\Delta\sigma$) due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 2,212 | 3,640 | 4,531 | 6,289 | 6,791 | 7,681 | 9,870 | 10,732 | 11,315 |
| Perte de contrainte due à M_h [MPa] | - | 1,632 | -6,809 | -8,123 | -19,546 | -23,065 | -26,733 | -30,273 | -34,598 | -36,039 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | 0,021 | -3,229 | -3,699 | -7,790 | -9,173 | -10,631 | -12,039 | -13,759 | -14,332 |
| Perte due à la mise en tension de la 2 ^e famille [MPa] | - | 11,172 | 18,384 | 22,884 | 31,763 | 34,299 | 38,794 | 49,850 | 54,203 | 57,148 |

Tableau 106: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°5

| Abcisse x[m] | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|--|---|-------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| Excentricité du câble n°5 % CDG poutre +hourdis[m] | - | 0,586 | -0,513 | -0,591 | -1,043 | -1,074 | -1,074 | -1,074 | -1,074 | -1,074 |
| Variation de contrainte due à M_s [MPa] | - | 0,185 | -0,406 | -0,497 | -1,333 | -1,605 | -1,861 | -2,107 | -2,408 | -2,508 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | 0,935 | -2,050 | -2,510 | -6,731 | -8,108 | -9,397 | -10,642 | -12,162 | -12,669 |

Tableau 107: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°6

| Abcisse x[m] | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|--|---|---|-------|-------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| Excentricité du câble n°6 % CDG poutre +hourdis[m] | - | - | 0,565 | 0,439 | -0,735 | -1,000 | -1,062 | -1,074 | -1,074 | -1,074 |
| Variation de contrainte due à M_s [MPa] | - | - | 0,447 | 0,369 | -0,939 | -1,495 | -1,840 | -2,107 | -2,408 | -2,508 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | - | 2,258 | 1,864 | -4,743 | -7,549 | -9,292 | -10,642 | -12,162 | -12,669 |

Tableau 108: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°7

| Abcisse x[m] | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|--|---|---|---|---|-------|--------|--------|---------|---------|---------|
| Excentricité du câble n°7 % CDG poutre +hourdis[m] | - | - | - | - | 0,404 | -0,410 | -0,911 | -1,067 | -1,074 | -1,074 |
| Variation de contrainte due à M_s [MPa] | - | - | - | - | 0,516 | -0,613 | -1,578 | -2,093 | -2,408 | -2,508 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | - | - | - | 2,607 | -3,095 | -7,971 | -10,573 | -12,162 | -12,669 |



Tableau 109: Perte de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°8

| Abscisse x[m] | 1,500 | 4,000 | 4,281 | 7,000 | 8,562 | 10,500 | 12,843 | 17,124 | 21,405 |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Excentricité du câble n°8 % CDG poutre +hourdis[m] | - | - | - | - | - | 0,243 | -0,743 | -1,074 | -1,074 |
| Variation de contrainte due à M_s [MPa] | - | - | - | - | - | 0,421 | -1,458 | -2,408 | -2,508 |
| Perte de contrainte due à M_s [MPa] | - | - | - | - | - | 2,126 | -7,362 | -12,162 | -12,669 |



4.8.1.3. Tension probable des câbles après pertes instantanées :

Après pertes instantanées, la tension initiale probable dans un câble est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - [\Delta\sigma_{\varphi}(x) + \Delta\sigma_{anc} + \Delta\sigma_{pi}(x)] \text{ Avec } \sigma_{p0} = 1456 \text{ MPa}$$

Tableau 110: Tension probable en [MPa] après pertes de tension instantanées

| N° \ X | 0 | 4 | 8 | 12 | 16 | 20 |
|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 1 | 1370,054 | 1361,346 | 1347,956 | 1327,549 | 1317,782 | 1305,493 |
| 2 | 1346,462 | 1335,562 | 1321,578 | 1304,556 | 1294,986 | 1282,891 |
| 3 | 1326,647 | 1308,717 | 1301,191 | 1285,245 | 1275,839 | 1263,908 |
| 4 | 1308,316 | 1286,025 | 1283,894 | 1267,379 | 1258,127 | 1246,347 |
| 5 | - | 1308,418 | 1302,803 | 1294,219 | 1284,717 | 1274,295 |
| 6 | - | 1303,483 | 1312,897 | 1315,990 | 1317,510 | 1318,017 |
| 7 | - | - | 1294,313 | 1290,673 | 1281,240 | 1270,818 |
| 8 | - | - | - | 1283,454 | 1277,231 | 1266,809 |

4.8.2. Pertes de tension différée :

Les pertes de tension différée sont composées de :

4.8.2.1. Perte de tension due au retrait du béton :

Le retrait se manifeste dès le durcissement du béton. La perte de tension due au retrait du béton dans un câble à l'instant t a pour expression :

$$\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r[r(t)-r(t_0)]E_p$$

Avec $\varepsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-4}$: valeur expérimentale du retrait du béton ;

$r(t)$: La loi de variation du retrait du béton à l'instant t telle que :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad \text{où} \quad r_m = \frac{B}{P}$$

$B = 7375 \text{ cm}^2$, aire de la poutre $P = 837,793 \text{ cm}$, Périmètre extérieure de la section ;

t_0 : âge du béton à la mise de tension des câbles.

Pour $t=7$ jours, $r(t_0) = 0,081$;

Pour $t=28$ jours, $r(t_0) = 0,261$;

Pour $t = \infty$, $r(t) = 1$. Ainsi, on en déduit les valeurs de pertes de tension dans un câble : Perte de tension dans un câble de la première famille :

$$\Delta\sigma_r(t) = 2,5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,081] \times 190\,000 = 43,653 \text{ MPa}$$

Perte de tension dans un câble de la deuxième famille :

$$\Delta\sigma_r(t) = 2,5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,261] \times 190\,000 = 35,103 \text{ MPa}$$

4.8.2.2. Pertes de tension due à la relaxation des armatures :

La perte de tension due aux relaxations des aciers est donnée par :



$$\Delta\sigma_p(x) = 6 \cdot 10^{-2} \cdot \rho_{1000} \cdot (\mu - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

$f_{prg} = 1812\text{MPa}$: Résistance minimum garantie à la rupture (Pour les 7T15) ;

$\rho_{1000} = 2,5\%$: Relaxation isotherme à 1000 heures en pourcentage de la tension initiale ;

$\mu_0 = 0,43$: Pour les armatures à très basses relaxation ;

$\mu_0 = 0,35$: Pour les armatures à basses relaxation ;

$\mu_0 = 0,30$: Pour les armatures à relaxation normale.

4.8.2.3. Perte de tension due au fluage du béton :

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte.

La perte de tension est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_M : La contrainte maximale du béton au niveau du câble moyen définie par :

$$\sigma_M = \frac{\sum \sigma_{pi} A_{cp}}{S} + \frac{\sum \sigma_{pi} A_{cp} e_p^2}{I} + \frac{(M_g + M_h + M_{en}) e_p}{I}$$

Avec A_{cp} : section d'un câble ;

M_{en} : Moment fléchissant dû à l'entretoise.

e_p : Excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section brute (hourdis+poutre).

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen lorsque toutes les pertes différées sont produites ;

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinale instantanée du béton ; $E_{i7} = 32\,791\text{ MPa}$

Après avoir trouvé la valeur de σ_M , on calcul $\Delta\sigma_{fl}$; d'où

$$\sigma_b(x) = \sigma_M(x) + \frac{M_s e_p}{I} - \sum \Delta\sigma_d(x) \left[\frac{A_{cp}}{S} + \frac{A_{cp} e_p^2}{I} \right]$$

$$\text{Et } \sum \Delta\sigma_d(x) = \sum \Delta\sigma_r(x) + \sum \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6} \sum \Delta\sigma_p(x)$$

$\sum \Delta\sigma_d(x)$: Pertes différées totales ;

$\Delta\sigma_{fl}(x)$: Perte de tension par fluage dans chaque câble ;

$\sum \Delta\sigma_{fl}(x)$: Somme des pertes dues au fluage ;

$\sum \Delta\sigma_r(x)$: Somme des pertes de tension dues au retrait du béton ;

$\sum \Delta\sigma_p(x)$: Somme des pertes dues à la relaxation des aciers.

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

Tableau 111: Pertes de tension dues à la relaxation des aciers :

| X câble | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 67,016 | 66,100 | 65,744 | 65,609 | 63,963 | 63,469 | 62,470 | 60,266 | 58,757 | 56,881 |
| 2 | 63,233 | 61,760 | 61,489 | 61,516 | 59,872 | 59,342 | 58,617 | 56,739 | 55,297 | 53,496 |
| 3 | 60,126 | 58,111 | 57,843 | 57,371 | 56,613 | 56,230 | 55,669 | 53,845 | 52,457 | 50,718 |
| 4 | 57,310 | 54,782 | 54,473 | 53,960 | 53,894 | 53,644 | 52,998 | 51,222 | 49,884 | 48,202 |
| 5 | - | 57,919 | 57,368 | 57,325 | 56,883 | 56,474 | 55,907 | 55,182 | 53,766 | 52,231 |
| 6 | - | - | 56,517 | 56,577 | 57,580 | 58,008 | 58,275 | 58,482 | 58,715 | 58,793 |
| 7 | - | - | - | - | 54,953 | 55,196 | 55,171 | 54,652 | 53,252 | 51,722 |
| 8 | - | - | - | - | - | - | 53,075 | 53,579 | 52,662 | 51,139 |

Tableau 112: Pertes dues au fluage du béton

| Abscisses | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|------------------------------------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| σ_M [MPa] | 11,960 | 10,751 | 13,988 | 14,742 | 17,150 | 19,295 | 19,367 | 20,359 | 23,393 | 22,545 |
| $\sum \Delta \sigma_{fi}(x)$ [MPa] | 100,679 | 90,499 | 117,748 | 124,091 | 144,367 | 162,423 | 163,023 | 171,379 | 196,915 | 189,780 |
| σ_{fi} [MPa] | 25,170 | 18,100 | 19,625 | 20,682 | 20,624 | 23,203 | 20,378 | 21,422 | 24,614 | 23,723 |

Tableau 113: Pertes de tension différées totale

| x câble | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 124,670 | 116,836 | 118,064 | 119,009 | 117,580 | 119,748 | 116,089 | 115,297 | 117,232 | 114,776 |
| 2 | 121,517 | 113,220 | 114,518 | 115,598 | 114,170 | 116,308 | 112,878 | 112,358 | 114,348 | 111,956 |
| 3 | 118,928 | 110,178 | 111,480 | 112,144 | 111,454 | 113,715 | 110,422 | 109,946 | 111,982 | 109,641 |
| 4 | 116,581 | 107,405 | 108,672 | 109,302 | 109,188 | 111,560 | 108,196 | 107,760 | 109,838 | 107,544 |
| 5 | - | 101,468 | 102,534 | 103,556 | 103,129 | 105,368 | 102,070 | 102,510 | 104,523 | 102,351 |
| 6 | - | - | 101,825 | 102,932 | 103,710 | 106,647 | 104,044 | 105,260 | 108,647 | 107,820 |
| 7 | - | - | - | - | 101,521 | 104,303 | 101,457 | 102,069 | 104,094 | 101,928 |
| 8 | - | - | - | - | - | - | 99,710 | 101,175 | 103,602 | 101,441 |

Tableau 114: Perte de tension finale dans chaque câble

| x câble | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 18 | 20 |
|------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 185,616 | 183,443 | 186,878 | 188,663 | 197,516 | 202,792 | 205,454 | 218,748 | 230,449 | 240,284 |
| 2 | 206,054 | 207,098 | 210,128 | 211,036 | 220,163 | 225,730 | 227,010 | 238,802 | 250,362 | 260,065 |
| 3 | 223,281 | 227,613 | 230,668 | 234,427 | 238,734 | 243,524 | 243,956 | 255,701 | 267,143 | 276,733 |
| 4 | 239,265 | 246,859 | 250,197 | 254,277 | 254,611 | 258,666 | 259,680 | 271,381 | 282,711 | 292,197 |
| 5 | - | 220,159 | 224,836 | 226,138 | 228,623 | 233,565 | 234,022 | 239,291 | 250,806 | 259,056 |
| 6 | - | - | 229,736 | 230,449 | 224,619 | 224,750 | 220,404 | 220,271 | 222,137 | 220,803 |
| 7 | - | - | - | - | 239,830 | 240,990 | 238,312 | 242,396 | 253,854 | 262,110 |
| 8 | - | - | - | - | - | - | 250,672 | 248,721 | 257,371 | 265,632 |



4.9. Justification des sections vis-à-vis des contraintes normales à l'ELS :

On va vérifier l'état de la section du béton pour qu'il ne soit ni trop comprimée ni tendue. Par suite, on doit déterminer les contraintes au niveau des fibres inférieures et supérieures de la section résistante au cours des diverses phases de la précontrainte.

On a cinq phases de vérifications de contraintes à savoir :

- Phase I : Mise en tension des câbles de la première famille après 7 jours de durcissement de la poutre.
- Phase II : Juste après coulage du hourdis et des entretoises après 28 jours d'âges du béton des poutres.
- Phase III : Après mise en tension des câbles de la deuxième famille (après 28 jours de durcissement de la poutre)
- Phase IV : Juste après la mise en place de la superstructure
- Phase V : Phase d'exploitation de l'ouvrage.

Tableau 115: Les phases de vérifications de contraintes

| Phases | Section résistante | Actions à prendre en compte |
|-----------|------------------------------|---|
| Phase I | Section nette de la poutre | -poids propre de la poutre ; -solllicitations dues aux câbles de la première famille, après les pertes instantanées. |
| Phase II | Section nette de la poutre | -poids propre (poutre + hourdis) ; -forces de précontrainte dues aux câbles de la première famille après pertes instantanées et différées. |
| Phase III | Section nette (poutre+dalle) | -poids propre du tablier ; -précontrainte dues aux câbles de la première famille après pertes instantanées et différées. |
| Phase IV | Section nette (poutre+dalle) | mêmes que dans la phase III en considérant la déformation instantanée du béton. |
| Phase V | Section total du tablier | -action des câbles de précontrainte après pertes instantanées et différées, -poids propre de l'ouvrage -surcharge d'exploitation. |

Calcul des contraintes normales limites :

- ◆ Phase I et II :

Dans les deux premières phases, les contraintes admissibles sont :



Pour $f_{c28} = 40$ MPa, on a $f_{c7} = 26,49$ MPa et $f_{t7} = 2,19$ MPa

Contrainte admissible en compression : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c7} = 0,6 \times 26,49 = 15,894$ MPa ;

Contrainte admissible en traction :

$$\sigma_{bt} = -0,7f_{t7} = -1,53 \text{ MPa dans la section d'enrobage ;}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5f_{t7} = -3,28 \text{ MPa ailleurs.}$$

- ◆ Phase III, IV et V :

Les contraintes admissibles sont :

Pour $f_{c28} = 40$ MPa, $f_{t28} = 3$ MPa , on a : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c7} = 24$ MPa

$$\sigma_{bt} = -0,7f_{t7} = -2,1 \text{ MPa dans la section d'enrobage ;}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5f_{t7} = -4,5 \text{ MPa ailleurs.}$$

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 résistante :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{A_n} + \frac{P \times e_p}{I_n} V_n$$

Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = \frac{P}{A_n} - \frac{P \times e_p}{I_n} V'_n$$

Où e_p : excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section nette

P : force de précontrainte.

- ◆ Contraintes normales dans le béton dues aux effets actions extérieures :

Dans la fibre supérieure de la section résistante :

$$\sigma_b(x) = \frac{M_{CP,Q}}{I_n} V_n$$

Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = -\frac{M_{CP,Q}}{I_n} V'_n$$

Les résultats sont répertoriés dans les tableaux suivant :

Tableau 116: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre seule

| Abscisses | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 16 | 20 |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| An [m ²] | 0,722 | 0,718 | 0,714 | 0,714 | 0,710 | 0,710 | 0,706 | 0,706 | 0,706 | 0,706 |
| V'n [m] | 1,047 | 1,046 | 1,052 | 1,054 | 1,059 | 1,063 | 1,064 | 1,067 | 1,074 | 1,074 |
| Vn [m] | 0,953 | 0,954 | 0,948 | 0,946 | 0,941 | 0,937 | 0,936 | 0,933 | 0,926 | 0,926 |
| In [m ⁴] | 0,394 | 0,396 | 0,393 | 0,391 | 0,388 | 0,384 | 0,385 | 0,382 | 0,375 | 0,375 |



Tableau 117: Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre et du hourdis

| Abscisses | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 16 | 20 |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| An [m ²] | 1,262 | 1,258 | 1,254 | 1,254 | 1,250 | 1,250 | 1,246 | 1,246 | 1,246 | 1,246 |
| V'n [m] | 1,341 | 1,341 | 1,346 | 1,347 | 1,351 | 1,353 | 1,355 | 1,357 | 1,360 | 1,360 |
| Vn [m] | 0,839 | 0,839 | 0,834 | 0,833 | 0,829 | 0,827 | 0,825 | 0,823 | 0,820 | 0,820 |
| In [m ⁴] | 0,537 | 0,539 | 0,532 | 0,531 | 0,525 | 0,519 | 0,519 | 0,515 | 0,505 | 0,505 |

Tableau 118: Contrainte normales cumulées dans le béton en [MPa]

| Phases | Fibres | abscisses | | | | | | | | | |
|--------|------------|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | 0 | 2 | 3 | 4 | 6 | 9 | 10 | 12 | 16 | 20 |
| I | Supérieure | 2,153 | 5,421 | 5,154 | 4,673 | 5,444 | 4,500 | 6,478 | 6,192 | 5,123 | 5,458 |
| | Inférieure | 14,139 | 12,223 | 12,647 | 13,175 | 12,386 | 13,462 | 11,272 | 11,477 | 12,646 | 12,125 |
| II | Supérieure | 2,302 | 6,357 | 6,962 | 6,546 | 8,195 | 7,618 | 10,168 | 10,321 | 9,774 | 10,313 |
| | Inférieure | 15,241 | 12,051 | 11,023 | 11,431 | 9,169 | 9,594 | 6,463 | 5,885 | 6,101 | 5,217 |
| III | Supérieure | 2,144 | 5,917 | 5,468 | 4,809 | 5,256 | 3,733 | 4,985 | 3,862 | 3,077 | 3,607 |
| | Inférieure | 16,188 | 13,337 | 12,930 | 13,439 | 11,819 | 12,559 | 9,786 | 9,589 | 10,392 | 9,662 |
| IV | Supérieure | 2,144 | 6,164 | 6,065 | 5,435 | 6,191 | 4,808 | 6,243 | 5,281 | 4,669 | 5,289 |
| | Inférieure | 16,188 | 13,992 | 14,545 | 15,154 | 14,482 | 15,673 | 13,451 | 13,702 | 15,175 | 14,558 |
| V | Supérieure | 2,144 | 7,363 | 9,088 | 8,654 | 11,112 | 10,615 | 12,956 | 12,934 | 13,544 | 14,534 |
| | Inférieure | 16,188 | 12,074 | 9,665 | 9,949 | 6,466 | 6,167 | 2,432 | 1,095 | 1,452 | 3,785 |



On peut conclure que les contraintes normales ne dépassent pas les valeurs limites.

4.10. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS :

Pour la justification des contraintes tangentielles, on doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}_1^2 \quad \text{où} \quad \bar{\tau}_1^2 = 0,4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right)$$

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}_2^2 \quad \text{où} \quad \bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right)$$

Où $\sigma_x = \frac{\sum P_i}{A}$: la contrainte normale due aux actions extérieures et à la précontrainte

A : la section nette du béton ;

P_i : la Force de précontrainte d'un câble;

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement. Elle est déterminée à partir de la formule de résistance de matériaux :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_A}{I \cdot b_n}$$

b_n : largeur nette de la section au niveau du centre de gravité ;

S_A : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le c.d.g ;

I : moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontal passant par son c.d.g ;

$$V_{red} = \left| V - \sum P_i \sin \alpha_i \right|$$

V : effort tranchant au niveau de la section.

On va effectuer la justification en phase d'exploitation de l'ouvrage aux sections d'about et d'arrêt des câbles.

4.10.1. Vérification de la section d'about :

La figure suivante montre les caractéristiques géométriques de la poutre à la section d'about :

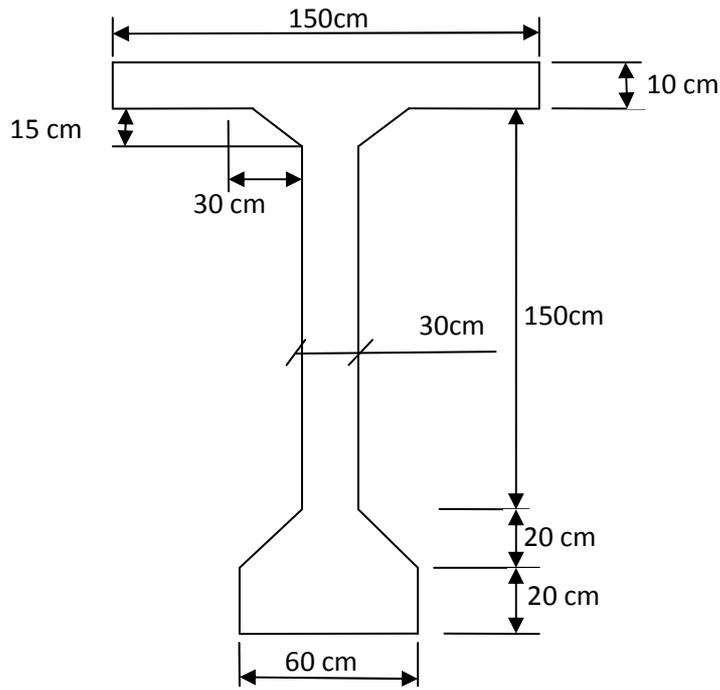


Figure 32: Caractéristiques de la poutre à la section d'about

Les caractéristiques géométriques de la section d'about sont :

$$A_n = 0,8792 \text{ m}^2 ; V' = 1,0484 \text{ m} ; V'_n = 1,057948 \text{ m} ; V = 0,9516 \text{ m} ;$$

$$I_n = 0,42856 \text{ m}^2 ; S_A = 0,257 \text{ m}^3 ; b_n = 0,30 - 0,071 = 0,229 \text{ m}.$$

A la section d'about :

$$\sigma_{pmax} = 1,02\sigma_{po} - 0,8(\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pd})$$

$$P = \sigma_{pmax} \times A_{cp}$$

Tableau 119: Force de précontrainte dans la section d'about

| N° de câble | σ_{pmax} | P_i [T] | $P_i \sin \alpha_i$ [T] |
|--------------|-----------------|----------------|-------------------------|
| 1 | 1311,128 | 148,157 | 30,320 |
| 2 | 1294,776 | 146,310 | 43,489 |
| 3 | 1280,995 | 144,752 | 54,193 |
| 4 | 1268,208 | 143,307 | 63,802 |
| Total | | 582,527 | 191,805 |

L'effort tranchant maximal à l'ELS, pour la section d'about est

$$V = 130,886 \text{ T et}$$

$$V_{red} = |130,886 - 191,805| = 60,919 \text{ T}$$

Par suite :

$$\tau = \frac{60,919 \times 0,257}{0,42856 \times 0,229} = 158,743 [\text{T/m}^2] \text{ et } \tau^2 = 25199,362 [\text{T/m}^2]^2 = 2,52 [\text{MPa}]^2$$



$$\sigma_x = \frac{191,805}{0,8792} = 218,186 [T/m^2] = 2,18 \text{ MPa}$$

A 28 jours, $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$ et $f_{tj} = 3 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_1^2 = 5,3464 [\text{MPa}]^2$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 7,708 [\text{MPa}]^2$$

On a $\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2$. Les conditions sont vérifiées.

4.10.2. Vérification de la section d'arrêt du câble n°5 :

L'effort tranchant maximal correspondant à $x=3 \text{ m}$ est de $V=121,875 \text{ T}$.

Tableau 120: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°5

| N° de câble | σ_{pmax} [MPa] | P_i [T] | $P_i \sin \alpha_i$ [T] |
|--------------|-----------------------|----------------|-------------------------|
| 1 | 1312,865 | 148,354 | 21,196 |
| 2 | 1293,942 | 146,215 | 34,446 |
| 3 | 1277,529 | 144,361 | 44,843 |
| 4 | 1262,133 | 142,621 | 53,989 |
| 5 | 1283,493 | 145,035 | 59,272 |
| Total | | 726,586 | 213,746 |

$$V_{red} = |121,875 - 213,746| = 91,871 \text{ T}$$

$$\tau = 240,583 [T/m^2] \text{ et } \tau^2 = 57880,051 [T/m^2]^2 = 5,788 [\text{MPa}]^2$$

$$\sigma_x = 826,417 [T/m^2] = 8,264 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 10,211 [\text{MPa}]^2$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 17,253 [\text{MPa}]^2$$

$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2$. on peut alors conclure que les conditions sont toutes vérifiées.

4.10.3. Vérification de la section d'arrêt du câble n°6 :

L'effort tranchant maximal correspondant à $x=6 \text{ m}$ est de $V=107,570 \text{ T}$.

Tableau 121: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°6

| N° de câble | σ_{pmax} [MPa] | P_i [T] | $P_i \sin \alpha_i$ [T] |
|--------------|-----------------------|----------------|-------------------------|
| 1 | 1310,117 | 148,043 | 0,000 |
| 2 | 1291,518 | 145,942 | 24,940 |
| 3 | 1275,085 | 144,085 | 35,215 |
| 4 | 1259,463 | 142,319 | 44,023 |
| 5 | 1279,751 | 144,612 | 51,056 |
| 6 | 1275,831 | 144,169 | 58,918 |
| Total | | 869,170 | 224,971 |



$$V_{\text{red}} = 81,642 \text{ T}$$

$$\tau = 278,643 \text{ [T/m}^2\text{]} \text{ et } \tau^2 = 77641,831 \text{ [T/m}^2\text{]}^2 = 7,764 \text{ [MPa]}^2$$

$$\sigma_x = 692,118 \text{ [T/m}^2\text{]} = 6,931 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 9,145 \text{ [MPa]}^2 \quad ; \quad \bar{\tau}_2^2 = 16,439 \text{ [MPa]}^2$$

$$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2 . \text{ Les conditions sont vérifiées.}$$

4.10.4. Vérification de la section d'arrêt du câble n°7 :

L'effort tranchant maximal correspondant à $x=9$ m est de $V=91,583$ T.

Tableau 122: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°7

| N° de Câble | σ_{pmax} [MPa] | P_i [T] | $P_i \sin \alpha_i$ |
|--------------|------------------------------|-----------------|---------------------|
| 1 | 1301,607 | 147,082 | 0,000 |
| 2 | 1283,489 | 145,034 | 0,000 |
| 3 | 1268,633 | 143,356 | 0,000 |
| 4 | 1255,931 | 141,920 | 33,634 |
| 5 | 1276,722 | 144,270 | 39,800 |
| 6 | 1279,925 | 144,631 | 52,693 |
| 7 | 1267,756 | 143,256 | 58,545 |
| Total | | 1009,549 | 184,673 |

$$V_{\text{red}} = 59,455 \text{ T}$$

$$\tau = 205,716 \text{ [T/m}^2\text{]} \text{ et } \tau^2 = 42319,152 \text{ [T/m}^2\text{]}^2 = 4,232 \text{ [MPa]}^2$$

$$\sigma_x = 807,639 \text{ [T/m}^2\text{]} = 8,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 10,064 \text{ [MPa]}^2 \quad ; \quad \bar{\tau}_2^2 = 17,162 \text{ [MPa]}^2$$

$$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2 . \text{ Les conditions sont vérifiées.}$$

4.10.5. Vérification de la section d'arrêt du câble n°8 :

L'effort tranchant maximal correspondant à $x=10,5$ m est de $V=74,555$ T.

Tableau 123: Force de précontrainte dans la section d'arrêt du câble n°8

| N° de câble | σ_{pmax} [MPa] | P_i [T] | $P_i \sin \alpha_i$ [T] |
|--------------|------------------------------|-----------------|-------------------------|
| 1 | 1295,257 | 146,364 | 0,000 |
| 2 | 1278,012 | 144,415 | 0,000 |
| 3 | 1264,455 | 142,883 | 0,000 |
| 4 | 1251,876 | 141,462 | 0,000 |
| 5 | 1272,402 | 143,781 | 0,000 |
| 6 | 1283,297 | 145,013 | 0,000 |
| 7 | 1268,970 | 143,394 | 49,719 |
| 8 | 1259,083 | 142,276 | 58,145 |
| Total | | 1149,589 | 107,863 |



$$V_{\text{red}} = 33,308 \text{ T}$$

$$\tau = 116,504 \text{ [T/m}^2 \text{]} \text{ et } \tau^2 = 13573,253 \text{ [T/m}^2 \text{]}^2 = 1,357 \text{ [MPa]}^2$$

$$\sigma_x = 922,264 \text{ [T/m}^2 \text{]} = 9,226 \text{ MPa}$$

A 28 jours, $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$ et $f_{tj} = 3 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_1^2 = 10,981 \text{ [MPa]}^2 \quad ; \quad \bar{\tau}_2^2 = 17,619 \text{ [MPa]}^2$$

$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2$. Les conditions sont vérifiées.

4.10.6. Armatures secondaires

4.10.6.1. Vérifications de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_M^{\text{red}} M_s}{b_0 I}$ contrainte de cisaillement à l'ELU ;

$$\tau_{\text{uadm}} = \min \left\{ \frac{0,29 f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa} \right\} = 7 \text{ MPa} \text{ contrainte de cisaillement admissible.}$$

On va calculer la nouvelle valeur du moment d'inertie dans le tableau suivant :

Tableau 124: Moment d'inertie de la section d'about

| N° | Surface S (cm ²) | C.d.g (cm) | Moment statique | Distance (cm) | d ² (cm ²) | Sd ² (cm ⁴) | Ip (cm ⁴) |
|-------------------------|--|------------|-----------------|---------------|-----------------------------------|--|-----------------------|
| 1 | 6750 | 8,67 | 58 500 | 42,287 | 1788,19 | 12070284,99 | 351562,50 |
| 2 | 4000 | 100 | 400 000 | -49,043 | 2045,22 | 9620863,40 | 13333,33 |
| 3 | 750 | 38,33 | 28 747,50 | 12,627 | 159,44 | 119580,85 | 39062,50 |
| 4 | 500 | 171,67 | 85 835 | -120,713 | 14571,63 | 7285814,18 | 26041,67 |
| 5 | 800 | 190 | 152 000 | -139,043 | 19332,96 | 15466364,68 | 26666,67 |
| 6 | 1800 | 15 | 27 000 | 35,957 | 1292,91 | 2327230,53 | 135000 |
| Gaine | $4 \left(\frac{\pi \times 7,1^2}{4} \right) = 158,29$ | 102,23 | -16 181,987 | -51,273 | 2628,92 | -416131,83 | -499,00 |
| | 14441,71 | | 735 900,513 | | | 46474006,79 | 591167,67 |
| Moment d'inertie | | | | | | I= 47 065 174,46 cm⁴ | |

On a ainsi: $\tau_u = 2,72 \text{ MPa}$ à vide $\tau_u = 2,35 \text{ MPa}$ en charge

$$\tau_{\text{uadm}} = 7 \text{ MPa}$$

Puisque $\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$, alors il n'y a pas de risque de cisaillement à la section d'about.

4.10.6.2. Armatures transversales

On adopte des cadres HA10 comme armatures transversales, donc $A_t = 0,785 \text{ cm}^2$



a. Espacement des armatures d'âme

$$S_t \leq \frac{0,9A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

Avec : A_t : section d'un cours d'armatures transversales ($A_t=0,785\text{cm}^2$)

b_0 : largeur nette de l'âme ($b_0=12,90\text{cm}$)

D'où, on a :
$$S_t \leq \frac{0,9 \times 0,875 \times 400}{1,15 \times 12,9 (2,72 - 0,3 \times 3)} = 10,47\text{cm}$$

b. Espacement minimal d'armatures d'âme

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,785 \times 400}{0,4 \times 12,9} = 60,85\text{cm}$$

c. Espacement admissible

La condition s'écrit : $S_{tadm} \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\}$

Où $d = 0,9h_t = 0,9 \times 2,00 = 1,80\text{m}$ et $0,9d = 0,9 \times 180 = 162\text{cm}$

$$S_{tadm} \leq \min\{162\text{cm}; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_{tadm} \leq 40\text{cm}$$

En respectant les trois conditions ci-dessus, on prend $S_t = 10\text{cm}$.

4.10.6.3. Armatures passives longitudinales

a. Armature de peau

Dans le cas des poutres de grande hauteur ($h > 80\text{cm}$) comme dans notre cas, il faut prévoir des armatures de peau pour mieux solidariser les armatures transversales. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre doit respecter la condition suivante :

$$A_p \geq \begin{cases} 3\text{cm}^2 \text{ par mètre linéaire de parement} \\ 0,10\% \text{ de la section brute } S \end{cases}$$

Comme, $S = 14600\text{cm}^2$ et le parement a une longueur de $1,80\text{m}$, on a alors :

$$A_p \geq \begin{cases} 3 \times 1,80 = 5,40\text{cm}^2 \\ 14,60\text{cm}^2 \end{cases}$$

On prend $A_p = 19\text{HA}10 = 14,92\text{cm}^2$

b. Armatures comprimées

$$A' = (0,15\% \text{ à } 0,20\%) \cdot b_0 \cdot d$$

D'où, on a : $A' = (5,40\text{ cm}^2 \text{ à } 7,20\text{ cm}^2)$ Soit $A'=8\text{HA}10 = 6,28\text{ cm}^2$



4.10.7. Vérification de la flèche

Il faut vérifier si la flèche calculée est inférieure à la flèche admissible. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

4.10.7.1. Flèche due aux charges permanentes

D'après la méthode de la RDM, l'expression de la flèche due aux charges permanentes s'écrit :

$$f_g = \frac{5g \cdot L^4}{384 \times 0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

Avec : g : poids propre par ml ($g=3,511T/ml$) ;

I_n : moment d'inertie nette de la poutre ($I_{red}=41\ 180\ 475,730\ cm^4$) ;

E_{vj} : module de déformation différée ;

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12\ 653,822\ Mpa$$

On trouve $f_g = 0,0264\ m = 2,64\ cm$.

4.10.7.2. Flèche due aux surcharges d'exploitations

Elle a la même formule que la flèche due aux charges permanentes.

Avec q : surcharges d'exploitation par ml ($q=2,806T/ml$), on a :

$$f_g = \frac{5q \cdot L^4}{384 \times 0,85 \times E_{vj} \times I_{red}} = 0,0225\ m$$

D'où on a : $f_q = 2,25\ cm$

4.10.7.3. Contre flèche due à la force de précontrainte

Elle est donnée par : $f_g = \frac{P_m \cdot e_{op} \cdot L^4}{8 \times 0,8 \times E_{vj} \times I_{red}}$

Avec : P_m : force de précontrainte moyenne pour les 8 câbles ($P_m=850,024T$) ;

e_{op} : excentricité du point d'application de P_m ($e_{op}=-1,416\ m$).

On trouve $f_p = -0,0577\ m = -5,77\ cm$

4.10.7.4. Flèche de construction

C'est une flèche à adopter au font du coffrage car on suppose qu'il y a un défaut de planéité du coffrage lors de la réalisation. Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_g) = \frac{3}{4}(0,057 - 0,0264) = 0,0235\ m = 2,35\ cm$$



4.10.7.5. Flèche résultante

En service à vide : $f_{sv} = f_g + f_p + f_c$
 $f_{sv} = 0,0264 - 0,0577 + 0,0235 = -0,0078\text{m} = -0,78\text{cm}$

En service en charge : $f_{sc} = f_g + f_P + f_c + f_q$
 $f_{sc} = 1,47\text{cm}$

4.10.7.6. Flèche admissible

C'est la flèche qu'on ne peut pas dépasser. Elle s'écrit :

$$f_{adm} = L / 400 \quad \text{où } L \text{ est la longueur de la travée ;}$$

$$f_{adm} = 40 / 400 = 0,10\text{m} = 10\text{cm}$$

On a vu que $f_{sc} = 1,47\text{cm} < f_{adm} = 10\text{cm}$, la condition de la flèche est donc vérifiée.

4.10.8. Vérification de la rotation

Comme en flèche, il faut toujours vérifier si la rotation résultante est inférieure à la rotation admissible.

4.10.8.1. Rotation due aux charges permanentes

Sous l'effet du poids propre, la rotation est :

$$\beta_g = \frac{g \cdot L^3}{24 \times 0,85 \times E_{vj} \times I_{red}} = \frac{3,511 \times 40^3}{24 \times 0,85 \times 12653822 \times 41180475,73 \times 10^{-8}} = 0,0021$$

D'où, on a : $\beta_g = 0,0021 \text{ rad}$

4.10.8.2. Rotation due aux surcharges d'exploitation

Elle a la même formule que la rotation due aux charges permanentes

$$\beta_q = \frac{q \cdot L^3}{24 \times 0,85 \times E_{vj} \times I_{red}} = 0,0017\text{rad}$$

D'où, on a : $\beta_q = 0,0017 \text{ rad}$

4.10.8.3. Rotation due à la force de précontrainte

Sous l'effet de la force de précontrainte on a :

$$\beta_p = \frac{P_m \cdot e_{0p} \cdot L^4}{2 \times 0,8 \times E_{vj} \times I_{red}} = \frac{850,024 \times (-1,416) \times 40}{2 \times 0,8 \times 12653822 \times 41180475,73} = -0,0058$$

D'où, on a : $\beta_p = -0,0058 \text{ rad}$



4.10.8.4. Rotation résultante

On a :

- En service à vide : $\beta_{sv} = \beta_g + \beta_p = 0,0021 - 0,0058 = -0,0037$ rad
- En service en charge : $\beta_{sv} = \beta_g + \beta_p + \beta_q = -0,0037 + 0,0017 = -0,0020$ rad

4.10.8.5. Rotation admissible

La rotation admissible est obtenue par la formule suivante :

$$\beta_{adm} = 24 \times 10^{-3} = 0,024 \text{ rad}$$

On constate que la rotation résultante est largement inférieure à la rotation admissible, la condition est alors vérifiée.

Conclusion

Les résultats qu'on a trouvés précédemment ont conclu que :

- ✓ Le nombre total des gaines est de 08 ;
- ✓ Les câbles filants sont au nombre de 04 ;
- ✓ Les câbles relevés sont aussi au nombre de 04 ;
- ✓ La nature de ces gaines est de 7 T 15 ;
- ✓ Une gaine porte 7 torons ;
- ✓ Le nombre total des câbles est de 56.



Chapitre IV :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

L'infrastructure est constituée par les éléments de structures destinés à transmettre les charges appliquées aux terrains auxquels elle se repose. Elle est formée par :

- *La fondation* : qui est la portée en contact direct avec le sol ; c'est-à-dire les pieux et la semelle.
- *L'appui en élévation* : qui est la partie en contact avec le courant pour le cas d'une pile ou servant de soutènement de remblai d'accès pour le cas de la culée.

Pour compléter donc un ouvrage, l'infrastructure est reliée à la superstructure par des appareils d'appuis.

1. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est un élément de l'infrastructure qui constitue par l'élastomère avec la frette. Il a pour rôle de transmettre les réactions du tablier vers les appuis. L'élastomère est une matière plastique à feuillet. Tandis que la frette est un métal oxydable ou non.

1.1. Caractéristiques de l'appareil d'appui

1.1.1. Caractéristique géométrique

Un appareil d'appui est caractérisé par :

- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère ;
- a : dimension en plan du côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;
- b : dimension en plan du côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;
- t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;
- T : épaisseur nominale total des élastomères ;
- t_s : épaisseur d'une frette intermédiaire ;
- T_s : épaisseur totale des frettes ;
- n' : nombre de frette ($n' = n - 1$) ;
- h : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ($h = n t + T_s$) ;
 - A : surface de l'appareil d'appui ;



- β : coefficient de forme de l'appui.

1.1.2. Caractéristique mécanique

- G : module de cisaillement ($G = 8 \text{ bar}$) ;
- E : module d'élasticité ($E = 2G = 16 \text{ bar}$) ;
- Sh 60 : dureté SHORE 60.

1.2. Sollicitations

Les sollicitations appliquées sur l'appareil d'appui sont les suivantes :

- N : effort normal vertical ;
- H : effort horizontal ;
- M : moment créé par une rotation.

1.2.1. Contraintes

Les contraintes à prendre en compte sont :

- σ : contrainte de compression ;
- σ_m : contrainte de compression moyenne ;
- τ_m : contrainte moyenne de cisaillement ;
- τ_N : contrainte de cisaillement due aux charges verticales N ;
- τ_H : contrainte de cisaillement due aux charges horizontales H ;
- τ_α : contrainte de cisaillement due à une rotation d'une face d'un feuillet.

1.2.2. Déformations

Les déformations provoquées par les contraintes sont :

- e_t : déformation d'un feuillet en compression ;
- e_T : déformation totale en compression ;
- u_g : déformation horizontale de cisaillement sous charge lente ;
- u_t : déformation horizontale d'un feuillet élémentaire ;
- α_t : angle de rotation totale de l'appareil d'appui ;
- γ : angle de distorsion.

1.3. Hypothèses de calcul

Les coefficients de pondérations des charges et des surcharges ne sont pas considérés pour le calcul de l'appareil d'appui des ponts-routes mais on tient compte du coefficient de majoration dynamique pour les surcharges.



1.3.1. Déformation relative du tablier en BA

Elles sont données par les relations suivantes :

$\lambda_1 = 3 \times 10^{-4}$ m/ml : pour le phénomène dû au retrait du béton ;

$\lambda_2 = 2 \times 10^{-4}$ m/ml : pour le phénomène dû au fluage du béton.

1.3.2. Déformation horizontale

La déformation horizontale provoquée par ces déformations relative est : $u_g = \lambda \cdot L$

Avec L : longueur du tablier (L = 40m)

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 = 5 \times 10^{-4} \text{ m/ml}$$

D'où, on a : $u_g = 5 \times 10^{-4} \times 40 = 200 \times 10^{-4} \text{ m}$; $u_g = 20 \text{ mm}$

1.4. Inventaire des charges

L'appareil d'appui est soumis :

- ✓ Aux efforts verticaux qui sont les réactions du tablier provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ;
- ✓ Aux efforts horizontaux qui sont les réactions provenant des mouvements de surcharges c'est-à-dire les efforts de freinage.

1.4.1. Réaction d'appui due aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation

Comme on avait vu dans l'étude de la superstructure, elles sont :

⇒ Réaction de la superstructure « R »

La réaction est donnée par la formule suivante : $R = R_g + \text{Max}\{R(\text{Bc}); R[A(l)]\} + R_t$

⇒ Réactions dues aux poids propres de la superstructure :

$$R_g = \frac{g_l}{2} + g_e \sum y_k$$

Avec :

- g : charge permanente de la superstructure (g = 10,207 T / ml) ;
- l : longueur d'une travée (l = 40 m) ;
- g_e : poids propre de l'entretoise ($g_e = 3,508$ T) ;
- y_k : ordonnée de la LI de la réaction d'appui correspondant aux entretoises qui est égale à 2.

D'où ,on a : $R_g = 211,150$ T

⇒ Réaction due à la surcharge du trottoir :

$R_t = q_t \times S$ où $q_t = 0,15$ T/m² et S : surface des deux trottoirs (S= 2x0,5 = 1m²)

D'où, on a : $R_t = 0,15$ T

⇒ Réaction due à la surcharge Bc :



$$R(Bc) = \beta_o \sum P_i Y_i$$

Avec : β_o : coefficient dépend du nombre de voie qui est égale à 2 ;
 P_i : poids de l'essieu et Y_i : ordonnée de la ligne d'influence.

$$\text{D'où, on a : } R(Bc) = 82,40 \text{ T}$$

⇒ Réaction due à la surcharge A (I) :

$$R[A(I)] = \frac{p[A(I)] \times l}{2} = \frac{8,268 \times 40}{2} = 165,36T$$

D'où finalement, on a la résultante de la réaction :

$$R = 211,150 + \max(82,40 ; 165,36) + 0,15 = 376,66 \text{ T}$$

⇒ Réaction due aux surcharges d'exploitation «RQ» :

$$RQ = \max\{R_{(Bc)} ; R_t ; R_{[A(I)]}\} = 165,36 \text{ T} \Rightarrow R_Q = 165,36 \text{ T}$$

Or on a trois poutres, la réaction de chaque poutre vaut :

$$R = \frac{37,66}{3} = 125,50 \text{ T} \text{ et } R_Q = \frac{165,36}{3} = 55,12T$$

Par conséquent, on a :

- P_{\max} : charge verticale maximale sur l'appareil ; $P_{\max} = R + R_Q = 180,62 \text{ T}$
- P_{\min} : charge verticale minimale sur l'appareil ; $P_{\min} = R = 125,50 \text{ T}$

1.4.2. Charges horizontales dues au freinage

Il existe deux charges horizontales du freinage :

- Le freinage provoqué par la surcharge A (I) ;
- Le freinage provoqué le système de surcharge Bc ;

Dans le calcul, on considère la plus favorable entre ces deux valeurs de freinage.

1.4.2.1. Effort de freinage dû à la surcharge A (I)

L'effort de freinage correspond à la surcharge A (I) est égal au $1/20^e$ de sa valeur :

$$H_f[A(I)] = \frac{A(I).l.L}{20} \text{ avec } A(I) = 1181,169 \text{ kg/m}^2 = 1181,169 \times 10^3 \text{ T/m}^2$$

l : largeur de la chaussée ($l = 7\text{m}$)

L : longueur de la travée ($L = 40\text{m}$)

$$\text{D'où, on a : } H_f[A(I)] = 16,536T$$

1.4.2.2. Effort de freinage dû à la surcharge Bc

D'après le CPC du fascicule 61 titre III, article 43, chaque essieu d'un camion peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on dispose sur l'ouvrage, un seul sera supposé freiner. On a donc: $H_f(Bc) = 25T$

1.5. Dimensionnement



Il consiste à déterminer les dimensions de l'appareil d'appui. Ces derniers sont caractérisés par : $a \cdot b \cdot n \cdot (t + f)$ avec f : frette courant ($f = 2$)

1.5.1. Détermination de a, b, t

Connaissant la charge verticale maximale sur l'appareil d'appui ($P_{\max}=181,72$ T) ; on peut déterminer a, b et t à partir du tableau des catalogues des appareils d'appui.

On choisit l'appareil d'appui ayant les caractéristiques suivantes :

- ✓ Surface $S = a \times b = (400 \times 500) \text{ mm}^2$;
- ✓ Epaisseur d'un élastomère ($t = 12\text{mm}$) ;
- ✓ Force portante ($F = 300\text{T}$).

1.5.2. Détermination de n

Le nombre d'élastomères « n » est obtenu par: $n = \frac{T}{t}$

L'épaisseur totale d'élastomère T peut se déduire à partir de la relation :

$$t > \frac{u_g}{0,5} = \frac{20}{0,5} = 40\text{mm}$$

On prend $T = 60\text{mm}$ et $t = 12 \text{ mm}$; d'où : $n = 5$

1.5.3. Vérification des contraintes

1.5.3.1. Limitation de contraintes de cisaillement

La vérification à faire est la suivante : $\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$

a. Détermination de τ_N

Elle se détermine comme suit : $\tau_N = \frac{1,5\sigma_m}{\beta}$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{P_{\max}}{a \cdot b} = \frac{180,62}{0,4 \times 0,5} = 9,00\text{MPa} \quad \text{et } \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = 9,28$$

$$\text{D'où, on a : } \tau_N = \frac{1,5 \times 9,00}{9,28} = 1,44\text{MPa}$$

b. Détermination de τ_H

Elle est donnée par : $\tau_H = \frac{H}{a \times b}$ avec $H = a \times b \times G \times \frac{u_g}{t}$

$$\text{D'où, on a : } \tau_H = G \cdot \frac{u_g}{t} = 1,30\text{MPa}$$

c. Détermination de τ_α

La formule générale est la suivante : $\tau_\alpha = \frac{G}{2} \cdot \frac{a^2}{t \cdot T} \cdot \text{tg}\alpha_t$

Avec $\text{tg}\alpha_t = n \cdot \text{tg}\alpha$ où α est donné par un tableau des valeurs limites qui est en fonction de $(a \times b)$ et t .

Dans ce cas, $(a \times b) = (400 \times 500) \text{ mm}^2$ et $t = 12\text{mm}$



On obtient la valeur de $\alpha = 0,0027$ rad. On a donc : $\text{tg}\alpha_t = n. \text{tg}\alpha = 5\text{tg}0,0027 = 0,013$

$$\text{D'où, on a: } \tau_\alpha = \frac{0,8}{2} \frac{400^2}{12 \times 60} \times 0,013 = 1,15 \text{MPa}$$

Finalement $\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 1,44 + 1,30, 1,15 = 3,89 \text{MPa}$ et $5G = 5 \times 0,8 = 4 \text{MPa}$

Comme $\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 3,89 \text{MPa} < 5G = 4 \text{MPa}$; la condition est donc est vérifiée.

1.5.3.2. Vérification à la contrainte moyenne

Il faut vérifier que : $\sigma_m = \frac{N}{ab} < 15 \text{MPa}$

$$\text{Avec } N = P_{\max} = 180,62 \text{ T}$$

$$\text{Soit : } \sigma_m = 9,00 \text{MPa} < 15 \text{MPa}; \text{ la condition est vérifiée.}$$

1.5.3.3. Vérification de non glissement

L'appareil d'appui est stable vis-à-vis du glissement si les deux conditions suivantes sont vérifiées : $\begin{cases} \sigma_{\min} \geq 2 \text{MPa} \\ H < f.N \end{cases}$

$$\text{Avec : } \sigma_{\min} = \frac{P_{\min}}{a \times b} = \frac{125,60}{0,4 \times 0,5} = \frac{628 \text{T}}{\text{m}^2} = 6,28 \text{MPa}$$

$$H = a. b. G \frac{u_g}{t} = 0,400 \times 0,500 \times 0,8 \frac{20}{12} = 26,67 \text{T}$$

$$N = P_{\max} = 180,62 \text{T} \quad \text{et} \quad f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,166$$

La face supérieure de l'appareil d'appui en contact avec la structure est de l'élastomère. D'où, on a : $f.N = 0,166 \times 180,62 = 29,98 \text{ T}$

$$\text{Enfin, on a } \begin{cases} \sigma_{\min} = 6,28 \text{MPa} \geq 2 \text{MPa} \\ H = 26,67 \text{T} < f.N \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, l'appareil d'appui est donc stable vis-à-vis du glissement.

1.5.3.4. Vérification de non flambement

Il faut respecter les conditions suivantes : $\begin{cases} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \\ a < b \end{cases}$

$$\text{Avec : } \frac{a}{10} = \frac{400 \text{mm}}{10} = 40 \text{ mm} ; \quad T = 60 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{5} = \frac{400 \text{mm}}{5} = 80 \text{ mm} ; \quad b = 500 \text{ mm}$$

$$\text{D'où, on a : } \frac{a}{10} = 40 \text{mm} \leq T = 60 \text{mm} \leq \frac{a}{5} = 80 \text{mm}$$

$$a = 400 \text{ mm} < b = 500 \text{ mm}$$

Les conditions de non flambement sont vérifiées.



1.5.3.5. Vérification de non soulèvement

On doit avoir : $\alpha < \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G}$ avec : $\alpha = 0,0027 \text{ rad}$.

On trouve $\frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G} = 0,0032 \text{ rad}$

D'où, on a : $\alpha = 0,0027 \text{ rad} < \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G} = 0,0032 \text{ rad}$; la condition est encore vérifiée

1.5.3.6. Vérification de l'épaisseur « t_s » des frettes

L'épaisseur des frettes est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau 125: Cas usuel d'épaisseur

| Elastomère (mm) | 8 | 10 | 12 | 20 |
|-----------------|---|----|----|----|
| Frette(mm) | 2 | 3 | 3 | 4 |

On a un élastomère de 12mm d'épaisseur ; les frettes ont donc une épaisseur de 3mm. Les conditions suivantes doivent être respectées :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

Avec $\sigma_e = 245 \text{ MPa}$; car dans ce cas, on utilise l'acier inox comme des matériaux constitutifs de l'élastomère.

$$\text{On a donc : } \begin{cases} t_s = 3\text{mm} \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = 1,59\text{mm} \\ t_s = 3\text{mm} \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

Les conditions sont ainsi vérifiées. On peut conclure que l'utilisation de l'appareil d'appui du type : 400mm x 500mm x 5 (12 + 2) est nécessaire.

D'où, finalement, on a les caractéristiques géométriques suivantes :

- La dimension en plan du côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage : $a = 400 \text{ mm}$;
- La dimension en plan du côté perpendiculaire à l'axe longitudinal : $b = 500 \text{ mm}$;
- Le nombre de feuillet élémentaire d'élastomère : $n = 5$;
- L' épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère : $t = 12 \text{ mm}$;
- L'épaisseur d'une frette intermédiaire : $t_s = 3 \text{ mm}$.



2. LA CULEE

2.1. Pré dimensionnement de la CULEE

La culée est un appui extrême du pont ; son rôle principal c'est de soutenir les remblais d'accès. Elle est composée par un mur de grève, deux murs en retour, un sommier, un mur de front et une semelle.

2.1.1. Mur garde grève

C'est une voile mince en BA qui est destinée à isoler le tablier au contact du remblai. Il est caractérisé par :

2.1.1.1. Sa hauteur - « h_g »

Elle est obtenue par la relation : $h_g = h_p + e_A$

Avec : h_p : hauteur de la poutre ($h_p = 2,00$ m)

e_A : épaisseur de l'appareil d'appui ($e_A = 5$ cm)

D'où, on a : $h_g = 2,05$ m

2.1.1.2. Son épaisseur- « e_g »

Elle est donnée par : $0,20\text{m} \leq e_g \leq 0,30\text{m}$

On prend $e_g = 0,25\text{m}$

2.1.1.3. Sa longueur « l_g »

Elle est égale à la largeur du pont : $L_g = 8,00$ m

2.1.2. Mur en retour

C'est une voile mince en BA qui est parallèle à l'axe du pont. Il a pour rôle de buter une partie des remblais d'accès. Il est caractérisé par :

2.1.2.1. Sa longueur

Elle est prise égale à $L_{mr} = 3,00$ m

2.1.2.2. Sa hauteur - « h_{mr} »

Elle respecte la condition: $h_{mr} \geq h_g + h_s$

Avec h_s : hauteur du sommier qui est $> 0,60$ m ; on prend $h_s = 0,80$ m

D'où on a: $h_{mr} \geq 2,05 + 0,80 = 2,85$ m , on prend $h_{mr} = 2,85\text{m}$

2.1.2.3. Son épaisseur- « e_{mr} »

Elle respecte la relation suivante : $e_{mr} \geq \frac{l_{mr} + 2}{20} = 0,25\text{m}$

On adopte $e_{mr} = 0,25$ m



2.1.3. Sommier

C'est une pièce horizontale de forme rectangulaire. Il est destiné à recevoir les charges concentrées venant de la superstructure et à les répartir vers le mur de front. Il est caractérisé par :

2.1.3.1. Sa longueur- « L_s »

Elle est proportionnelle à la longueur du pont, on prend : $L_s = 8,00$ m

2.1.3.2. Sa largeur - « l_s »

Elle se détermine comme suit : $l_s \geq d + c + \frac{h_s}{2} + e_g$

Avec : d : distance du joint qui est égale à 2,5 cm

c : largeur d'about de la poutre ($c=0,60$ m)

D'où $l_s \geq 0,025 + 0,60 + \frac{0,80}{2} + 0,25 = 1,275$ m

On prend $l_s = 1,50$ m

2.1.3.3. Sa hauteur « h_s »

Elle doit vérifier : $h_s \geq 0,60$ m On prend $h_s = 0,80$ m

2.1.4. Mur de front

C'est une voile en BA qui relie le sommier à la semelle. Il est de forme hémicylindrique pour résister à la perturbation de l'écoulement des eaux. Son rôle est de soutenir les remblais d'accès. Il est caractérisé par :

2.1.4.1. Sa hauteur - « H_{mf} »

D'après l'étude hydraulique, la Côte Sous Poutre est de 48,490 m, et au niveau de la culée, la côte du terrain naturel est de 40,900 m. La semelle se fonde sur cette côte. La hauteur du mur de front est obtenue par la relation suivante :

$$H_{mf} = \text{Côte Sous Poutre} - h_s - h_{Sm} - \text{Côte du TN}$$

Avec : h_s : hauteur de la semelle ($h_s = 1,20$ m)

Ce qui donne : $H_{mf} = 47,19 - 0,80 - 1,20 - 40,90 = 5,50$

$$H_{mf} = 5,50 \text{ m}$$

2.1.4.2. Sa longueur - « L_{mf} »

La longueur du mur de front est prise égale à $L_{mf} = 8.00$ m

2.1.4.3. Sa largeur - « l_{mf} »

La largeur du mur de front est prise égale à $l_{mf} = 0.90$ m

2.1.5. Semelle de répartition

C'est une dalle en BA, de forme rectangulaire, qui repose sur les pieux forés.



Elle est caractérisée par :

2.1.5.1. Sa longueur

La longueur L_{sem} est donnée par la relation : $L_{sem} \geq \phi + 2d$

Avec : ϕ : diamètre des pieux = 0,80m et $d = 3\phi = 2,40m$

$$L_{sem} \geq 0,80 + 2 \times 2,4 = 2,6m$$

On prend $L_{sem} = 8,00m$

2.1.5.2. Sa largeur

La largeur de la semelle respecte la condition suivante :

$$4,5\phi \leq l_{sem} \leq 5\phi \Leftrightarrow 3,60m \leq l_{sem} \leq 4,00m$$

On prend $l_{sem} = 4,00m$

2.1.5.3. Sa hauteur

La hauteur de la semelle respecte la condition : $h_{sem} \geq 0,50 \left(1 + \frac{h_s}{2}\right)$

On prend $h_{sem} = 1,20m$

2.2. Sollicitations de la CULÉE

2.2.1. Mur garde grève

Le mur garde grève est encastré dans les deux murs en retour et le mur de front. Il est sollicité par les efforts suivants :

- La poussée due à la surcharge du remblai d'accès ;
- La poussée due aux roues de camions ;
- La poussée due à la surcharge réglementaire $q = 1T/m^2$.

Les caractéristiques du sol du remblai sont :

- Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$;
- Densité du remblai $\gamma = 1.8 T/m^3$.

2.2.1.1. Inventaires des charges

a. La poussée due à la surcharge du remblai d'accès

$$q_1 = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

Avec : K_a : coefficient dépendant de ϕ ; $K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0,333$

$$h = h_g = 2,05m$$

D'où, on a : $q_1 = 1,217T/m^2$

Il est à noter que le point d'application de la résultante de la poussée des terres se trouve à 2/3 au dessous du point d'encastrement.

b. La poussée de terre due aux roues du camion Bc

La charge à prendre en compte est de 10 T qui se répartit sur un rectangle de



0.25 m x 0.75 m de dimension. Elle s'établit sur un angle de 45° latéralement et en arrière du mur.

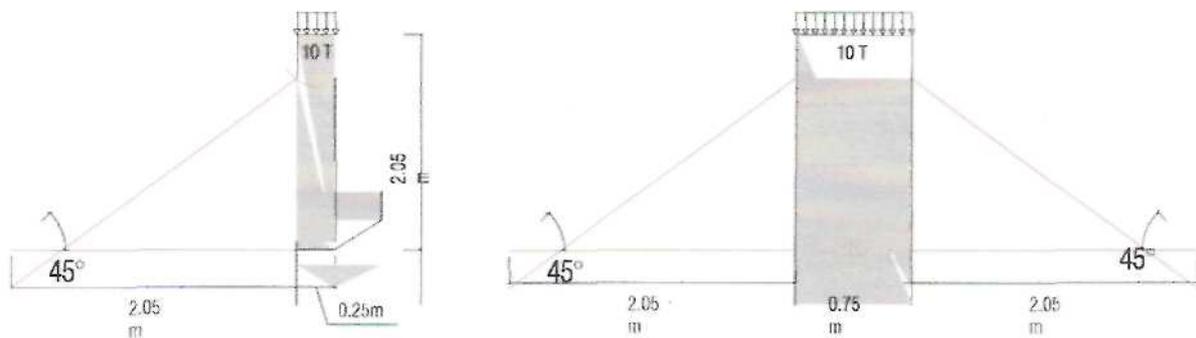


Figure 33: Poussée de terre due aux roues du camion Bc

c. La poussée due à la surcharge réglementaire

La surcharge réglementaire provoque une poussée supplémentaire $q = 1 \text{ T/m}^2$

2.2.1.2. Calcul des moments fléchissant du mur garde grève

Le moment fléchissant dû à la poussée des terres est donné par la formule suivante : $M_T = \frac{q_1 h^2}{6}$ avec $h = h_g = 2,05\text{m}$

$$\text{D'où } M_T = 0,852 \text{ Tm/ml}$$

Le moment fléchissant dû au freinage du camion Bc est le suivant :

$$M_f = \frac{L_{BC} + 5h}{l_{BC} + 5h} \cdot$$

Avec ($L_{BC} = 0,75\text{m}$ et $l_{bc} = 0,25\text{m}$) : dimension de rectangle de répartition

$$\text{D'où } M_f = 1,047 \text{ Tm/ml}$$

Le moment fléchissant dû à la surcharge réglementaire est obtenu par la formule suivante :

$$M_r = \frac{12K}{L_{BC} + 2h} \int_0^h \left(\frac{h-x}{l_{BC} + x} \right) dx \text{ avec } K = K_a \cdot q \cdot e_g \text{ et } h = h_g = 2,05\text{m}$$

Après l'intégration par partie, on a :

$$M_r = 0,204 \left([(2,05 - x) \ln(x + 0,25)]_0^{2,05} + \int_0^{2,05} \ln(x + 0,25) dx \right) = 0,623 \text{ Tm/m}$$

$$\text{D'où } M_r = 0,623 \text{ Tm / m}$$

2.2.1.3. Calcul des efforts tranchant du mur garde grève

L'effort tranchant dû à la poussée des terres est obtenu par la formule suivante :



$$V_T = \frac{q_1 h}{2} = \frac{2,217 \times 2,05}{2} = 1,247 \text{ T/ml}$$

$$\text{D'où } V_T = 1,247 \text{ T/ml}$$

L'effort tranchant dû à la force de freinage du camion B_c est égal au poids d'un essieu de 5T. On a donc $V_f = 5 \text{ T/ml}$

L'effort tranchant dû à la surcharge réglementaire est nul ; d'où $V_r = 0$

2.2.1.4. Sollicitations résultantes

En tenant compte de la combinaison d'action, on a :

$$\begin{array}{ll} \text{à l'ELU:} & M_{ELU} = 1,35.M_G + 1,5M_Q \qquad \text{à l'ELS:} & M_{ELS} = M_G + M_Q \\ & V_{ELU} = 1,35.V_G + 1,5V_Q & V_{ELS} = V_G + V_Q \end{array}$$

Avec : M_G et V_G sont respectivement le moment et l'effort tranchant dus à la surcharge permanente (poussée des terres) ;
 M_Q et V_Q sont respectivement le moment et l'effort tranchant dus à la surcharge (surcharge réglementaire et l'effort de freinage).

Tableau 126: Sollicitation résultante du mur garde grève

| Etats limites | Moment fléchissant [Tm/ml] | Effort tranchant [T/ml] |
|---------------|--|--|
| ELU | $1.35 \times 0.852 + 1.5 \times (1.047 + 0.623) = 3,655$ | $1.35 \times 1.247 + 1.5 \times 5 = 9,183$ |
| ELS | $0.852 + (1.047 + 0.623) = 2,522$ | $1.247 + 5 = 6,247$ |

2.2.2. Mur en retour

Les murs en retour sont encastés dans le mur garde grève, mur de front et le sommier. Ayant pour rôle de soutenir les talus de remblai, ils sont alors sollicités par :

- Leur poids propre ;
- La poussée du remblai.
- Les surcharges accidentelles et les poussées dans le mur dues aux charges locales sur les remblais qui sont appliquées à l'abscisse du centre de gravité G comprenant :
 - ✓ Une charge verticale de 4 T ;
 - ✓ Une charge horizontale de 3 T.

2.2.2.1. Détermination du centre de gravité du mur en retour

Les caractéristiques géométriques du mur en retour sont représentées dans la figure suivante :

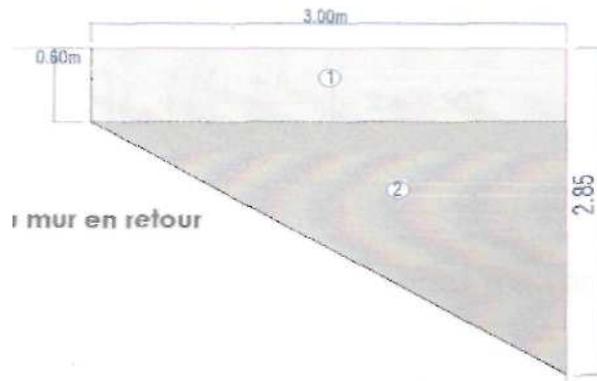


Figure 34: Caractéristiques géométriques du mur en retour

Le centre de gravité du mur en retour est donné par les formules suivantes :

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} ; \quad y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$$

D'où, on a le tableau suivant :

Tableau 127: Centre de gravité du mur en retour

| N° | Section | S_i (cm ²) | x_i (cm) | y_i (cm) | $S_i x_i$ (cm ³) | $S_i y_i$ (cm ³) |
|----|----------------------------|--------------------------|----------------------------|------------|------------------------------|------------------------------|
| 1 | 60 × 300 | 18000 | 150 | 30 | 2700 000 | 540000 |
| 2 | $\frac{300 \times 225}{2}$ | 33750 | 100 | 155 | 3375 000 | 231250 |
| | $\sum S_i = 51750$ | | $\sum S_i x_i = 5 775 000$ | | $\sum S_i y_i = 5 771 250$ | |

A partir de ce tableau, on a :

$$X_G = 117,39 \text{ cm} \quad \text{et} \quad Y_G = 111,52 \text{ cm}$$

2.2.2.2. Calcul des moments fléchissant du mur en retour

a. Moment fléchissant dû aux charges verticales

Le moment fléchissant dû aux charges verticales est obtenu par la formule suivante :

$$M_V = 2,5 \cdot L_{mr} \left(\frac{H_{mr} + h_{mr}}{2} \right) \cdot X_G \cdot e_{mr} + 4(L_{mr} - X_G)$$

Avec : L_{mr} : longueur du mur en retour = 3,00 m ;

H_{mr} : hauteur du mur en retour (grande base du trapèze) = 2,85 m ;

h_{mr} : hauteur du mur en retour (petite base du trapèze) = 0,60 m ;

e_{mr} : épaisseur du mur en retour = 0,25 m.

D'où, on a : $M_V = 11,101 \text{ Tm}$



b. Moment fléchissant dû aux charges horizontales

Le moment fléchissant dû aux charges horizontales est :

$$M_H = L_{mr} \left(\frac{H_{mr}}{3} + 0,5 \right) \cdot X_G \cdot \left(\frac{H_{mr} + h_{mr}}{2} \right) + 2(L_{mr} - X_G)$$

On trouve $M_H = 12,455 \text{ Tm}$

2.2.2.3. Calcul des efforts tranchant du mur en retour

a. Effort tranchant dû aux charges verticales

L'effort tranchant dû aux charges verticales est obtenu par la relation suivante:

$$V_V = 2,5 \cdot L_{mr} \left(\frac{H_{mr} + h_{mr}}{2} \right) \cdot e_{mr} + 4$$

D'où, on a : $V_V = 7,234 \text{ T}$

b. Effort tranchant dû aux charges horizontales

Il est obtenu par la formule suivante : $M_H = L_{mr} \left(\frac{H_{mr}}{3} + 0,5 \right) \cdot X_G \cdot \left(\frac{H_{mr} + h_{mr}}{2} \right) + 2 = 9,053$

D'où, on a : $V_H = 9,503 \text{ T}$

2.2.2.4. Sollicitation résultante

Les valeurs des sollicitations résultantes, en tenant compte les combinaisons d'action, sont récapitulées dans le tableau ci après.

Tableau 128: Sollicitation résultante du mur en retour

| Etats limites | | Moment fléchissant [Tm] | Effort tranchant |
|---------------------------------------|-----|----------------------------|------------------|
| Effort dû aux charges verticales | ELU | 16,651 | 10,851 |
| | ELS | 11,101 | 7,234 |
| Effort dû aux charges Horizontales | ELU | 18,682 | 14,254 |
| | ELS | 12,455 | 9,503 |

2.2.3. Sommier

Le sommier est destiné à recevoir les charges venant de la superstructure qui sont :

- ✓ Son poids propre ;
- ✓ Les charges et les surcharges venant du tablier.

Les charges transmises par les vérins lors du remplacement des appareils d'appui. On ne considère pas ces deux dernières charges car elles sont transmises directement au mur de front. Dans notre cas, le sommier sera donc calculé sur la partie en console.



2.2.3.1. Inventaires des charges

a. Charge permanente

- Charge permanente due aux poids propre de la partie en console

Elle est obtenue par la formule suivante : $G_s = \gamma_b \cdot L_s \cdot h_s$ et on trouve $G_s = 16 \text{ T/ml}$

- Charge permanente due aux poids propre du mur garde grève

Elle est obtenue par la formule suivante : $G_g = \gamma_b \cdot L_g \cdot h_g \cdot e_g$ et on a $G_g = 10,25 \text{ T/ml}$

b. Surcharge d'exploitation

Les surcharges à considérer pour la partie en console sont les surcharges verticales appliquées sur le mur garde grève. Elles sont constituées par :

- ✓ L'effort tranchant dû à la force de freinage du camion B_c ($V_f = 5 \text{ T/ml}$)
- ✓ L'effort tranchant dû à la poussée des terres ($V_T = 1,247 \text{ T/ml}$)

Ce qui donne : $Q_g = V_f + V_T = 6,247 \text{ T/ml}$

2.2.3.2. Calcul des moments fléchissant du sommier

a. Moment fléchissant dû aux charges permanente

En vue de déterminer le moment fléchissant, on représente dans la figure suivant la modélisation du sommier en console.

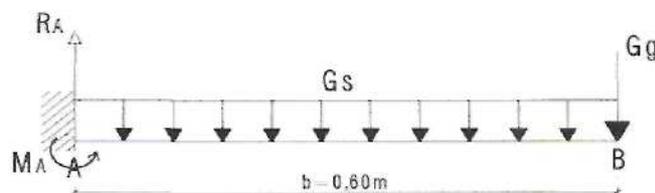


Figure 35: Modélisation du sommier en console

En utilisant la méthode de la RDM, on a : $M_A = \frac{G_s \cdot b^2}{2} + G_g \cdot b$

Pour un système en console, le moment maximal se trouve à l'encastrement :

Le moment fléchissant dû aux charges permanentes est donc :

$$M_G = M_A = \frac{G_s \cdot b^2}{2} + G_g \cdot b = 2,88 + 6,15 = 9,03$$

D'où, on a : $M_G = 9,03 \text{ Tm}$

b. Moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitation

Le schéma de calcul est le suivant :

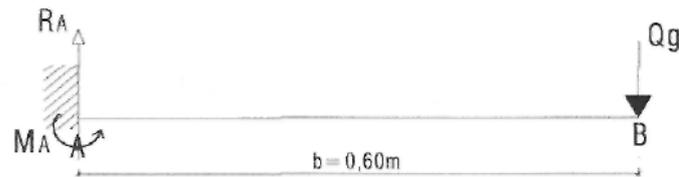


Figure 36: Schéma de calcul du moment fléchissant dû aux surcharges pour le sommier en console de la culée

Le moment maximal se trouve à l'encastrement pour le système en console. Le moment fléchissant dû aux surcharges est donc :

D'où, on a : $M_Q = 3,748 \text{ Tm}$

2.2.3.3. Calcul des efforts tranchant du sommier

a. Effort tranchant dû aux charges permanentes

On utilise le même schéma que pour le moment fléchissant dû aux charges permanentes, suivi de la méthode de la RDM, on a :

$$V_G = G_s \cdot b + G_g$$

D'où, on a : $V_G = 19,850 \text{ T}$

b. Effort tranchant dû aux surcharges d'exploitation

Le schéma de calcul est de même que celui du moment fléchissant dû aux surcharges. A partir de ce schéma, cet effort tranchant est : $V_Q = Q_g$

D'où, on a : $V_Q = 6,247 \text{ T}$

2.2.3.4. Sollicitation résultante

En considérant la combinaison d'action, on a :

À l'ELU: $M_{ELU} = 1,35M_G + 1,5 \cdot M_Q$ A l'ELS: $M_{ELS} = M_G + M_Q$

$V_{ELU} = 1,35V_G + 1,5V_Q$ $V_{ELS} = V_G + V_Q$

Tableau 129: Sollicitation résultante du sommier

| Etats limites | Moment fléchissant [Tm] | Effort tranchant [T] |
|---------------|-------------------------|----------------------|
| ELU | 17,812 | 36,168 |
| ELS | 12,778 | 26,097 |

2.2.4. Mur de front

Le mur de front est un élément constitutif de la culée. Il sert à soutenir les terres. Le mur de front est donc sollicité par son poids propre, les charges et les surcharges venant du tablier, et enfin les charges dues aux poussées des terres.



2.2.4.1. Inventaires des charges

a. Charge permanente

Les charges permanentes à prendre en compte dans le calcul du mur de front sont les suivantes :

- ✓ Poids propre du mur de front émergé ;
- ✓ Poids propre du mur de front immergé ;
- ✓ Poids du mur garde grève ;
- ✓ Poids du mur en retour ;
- ✓ Poids du sommier ;
- ✓ Efforts dus aux poussées des terres ;
- ✓ Réaction de la superstructure due aux charges permanentes.

- Poids propre du mur de front émergé

$$G_1 = \gamma_b \cdot L_{mf} \cdot I_{mf} \cdot (C - h_s - PHEC)$$

Avec : C : cote sous poutre (C = 48,90m)

PHEC = 45,90m D'où $G_1 = 32,220 \text{ T}$

- Poids propre du mur de front immergé

$$G'_1 = \gamma'_b \cdot L_{mf} \cdot I_{mf} \cdot (PHEC - C_{TN} - h_{sem})$$

Avec : C_{TN} : côte du terrain naturel sous semelle de la culée = 40,99 m ;

γ'_b : poids volumique déjaugé = 1,5 T / m³ D'où $G'_1 = 40,068 \text{ T}$

- Poids propre du mur garde grève

$$G_3 = \gamma_b \cdot L_g \cdot h_g \cdot e_g$$

On trouve : $G_3 = 10,25 \text{ T}$

- Poids des murs en retour

$$G_2 = \gamma_b \left(\frac{H_{mr} + h_{mr}}{2} \right) \cdot L_{mr} \cdot e_{mr} \cdot n_{mr}$$

Avec : n_{mr} : nombre du mur en retour = 2 D'où $G_2 = 6,468 \text{ T}$.

- Poids propre du sommier

$$G_4 = \gamma_b \cdot L_s \cdot l_s \cdot h_s$$

On trouve $G_4 = 24 \text{ T}$

- Efforts dus aux poussées des terres

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- La densité à sec du sol est : $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$
- L'angle de frottement interne du sol à sec : $\phi = 30^\circ$
- La densité du sol immergé est : $\gamma' = 0,8 \text{ T/m}^3$
- L'angle de frottement interne du sol immergé est : $\phi' = 25^\circ$



- Le poids volumique de l'eau est de $\gamma_w = 1,8 \text{T/m}^3$

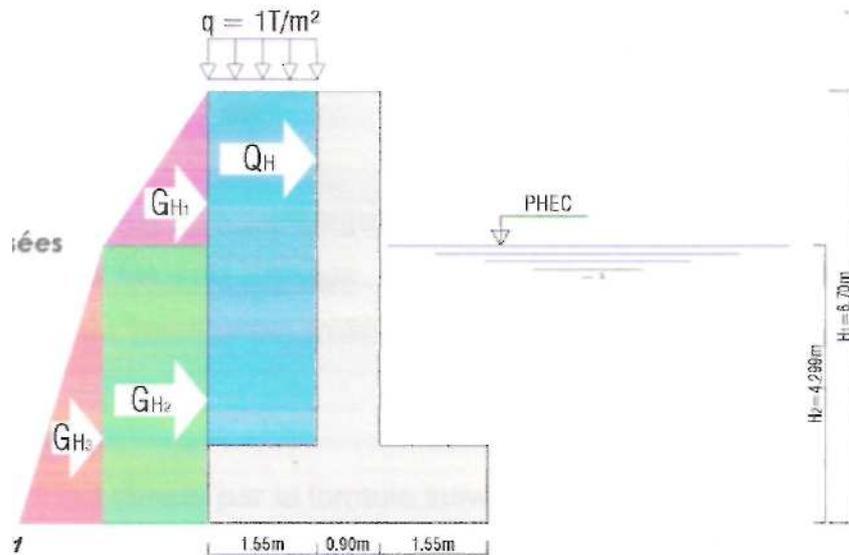


Figure 37: Efforts appliqués au sommier

- * Effort dû à la poussée G_{H1}

Il est obtenu par la formule suivante : $G_{H1} = K_a \cdot \gamma \cdot \left(\frac{H_1 - H_2}{2} \right) \cdot L_{sem}$

Avec : $K_a = 0,33$; $H_1 = 6,70\text{m}$; $H_2 = 4,299\text{m}$ et $\gamma = 1,8 \text{T/m}^3$

D'où, on a : $G_{H1} = 7,757 \text{T}$

- * Effort dû à la poussée G_{H2}

$G_{H2} = K_a \cdot \gamma \cdot (H_1 - H_2) \cdot H_2 \cdot L_{sem}$

On trouve : $G_{H2} = 49,496 \text{T}$

- * Effort dû à la poussée G_{H3}

Il se détermine comme suit : $G_{H3} = K'_a \cdot \gamma' \cdot \frac{H_2^2}{2} \cdot L_{sem}$

Avec : $K'_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = 0,4$

D'où, on a : $G_{H3} = 23,656 \text{T}$

- Réaction de la superstructure due aux charges permanentes

La réaction de la superstructure est les charges du tablier transmises sur la culée. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R_G = R_{répartie} + R_{concentré} = \frac{gl}{2} + P_e \sum \gamma_k$$

Avec : g : poids propre de la superstructure = $10,207 \text{T/ml}$;

P_e : poids de l'entretoise = $3,508 \text{T}$;

l : longueur de la travée = 40m ;

γ_k : ordonnée de la LI correspondant aux entretoises $\sum \gamma_k = 2$



Alors : $R_G = 211,156 \text{ T}$

b. Surcharges d'exploitation

Les surcharges à considérer dans le calcul du mur de front sont :

- Les surcharges dues à la force du freinage ;
 - La surcharge réglementaire ;
 - La réaction de la superstructure due aux surcharges d'exploitation.
- Les surcharges dues à la force du freinage

Pour un camion de type Bc 25, la force de freinage est limitée à 25 T; donc $Q_{H1} = 25\text{T}$

- Surcharge réglementaire

L'effet de la surcharge réglementaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_{H1} = K_a \cdot q \cdot S_{H2}$$

Avec $K_a = 0.333$; $q = 1 \text{ T/m}^2$; $S_{H2} = 8 \times 1.55 = 12.4 \text{ m}^2$

D'où $Q_{H2} = 4,129\text{T}$

- La réaction de la superstructure due aux surcharges d'exploitation

La réaction de surcharge venant de la superstructure a été trouvée précédemment. On a alors : $R_Q = 168,360 \text{ T}$

2.2.4.2. Calcul des sollicitations

Le moment fléchissant et l'effort tranchant du mur de front sont calculés en même temps et dans un même tableau qu'on va représenter ci-dessous :

Tableau 130: Sollicitations dues aux charges permanentes du mur de front

| Désignations | Force V (T) | Force H (T) | Bras de levier (m) | Moment (Tm) |
|---------------------------------|----------------|---------------|--------------------|----------------|
| Poids du mur de front émergé | 32,22 | - | - | - |
| Poids du mur de front | 40,068 | - | - | - |
| Poids du mur garde grève | 10,25 | - | - | - |
| Poids des murs en retour | 6,468 | - | - | - |
| Poids du sommier | 24 | - | - | - |
| Effort dû à la poussée G_{H1} | - | 7,757 | 5.10 | 39,560 |
| Effort dû à la poussée G_{H2} | - | 49,496 | 2.150 | 106,416 |
| Effort dû à la poussée G_{H3} | - | 23,656 | 1.433 | 33,899 |
| Réaction de la superstructure | 211,156 | - | - | - |
| TOTAL | 324,162 | 80,909 | | 179,875 |



Tableau 131: Sollicitations dues aux surcharges du mur de front

| Désignations | Force V (T) | Force H (T) | Bras de levier (m) | Moment (Tm) |
|---|---------------|---------------|--------------------|----------------|
| Force de freinage Q_m | - | 25 | 9.35 | 133.75 |
| Surcharge réglementaire | - | 4.129 | 3.35 | 13.832 |
| Q_{H_2} Réaction de la superstructure | 168.36 | - | - | - |
| TOTAL | 168.36 | 29.129 | | 247.582 |

En tenant compte des combinaisons d'action, la valeur des sollicitations résultantes du mur de front est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau 132: Sollicitations résultantes du mur de front

| Etats limites | Moment fléchissant | Effort tranchant [T] |
|---------------|--------------------|----------------------|
| ELU | 614,204 | 690,159 |
| ELS | 427,457 | 492,522 |

2.2.5. Pieux sous culée

Dans le cas des fondations profondes et d'après l'Etude géotechnique, les pieux ont pour rôle de transmettre les charges vers le sol des fondations.

En première approximation, on va prendre 0.80m comme diamètre d'un pieu et le nombre des pieux sous culée est de quatre (4).

2.2.5.1. Hypothèses de calcul

Les hypothèses à considérer pour le calcul des pieux sont les suivantes :

- Les pieux sont articulés à la semelle ;
- La semelle est parfaitement rigide ;
- Les pieux sont soumis à la compression ;
- L'interaction sol pieu est négligeable.

2.2.5.2. Force portante du pieu

La valeur de la force portante du pieu est nécessaire pour le calcul du nombre exact des pieux. Elle est déjà calculée auparavant. On a donc $Q_{ad} = 489,022 \text{ T}$

2.2.5.3. Calcul des réactions des pieux

Les charges transmises aux pieux sont le poids propre de la semelle et les efforts appliqués à la semelle.

a. Inventaire des charges

➤ Charges permanentes

Les charges permanentes supportées par les pieux sont :



- Réaction de la superstructure : 211,156 T
- Poids du mur garde grève : 10,25 T
- Poids des murs en retour : 6,468 T
- Poids du sommier : 24 T
- Poids du mur de front émergé : 32,22 T
- Poids du mur de front immergé : 40,068 T
- Poids de la semelle immergé : 57,60 T

Au total $g = 381,762 \text{ T}$

➤ **Surcharges d'exploitation**

Les surcharges appliquées sur les pieux sont :

Surcharges horizontales : La force de freinage : 25 T

L'effet du vent sur tablier

Surcharge verticale : Réaction de la superstructure : 168.36 T

Calcul de l'effet du vent sur tablier

Le projet se trouve en zone cyclonique, la pression du vent est donc évaluée à 400 kg/m^2 . L'effet du vent sur tablier est obtenu par la formule suivante : $F_v = p \cdot S_T$

Avec p : pression du vent ($p = 400 \text{ kg/m}^2$)

S_T : surface du tablier frappé par le vent ($S_T = 43 \text{ m}^2$)

L'application numérique donne : $F_v = 17,20$

b. Calcul des sollicitations

➤ **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant avec les combinaisons d'action sur les pieux est obtenu par :

à l'ELU

$$M_u = 1,5 \cdot (F_{vT} \times h_v + F_f \times h_f)$$

$$M_u = 569,28 \text{ T}$$

à l'ELS

$$M_s = F_{vI} \times h_v + F_f \times h_f$$

$$M_s = 379,52 \text{ T}$$

Avec : h_v : bras de levier de l'effort du vent = 8,475 m ;

h_f : bras de levier de l'effort de freinage = 9,35 m ;

➤ **Effort tranchant**

L'effort tranchant sur les pieux est les charges verticales situées au dessus des pieux. Il est obtenu avec les combinaisons d'action par :

A l'ELU $N_u = 1.35 g + 1,5 q = 767,919 \text{ T}$

A l'ELS $N_s = g + q = 556,122 \text{ T}$



c. Réactions des pieux

On peut maintenant calculer les réactions des pieux en appliquant la méthode de COURBON.

$$\begin{aligned} \text{à l'ELU} \quad R_{1U} &= \frac{N_u}{n} + \frac{M_u}{2B} \quad ; \quad R_{2U} = \frac{N_u}{n} - \frac{M_u}{2B} \\ R_{1U} &= 231,513T \quad R_{2U} = 152,447T \\ \text{à l'ELS} \quad R_{1S} &= \frac{N_s}{n} + \frac{M_s}{2B} \quad \text{et} \quad R_{2S} = \frac{N_s}{n} - \frac{M_s}{2B} \\ R_{1S} &= 163,173T \quad R_{2S} = 11,887T \end{aligned}$$

D'après ces résultats, on constate que les charges transmises aux pieux sont largement inférieures à la charge admissible d'un pieu.

$$\text{D'où } Q_{adm} = 489,022T > R_{u \max} = 231,513T$$

d. Nombre exact des pieux

Il est obtenu par la formule suivante :

$$n = \frac{N_{u \max}}{Q_{adm}} \times \gamma_{pp} = \frac{767,919}{489,022} \times 1,6 = 2,513$$

Avec : $N_{u \max}$: charges max transmises à la fondation = 767,919 T

γ_{pp} : coefficient lié au fonctionnement du pieu = 1,6

D'où $n = 2,513$. Pour plus de sécurité et plus de stabilité, on prend $n = 4$

2.2.6. Semelle de la culée

La semelle de la culée est un élément en BA qui relie le mur de front avec les pieux. Elle a pour rôle de répartir les charges venant de la culée vers les pieux.

2.2.6.1. Méthode de calcul

Le calcul de la semelle sur pieux se présente sur deux méthodes :

- La méthode des moments ; applicable dans les cas où il y a des charges excentrées.
- La méthode des bielles ; utilisée dans le cas où il y a des charges centrées.

Dans ce cas, les charges sont excentrées. On adopte donc la méthode des moments pour la détermination des différents efforts.

2.2.6.2. Inventaires des charges

Les charges mises en jeu pour la détermination des sollicitations de la semelle sont les réactions des pieux. Ces réactions sont déjà trouvées auparavant :

$$R_{1U} = 231,513T \text{ et } R_{2U} = 152,447T \quad ; \quad R_{1S} = 163,173T \text{ et } R_{2S} = 11,887T$$



2.2.6.3. Le moment fléchissant de la semelle de la culée

Dans la section $\delta = 0.35 b$ de l'axe de la semelle, les valeurs des moments fléchissant suivant les deux directions sont données par les formules suivantes :

- Suivant le sens a (sens de petite côté de la semelle)

$$M_{au \delta} = \frac{R_{1U} + R_{2U}}{2} (a' - 0,7a'')$$

Avec : $a'=2,00\text{m}$ et $a''= 0,90\text{m}$

On trouve $M_{au \delta} = 263,013\text{T}$

- Suivant le sens b (sens de grande côté de la semelle)

$$M_{bu \delta} = R_{1u} (b' - 0,7b'')$$

Avec : $b' = 7,20\text{m}$ et $b'' = 8,00\text{m}$; on trouve $M_{bu \delta} = 370,421 \text{ T}$

2.3. Armatures de la CULÉE

2.3.1. Mur garde grève

2.3.1.1. Armatures longitudinales

Le mur garde grève est soumis à une flexion simple. La section de calcul se trouve dans la figure suivante :

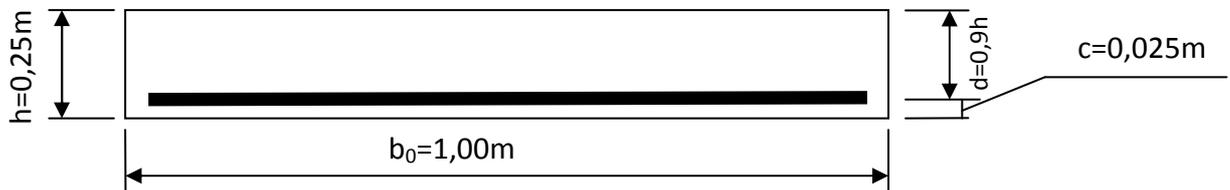


Figure 38: Section de calcul des armatures du mur garde grève

a. Calcul des armatures à l'ELU

On a : $M_u = 3,655 \text{ Tm/ml} = 3,655 \text{ daN.cm /ml}$ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} = 142 \text{ daN/cm}^2$

$b_0 = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$

$d = 0,225 \text{ m} = 22,5 \text{ cm}$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} = 3480 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,058 \quad \mu_l = 0,334 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$$

On a donc une section simplement armée ($A'_u = 0$).

Calcul de Z_b :

$f_{bu} < 0,275$; on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 22,5(1 - 0,6 \times 0,508) = 21,81 \text{ cm}$$



Calcul de A_u :

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3,655 \times 10^5}{21,81 \times 3480} = 4,82 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Puisque $\mu_{bu} = 0,0508 > 0,03$, on n'a pas besoin de la vérification des armatures minimales. D'où $A = A_u = 4,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b. Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$; avec : $M_{ser} = 2,522 \text{ Tm/ml}$

Calcul de M_{rb} :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,527$$

On trouve $M_{rb} = 16,49 \text{ Tm/ml}$

On a $M_{rb} > M_{ser}$; ce qui implique que la section est simplement armée.

c. Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

$$\text{Calcul de } \mu_s : \mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{2,522 \times 10^5}{100 \times (22,5)^2 \times 2020} = 0,0024$$

$$\text{Calcul de } Z_{b1} : Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = 20,47 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } A_{ser} : A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = 6,099 \text{ cm}^2 \quad A_{ser} = 6,099 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Puisque $\mu_s = 0,0024 > 0,0018$, on n'a pas besoin de la vérification des armatures minimales. On a $A = A_{ser} = 6,099 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On remarque que $A_{ser} > A_u$; on tiendra compte donc de la valeur trouvée à l'ELS

D'où, on a : $A_x = A_{ser} = 6,099 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit $A_x = 6\phi 12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

2.3.1.2. Calcul des armatures de répartition

La section des armatures de répartition est obtenue par la relation suivante :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2$$

On prend $A_y = 3\phi 10 = 2,36 \text{ cm}^2$



2.3.1.3. Vérification de la contrainte tangentielle

Il faut que la contrainte tangentielle vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u \text{ lim}}$

$$\text{Calcul de } \tau_u : \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{9,183}{100 \times 22,5} = \frac{4,081 \text{ daN}}{\text{cm}^2} \tau_u = 0,408 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \tau_{u \text{ lim}} : \tau_{u \text{ lim}} \geq \frac{1}{\gamma_b} \cdot 0,513 \sqrt[3]{f_{c28}} = 2,911 \text{ MPa}$$

On prend $\tau_{u \text{ lim}} = 2,911 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_{u \text{ lim}}$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

2.3.2. Mur en retour

2.3.2.1. Armatures dues aux efforts verticaux

a. Armatures longitudinales

Le mur en retour est aussi soumis à une compression simple.

o Calcul des armatures à l'ELU

On a : $M_u = 16,651 \text{ daN.cm}$; $b_0 = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$; $d = 119,25 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,032 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0,334 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$$

On a donc une section simplement armée ($A'_u = 0$).

Calcul de Z_b : $\mu_{bu} = 0,032 < 0,275$; on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 116,96 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } A_u : A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 4,091 \text{ cm}^2 \quad A_u = 4,091 \text{ cm}^2$$

Puisque $\mu_{bu} = 0,032 > 0,03$; la vérification des armatures minimales n'est pas nécessaire. D'où, on a : $A = A_u = 4,091 \text{ cm}^2$

o Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$; avec : $M_{ser} = 11,101 \text{ Tm/ml}$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) b_0 d^2 \sigma_{bc} = 115,83 \text{ Tm} \Rightarrow M_{rb} > M_{ser}$$

La section est donc simplement armée

o Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

$$\text{Calcul de } \mu_s : \mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \sigma_s} = 0,0015$$

$$\text{Calcul de } Z_{b1} : Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = 109,63 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } A_{ser} : A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \sigma_s} = 5,013 \text{ cm}^2$$

On remarque que; on tiendra compte donc de la valeur trouvée à l'ELS



$$\text{On a : } A = A_{\text{ser}} = 5,013\text{cm}^2$$

$$\text{D'où, on a : } A_v = A_{\text{ser}} = 5,013 \text{ cm}^2; \text{ soit } A_v = 2\Phi 20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Puisque $\mu_s = 0,0015 < 0,0018$, on a besoin de la vérification des armatures minimales

o Calcul de la section d'armatures minimales

La section minimale d'armature est obtenue par:

$$A_{v \text{ min}} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d = 3,60\text{cm}^2$$

$$A_v = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{v \text{ min}} = 3,60 \text{ cm}^2; \text{ la section d'armature est donc vérifiée.}$$

b. Armature de peau

La règle BAEL 91 modifiée 99 précise bien que pour les poutres de grande hauteur, il faut prévoir des armatures de peau. Ces armatures sont obtenues par la relation suivante : $A_{vp} = 3h$

$$\text{Avec } h : \text{ hauteur de l'âme } (h = 1.325\text{m}), \text{ on a : } A_{vp} = 3,975 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{vp} = 6 \phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

c. Armature d'âme

Le diamètre des armatures transversales doit être inférieur ou égale à 12 mm. Il est obtenu par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \phi_{t \text{ max}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\} = \text{Min}(2\text{cm}; 3,8\text{cm}; 2,5\text{cm}) = 2\text{cm} = 20\text{mm}$$

$$\text{On prend } \phi_t = 12\text{mm}$$

d. Calcul de l'espacement maximal de l'armature transversale

Il est donné par la relation suivante :

$$S_t \leq \text{Min}\{15\phi_{t \text{ max}}; 0,9d; 40\text{cm}\} = \text{Min}\{30\text{cm}; 107,33\text{cm}; 40\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 12\text{mm}$$

e. Vérification de la contrainte tangentielle

Il faut que la contrainte tangentielle vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_u \text{ lim}$

$$\text{Calcul de } \tau_u : \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 3,64\text{daN/cm}^2 \tau_u = 0,0364\text{MPa}$$

$$\text{avec: } V_u = 10,851 \text{ T}$$

$$\text{Calcul de } \tau_u \text{ lim: } \tau_u \text{ lim} \geq \frac{1}{\gamma_b} \cdot 0,513 \sqrt[3]{f_{c28}} = 2,911\text{MPa}$$

$$\text{On prend } \tau_u \text{ lim} = 2.911 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u \text{ lim}$$



Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2.3.2.2. Armature due aux efforts horizontaux

a. Armatures longitudinales

La figure suivante montre la section de calcul

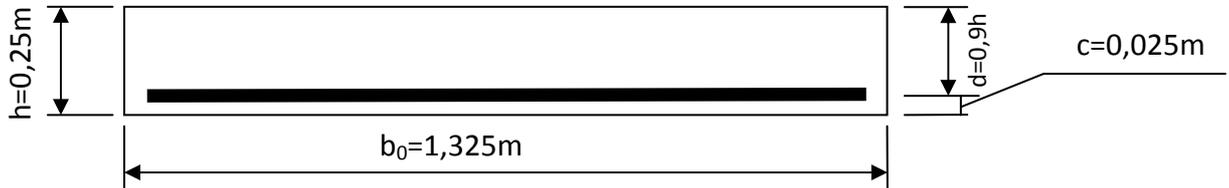


Figure 39: Section de calcul des armatures du mur en retour
sous les efforts horizontaux

o Calcul des armatures à l'ELU

On a: $M_u = 18,682 \text{ Tm} = 18,682 \text{ daN.cm}$ $b_0 = 1,325 \text{ m} = 132,5 \text{ cm}$
 $d = 0,225 \text{ m} = 22,5 \text{ cm}$

Calcul de μ_{bu} : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,196$ et $\mu_l = 0,334 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$

On a donc une section simplement armée ($A_t = 0$).

Calcul de Z_b : $\mu_{bu} < 0,275$; on va utiliser la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 19,85 \text{ cm}$$

Calcul de A_u : $A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 27,044 \text{ cm}^2$

Puisque $\mu_{bu} = 0,196 > 0,03$; la vérification des armatures minimales n'est pas nécessaire. On a donc $A = A_u = 27,044 \text{ cm}^2$

o Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$ avec $M_{ser} = 12,455 \text{ Tm}$

Calcul de M_{rb} : $M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 21,86 \text{ Tm}$

Puisque $M_{rb} > M_{ser}$, la section est donc simplement armée

o Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \overline{\sigma}_s} = 0,009$$

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = 19,31 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \sigma_s} = 31,93 \text{ cm}^2$$

On a $A = A_{ser} = 31,93 \text{ cm}^2$

On remarque que $A_{ser} > A_u$; on tiendra compte donc de la valeur trouvée à l'ELS

D'où, on a : $A_v = A_{ser} = 31,93 \text{ cm}^2$

Soit $A_v = 7\Phi 5 = 34,34 \text{ cm}^2$

Puisque $\mu_s = 0,009 > 0,0018$, on n'a pas besoin de la vérification des armatures minimales.

a. Calcul de l'armature de répartition

La section de l'armature de répartition est donnée par la formule suivante : $A_{Hg} \geq \frac{A_{Hx}}{4}$

Avec A_{Hx} : section de l'armature longitudinale ($A_{Hx} = 34,34 \text{ cm}^2$)

On trouve $A_{Hg} \geq 8,585 \text{ cm}^2$

On prend $A_{Hg} = 11\Phi 10 = 8,635 \text{ cm}^2$

b. Vérification de la contrainte tangentielle

Il faut que la contrainte tangentielle vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u \text{ lim}}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,51 \text{ MPa} \quad \text{avec: } V_u = 14,254 \text{ T}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} \geq \frac{1}{\gamma_b} \cdot 0,513 \sqrt{f_{c28}} = 2,911 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u \leq \tau_{u \text{ lim}}$, alors les armatures transversales ne sont pas donc nécessaires.

2.3.3. Sommier

2.3.3.1. Armature longitudinale

La figure suivante montre la section de calcul

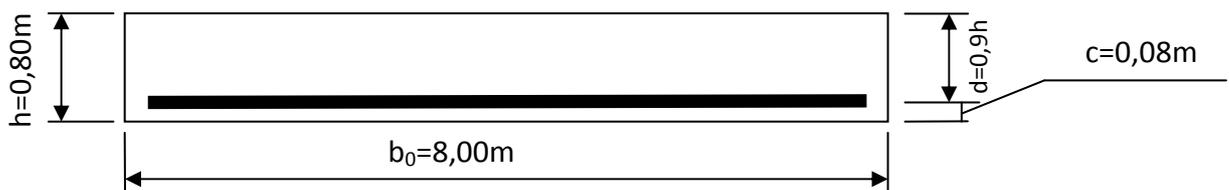


Figure 40: Section de calcul des armatures du sommier

a. Calcul des armatures à l'ELU

On a: $M_u = 17,812 \text{ Tm} = 17,812 \text{ daN.cm}$

$b_0 = 8,00 \text{ m} = 800 \text{ cm}$

$d = 0,72 \text{ m} = 72 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,003 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0,334 \quad \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$$

D'après ces résultats, la section est simplement armée ($A'_u = 0$).

$\mu_{bu} < 0,275$; on utilise la méthode simplifiée.



$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 71,87 \text{ cm}$$

Calcul de A_u :
$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 7,12 \text{ cm}^2$$

Puisque $\mu_{bu} = 0,003 < 0,03$, la vérification des armatures minimales est nécessaire. D'où, on a : $A = A_u = 7,12 \text{ cm}^2$.

b. Vérification de la section à l'ELS

La vérification à faire est la suivante : $M_{rb} > M_{ser}$ avec $M_{ser} = 12,778 \text{ Tm}$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 13,52 \text{ Tm}$$

Puisque $M_{rb} > M_{ser}$, la section est donc simplement armée

c. Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \overline{\sigma}_s} = 0,00015$$

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = 67,36 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \sigma_s} = 9,39 \text{ cm}^2 \quad \text{On a } A = A_{ser} = 9,39 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{ser} > A_u$; on tiendra compte donc de la valeur trouvée à l'ELS. D'où, on a : $A_v = A_{ser} = 9,39 \text{ cm}^2$; soit $A_v = 9\Phi 12 = 10,38 \text{ cm}^2$

Puisque $\mu_s = 0,00015 < 0,0018$; on a besoin de la vérification des armatures minimales.

2.3.3.2. Calcul de l'armature de répartition

La section de l'armature de répartition est donnée par la formule suivante : $A_y \geq \frac{A_x}{4}$

Avec A_x : section de l'armature longitudinale ($A_x = 10,18 \text{ cm}^2$)

On trouve : $A_y \geq 2,545 \text{ cm}^2$ et on prend : $A_y = 4\Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

2.3.3.3. Calcul de la section d'armature minimale

La section minimale d'armature longitudinale selon la nature des aciers est :

- $A_{min} = 6h \text{ [cm}^2/\text{m]}$ pour les FeE500 ; (h: hauteur total du sommier = 0,8m) ;
- $A_{x_{min}} = 8h \text{ [cm}^2/\text{m]}$ pour les FeE400 ;
- $A_{x_{min}} = 12h \text{ [cm}^2/\text{m]}$ pour les ronds lisses.

Dans ce cas, on utilise Fe E400 ; donc : $A_{x_{min}} = 8h = 8 \times 0,8 = 6,4 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Or, on a : $A_x = 10,18 \text{ cm}^2 / 8\text{m} = 1,273 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{x_{min}} = 6,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$;



On adopte donc $A_{X_{\min}}$ comme armature longitudinale ; $A_x = 6,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

Soit $A_x = 6 \phi 12 = 6,782 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

La section minimale d'armature de répartition $A_{Y_{\min}}$ est:

$$A_{Y_{\min}} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{X_{\min}}$$

Avec; $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$; où l_x : longueur du console ($l_x=0,60\text{m}$) et l_y : bande de largeur ($l_y=1\text{m}$);

$\alpha = 0,60$ d'où : $A_{y_{\min}} = 8,138 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Or on a : $A_y = 2,545 \text{ cm}^2 / 8\text{m} = 0,318 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{y_{\min}} = 8,138 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

On adopte donc $A_{y_{\min}}$ comme armature de répartition $A_y = 8.138 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Soit $A_y = 11 \phi 10 = 8.635 \text{ cm}^2/\text{m}$

2.3.3.4. Vérification de la contrainte tangentielle

Il faut que la contrainte tangentielle vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u \text{ lim}}$

Calcul de τ_u : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 62,80 \text{ bars} = 0,063 \text{ MPa}$ avec : $V_u = 36,168 \text{ T}$

Calcul de $\tau_{u \text{ lim}}$: $\tau_{u \text{ lim}} \geq \frac{1}{\gamma_b} \cdot 0,513 \sqrt[3]{f_{c28}} = 2,911 \text{ MPa}$

Puisque $\tau_u \leq \tau_{u \text{ lim}}$; les armatures transversales ne sont pas donc nécessaires.

2.3.4. Mur de front

La figure suivante montre la section de calcul :

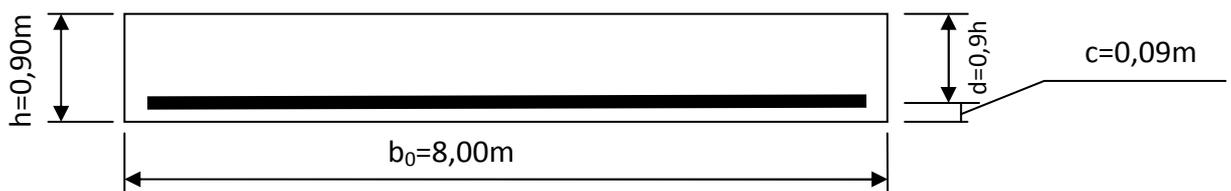


Figure 41: Section de calcul des armatures du mur de front

2.3.4.1. Calcul de l'excentricité

L'excentricité « e » est obtenue par la formule suivante : $e = \frac{M_u}{N_u}$

Avec : M_u : moment fléchissant du mur de front à l'ELU = 614,204 Tm ;

N_u : effort tranchant du mur de front à l'ELU = 690,159 T.

Ainsi, on a : $e = 0,89 \text{ m} = 89 \text{ cm}$



2.3.4.2. Calcul des armatures longitudinales

a. Longueur de flambement

Le mur de front est encasté à ses deux extrémités, sa longueur de flambement est donc : $l_f = \frac{l_0}{2}$ avec $l_0 = h_{mf}$: hauteur du mur de front ($l_0 = 5,50$ m)

D'où $l_f = 2,75$ m

b. Elancement

L'élancement est donné par : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec i : rayon de giration de la section calculée dans le plan de flambement;

$i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$ où a : petit côté de la section du mur de front ($a = 0,90$ m);

On trouve $\lambda = 10,58$.

c. Coefficient réducteur

Le coefficient réducteur " α " est obtenu par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} = 0,83$$

d. Armatures longitudinales

La section des armatures longitudinales est limitée par la condition suivante :

$$\text{Max} \left[4u(\text{cm})^2; \frac{0,2Br}{100} \right] \leq A \leq \frac{5Br}{100} \quad ; \quad Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

Avec : u : périmètre de la section du mur de front = $(a+b) \times 2 = 17,80$ cm

Br : section réduite de 1cm sur tout le périphérique de la section du mur;

$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02) = 7,0224\text{m}^2 = 70224\text{cm}^2$; $a = 0.90\text{m}$ et $b = 8.00$ m

On a donc : $140,448\text{cm}^2 \leq A \leq 3511,20\text{cm}^2$.

On prend $A = 70\phi 16 = 140,672\text{cm}^2$

e. Effort normal limite

L'effort normal limite est donné par : $N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(Br \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 11199,80\text{T}$

Avec θ : coefficient d'application des combinaisons ($\theta = 1$).

On constate que $N_u = 690,159 \text{ T} < N_{u \text{ lim}}$; la condition est donc vérifiée.



2.3.4.3. Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales respecte la condition : $\phi_t \leq \phi_l$;

Où ϕ_t est le diamètre des armatures longitudinales On prend $\phi_t = 10\text{mm}$

L'espacement des armatures transversales vérifie la relation :

$$S_t \leq \text{Min}\{15\phi_l ; a + 10\text{cm} ; 40\text{cm}\};$$

Où : a est la petite côté de la section du mur de front (a = 90cm) ;

$$S_t \leq \text{Min}\{24\text{cm} ; 100\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 24\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{ cm}$

2.3.4.4. Vérification de la section à l'ELS

Il faut vérifier si : $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ et $\overline{\sigma}_s = 202\text{MPa}$

Les contraintes se déterminent à partir des formules suivantes :

Pour le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N_s}{B_0} - \frac{M_s}{I} V_2$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s^1 = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right)$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} - \frac{M_s}{I} V_2 \right)$$

On a $B_0 = B + 15 A$

Où B : section du mur ($B = a \times b = 7,20\text{ m}^2$) ;

A : section de l'armature longitudinale ($A = 140,672 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2$)

On trouve : $B_0 = 7,411\text{m}^2$;

V_1 : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure ;

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{ab^2}{2} + 15A \cdot e \right) \text{ où } e \text{ est l'excentrement } (e = 0.89\text{m}) ;$$

$$V_1 = 3,911\text{ m} = 391,1\text{ cm}$$

V_2 : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure ;

$$V_2 = b - V_1 = 800 - 391,1 = 408,9\text{ cm}$$

I : moment d'inertie par rapport à l'axe horizontal passant par le c.d.g G.

$$I = \frac{a}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - e^2)] = 3829814429\text{cm}^2 = 38,29814429\text{m}^2$$

a. Vérification du béton

En utilisant les données trouvées ci-dessus, on a :

$$\sigma_b^1 = \frac{492,522 \cdot 10^4}{7,411} + \frac{427,457 \cdot 10^4}{38,29814429} 3,911 = 1101100,741\text{Pa} = 1,101\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{492,522 \cdot 10^4}{7,411} - \frac{427,457 \cdot 10^4}{38,29814429} 4,089 = 208196,904\text{Pa} = 0,208\text{MPa}$$



On constate que $\begin{cases} \sigma_b^1 = 1,101\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \\ \sigma_b^2 = 0,208\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases}$

La condition du béton est donc vérifiée.

b. Vérification de l'acier

Les contraintes de l'acier sont : $\begin{cases} \sigma_s^1 = 15 \cdot \sigma_b^1 \\ \sigma_s^2 = 15 \cdot \sigma_b^2 \end{cases}$

D'où, on a : $\begin{cases} \sigma_s^1 = 15 \times 1,101 = 16,515\text{MPa} \\ \sigma_s^2 = 15 \times 0,208 = 3,12\text{MPa} \end{cases}$

On constate aussi que : $\begin{cases} \sigma_s^1 = 16,515\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 202\text{MPa} \\ \sigma_s^2 = 3,12\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 202\text{MPa} \end{cases}$

La condition de l'acier est donc vérifiée.

2.3.5. Pieux sous culée

Les pieux sous culée sont soumis à la compression simple. Les charges totales supportées par les quatre pieux sont :

$$\text{A l'ELU : } N_{uT} = 772,654 \text{ T}$$

$$\text{A l'ELS : } N_{sT} = 553,630 \text{ T}$$

L'effort normal que supporte un pieu est donc obtenu par la formule suivante :

$$\text{A l'ELU : } N_u = \frac{N_{uT}}{n} = \frac{772,654}{4} = 193,164\text{T}$$

Avec n : nombre du pieu (n = 4)

$$\text{A l'ELS : } N_s = \frac{N_{sT}}{n} = \frac{553,630}{4} = 138,41\text{T}$$

2.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales

a. Longueur de flambement

On considère que le pieu est articulé à la semelle, sa longueur de flambement est donc : $l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}}$ avec l_0 : longueur libre du pieu ($l_0 = 21\text{m}$)

$$\text{D'où } l_f = 14,85\text{m}$$

b. Élancement

Pour une section circulaire comme dans ce cas, l'élancement est obtenu par la formule suivante : $\lambda = \frac{4l_f}{D}$ avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 17,68\text{m}$)

$$D : \text{diamètre du pieu (} D = 0,8\text{m)}$$

$$\text{D'où, on a : } \lambda = 74,25$$

On constate que $\lambda > 70$, ce pieu risque d'être flambé selon la règle BAEL ; pour éviter ce risque, il faut augmenter le diamètre du pieu à 1.20m.



$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{4.14,85}{1,20} = 49,50 < 70$$

D'où enfin, on prend : $\lambda = 49,50$

c. Coefficient réducteur

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante : $\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = 0,61$; avec $\lambda = 49,50$

d. Armatures longitudinales

La section des armatures longitudinales est limitée par la condition suivante :

$$\text{Max} \left[4u(\text{cm})^2; \frac{0,2Br}{100} \right] \leq A \leq \frac{5Br}{100}$$

Avec : u : périmètre de la section du pieu $u = \pi D = 3,14.1,20 = 3,768\text{m}$;

B_r : section réduite de 1cm sur tout le périphérique de la section du pieu ;

$B_r = \pi(R-0,01)^2 = 1,093\text{m}^2 = 10930\text{cm}^2$ où R : rayon du pieu = 0,60 m

D'où, on a : $21,86\text{cm}^2 \leq A \leq 546,50\text{cm}^2$

On prend : $A = 12\phi 16 = 24.115 \text{ cm}^2$

e. Effort normal limite

L'effort normal limite est donné par : $N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(Br \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 1285,80\text{T}$

On constate que $N_u = 193,164 \text{ T} < N_{u \text{ lim}}$; la condition est donc vérifiée. Cela montre que la vérification des contraintes n'est plus nécessaire.

2.3.5.2. Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales respecte la condition : $\phi_t \leq \phi_l$
Où ϕ_t est le diamètre des armatures longitudinales. On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales vérifie la relation suivante :

$S_t \leq \text{Min}\{15\phi_l ; a + 10\text{cm} ; 40\text{cm}\}$ où a : diamètre du pieu ($a = 120\text{cm}$) ;

$S_t \leq \text{Min}\{24\text{cm} ; 130\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 24\text{cm}$

On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$



2.3.6. Semelle de la culée

2.3.6.1. Armatures longitudinales

a. Dans la direction a (petite côté de la semelle)

La figure suivante montre la section de calcul :

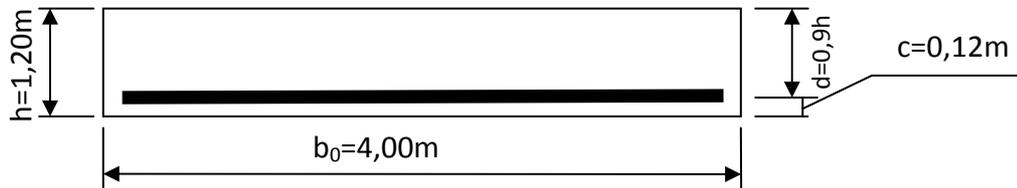


Figure 42: Section de calcul des armatures de la semelle de la culée dans la direction a.

On a : $M_{au\delta} = 264,635 \text{ daN.cm}$ $b_0 = 400 \text{ cm}$ et $d = 108 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au\delta}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = 0,04 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0,334 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$$

On a donc une section simplement armée ($A'_u = 0$).

$\mu_{bu} < 0,275$; on va utiliser la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 105,408 \text{ cm}$$

$$A_{au} \geq \frac{\alpha M_{au\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}}$$

Comme $M_{au\delta}$ est équilibré par les armatures parallèles à la direction "a"; la valeur de α est donc obtenue par la relation : $0,50 \leq \alpha \leq 0,65$. On prend : $\alpha = 0,60$

$$A_{au} \geq \frac{\alpha M_{au\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{0,60}{3} \cdot \frac{263,013 \cdot 10^5}{105,48 \cdot 3480} = 21,56 \text{ cm}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable, il faut majorer de 20% la valeur de A_{au}

$$\text{On a alors } A_{au} \geq 25,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{au} = 10\phi 20 = 31,42 \text{ cm}^2$$

b. Dans la direction b (grande côté de la semelle)

La figure suivante montre la section de calcul :

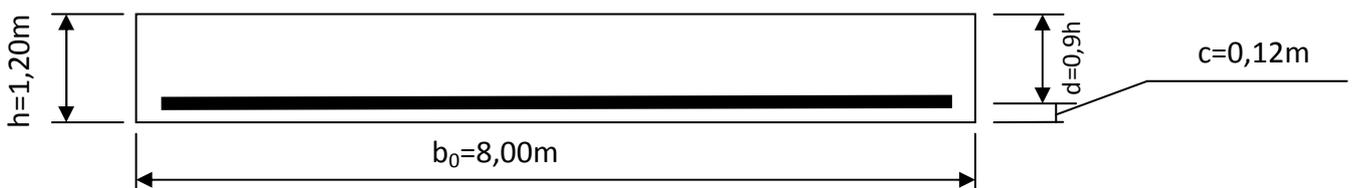


Figure 43: Section de calcul des armatures de la semelle de la culée dans la direction b.

On a : $M_{bu\delta} = 370,421 \text{ daN.cm}$; $b_0 = 800 \text{ cm}$ et $d = 108 \text{ cm}$

Calcul de u_{bu} :
$$\mu_{bu} = \frac{M_{au\delta}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = 0,04 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0,334 \quad \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$$



On a donc une section simplement armée ($A'_u = 0$).

Calcul de Z_b : $\mu_{bu} < 0,275$; on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 106,19 \text{ cm}$$

Calcul de A_{bu} : $A_{bu} \geq \frac{\alpha M_{bu\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}}$

Comme $M_{bu\delta}$ est équilibré par les armatures parallèles à la direction "a"; la valeur de α est donc obtenue par la relation : $0,50 \leq \alpha \leq 0,65$. On prend : $\alpha = 0,60$

$$A_{bu} \geq \frac{\alpha M_{bu\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{0,60}{3} \cdot \frac{370,421 \cdot 10^5}{106,19 \cdot 3480} = 30,071 \text{ cm}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable, il faut majorer de 20% la valeur de A_{au}

$$\text{On a alors : } A_{bu} \geq 36,085 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_{bu} = 8\phi 25 = 39,25 \text{ cm}^2.$$

2.3.6.2. Armatures diagonales

Il faut prévoir des armatures diagonales pour équilibrer le complément du moment dans le sens b. La section de ces armatures se détermine comme suit

$$A_{du} = \frac{M_{bu\delta}}{Z_b \cdot f_{ed}} \cdot \frac{1}{\cos\beta} \cdot \frac{1 - \alpha}{2}$$

Calcul de $\cos\beta$:

$$\text{On sait que : } \text{tg}\beta = \frac{l_{sem}}{L_{sem}} = \frac{4}{8} = 0,5 \quad \Rightarrow \quad \beta = \text{arctg}0,5 = 26,56^\circ$$

Ce qui donne : $\cos\beta = 0,89$:

$$\text{Et on trouve } A_{du} = 22,53 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_{du} = 8\phi 20 = 25,12 \text{ cm}^2.$$

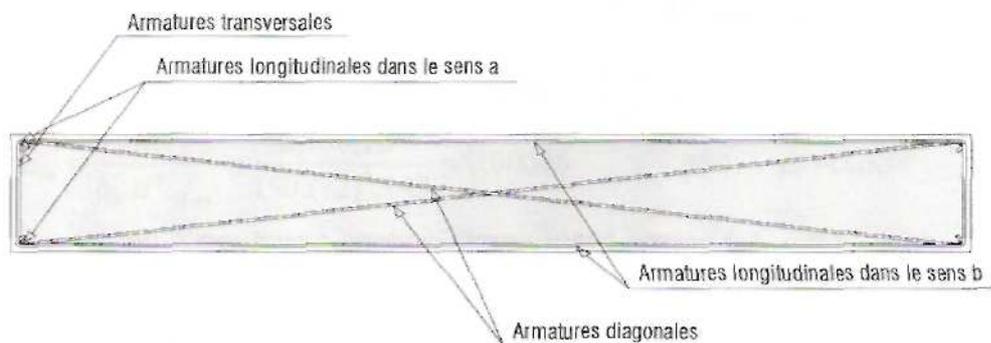


Figure 44: Disposition constructive des armatures de la semelle de la culée

2.3.6.3. Vérification de l'effort tranchant

- L'effort tranchant au voisinage du poteau doit vérifier la condition : $V_u \leq V_{u \text{ lim}}$
Avec V_u : effort tranchant à l'ELU et $V_{u \text{ lim}}$: effort tranchant limite.



$$V_u = \sum R_u = R_{1u} + R_{2u} = 231,513 + 152,447 = 383,96T$$

$$V_{u \text{ lim}} = \frac{\text{a. d. } f_{c28}}{9} = \frac{400 \times 108 \times 2500}{9} = 1200T$$

On constate que $V_u \leq V_{u \text{ lim}}$; la condition est donc vérifiée.

- Aussi, l'effort tranchant au voisinage du pieu doit vérifier la condition : $V_u \leq V_{u \text{ lim}}$

$$V_u = R_{u \text{ max}} = R_{1u} = 231,513T$$

On a $V_u \leq V_{u \text{ lim}}$; la condition est encore vérifiée. Tout ça montre qu'on n'a plus besoin des armatures transversales.

3. LA PILE

3.1. Pré dimensionnement de la PILE

La pile est un appui intermédiaire du pont. Elle est destinée à transmettre les charges et surcharges appliquées à l'ouvrage vers les terrains auxquels ils se reposent. Elle est constituée par un chevêtre, trois fûts cylindriques et une semelle.

3.1.1. Chevêtre et semelle

Les dimensions du chevêtre et de la semelle de la pile seront prises égales à celles de la culée. On a donc:

| | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| $L_{\text{Ch}} = 8.00 \text{ m}$ | $l_{\text{Ch}} = 1.50 \text{ m}$ | $h_{\text{Ch}} = 0.80 \text{ m}$ |
| $L_{\text{Sem}} = 8.00 \text{ m}$ | $l_{\text{Sem}} = 4.00 \text{ m}$ | $h_{\text{Sem}} = 1.20 \text{ m}$ |

3.1.2. Fût

Cet une voile en BA qui relie aussi le sommier à la semelle. Il a la même caractéristique géométrique que celle du mur de front :

3.1.2.1. Sa hauteur- « H_f »

Au niveau de la pile, la côte de terrain naturel est de 40,700 m. La hauteur du fût est obtenue par la relation suivante :

$$H_f = \text{côte sous poutre} - h_s - h_{\text{Sem}} - \text{côte du TN}$$

$$H_f = 48,49 - 0,80 - 1,20 - 40,70 = 4,29\text{m}$$

3.1.2.2. Sa longueur- « L_f »

La longueur du fût est prise égale à $L_f = 7.00 \text{ m}$

3.1.2.3. Sa largeur - « h »

La largeur du fût est prise égale à celle du sommier : $l_f = 1,50 \text{ m}$.



3.2. Sollicitations de la PILE

3.2.1. Chevêtre

Le chevêtre de la pile sert d'appui pour les poutres, et il assure la solidarisation du fût. On suppose que le système chevêtre, colonnes et semelle est suffisamment rigide. Ainsi, pour le calcul des moments, on ne tient pas compte des charges venant des poutres puisqu'elles sont transmises directement au fût.

On a donc : $G_{ch} = \gamma_b \cdot I_{ch} \cdot h_{ch}$

D'où $G_{ch} = 3T/ml$

a. Inventaire des charges :

On assimile le chevêtre à une poutre continue sur trois appuis (3 colonnes) et comportant des parties en consoles.

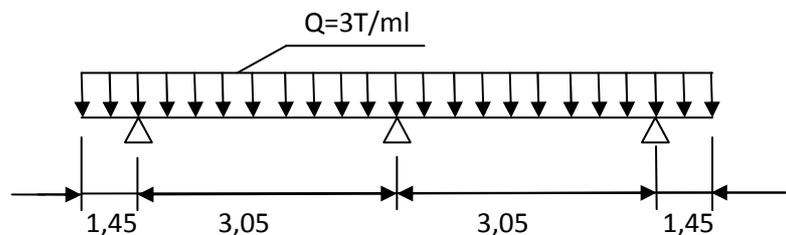


Figure 45: Calcul des sollicitations pour le chevêtre en console de la pile

On a :

$$M_1 = M_3 = \frac{q [l_1^3 + (0,8l_2)^3]}{8 (l_1 + 0,8l_2)} ; M_2 = \frac{q [(0,8l_2)^3 + (0,8l_3)^3]}{8 (0,8l_2 + 0,8l_3)}$$

Après calcul, on trouve :

$$M_1 = M_3 = 1,69Tm \text{ et } M_2 = 2,23Tm$$

Aux appuis extrêmes :

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1,35 \times M_{app} = 2,28 Tm$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = M_{app} = 1,69Tm$$

A l'appui central :

$$\text{A l'ELU : } M_u = 3,01Tm$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = 2,23 Tm$$

b. Calcul des armatures

On a une fissuration préjudiciable. Pour le calcul, on utilise les moments de l'appui central. Donc $M_u = 3,01Tm$, $M_s = 2,23 Tm$



$f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

➤ **A l'ELU :**

Calcul du moment réduit : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{3,01 \cdot 10^5}{200,7 \cdot 52 \cdot 141,70} = 0,189$.

On trouve $\mu_{bu} \leq \mu_{lu} = 0,392$, donc la section est simplement armée ;

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 15(1 - 0,4 \times 0,792) = 48,72 \text{ cm}$$

Finalement, on trouve: $A_u = \frac{M_u}{z_b \sigma_s} = \frac{3,01 \cdot 10^5}{48,72 \times 3480} = 3,126 \text{ cm}^2$.

➤ **A l'ELS :**

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_s (d - \frac{\bar{y}_1}{3}).$$

Avec : $\bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 \times d = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \times d = 0,514 \text{ cm}$

On trouve : $M_{rb} = 702\,283,770 \text{ N cm}$.

On a $M_s \leq M_{rb}$, donc la section est simplement armée,

D'où : $A_s = \frac{M_s}{z_b \bar{\sigma}_s}$ avec $\bar{z}_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) = 60,45 \text{ cm}$, d'où $A_s = 5,047 \text{ cm}^2$

Pour la section à mi travée, on a : $A = \max(A_u; A_{ser}) = 5,047 \text{ cm}^2$

On a :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b_0 \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} [\text{cm}^2] = 18,1125 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 9\text{HA}16 = 18,15 \text{ cm}^2$.

3.2.2. Fût

Le fût sert à recevoir les charges venant du sommier et à les transmettre directement vers la semelle. Il travaille à la compression. Il est constitué par trois (3) colonnes.

3.2.2.1. Calcul des sollicitations

La charge reçue par chaque colonne est le tiers de la charge totale venant de la superstructure et du chevêtre. Les piliers transmettent avec son poids propre et le poids du chevêtre, les charges venant de la superstructure. On a donc :

- Poids propre du chevêtre : $\frac{8 \times 1,5 \times 0,8 \times 2,5}{3} = 8,00 \text{ T}$;

- Poids d'une colonne : $2,5 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot 4,85 = 9,51 \text{ T}$;

- Effet du courant : $R = F_h = \rho K \cdot S \cdot V^2$

ρ - masse volumique de l'eau



K - coefficient dépendant de la forme de la pile, $K = 0,4$;

S - surface du maître couple de la pile, $S = D \times PHEC = 1 \times 6,29 = 6,29 \text{ m}^2$

V - vitesse en amont dans l'étude hydraulique, $V = 3,014 \text{ m/s}$.

On trouve $R=2,29T$

- Effet du vent :

On prend comme pression dynamique de base : $p = 0,2 T / \text{m}^2$

➤ Vent sur chevêtre : $0,20 \times 0,80 \times 1,50 = 0,24 T / \text{m}^2$;

➤ Vent sur colonne : $0,40 \times 1,20 = 0,48 T / \text{ml}$;

➤ Superstructure :

La résultante des forces de pressions est donnée par la relation : $V = S \times p$ avec $S = \sum S_i$.

✓ Pour un convoi de camion de 3 m de hauteur : $S_1 = 3 \times 21 = 63 \text{ m}^2$;

✓ Surface de camion qui reçoit la pression du vent est : $S_2 = \frac{S_1}{2} = 31,50 \text{ m}^2$;

✓ Tablier (Dalle+entretoise+trottoir) : $S_3 = (0,20 + 2,26 + 0,20) \times 120 = 319,2 \text{ m}^2$;

✓ Garde corps : son surface est équivalent à $0,60 \text{ m}^2/\text{ml}$,

tel que $S_4 = 0,60 \times 120 = 72 \text{ m}^2$.

D'où : $S = \sum S_i = 485,70 \text{ m}^2$ et $V = S \times p = 97,14 T$.

- Effort dû au freinage : $F_r = 3,091 T$

Les charges de la superstructure :

Charge permanente : $651,68 T$;

Surcharge d'exploitation : $176,80 T$.

Combinaison d'action : $N_u = 1,35 \times 651,68 + 1,5 \times 176,8 = 716,3697 T$

- Longueur de flambement l_f

La longueur libre de la colonne est $l_0 = 4,29 \text{ m}$

On va considérer les colonnes comme des barres articulées avec le chevêtre et encastées sur la semelle, on suppose qu'il n'y a pas de déplacement horizontal des nœuds de ces barres.

La longueur de flambement est alors $l_f = 0,7l_0 = 3,003 \text{ m}$

L'élançement pour une section circulaire est donné par la formule suivante:

$$\lambda = \frac{4 \cdot l_f}{D} = 12,01 \text{ m}$$

Avec D - diamètre de la colonne égale à $1,00 \text{ m}$;

l_f - longueur de flambement.



3.2.2.2. Détermination des armatures

Comme le moment de flexion agissant sur la colonne ne conduit qu'à une faible excentricité de l'effort normale, la colonne est soumise à une compression simple.

Coefficient réducteur α

Puisque $\lambda = 12,01 \text{ m} < 50$ et $\frac{l_f}{D} = 3,003 \text{ m}$ le coefficient α est donné par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

On trouve $\alpha = 0,83$

a. Armatures longitudinales

Section réduite du béton : $B_r = \frac{\pi}{4} (D - 1)^2 = 7694 \text{ cm}^2$

La résistance du béton est majorée à :

$$\sigma_{bc} = \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b}$$

La section d'armature longitudinale est limitée par :

$$\text{Max} \left(4\mu; \frac{0,2 \cdot B_r}{100} \right) \leq A_l \leq \frac{5 \cdot B_r}{100}$$

μ - périmètre de la colonne en m ;

$$\mu = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 1,00 = 3,14 \text{ m} .$$

Ainsi, on a : $15,38 \text{ cm}^2 \leq A_l \leq 384,70 \text{ cm}^2$

On prend 9 HA16 = 18,85 cm²

Il faut vérifier que : $N_U \leq N_{UC}$

L'effort normal résistant ultime vaut :

$$N_{uc} = \alpha \cdot \left(B_r \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Après calcul, on a : $N_{uc} = 1419,66 \text{ T}$

$N_U \leq N_{UC}$: la condition est vérifiée.

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont de cercles de diamètre :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$



L'espacement des armatures transversales est obtenu à partir de la relation suivante :

$$s_t \leq \min\{15\phi_1; a + 10[\text{cm}]; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend : $s_t = 24 \text{ cm}$.

3.2.3. ETUDE DES PIEUX

D'après les calculs effectués à l'étude géotechnique, on a vu que les pieux sont ancrés à des profondeurs variant de 20,50m à 21,50m ; les pieux ont un diamètre $\phi_p = 0,80\text{m}$. Pour le calcul de la capacité portante des pieux ; on se servait des valeurs telles que:

La résistance à la pointe $Q_p = 167,62\text{T}$

La résistance due au frottement latéral $Q_f = 321,402\text{T}$

3.2.3.1. Calcul de la charge limite totale Q_l :

Dans le cas général, les pieux travaillent en compression. L'expression de la charge limite d'un élément de fondation profonde est

$$Q_l = Q_p + Q_f$$

La charge de fluage en compression Q_c , pour les éléments de fondation mise en œuvre par excavation du sol est donnée par la relation :

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_f \quad .$$

Après calcul, on a :

$$Q_l = 489,022 \text{ T}$$

$$Q_c = 308,791\text{T}$$

3.2.3.2. Calcul des réactions des pieux

Pour le calcul de ces réactions, il faut faire appel à la méthode de COURBON suivante :

Avec : $n = 5$: nombre des pieux et B : distance entre axe des pieux ($B = 7,20 \text{ m}$)

$$\text{A l'ELS: } R_{1u} = \frac{N_u}{n} + \frac{M_u}{2B} = 389,814\text{T} \quad ; \quad R_{2u} = \frac{N_u}{n} - \frac{M_u}{2B} = 349,442\text{T}$$

$$\text{A l'ELU: } R_{1u} = \frac{N_s}{n} + \frac{M_s}{2B} = 274,199\text{T} \quad ; \quad R_{1u} = \frac{N_u}{n} - \frac{M_u}{2B} = 389,814\text{T}$$

D'après les résultats ci-dessus, on constate que la charge maximale transmise aux pieux est inférieure à la charge admissible d'un pieu.

D'où, on a : $Q_{adm} = 489.022 \text{ T} > R_{umax} = 389,814 \text{ T}$.



3.2.3.3. Nombre exact de pieux

On peut maintenant calculer le nombre exact de pieux sous pile selon la formule suivante :

$$n = \frac{N_{\max}}{Q_{\text{adm}}} \times \gamma_p = 4,06. \text{ On prend } n = 5, \text{ pour raison de sécurité et de stabilité.}$$

3.2.3.4. Descentes des charges

D'après les descentes des charges effectuées au cours de la proposition des variantes (cf. PARTIE II chapitre IV. Etudes des variantes), on a :

Pour les pieux sous piles :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1144,968 \text{ T ;}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = 828,480 \text{ T.}$$

Les charges transmises par un pieu sont :

Au niveau de la pile, on a 5 pieux, alors :

$$\text{A l'ELU : } Q = 228,994 \text{ T ;}$$

$$\text{A l'ELS : } Q = 165,696 \text{ T.}$$

3.2.3.5. Ferraillage des pieux :

Dans le calcul des armatures, on admet que les pieux sont soumis à des compressions simples.

La longueur de flambement d'un pieu est donné par : $l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}}$

Avec l_0 : longueur libre du pieu.

Pour le choix de l_0 , on prend le maximum entre les trois profondeurs de pieux.

$$\text{Soit donc : } l_0 = 21,50 \text{ m}$$

Après calcul, on trouve $l_f = 15,21 \text{ m}$.

Pour une section circulaire, on a : $\lambda = \frac{4l_f}{\phi}$

$\phi = 0,80 \text{ m}$: Diamètre de la section ;

$$\text{On trouve : } \lambda = 60,84$$

$50 \leq \lambda \leq 70$, le coefficient de réduction α est donné par : $\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

D'où, on a : $\alpha = 0,41$

a. Armature longitudinale :

L'armature longitudinale doit vérifier la condition :



$$\max \left[4\mu; \frac{0,2B}{100} \right] \leq A_1 \leq \frac{5B}{100}$$

Où B_r : du béton réduit de 1cm d'épaisseur sur toute la périphérie du pieu :

$$B_r = \frac{\pi(\phi - 1)^2}{4} = 4899,85 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,2B}{100} = 9,80 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \frac{5B}{100} = 244,96 \text{ cm}^2$$

μ : Périmètre de la colonne en [cm] ;

Avec $\mu = \pi\phi = 2,51 \text{ cm}$

$$\max \left[4\mu; \frac{0,2B}{100} \right] = 9,80 \text{ cm}^2$$

Ainsi $9,80 \text{ cm}^2 \leq A \leq 244,96 \text{ cm}^2$:

On prend $A = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u < N_{uc}$$

$$N_u = 197,457T \text{ pour la culée ;}$$

$$N_u = 228,994T \text{ pour la pile.}$$

$$\text{On a : } N_{uc} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \theta \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Après calcul on trouve $N_{uc} = 598,163 T > N_u$. La condition est donc vérifiée.

b. Armature transversale :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

Avec $\phi_l = 20 \text{ mm}$: diamètre de l'armature longitudinale.

On trouve $\phi_t = 6,67 \text{ mm}$ et on prend $\phi_t = 8,00 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \min\{15\phi_l; D + 10 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

Où : D : diamètre du pieu.

$$\text{D'où, on a : } s_t \leq \min\{30\text{cm}; 90 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$.

3.3. Stabilité des pieux

Le pieu est stable si :



$$\sum H_i L < M \text{ et } \sum V_i = N$$

Avec H_i : force interne du pieu ;
 L : longueur du pieu ;
 M : Moment de calcul ;
 N : effort normal transmis par la semelle ;
 V_i : effort interne.

3.3.1. Les paramètres des pieux :

On définit les paramètres constante des pieux qui sont : A, B et C (à 10^{-6} près) :

$$A = \sum p_i d_i - \frac{1}{n} \sum p_i \sum d_i - \frac{3 \cdot n \cdot l}{LS}$$

$$B = \frac{-1}{n} \left(\sum d_i \right)^2 + \sum d_i^2 + \frac{3 \cdot n \cdot l}{S}$$

$$C = \sum p_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum p_i \right)^2 + \frac{3 \cdot n \cdot l}{S}$$

Avec p_i : pente des pieux qui est égale à zéro pour ce cas ;
 d_i : distance entre axes des pieux ;
 n : nombre des pieux ;
 I : moment d'inertie, $I = \frac{\pi \phi^4}{64}$, $\phi = 0,80\text{m}$;
 S : section droite des pieux, $S = \frac{\pi \phi^2}{4}$

3.3.2. Les déplacements des pieux :

Soient E_α , E_{δ_1} , E_{δ_2} déplacements possibles des pieux (10^{-2} près)

$$E_\alpha = \frac{L}{n \cdot S} \left[\frac{A(N \sum P_i - n \cdot H) + C(n \cdot M - N \sum d_i)}{A^2 - B \cdot C} \right]$$

$$E_{\delta_1} = \frac{L}{n \cdot S} \left[\frac{B(N \sum P_i - n \cdot H) + A(n \cdot M - \sum d_i)}{A^2 - B \cdot C} \right]$$

$$E_{\delta_2} = \frac{E_{\delta_1}}{n} \sum P_i - \frac{E_\alpha}{n} \sum d_i - \frac{NL}{nS}$$

3.3.3. Les efforts internes des pieux :

$$V_i = -\frac{S}{L} (-p_i E_{\delta_1} + d_i E_\alpha + E_{\delta_2})$$



$$H_i = -\frac{3.I}{L} \left(\frac{E_{\delta_1}}{L} + E_{\alpha} \right)$$

Avec H : Effort horizontal transmis par la semelle ;

N : Effort normal transmis par la semelle ;

M : Moment réduit au centre de la semelle.

La figure suivante montre la disposition des pieux sous pile

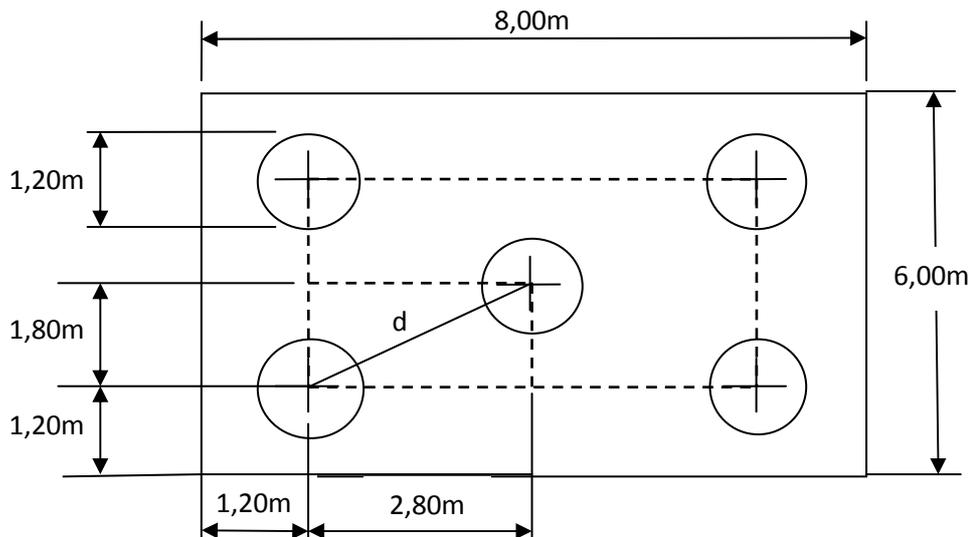


Figure 46: Schéma de disposition des pieux sous pile

Dans ce cas : $n = 5$

$$I = \frac{\pi\phi^4}{64} = 0,101\text{m}^4, \text{ avec } \phi = 1,20\text{m}$$

$$S = \frac{\pi\phi^2}{4} = 1,130 \text{ m}^2$$

$$N = 394,00\text{T}$$

$$M = 227,51\text{T.m}$$

$$d = 3,32\text{m}$$

Donc, on a tout simplement :

$$A = -\frac{3.n.l}{LS} = -\frac{3 \times 5 \times 0,101}{21,5 \times 1,130}$$

On trouve $A = -0,062$

$$B = \sum d_i^2 + \frac{3.n.l}{S} = 44,0896 + \frac{3 \times 5 \times 0,101}{1,130}$$

$$B = 45,43$$

$$C = \frac{3.n.l}{S} = 1,34$$



Pour les déplacements des pieux, on a :

$$E_{\alpha} = \frac{21,5}{5 \times 1,13} \left[\frac{-0,062(0 - 5 \times 127,238) + 1,34(5 \times 473,227)}{0,062^2 - 45,43 \times 1,34} \right]$$

$$E_{\alpha} = -200,64\text{m}$$

$$E_{\delta_1} = \frac{21,5}{5 \times 1,13} \left[\frac{45,43(5 \times 127,238) - 0,062(5 \times 473,227)}{0,062^2 - 45,43 \times 1,34} \right]$$

$$E_{\delta_1} = -1797,75\text{m}$$

$$E_{\delta_2} = -\frac{492,542 \times 21,5}{5 \times 1,13}$$

$$E_{\delta_2} = -1874,20\text{m}$$

En utilisant les formules des efforts internes des pieux, on a :

$$V_1 = -\frac{1,130}{21,5} (-3,32 \times (-200,64) - 1874,20)$$

$$V_1 = 63,49T = V_2$$

$$V_3 = -\frac{1,130}{21,5} (3,32 \times (-200,64) - 1874,20)$$

$$V_3 = 133,51T = V_4$$

$$H_1 = -\frac{3 \times 0,101}{(21,50)^2} \left(\frac{-1797,75}{21,5} - 200,64 \right)$$

$$H_1 = 0,186T$$

$$H_2 = H_3 = H_4 = H_5 = -\frac{3 \times 0,101}{(21,50)^2} \left(\frac{-1874,75}{21,5} - 200,64 \right)$$

$$H_i = 0,189T$$

Comme :

$$\sum H_i L = (0,186 + 4 \times 0,189) \times 21,50 < M$$

$$\sum H_i L = 20,26Tm < M = 127,238Tm$$

$$\sum V_i = 133,51 \times 2 + 98,50 \times 2 = 394T = N$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, on peut dire que les pieux sont stables.



3.3.4. Semelle de la pile

3.3.4.1. Armature longitudinale

a. Dans la direction a (petite côté de la semelle)

La figure suivante montre la section de calcul :

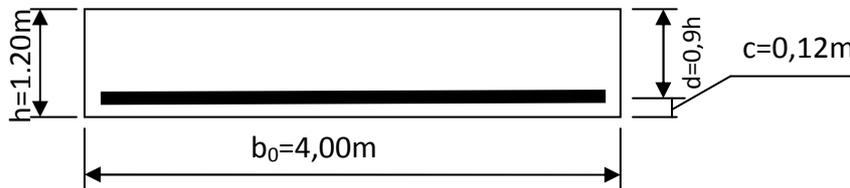


Figure 47: Section de calcul des armatures de la semelle de la pile dans la direction a.

On a : $M_{au\delta} = 431,498.10^5$ daN.cm $b_o = 400$ cm et $d = 108$ cm

$$\text{Alors } \mu_{bu} = \frac{M_{au\delta}}{b_o d^2 f_{bu}} = 0,065 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0,334 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$$

On a donc une section simplement armée ($A'_u = 0$).

$\mu_{bu} < 0,275$; on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 103,79 \text{ cm}$$

$$A_{au} \geq \frac{\alpha M_{au\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}}$$

Puisque $M_{au\delta}$ est équilibré par les armatures parallèles à la direction "a"; la valeur de α est donc obtenue par la relation : $0,50 \leq \alpha \leq 0,65$. On prend : $\alpha = 0,60$

$$A_{au} \geq \frac{\alpha M_{au\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{0,60}{3} \cdot \frac{431,498.10^5}{103,79.3480} = 35,84 \text{ cm}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable, il faut majorer de 20% la valeur de A_{au} . On a alors $A_{au} \geq 43,008 \text{ cm}^2$; on prend $A_{au} = 15\Phi 20 = 47,10 \text{ cm}^2$

b. Dans la direction b (grande côté de la semelle)

La figure suivante montre la section de calcul :

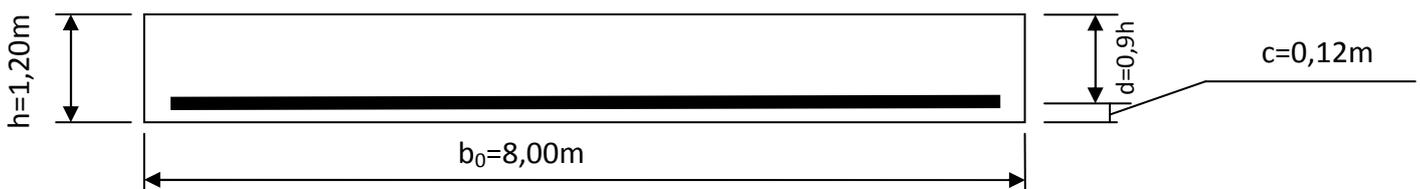


Figure 48: Section de calcul des armatures de la semelle de la pile dans la direction b.

On a : $M_{bu\delta} = 896,572.10^5$ daN.cm $b_o = 800$ cm et $d = 108$ cm



$$\mu_{bu} = \frac{M_{au\delta}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = 0,068 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0,334 \quad \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l$$

On a donc une section simplement armée ($A'_u = 0$)

$\mu_{bu} < 0,275$; on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 103,59 \text{ cm}$$

$$A_{bu} \geq \frac{\alpha M_{bu\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}}$$

$M_{bu\delta}$ est équilibré par les armatures parallèles à la direction "a"; la valeur de α est donc obtenue par la relation : $0,50 \leq \alpha \leq 0,65$. On prend : $\alpha = 0,60$

$$A_{bu} \geq \frac{\alpha M_{bu\delta}}{2 Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{0,60}{3} \cdot \frac{370,421 \cdot 10^5}{106,19 \cdot 3480} = 74,67 \text{ cm}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable, il faut majorer de 20% la valeur de A_{au}

$$\text{On a alors } A_{bu} \geq 89,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{bu} = 12\Phi 32 = 96,51 \text{ cm}^2$$

3.3.4.2. Armatures diagonales

Il faut prévoir des armatures diagonales pour équilibrer le complément du moment dans le sens b. La section de ces armatures se détermine comme suit :

$$A_{du} = \frac{M_{bu\delta}}{Z_b \cdot f_{ed}} \cdot \frac{1}{\cos\beta} \cdot \frac{1 - \alpha}{2}$$

Calcul de $\cos\beta$:

$$\text{On sait que : } \text{tg}\beta = \frac{l_{sem}}{L_{sem}} = \frac{4}{8} = 0,5 \quad \Rightarrow \quad \beta = \text{arctg}0,5 = 26,56^\circ$$

$$\text{Ce qui donne : } \cos\beta = 0,89$$

$$\text{D'où, on a : } A_{du} = 55,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{du} = 12\Phi 25 = 58,91 \text{ cm}^2$$

3.3.4.3. Vérification de l'effort tranchant

☞ L'effort tranchant au voisinage du poteau doit vérifier la condition : $V_u \leq V_{u \text{ lim}}$

Avec V_u : effort tranchant à l'ELU et $V_{u \text{ lim}}$: effort tranchant limite.

Calcul de V_u $V_u = \sum R_u = R_{1u} + R_{2u} = 389,814 + 249,442 = 639,26 \text{ T}$

Calcul de $V_{u \text{ lim}}$ $V_{u \text{ lim}} = \frac{a.d.f_{c28}}{9} = \frac{400 \times 108 \times 2500}{9} = 1200 \text{ T}$

On constate que $V_u \leq V_{u \text{ lim}}$; la condition est donc vérifiée.

☞ L'effort tranchant au voisinage du pieu doit vérifier la condition : $V_u \leq V_{u \text{ lim}}$



Calcul de V_u $V_u = R_{u \max} = R_{1u} = 389,814T$

On a $V_u \leq V_{u \lim}$; la condition est encore vérifiée. Tout ça montre qu'on n'a plus besoin des armatures transversales.

4. LA DALLE DE TRANSITION

4.1. Définition :

Dans le cadre de la protection des culées, lors du compactage des remblais d'accès au pont, on ne doit pas rouler le compacteur vibrant sur les parties à proximité des culées. On ne pourra donc pas avoir un compactage optimal des remblais. C'est pourquoi on rencontre souvent un affaissement des remblais.

Face à ce problème, on a mis en œuvre un ouvrage appelé dalle de transition sur les remblais d'accès au pont. On doit donc en avoir deux pour la construction d'un pont donné. Elles sont liées directement aux culées par des goujons.

Par son nom « dalle » ; elle est faite en béton armé reposant sur une couche de béton de propreté sur le remblai et sur le corbeau.

4.2. Rôles de la dalle de transition :

La dalle de transition a pour rôle de réduire l'affaissement du remblai au droit de l'entrée du pont. Elle fonctionne comme un radier général mais s'appuyant sur le corbeau. Elle assure aussi la transition entre la chaussée souple au niveau des routes avec la chaussée semi-rigide du pont.

Elle fonctionne comme un radier général mais s'appuyant sur le corbeau. La figure suivante montre la disposition constructive de la dalle de transition :

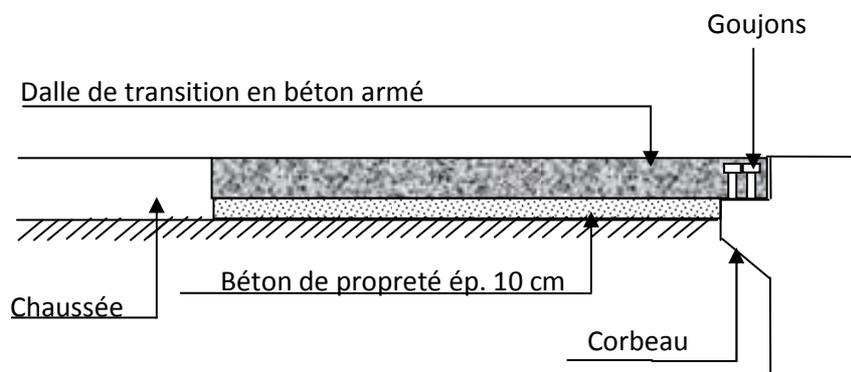


Figure 49: Dalle de transition

4.3. Armatures de la dalle de transition :

Dans le cas usuel, la dalle de transition est une couche de béton armé de 30 cm d'épaisseur. Elle est armée par des treillis de T12 avec une maille de 20×20 cm.

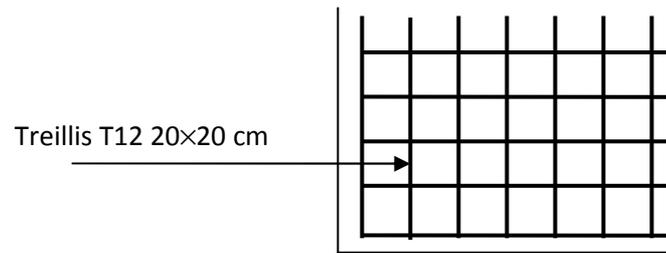


Figure 50: Ferrailage de la dalle de transition



CONCLUSION DE LA TROISIEME PARTIE

On a adopté, après les Etudes Hydrauliques et Hydrologiques un pont en BP de type VIPP à 3 travées indépendantes de 40m. Cette étude technique détaillée a été commencée par les diverses notions qui ont servi pour la compréhension de la précontrainte. On a ensuite évoqué les différentes hypothèses de calculs qui seront utilisées tout au long de cette partie.

En outre tout ouvrage d'art se compose de deux grandes parties qui sont la Superstructure et l'Infrastructure. Au cours de l'Etude de la Superstructure, on a calculé les sollicitations des éléments armés comme la dalle, l'hourdis en console ainsi que les entretoises. Et cela dans le but de pouvoir dimensionner leurs armatures. Pour les trois poutres principales, on a fait de même pour le calcul des sollicitations. La mise en œuvre se faisait en deux phases qui correspondent à la mise en tension de deux familles de câbles de précontrainte. Le calcul des chutes de tension a permis de savoir les contraintes finales des câbles et des vérifications sont faites afin d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

Par contre, durant l'Etude de l'Infrastructure du Pont, on a procédé par les dimensionnements de chaque élément comme les appareils d'appui, les culées, les piles et aussi les pieux avec leurs armatures respectives. On a proposé de mettre en œuvre une dalle de transition dans le but de réduire l'affaissement des voies d'accès au pont.

Tous les détails techniques du pont ont été étudiés. Il reste à savoir son Coût, sa rentabilité et ses Impacts sur l'Environnement ; ce qui nous amène à la dernière partie de ce mémoire qui fera l'objet de l'Etudes Financières et de l'évaluation des Impacts Environnementaux.

Aussi, la quatrième partie qu'on va aborder étudiera l'impact financier du projet, ses impacts économiques et d'ordre environnemental.



Chapitre I :

DEVIS QUANTITATIF

1. DEVIS DESCRIPTIFS

La définition des prix détermine :

- Les différentes étapes des travaux ;
- L'unité du travail à rémunérer.

Elle suit un ordre chronologique de travaux :

- L'installation ;
- Etudes et contrôles ;
- Les travaux de réalisation ;

Le montant du coût d'installation et de repli de chantier ainsi que le coût de l'étude et du contrôle d'exécution représentent 8% du coût total des travaux.

Ce prix est forfaitaire et se répartit comme suit :

- Installation et repli de chantier : 5%
- Etudes et contrôles : 3%

1.1. Définition des prix

Voici quelques définitions des qui prix concerne l'étude de la reconstruction du pont d'Ampapamena.

Prix 100 : Installation de chantier

Ce prix non révisable rémunère au FORFAIT (Fft) l'installation et l'aménagement de la base du chantier.

Il comprend :

- La fourniture et mise en place des panneaux de signalisation ;
- L'amenée d'engins et des matériels pour l'exécution des travaux ;
- L'édification de bureau, de magasin, d'ateliers et l'aménagement nécessaire des aires de stockage et de travail ;
- La construction des ouvrages auxiliaires (piste d'accès au carrière, gîte et emprunt, et des ouvrages de déviation).

Prix 210 : Béton B₂ dosé à 400 kg/m³

Ce prix s'applique au m³ de béton dosé à 400 kg/m³ de ciment.

Il concerne tous les ouvrages de la superstructure et de l'infrastructure en contact avec le terrain naturel.

Il comprend :



- Les fournitures et leur transport ;
- Toutes sujétions de pose, de frais de fabrication et de mise en œuvre ;
- Tous les Travaux de reprise utiles sur les ouvrages existants ;
- Le décoffrage et la remise en état des abords y compris le damage et compactage des matériaux, de remblaiement et toutes sujétions d'exécution.

1.2. Les numéros des prix :

Tableau 133: Liste de Numéros de prix

| N° des prix | Désignation des travaux | Unité |
|-------------|------------------------------------|----------------|
| 100 | Installation et replis de chantier | Ftt |
| 101 | Dégagements des emprises | Ftt |
| 102 | Sondages et étude géologiques | Ftt |
| 200 | Feuille d'étanchéité | m ² |
| 201 | Enduit d'imprégnation | T |
| 202 | Revêtement EDC | T |
| 210 | Béton Q400 | m ³ |
| 211 | Béton Q350 | m ³ |
| 212 | Béton Q250 | m ³ |
| 213 | Acier HA | Kg |
| 214 | Acier de Précontraint | Kg |
| 215 | Coffrage Métallique | m ² |
| 300 | Garde corps | ml |
| 301 | gargouilles | ml |
| 302 | glissière | MI |
| 303 | Evacuation des eaux | u |
| 304 | Appareils d'appuis | u |
| 400 | Forage | m ³ |
| 500 | Remblais | m ³ |
| 600 | Enrochements | m ³ |

2. DEVIS QUANTITATIF :

Le but est de déterminer les quantités des matériaux nécessaires pour la construction.

Pour le cas des armatures, on détermine le poids des aciers par mètre cube de béton à partir des résultats de calculs des ferrailages dans l'étude technique.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 134: Quantités des matériaux nécessaires

| | Désignation | Unité | Quantité |
|----------------------------|--|------------------------|------------------------|
| Eléments en superstructure | Chaussée | Feuille d'étanchéité | m ² 892,05 |
| | | Enduit d'accrochage | T 1,050 |
| | | Revêtement EDC | T 98,28 |
| | Equipements | Garde corps | mL 524 |
| | | Gargouilles | mL 48 |
| | | Glissière | mL 262 |
| | | Evacuation des eaux | u 30 |
| | | Appareils d'appuis | u 18 |
| | Hourdis | Béton Q350 | m ³ 231,888 |
| | | Acier HA | Kg 92975,26 |
| | | Coffrage | m ² 1187,23 |
| | Entretoises | Béton Q350 | m ³ 36,08 |
| | | Acier HA | Kg 1075,01 |
| | | Coffrage | m ² 237,75 |
| | Poutres préfabriquées | Béton Q400 | m ³ 288,28 |
| | | Acier HA | Kg 16787,20 |
| | | Acier de précontrainte | Kg 24050,75 |
| | | Coffrage métallique | m ² 2601,66 |
| Eléments en infrastructure | Dalle de transition | Béton Q250 | m ³ 4,32 |
| | | Béton Q350 | m ³ 11,88 |
| | | Acier HA | Kg 273,24 |
| | | Coffrage | m ² 14,40 |
| | Sommier | Béton Q350 | m ³ 16,28 |
| | | Acier HA | Kg 420,40 |
| | | Coffrage | m ² 50,42 |
| | Mur garde grève | Béton Q350 | m ³ 9,01 |
| | | Acier HA | Kg 456,42 |
| | | Coffrage | m ² 79,57 |
| | Mur en retour | Béton Q350 | m ³ 7,68 |
| | | Acier HA | Kg 324,89 |
| | | Coffrage | m ² 55,91 |
| | Mur de font | Béton Q350 | m ³ 42,61 |
| | | Acier HA | Kg 1028,49 |
| | | Coffrage | m ² 119,86 |
| | Semelle de liaison des pieux sous culées | Béton Q400 | m ³ 84,20 |
| | | Acier HA | Kg 4520,58 |
| | | Coffrage | m ² 139,45 |
| | Pieux sous culées | Forage | m ³ 132,27 |
| | | Béton 400 | m ³ 134,46 |
| | | Acier HA | Kg 3159,80 |
| | Chevêtre | Béton Q350 | m ³ 17,09 |
| | | Acier HA | Kg 454,81 |
| | | Coffrage | m ² 54,24 |
| | Colonnes | Béton Q400 | m ³ 44,29 |
| | | Acier HA | Kg 1038,87 |
| Coffrage | | m ² 176,90 | |



Tableau 135: Quantités des matériaux nécessaires (suite)

| | Désignation | Unité | Quantité |
|-------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Semelle de liaison | Béton Q400 | m ³ 85,54 |
| | | Acier HA | Kg 4730,79 |
| | | Coffrage | m ² 139,68 |
| | Pieux sous piles | Forage | m ³ 170,19 |
| | | Béton 400 | m ³ 170,98 |
| | | Acier HA | Kg 3749,27 |
| Remblais | | m ³ 717,05 | |
| Enrochement | | m ³ 150,96 | |



CHAPITRE II : EVALUATION FINANCIERE DU PROJET

1. SOUS DETAILS DES PRIX

1.1. Calcul du coefficient de majoration des déboursés :

K est obtenu par la formule suivante :

$$K = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3(1 + T)}$$

Tableau 136: Valeurs de A_i pour le calcul du coefficient de déboursé K

| Origines des frais | Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie de frais | Indice de composition de chaque catégorie [%] | $A_i = \sum a_i$ [%] |
|--|--|---|----------------------|
| Frais généraux proportionnels au déboursé | Frais d'agence et patente Frais de chantier Frais d'étude et de laboratoire Assurance | $a_1 = 4,60$ $a_2 = 11,20$ $a_3 = 3,40$ $a_4 = 0,88$ | $A_1 = 20,08$ |
| Bénéfice brute et frais financier proportionnel au prix de revient | Bénéfice nette et impôt Aléas techniques Aléas de révision de prix Frais généraux | $a_5 = 8,10$ $a_6 = 2,80$ $a_7 = 4,00$ $a_8 = 2,60$ | $A_2 = 17,50$ |
| Frais proportionnel au pris de règlement avec TVA | Frais de siège | $a_9 = 0$ | $A_3 = 0$ |

Après calcul, on trouve : $K = 1,41$

On définit 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 à la révision des prix ;
- ♦ Les aléas techniques : aléas et impact technique (évacuation d'accident).



1.2. Les sous détails des prix :

Le but de ce paragraphe est de déterminer le prix unitaire des éléments tels que béton Q400, Aciers HA, Coffrage,... Ce prix est donné par :

$$PU = K \times \frac{D}{R}$$

Où D : total des déboursés ;

K : coefficient des déboursés ;

R : Rendement journalier.

Pour ce cas, on va montrer quelques exemples de calcul.

Tableau 137: Sous Détail des Prix du béton Q400

| Prix N°210 | Désignation : Béton Q400 | | | | | | Rendement : 25,5 m3/j | | | Total |
|--------------|--------------------------|----------------|------|----------------|---------|---------|------------------------------|--------|-----------|-------------------|
| | Composition des prix | | | Coûts directs | | | Dépenses directes | | | |
| | Désignation | U | Qté | U | Qté | PU[Ar] | Matérie | MO | Matériau | |
| Matériels | outillages | Ftt | 1 | Ftt | 1 | 108 000 | 108 000 | | | 738 000 |
| | Pervibrateur | Mj | 6 | j | 1 | 60 000 | 360 000 | | | |
| | Bétonnière | Mj | 1 | j | 1 | 110 000 | 110 000 | | | |
| | Camion benne | Mj | 1 | j | 1 | 160 000 | 160 000 | | | |
| Main d'œuvre | Chauffeur | Hj | 3 | h | 6 | 1000 | | 18 000 | | 111 600 |
| | Opérateur | Hj | 3 | h | 8 | 850 | | 20 400 | | |
| | Chef laboratoire | Hj | 1 | h | 6 | 1 400 | | 8 400 | | |
| | Opérateur laboratoire | Hj | 1 | h | 8 | 900 | | 7 200 | | |
| | Manœuvre | Hj | 12 | h | 8 | 600 | | 57 600 | | |
| Matériaux | Gravillon | m ³ | 0,85 | m ³ | 21,68 | 32 000 | | | 589 696 | 10 307 010 |
| | Ciment | Kg | 400 | Kg | 10200,0 | 600 | | | 5 100 000 | |
| | Sable | m ³ | 0,45 | m ³ | 11,48 | 21 000 | | | 241 080 | |
| | Eau | L | 180 | L | 4590,00 | 15 | | | 68 850 | |
| | Lubrifiant | L | 2,1 | L | 53,55 | 4 500 | | | 506 048 | |
| | Adjuvant | L | 4,4 | L | 112,20 | 7 700 | | | 3 801 336 | |
| | | | | | | | Total Des Déboursés D | | | 11 156 610 |
| | | | | | | | K | | | 1,41 |
| | | | | | | | PU = KxD/R | | | 616 895 |



Tableau 138: Sous Détail des Prix de couche d'accrochage.

| Prix N°201 | Désignation : Couche d'accrochage | | | | | | Rendement : 2 T/j | | | |
|--------------|-----------------------------------|-----|-----|---------------|-----|-----------------------|-------------------|--------|-----------|---------------|
| | Composition des prix | | | Coûts directs | | | Dépenses directes | | | Total |
| Matériels | Désignation | U | Qté | U | Qté | PU[Ar] | Matérie | MO | Matériau | |
| | Outillages | Ftt | 1 | Ftt | 1 | 40 000 | 40 000 | | | |
| | Balayeuse | u | 1 | j | 0,5 | 45 000 | 22 500 | | | |
| | Répanseuse | u | 1 | j | 0,5 | 23 000 | 11 500 | | | 74 000 |
| Main d'œuvre | Chef de chantier | Hj | 1 | h | 2 | 2 000 | | 4 000 | | |
| | Chef d'équipe | Hj | 1 | h | 4 | 1200 | | 4 800 | | |
| | Manœuvre | Hj | 6 | h | 8 | 600 | | 28 800 | | |
| | Conducteur d'engin | Hj | 2 | h | 4 | 1 200 | | 9 600 | | 47 200 |
| Matériaux | Cut-back 0/1 | T | 1 | T | 2 | 1 540 000 | | | 3 080 000 | 3 080 000 |
| | | | | | | Total Des déboursés D | | | | 3 106 200 |
| | | | | | | K | | | | 1,41 |
| | | | | | | PU= KxD/R | | | | 2 019 030 |

Tableau 139: Sous Détail des Prix des aciers HA

| Prix N°213 | Désignation : Acier ordinaire HA | | | | | | Rendement : 3550 Kg/j | | | |
|--------------|----------------------------------|-----|-------|---------------|------|-----------------------|-----------------------|--------|---------------|------------------|
| | Composition des prix | | | Coûts directs | | | Dépenses directes | | | Total |
| Matériels | Désignation | U | Qté | U | Qté | PU[Ar] | Matérie | MO | Matériaux | |
| | Outillages | Ftt | 1 | Ftt | 1 | 70 000 | 70 000 | | | 70 000 |
| Main d'œuvre | Façonnage | | | | | | | | | |
| | Chef de chantier | Hj | 1 | h | 4 | 2000 | | 8 000 | | |
| | Chef d'équipe | Hj | 1 | h | 4 | 1200 | | 3 800 | | |
| | OS | Hj | 5 | h | 8 | 1000 | | 4000 | | |
| | Manœuvre | Hj | 5 | h | 8 | 600 | | 24 000 | | |
| | Montage | | | | | | | | | |
| | Chef d'équipe | Hj | 1 | h | 4 | 1200 | | 4800 | | |
| | Ferrailleur | Hj | 3 | h | 8 | 1000 | | 24 000 | | |
| Manœuvre | Hj | 3 | h | 8 | 600 | | 14 400 | | 119000 | |
| Matériaux | Acier | kg | 1 | kg | 3550 | 3 123 | | | 11086650 | |
| | Fil recuit | kg | 0,062 | kg | 220 | 2 800 | | | 38 192 | |
| | Ecarteur | u | 0,027 | u | 96 | 1 850 | | | 4 795 | 11129 637 |
| | | | | | | Total Des Déboursés D | | | | 11318 637 |
| | | | | | | K | | | | 1,41 |
| | | | | | | PU= KxD/R | | | | 4496 |



Tableau 140: Sous Détail de Prix pour forage des pieux

| Prix N°400 | | Désignation : Forage des pieux | | | Rendement : 621 m3/j | | | |
|----------------------|---------------------|--------------------------------|-------|-----------------------|----------------------|---------|------------|------------|
| Composition des prix | | Coûts directs | | | Dépenses directes | | | Total |
| Désignation | | U | Qté | PU[Ar] | Matériel | MO | Matériaux | |
| Matériels | Pelles | i | 16 | 1 500 000 | 13 600 000 | | | |
| | Pompe PDM | i | 40 | 340 000 | 4 460 000 | | | |
| | Pompe Tri do | i | 1 | 4 460 000 | 1 050 000 | | | |
| | Trax 950E | i | 350 | 3 000 | 8 400 000 | | | |
| | Poste soudure | j | 30 | 280 000 | 450 000 | | | |
| | Groupe électrogène | i | 1 | 450 000 | 13 600 000 | | | 51 960 000 |
| Main d'œuvre | Chef de chantier | Hj | 32 | 10 000 | | 320 000 | | |
| | chef d'équipe | Hj | 40 | 8 000 | | 320 000 | | |
| | Magasinier | Hj | 35 | 8 000 | | 280 000 | | |
| | Foreurs | Hj | 126 | 6 500 | | 819 000 | | |
| | Boueur | Hj | 60 | 6 500 | | 390 000 | | |
| | Conducteur | Hj | 60 | 5 000 | | 300 000 | | |
| | Soudeur | Hj | 35 | 5 000 | | 175 000 | | |
| | Mécano | Hj | 35 | 6 200 | | 217 000 | | |
| Manœuvre | Hj | 300 | 4 900 | | 1 470 000 | | 4 291 000 | |
| Matériaux | Bentonite | T | 47 | 385 500 | | | 18 118 500 | |
| | Gas oil | L | 7260 | 2 500 | | | 18 150 000 | |
| | Lubrifiant | L | 112 | 4 200 | | | 470 400 | |
| | Baquette ordinaire | étui | 5 | 14 000 | | | 70 000 | |
| | Baquette NF58 | étui | 7 | 17 000 | | | 119 000 | |
| | Baquette inox | étui | 5 | 33 000 | | | 165 000 | |
| | Baquette de | étui | 3 | 43 000 | | | 129 000 | |
| | Baquette de découpe | étui | 3 | 25 000 | | | 75 000 | 37 296 900 |
| | | | | Total Des Déboursés D | | | | 93 547 900 |
| | | | | K | | | | 1,41 |
| | | | | PU = KxD/R | | | | 212 403 |

2. EVALUATION FINANCIERE DU PROJET

2.1. Bordereau détails estimatif :

L'évaluation de coût du projet est donnée par le tableau suivant en utilisant les prix unitaires calculés précédent.

Tableau 141: BDE du projet

| N° de prix | Désignation | Unité | Quantité | PU [Ar] | Montant [Ar] |
|------------|-----------------------------------|----------------------|----------------|-------------|-------------------------|
| 100 | Installation et repli de chantier | Ftt | 1 | 940 103 251 | 948 921 768,00 |
| 101 | Dégagement des emprises | Ftt | 1 | 470 051 625 | 474 560 884,00 |
| 102 | Sondages et études géologiques | Ftt | 1 | 235 025 813 | 237 380 442,00 |
| TOTAL 1 | | | | | 1 660 863 094,00 |
| 200 | Revêtement | Feuille d'étanchéité | m ² | 917,07 | 46 825 |
| 201 | | Enduit d'accrochage | T | 1,100 | 2 019 030 |
| 202 | | Revêtement EDC | T | 105,463 | 55 754 |
| | | | | | 6 265 743,12 |



Tableau 142: BDE du projet (suite)

| N° de prix | Désignation | Unité | Quantité | PU [Ar] | Montant [Ar] | |
|------------|--------------------------|------------------------|----------------|-----------|--------------|------------------|
| 300 | Equipements | Garde corps | MI | 524 | 59 793 | 35 523 532,00 |
| 301 | | Gargouilles | MI | 48 | 16 016 | 1 152 768,00 |
| 302 | | Glissière | MI | 262 | 45 928 | 14 129 136,00 |
| 303 | | Evacuation des eaux | u | 20 | 10 287 | 548 610,00 |
| 304 | | Appareils d'appuis | u | 18 | 134 734 | 2 569 212,00 |
| 211 | Hourdis | Béton Q350 | m ³ | 231,888 | 366 569 | 86 544 167,45 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 93025,461 | 4 496 | 1 073 678 302,48 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 1210,232 | 354 453 | 620 271 875,19 |
| 211 | Entretoises | Béton Q350 | m ³ | 31,176 | 366 569 | 13 514 449,52 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 1053,048 | 4 496 | 12 414 215,48 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 231,840 | 354 453 | 124 213 200,75 |
| 210 | Poutres préfabriquées | Béton Q400 | m ³ | 292,128 | 616 875 | 117 349 851,32 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 16806,102 | 4 496 | 193 858 585,60 |
| 214 | | Acier de précontrainte | Kg | 24050,735 | 25 230 | 799 206 422,50 |
| 215 | | Coffrage métallique | m ² | 2624,626 | 354 453 | 1 359 245 071,98 |
| 212 | Dalle de transition | Béton Q250 | m ³ | 4,320 | 260 255 | 1 158 861,60 |
| 211 | | Béton Q350 | m ³ | 11,880 | 399 069 | 4 835 979,72 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 273,240 | 4 496 | 3 155 375,52 |
| 214 | | Coffrage | m ² | 14,400 | 354 453 | 7 523 323,20 |
| 211 | Sommier | Béton Q350 | m ³ | 17,280 | 366 569 | 6 097 983,32 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 428,388 | 4 496 | 4 854 779,20 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 54,240 | 354 453 | 26 342 080,26 |
| 211 | Mur garde grève | Béton Q350 | m ³ | 9,450 | 366 569 | 3 374 866,69 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 457,002 | 4 496 | 5 270 738,16 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 82,200 | 354 453 | 41 571 585,21 |
| 211 | Mur en retour | Béton Q350 | m ³ | 7,830 | 366 569 | 2 876 689,92 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 329,849 | 4 496 | 3 751 829,72 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 57,081 | 354 453 | 29 210 347,23 |
| 211 | Mur de font | Béton Q350 | m ³ | 44,640 | 366 569 | 15 960 385,09 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 1036,094 | 4 496 | 11 877 002,52 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 121,520 | 354 453 | 62 621 216,58 |
| 210 | Semelle sous culées | Béton Q400 | m ³ | 85,500 | 616 875 | 34 275 209,80 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 4522,582 | 4 496 | 52 203 657,84 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 141,500 | 354 453 | 72 856 070,85 |
| 400 | Pieux sous culées | Forage | m ³ | 138,230 | 212 403 | 25 232 089,74 |
| 210 | | Béton 400 | m ³ | 138,230 | 616 875 | 54 734 497,74 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 3161,200 | 4 496 | 36 489 370,40 |
| 211 | chevêtre | Béton Q350 | m ³ | 17,280 | 366 569 | 6 401 384,21 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 454,810 | 4 496 | 5 252 145,88 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 54,240 | 354 453 | 28 337 850,72 |
| 210 | Colonnes | Béton Q400 | m ³ | 45,239 | 616 875 | 16 589 661,01 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 1040,838 | 4 496 | 11 996 870,76 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 180,956 | 354 453 | 92 421 935,70 |



Tableau 143: BDE du projet (suite)

| N° de prix | Désignation | Unité | Quantité | PU [Ar] | Montant [Ar] | |
|----------------|--------------------|----------------|----------------|----------|-------------------------|---------------|
| 210 | Semelle de liaison | Béton Q400 | m ³ | 85,500 | 616 875 | 34 820 682,26 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 4733,109 | 4 496 | 54 631 162,92 |
| 215 | | Coffrage | m ² | 141,500 | 354 453 | 72 976 235,04 |
| 400 | Pieux sous piles | Forage | m ³ | 172,788 | 212 403 | 32 465 784,78 |
| 210 | | Béton 400 | m ³ | 172,788 | 616 875 | 69 600 657,62 |
| 213 | | Acier HA | Kg | 3751,500 | 4 496 | 43 296 569,96 |
| 500 | Remblais | m ³ | 718,000 | 30 368 | 27 511 774,40 | |
| 600 | Enrochements | m ³ | 153,180 | 50 538 | 8 836 896,48 | |
| TOTAL 2 | | | | | 5 522 933 718,19 | |

Tableau 144 : Récapitulation du coût du projet

| DESIGNATION | MONTANT [Ariary] |
|--|-------------------------|
| Installation de chantier et travaux préparatoire | 1 660 863 094 |
| Ouvrage proprement dit | 5 522 933 718,19 |
| TOTAL HTVA | 7 183 796 812,19 |
| TVA 18% | 1 293 083 426,19 |
| TOTAL TTC | 8 476 880 238,38 |
| COUT PAR METRE LINEAIRE | 70 640 668,65 |

Arrêté ce présent devis estimatif à la somme de « HUIT MILLIARDS QUATRE CENT SOIXANTE SEIZE MILLIONS HUIT CENT QUATRE-VINGT MILLES DEUX CENTS TRENTE HUIT ARIARY TRENTE HUIT » (**Ar 8 476 880 238,38**).

2.2. 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 micro-économique classique retient l'appréciation de la rentabilité économique : Valeur actuelle nette (VAN) ; Taux de Rentabilité Interne (TRI) ; Délai de Récupération du Capital Investi (DRCI). Taux de Rentabilité Interne

2.2.1. 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.

$$VAN = \sum_{i=1}^n F_p(1+i)^{-p} - I$$

F_p : représente les flux de trésoreries des années 1 à n appelé « Cash-flow ». Il est déterminé par la relation suivante :



$$F_P = (R_n + A)$$

$$R_n = \text{Recettes} - \text{Dépenses}$$

A : amortissement

$$F_P(1 + i)^{-P} : \text{Cash-flow actualisé}$$

I : investissement initial ;

i: Taux d'actualisation ;

2.2.1.1. Recettes :

D'après les résultats recueillis auprès de la Commune la plus concernée Mampikony, les recettes totales annuels de la Commune sont actuellement de Ar 1 681 759 972,20. On estime que le taux de croissance du revenu annuel de la Commune est de 6%.

2.2.1.2. Dépense :

A part le Coût d'exécution du projet, pour pouvoir maintenir en bon état un ouvrage routier, il faut bien les entretenir.

Pour un ouvrage de franchissement se fait en béton précontraint, on estime qu'il nécessite un entretien à partir de la dixième année. Le coût est pris égal à 4% de la recette du projet.

2.2.1.3. Amortissement :

On considère une durée de 20 ans pour que le projet soit amorti. Le taux d'amortissement linéaire t est estimé à 5%.

D'où, pour n =20, l'amortissement

$$A = I \times t = 8\,476\,880\,238,38 \times 0,05 = 423\,844\,011,92 \text{Ar.}$$

2.2.1.4. Taux d'actualisation :

Le Taux d'actualisation dépend du Taux directeur de la Banque centrale et au Taux d'inflation actuelle. Dans ce cas, on prend que le Taux est de $i = 15\%$. Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant :



Tableau 145: Valeurs des paramètres pour la détermination de la VAN

| n [année] | Flux nets annuels [Ar] | Amortissement [Ar] | Cash-flow [Ar] | (1+i) ⁻ⁿ | Flux nets actualisés [Ar] |
|--------------|---------------------------|-----------------------|------------------|---------------------|------------------------------|
| 1 | 1 681 759 972,20 | 423 844 011,92 | 257 915 960,28 | 0,87 | 1 093 839 965,46 |
| 2 | 1 781 024 342,39 | 423 844 011,92 | 357 180 330,47 | 0,76 | 1 026 223 312,27 |
| 3 | 1 881 448 481,42 | 423 844 011,92 | 457 604 469,50 | 0,66 | 958 398 599,16 |
| 4 | 1 983 032 389,27 | 423 844 011,92 | 559 188 377,35 | 0,57 | 891 471 015,24 |
| 5 | 2 085 776 065,96 | 423 844 011,92 | 661 932 054,04 | 0,50 | 826 273 952,92 |
| 6 | 2 189 679 511,49 | 423 844 011,92 | 765 835 499,57 | 0,43 | 763 419 416,30 |
| 7 | 2 294 742 725,84 | 423 844 011,92 | 870 898 713,92 | 0,38 | 703 340 124,51 |
| 8 | 2 400 965 709,03 | 423 844 011,92 | 977 121 697,11 | 0,33 | 646 324 589,90 |
| 9 | 2 508 348 461,06 | 423 844 011,92 | 1 084 504 449,14 | 0,28 | 592 546 262,62 |
| 10 | 2 616 890 981,92 | 423 844 011,92 | 1 193 046 970,00 | 0,25 | 542 087 670,79 |
| 11 | 2 726 593 271,61 | 423 844 011,92 | 1 302 749 259,69 | 0,21 | 494 960 346,98 |
| 12 | 2 837 455 330,13 | 423 844 011,92 | 1 413 611 318,21 | 0,19 | 451 121 213,15 |
| 13 | 2 949 477 157,49 | 423 844 011,92 | 1 525 633 145,57 | 0,16 | 410 485 994,48 |
| 14 | 3 062 658 753,68 | 423 844 011,92 | 1 638 814 741,76 | 0,14 | 372 940 146,13 |
| 15 | 3 177 000 118,71 | 423 844 011,92 | 1 753 156 106,79 | 0,12 | 338 347 702,43 |
| 16 | 3 292 501 252,58 | 423 844 011,92 | 1 868 657 240,66 | 0,11 | 306 558 395,50 |
| 17 | 3 409 162 155,29 | 423 844 011,92 | 1 985 318 143,37 | 0,09 | 277 413 335,65 |
| 18 | 3 526 982 826,84 | 423 844 011,92 | 2 103 138 814,92 | 0,08 | 250 749 500,90 |
| 19 | 3 645 963 267,23 | 423 844 011,92 | 2 222 119 255,31 | 0,07 | 226 403 243,07 |
| 20 | 3 766 103 476,46 | 423 844 011,92 | 2 342 259 464,54 | 0,06 | 204 212 985,58 |
| TOTAL | | | | | 11 377 117 773,04 |
| I | | | | | 8 476 880 238,38 |
| VAN | | | | | 2 900 237 534,65 |

2.2.2. Taux de Rentabilité Interne (TRI) :

Le Taux de Rentabilité Interne correspond au taux d'actualisation qui rendre nulle la valeur actuelle nette.

Soit $x = \text{TRI}$; x tel que :

$$\text{TRI} = \left\{ x / \sum_{p=1}^n F_p (1+x)^{-p} - I = 0 \right\}$$

Le TRI est obtenu en faisant varier le taux d'actualisation jusqu'à ce qu'on ait une VAN nulle.

Pour $i = 18\%$, VAN = 926 441 536,30

Pour $i = 20\%$, VAN = - 96 076 021,76

Après interpolation, on trouve TRI = 19,81% qui est supérieure au taux de placement bancaire de 12%. Le projet est donc rentable.



2.2.3. Le délai de récupération du capital investi « DRCI »

Le DRCI d'un projet correspond au nombre de période au bout duquel le capital investi a pu être récupéré. Il est évident que plus le DRCI est court, meilleur est le projet d'investissement.

En faisant le cumul des cash-flows, on constate que le montant de l'investissement est compris entre le cumul du cash - flow de la dixième année et celui de la onzième année (Entre 8 043 924 909,17 et 8 538 885 256,15).

Après interpolation, on a : DRCI = 10,875 ans

Soit DRCI= 10 ans 10 mois et 14 jours

2.2.4. Conclusion :

On a une valeur positive pour la VAN et en ce qui concerne le critère de TRI, le taux d'actualisation est inférieur à 19,81% ; ainsi, le projet est acceptable au regard de la VAN et du TRI.



Chapitre III :

ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

1. LES LOIS REGISSANT L'ENVIRONNEMENT

1.1. La Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement

L'adoption de la loi portant Charte de L'environnement Malagasy et la promulgation du Décret relatif à la Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (Décret MECIE n° 99 954 du 15 Décembre 1999) impliquent une obligation, pour les Projets d'Investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement, d'être soumis soit à une Etude d'Impact Environnemental (EIE) ; soit à un Programme d'Engagement Environnemental (PREE), selon la nature technique, l'ampleur de ces Projets et la sensibilité de leurs milieux d'implantation.

Dans le cadre des dispositions légales et réglementaires susvisées, le Ministère de l'Environnement avec l'Office National pour l'Environnement (ONE), dicte les directives techniques en matière d'Environnement. Dans ce contexte, la directive générale pour la réalisation d'une EIE constitue la référence pour les promoteurs de Projets assujettis aux études d'Impacts Environnementaux citée en annexe I du Décret MECIE.

Elle fournit aux initiateurs de projets un canevas général indiquant la nature, la portée et l'étendue de l'EIE qu'ils doivent réaliser. Elle pose les principes d'une démarche explicite et homogène visant à fournir les informations pertinentes nécessaires à l'évaluation environnementale des dits projets par les instances compétentes, et à la prise des décisions par les autorités gouvernementales concernées quant à leur autorisation.

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 œuvre. Un nouveau Décret MECIE portant le numéro 99-954 a ainsi été adopté le 15 Décembre 1999.

Le but de cette Etude est donc de déterminer les effets directs et indirects afin d'évaluer les conséquences positives et négatives engendrées par ce Projet. Elle traite des informations pertinentes aux Routes, à prendre en compte pour l'EIE d'un Projet routier.



1.2. 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)

2. PORTEE DES IMPACTS A EVALUER :

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 substance et emploi), l'exploitation des sols et des ressources locales ; les institutions sociales, notamment l'infrastructure et la prise de décisions au niveau local, les structures sociales et services annexes existants , les groupes de population socialement vulnérables (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.

3. LES SOURCES D'IMPACT :

3.1. Les travaux prévus

Les travaux mentionnés ci-après peuvent influencer sur l'Environnement et peuvent être considérés comme source d'impact :



- L'installation de chantier (base, aire de stockage,...) ;
- L'extraction et transport des matériaux utiles ;
- La préparation des enrobés ;
- La remise en état des sites d'exploitation, la fermeture et le repli de chantier.

Les travaux mentionnés ci-dessus, ne sont qu'à titre indicatif, mais sont en relation directe avec l'Etude d'Impact Environnemental.

En dehors des travaux liés directement à la construction du Pont, 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.

3.2. Les carrières et les gîtes

Parmi les Travaux associés au projet de construction de la Route et 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.

4. EVALUATION DES IMPACTS :

4.1. Impacts négatifs

4.1.1. Phase préparatoire :

Durant la période de recrutement des ouvriers, l'afflux de la population avoisinante est probable, étant donné la proximité d'une nouvelle source de revenu. Le transport et la circulation des engins peuvent entraîner :

- L'altération de la qualité de l'air par la poussière ;
- Une gêne à la circulation ;
- L'augmentation du bruit aux bords des lieux de construction et de

l'infrastructure.



L'accès à ce projet traverse sur des terrains privés et des habitations. La population concernée risque de perdre leurs activités.

4.1.2. Phase de constructions :

Durant la phase de construction, l'augmentation du bruit et de la poussière aux bords de lieux de construction peut perturber la population environnante.

L'altération de la qualité de l'air par la poussière, pourrait provoquer de destruction ou la modification de la couverture végétale.

La préparation et la mise en œuvre des produits noirs pourraient avoir comme conséquence la contamination de la nappe phréatique et des eaux de surface. Une dégradation de la santé des travailleurs et de la population avoisinante pourrait également être due à l'émission de gaz nocif provenant des produits noirs (bitumes).

La réalisation des appuis de l'ouvrage pourrait contaminer la rivière d'Ampapamena, alors que certains habitants, utilisent l'eau de cette rivière pour des usages ménagers.

Durant l'exploitation de la carrière (tirs à l'explosif, concassage, stockage) des maladies pulmonaires irréversibles dues aux poussières de carrière pourraient survenir à la population environnante et aux ouvriers. Il y a également risque d'augmentation du bruit due aux tirs à l'explosif.

Les Travaux d'emprunt (Décapage, Buttage, Extraction, Excavation) pourraient entraîner l'amorçage d'érosions déjà significatives au niveau de certains sites d'extractions. Ces Travaux pourraient aussi l'accélération du ruissellement des eaux de pluie. Une augmentation des risques d'accident routier est à craindre lors du transport de matériaux.

4.1.3. Phase d'exploitation :

D'une façon générale, l'augmentation du trafic pourrait provoquer une augmentation du risque d'accidents routiers. En outre, la présence des infrastructures aurait comme conséquence majeure l'afflux des constructions illicites aux abords de la nouvelle infrastructure.

4.2. Les impacts positifs

En dépit des effets négatifs analysés précédemment, la réalisation d'un projet présente toutefois des effets bénéfiques.



4.2.1. Impacts positifs pendant les travaux sur le milieu socio-économique.

L'installation des bases de chantier et dépôts entraîne un bond du secteur informel comme les gargotiers, portages, etc. pour optimiser cela, il faut éviter de faire des achats ou utiliser des services des autres zones mais n'utiliser que les fournisseurs locaux.

La zone sera bien sécurisée par la protection des équipements et des magasins de stockage des matériaux de construction pendant la période de chantier. Il sera aussi nécessaire de travailler avec les forces de l'ordre local.

4.2.2. Impacts positifs après travaux

a. Sur le milieu physique

Les ponts et ouvrages de franchissement réhabilités et entretenus permettent l'amélioration de l'écoulement des eaux dans les rivières et participent au dégagement des exutoires.

b. Sur le milieu socio-économique

Grâce à ce nouveau pont, les communes avoisinantes obtiendront les meilleures conditions d'accès au collège et lycées pour les élèves originaires de villages éloignés des villes et chefs lieu de ville. Il améliore aussi les conditions de transport. En restant toujours dans contexte, nous remarquerons aussi la possibilité d'accès aux centres hospitaliers et CSB pour plusieurs villages enclavés. Nous verrons aussi une augmentation des moyens de transports publics comme les taxi-brousse reliant les différentes régions des zones d'influence.

Les secteurs de développement tels que l'industrie et l'agriculture vont jouir également de cette opportunité. En effet, la réalisation de ce projet favorisera les échanges agricoles et facilitera leur accès au marché. La diminution de la durée du trajet, l'économie de consommation de carburants des véhicules de transport des produits se traduisent par un bénéfice rapide au niveau des opérations économiques. Les coûts de transport seront aussi réduits.

Pour les producteurs, la pondération des coûts de transport des marchandises augmenterait leur recette. Du côté des consommateurs, cela s'expliquerait par une baisse des prix.



5. MESURES D'ATTENUATION :

Il s'agit de l'ensemble des précautions ou moyens à entreprendre afin de minimiser et même d'annuler les Impacts négatifs des Travaux de Réhabilitation sur l'Environnement et la population. Concernant les mesures d'atténuation proposées, le tableau suivant récapitule les actions à entreprendre :

Le tableau suivant résume les sources et les impacts probables susceptibles de se produire au cours des différentes phases de la réalisation du Projet de construction. Aussi, il édifiera les mesures d'atténuation des impacts identifiés.



Tableau 146: les impacts probables et les mesures d'atténuation

| Sources d'impacts | Impacts environnementaux | Mesures d'atténuation |
|--------------------------|---|--|
| A – AVANT LES TRAVAUX | | |
| Installation de chantier | <ul style="list-style-type: none"> - Conflits sociaux - Vandalisme | <ul style="list-style-type: none"> - Consultation de la population - Utilisation de bac pour récupération de l'huile de vidage, gas-oil, etc... - Aménagement de toilettes en nombre suffisant et au moins à 50 m d'un puit ou du passage du cours d'eau. |
| Atelier | <ul style="list-style-type: none"> - Pollution et destruction de l'Environnement physique - Accident pouvant venir à la sortie de l'enceinte d'installation | <ul style="list-style-type: none"> - Aménagement de l'enceinte d'installation sur des terrains incultes ou non utilisées comme champ de culture. - Choix judicieux du site (loin des sites sacrés, sites non boisés). - Implantation de panneaux préventifs bien en vue sur les RN (danger particulier, sortie de camion, limitation de vitesse). - Choix de l'enceinte assez à l'écart des villages ou centres d'agglomération. |
| Base-vie | <ul style="list-style-type: none"> - Mécontentement avec la population locale | <ul style="list-style-type: none"> - Visite de courtoisie à faire avec présentation de l'équipe. |



| Sources d'impacts | Impacts environnementaux | Mesures d'atténuation |
|---|--|--|
| B – PENDANT LES TRAVAUX | | |
| Travaux sur le pont | Encombrement des voies publiques | - Aménager des endroits spécialement destinés pour stocker ces produits de |
| Produit de terrassement et de forage accumulés au bord de route ou délaissés sur place ou rejetés dans les environs | - Destruction de l'esthétique du paysage Gêne sur l'activité des paysans - Pollution des eaux - Protection des ouvriers | décapage, de terrassement et de forage (terrains incultes, terrain de déblai venant de la fouille de fondation et du forage, à munir de fossé de protection débouchant à un vallonnement loin des cours d'eau et des puits de consommation). - Port obligatoire des gans et du casque pour les ouvriers (surtout pour le forage). - Installer les dispositifs nécessaires pour éviter les éboulements et glissements de terrains et limiter l'érosion. - Humidification des matériaux dès leur chargement et en cours d'épandage. |
| Sol d'emprunt peu consolidé | - Envolée de poussière : affection respiratoire pour l'homme | - Eviter de travailler aux décharges pendant les jours de marché et les heures d'entrée et de sortie scolaires. |
| Décharge des matériaux | - Bruits poussières au niveau des villages - Accident | - Placer en permanence des agents de surveillance pour écarter les attroupements et organiser le camion. |
| C – APRES LES TRAVAUX | | |
| Vitesse excessive Installation de chantier – base-vie – plateforme de stockage des matériaux | - Accidents - pollution de l'Environnement physique | - Renforcer et maintenir correctement la visibilité dans les entrées et sorties du pont (mise en place des panneaux et des marges sur chaussées). - vitesse contrôlée dans la traversée du pont. - Supprimer de toutes les installations provisoires et cession au profit des collectivités Décentralisées des constructions bâties (bureau de chantier). - Remettre en état des abords de chantier. |



CONCLUSION DE LA QUATREME PARTIE

La Région de Sofia reste confrontée à de graves problèmes de matériaux concernant la Réhabilitation ou la Reconstruction des Infrastructures Routières puisqu'il est rare de trouver des matériaux de bonne qualité et répondant aux normes en vigueur. Ce qui rend le Projet de plus en plus onéreux vis-à-vis des transports nécessitant d'énorme financement. Malgré ces problèmes, le projet présente une rentabilité viable avec une VAN positif, un TRI inférieur au taux d'actualisation et un DRCI de dix ans et dix mois.

Pour ce qui est de l'Etude d'Impact Environnemental, il en résulte que d'après un aperçu des textes et lois régissant la protection de l'Environnement à Madagascar d'une part, et d'autre part l'analyse de la situation sur les divers écosystèmes menacés par le Projet, la préservation de l'Environnement nécessite beaucoup plus d'efforts par tous les acteurs concernés à savoir l'Etat, les bénéficiaires et toute la population. Ainsi, des propositions de politique de conservation de l'Environnement sont avancées afin de compenser les impacts négatifs pouvant être engendrés par ce projet. Cette conservation demande une mesure politique stricte et requiert un plan d'action efficace. La construction du pont ne vaut rien si elle porte atteinte au patrimoine national.



CONCLUSION GENERALE

Sur le plan social, la circulation des biens et des personnes sera beaucoup plus facile car le coût de transport et le temps de parcours vont diminuer. De plus, la population pourra bénéficier des nouvelles tendances sur le Développement des technologies de l'information et des services indispensables à sa croissance.

Par les Etudes hydrologiques et hydrauliques de l'ouvrage, on a connu avec exactitude la hauteur d'eau qui permet de fixer le calage sous poutre de l'ouvrage ainsi que la section d'écoulement.

Le choix de la variante principale résulte d'un certain nombre de renseignements qui influent sur la conception générale de franchissement et son implantation dans l'espace. D'après la comparaison des variantes basée sur l'étude économique, la technique de mise en œuvre et l'esthétique, on est arrivé à retenir le pont en béton précontraint de type VIPP en 03 travées indépendantes de 40m avec 03 poutres isostatiques sous chaussée comme variante principale.

On a estimé le coût du projet qui est à Ar 8 476 880 238,38 ; avec une VAN positive et un TRI de 19,81% qui est largement supérieure au taux de placement bancaire de 12%, on peut ainsi conclure que la projet est rentable.

Au niveau national, le désenclavement de toutes les Régions de l'île contribuera sûrement au Développement du pays. La promotion des systèmes durables des échanges commerciaux et de la production agricole sera assurée. Une augmentation du nombre de touristes est envisageable, car la Région de Sofia possède par exemple des sites touristiques attrayants encore inexploités si on ne cite que la baie de Narindra à Analalava qui est une des plus belles baies du monde.

En outre, la réalisation de ce mémoire de fin d'étude m'a permis de voir en détail les différentes étapes de la conception de pont en BP ainsi que les différents modes de calcul et a fortifié la connaissance sur la précontrainte.

En bref, on peut dire que la réalisation de ce Projet constitue un atout non négligeable pour le développement à long terme de la Région SOFIA et du pays tout entier.



BIBLIOGRAPHIE

- [1]. NGUYEN VAN TUU - « Hydraulique routière » BCOM, 1981.
- [2] CHAPERON Pierre, DANLOUX Joël, FERRY Luc, 1993, Fleuves et rivières de Madagascar, France, éditions de l'Orstom, imprimerie Publicep à Montpellier.
- [3]. Courbon J. – « Résistance des matériaux » Tome1 ; DUNOD ; 782 pages ; 1971.
- [4]. Courbon J. – « Résistance des matériaux » Tome2 ; DUNOD ; 812 pages ; 1962.
- [5]. SETRA : "Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP), Guide de conception", SETRA, février 1996.
- [6]. Roger FRANK – « Technique de l'ingénieur C-248 »
- [7]. SETRA : "Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires ", juillet 2007.
- [8]. "Fascicule 61 : Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art ", EYROLLES.
- [9]. J.P Mougins : "Règles BAEL 91 modifié 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages suivant la méthode des états limites", EYROLLES, troisième édition.
- [10]. Solofo RAJOELINANTENAINA : Cours de béton précontraint, ESPA.
- [11]. Calgaro J.A., Bernard A, Gély- « Conception des ponts » - Cours de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, Presses des Ponts et Chaussées ; 2002.
- [12]. J.A Calgaro – A.Gély : "Conception des ponts", Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Presse des Ponts et Chaussées, 1994.
- [13]. J.A Calgaro – M. Virlogeux : " Projet et construction des ponts : analyse structurale des tabliers de ponts", Presse des Ponts et Chaussées, 1994.
- [14]. DREUX G. – « Nouveau mémento de Béton précontraint ». EYROLLES. Paris 1978 ; 60 pages.
- [15]. Fascicule n°61- Titre III – Article 43 –« Règles techniques de conception et de calcul des infrastructures des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites » –BPEL 91 révisé 99 » 246 pages ; Avril 1999.
- [16]. 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.
- [17]. Guillemont Pierre – « Ouvrage en Béton armé – Aide mémoire» ; DUNOD ; 157 pages ; 1997.
- [18]. Jean-Pierre Mougins,- « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés » - 287pages ; EYROLLES deuxième Edition 2000, troisième tirage 2004.
- [19]. J. LATHIVAT et M. VIRLOGEUX : les grands ouvrages en béton précontraint. Association Française Pour la construction, 1986.
- [20]. Mr Ch- MASSONNET, - « COMPLEMENTS A LA METHODE DE CALCUL DES



PONTS A POUTRES MULTIPLES » - ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU
BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS ; Janvier 1962 Quinzième Année, N°169.

[21]. ROBINSON J.R. –« Cours de béton précontraint » DUNOD Paris 1964 ; 148 pages.



Annexe 1: TABLEAU DE GAUSS

| u | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,0 | 0, | 50 000 | 49 601 | 49 202 | 48 803 | 48 405 | 48 006 | 47 608 | 47 210 | 46 812 | 46 414 |
| 0,1 | | 46 017 | 45 620 | 45 224 | 44 828 | 44 433 | 44 038 | 43 644 | 43 251 | 42 858 | 42 465 |
| 0,2 | | 42 074 | 41 683 | 41 294 | 40 905 | 40 517 | 40 129 | 39 743 | 39 358 | 38 974 | 38 591 |
| 0,3 | | 38 209 | 37 828 | 37 448 | 37 070 | 36 693 | 36 317 | 35 942 | 35 569 | 35 197 | 34 827 |
| 0,4 | | 34 458 | 34 090 | 33 724 | 33 360 | 32 997 | 32 636 | 32 276 | 31 918 | 31 561 | 31 207 |
| 0,5 | | 30 854 | 30 503 | 30 153 | 29 806 | 29 460 | 29 116 | 28 774 | 28 434 | 28 096 | 27 760 |
| 0,6 | | 27 425 | 27 093 | 26 763 | 26 435 | 26 109 | 25 785 | 25 463 | 25 143 | 24 825 | 24 510 |
| 0,7 | | 24 196 | 23 885 | 23 576 | 23 270 | 22 965 | 22 663 | 22 363 | 22 065 | 21 770 | 21 476 |
| 0,8 | | 21 186 | 20 897 | 20 611 | 20 327 | 20 045 | 19 766 | 19 489 | 19 215 | 18 943 | 18 673 |
| 0,9 | | 18 406 | 18 141 | 17 879 | 17 619 | 17 361 | 17 106 | 16 853 | 16 602 | 16 354 | 16 109 |
| 1,0 | | 15 866 | 15 625 | 15 386 | 15 151 | 14 917 | 14 686 | 14 457 | 14 231 | 14 007 | 13 786 |
| 1,1 | | 13 567 | 13 350 | 13 136 | 12 924 | 12 714 | 12 507 | 12 302 | 12 100 | 11 900 | 11 702 |
| 1,2 | | 11 507 | 11 314 | 11 123 | 10 935 | 10 749 | 10 565 | 10 383 | 10 204 | 10 027 | 98 525 |
| 1,3 | 0,0 | 96 800 | 95 098 | 93 418 | 91 759 | 90 123 | 88 508 | 86 915 | 85 343 | 83 793 | 82 264 |
| 1,4 | | 80 757 | 79 270 | 77 804 | 76 359 | 74 934 | 73 529 | 72 145 | 70 781 | 69 437 | 68 112 |
| 1,5 | | 66 807 | 65 522 | 64 255 | 63 008 | 61 780 | 60 571 | 59 380 | 58 208 | 57 053 | 55 917 |
| 1,6 | | 54 799 | 53 699 | 52 616 | 51 551 | 50 503 | 49 471 | 48 457 | 47 460 | 46 479 | 45 514 |
| 1,7 | | 44 565 | 43 633 | 42 716 | 41 815 | 40 930 | 40 059 | 39 204 | 38 364 | 37 538 | 36 727 |
| 1,8 | | 35 930 | 35 148 | 34 380 | 33 625 | 32 884 | 32 157 | 31 443 | 30 742 | 30 054 | 29 379 |
| 1,9 | | 28 717 | 28 067 | 27 429 | 26 803 | 26 190 | 25 588 | 24 998 | 24 419 | 23 852 | 23 295 |
| 2,0 | | 22 750 | 22 216 | 21 692 | 21 178 | 20 675 | 20 182 | 19 699 | 19 226 | 18 763 | 18 309 |
| 2,1 | | 17 864 | 17 429 | 17 003 | 16 586 | 16 177 | 15 778 | 15 386 | 15 003 | 14 629 | 14 262 |
| 2,2 | | 13 903 | 13 553 | 13 209 | 12 874 | 12 545 | 12 224 | 11 911 | 11 604 | 11 304 | 11 011 |
| 2,3 | | 10 724 | 10 444 | 10 170 | 99 031 | 96 419 | 93 867 | 91 375 | 88 940 | 86 563 | 84 242 |
| 2,4 | 0,0² | 81 975 | 79 763 | 77 603 | 75 494 | 73 436 | 71 428 | 69 469 | 67 557 | 65 691 | 63 872 |
| 2,5 | | 62 097 | 60 366 | 58 677 | 57 031 | 55 426 | 53 861 | 52 336 | 50 849 | 49 401 | 47 988 |
| 2,6 | | 46 612 | 45 271 | 43 965 | 42 692 | 41 453 | 40 246 | 39 070 | 37 926 | 36 811 | 35 726 |
| 2,7 | | 34 670 | 33 642 | 32 641 | 31 667 | 30 720 | 29 798 | 28 901 | 28 028 | 27 179 | 26 354 |
| 2,8 | | 25 551 | 24 771 | 24 012 | 23 274 | 22 557 | 21 860 | 21 182 | 20 524 | 19 884 | 19 262 |
| 2,9 | | 18 658 | 18 071 | 17 502 | 16 948 | 16 411 | 15 889 | 15 382 | 14 890 | 14 412 | 13 949 |
| 3,0 | 0,0³ | 13 499 | 13 062 | 12 639 | 12 228 | 11 829 | 11 442 | 11 067 | 10 703 | 10 350 | 10 008 |
| 3,1 | | 96 760 | 93 544 | 90 426 | 87 403 | 84 474 | 81 635 | 78 885 | 76 219 | 73 638 | 71 136 |
| 3,2 | | 68 714 | 66 367 | 64 095 | 61 895 | 59 765 | 57 703 | 55 706 | 53 774 | 51 904 | 50 094 |
| 3,3 | | 48 342 | 46 648 | 45 009 | 43 323 | 41 889 | 40 406 | 38 971 | 37 584 | 36 243 | 34 946 |
| 3,4 | | 33 693 | 32 481 | 31 311 | 30 179 | 29 086 | 28 029 | 27 009 | 26 023 | 25 071 | 24 151 |
| 3,5 | | 23 263 | 22 405 | 21 577 | 20 778 | 20 006 | 19 262 | 18 543 | 17 849 | 17 180 | 16 534 |
| 3,6 | | 15 911 | 15 310 | 14 730 | 14 171 | 13 632 | 13 112 | 12 611 | 12 128 | 11 662 | 11 213 |
| 3,7 | | 10 780 | 10 363 | 99 611 | 95 740 | 92 010 | 88 417 | 84 957 | 81 624 | 78 414 | 75 324 |
| 3,8 | 0,0⁴ | 72 348 | 69 483 | 66 726 | 64 072 | 61 517 | 59 059 | 56 694 | 54 418 | 52 228 | 50 122 |
| 3,9 | | 48 096 | 46 148 | 44 274 | 42 473 | 40 741 | 39 076 | 37 475 | 35 936 | 34 458 | 33 037 |
| 4,0 | | 31 67 | 30 359 | 29 099 | 27 888 | 26 726 | 25 609 | 24 536 | 23 507 | 22 518 | 21 569 |
| 4,1 | | 20 65 | 19 783 | 18 944 | 18 138 | 17 365 | 16 624 | 15 912 | 15 230 | 14 575 | 13 948 |
| 4,2 | | 13 346 | 12 769 | 12 215 | 11 685 | 11 176 | 10 689 | 10 221 | 97 736 | 93 447 | 89 337 |
| 4,3 | 0,0⁵ | 85 399 | 81 627 | 78 015 | 74 555 | 71 241 | 68 069 | 65 031 | 62 123 | 59 340 | 56 675 |
| 4,4 | | 54 125 | 51 685 | 49 350 | 47 117 | 44 979 | 42 935 | 40 980 | 39 110 | 37 322 | 35 612 |
| 4,5 | | 33 977 | 32 414 | 30 920 | 29 492 | 28 127 | 26 823 | 25 577 | 24 386 | 23 249 | 22 162 |
| 4,6 | | 21 125 | 20 133 | 19 187 | 18 283 | 17 420 | 16 597 | 15 810 | 15 060 | 14 344 | 13 660 |
| 4,7 | | 13 008 | 12 386 | 11 792 | 11 226 | 10 686 | 10 171 | 96 796 | 92 113 | 87 648 | 83 391 |
| 4,8 | 0,0⁶ | 79 833 | 75 465 | 71 779 | 68 267 | 64 920 | 61 731 | 58 693 | 55 799 | 53 043 | 50 418 |
| 4,9 | | 47 918 | 45 538 | 43 272 | 41 115 | 39 061 | 37 107 | 35 247 | 33 476 | 31 792 | 30 190 |

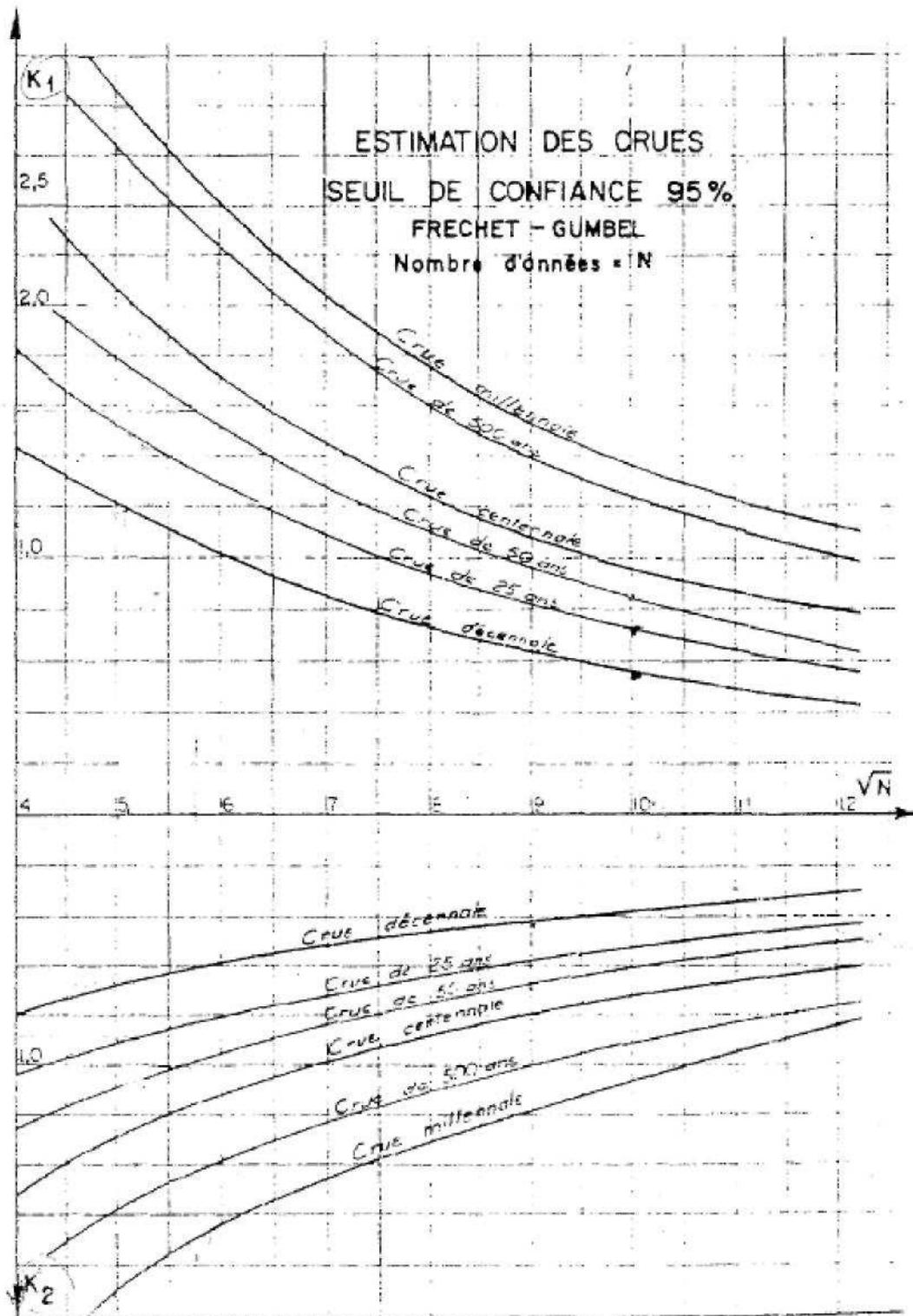
Pour $u < 0$, il suffit de prendre le complément à 1 des valeurs contenues dans le tableau, les nombres de la première colonne désignant alors les valeurs absolues de u .

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-t^2/2} dt$$

Annexe 2: TABLEAU DE φ EN FONCTION DE γ

| γ | $\varphi(\gamma)$ | γ | $\varphi(\gamma)$ | γ | $\varphi(\gamma)$ |
|----------|-------------------|----------|-------------------|----------|-------------------|
| 1 | 0,25068 | 18 | 0,01213 | 35 | 0,00621 |
| 2 | 0,11741 | 19 | 0,01151 | 36 | 0,00602 |
| 3 | 0,07634 | 20 | 0,01094 | 37 | 0,00585 |
| 4 | 0,05654 | 21 | 0,01042 | 38 | 0,00570 |
| 5 | 0,04487 | 22 | 0,00990 | 39 | 0,00556 |
| 6 | 0,03719 | 23 | 0,00949 | 40 | 0,00556 |
| 7 | 0,03174 | 24 | 0,00908 | 41 | 0,00544 |
| 8 | 0,02767 | 25 | 0,00870 | 42 | 0,00531 |
| 9 | 0,02453 | 26 | 0,00836 | 43 | 0,00518 |
| 10 | 0,02204 | 27 | 0,00807 | 44 | 0,00506 |
| 11 | 0,02000 | 28 | 0,00776 | 45 | 0,00492 |
| 12 | 0,01832 | 29 | 0,00749 | 46 | 0,00482 |
| 13 | 0,01690 | 30 | 0,00723 | 47 | 0,00473 |
| 14 | 0,01569 | 31 | 0,00701 | 48 | 0,00461 |
| 15 | 0,01460 | 32 | 0,00681 | 49 | 0,00449 |
| 16 | 0,01370 | 33 | 0,00658 | 50 | 0,00446 |
| 17 | 0,01289 | 34 | 0,00639 | | 0,00433 |

Annexe 3: ESTIMATION DES CRUES - SEUIL DE CONFIANCE 95%





Annexe 4: TABLE DE PEARSON III

| χ^2 / 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 |



TABLE PEARSON III (SUITE)

| F | 0,001 | 0,005 | 0,01 | 0,02 | 0,05 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,5 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 0,95 | 0,98 | 0,99 | 0,995 | 0,999 |
|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| 2.6 | .120 | .230 | .307 | .412 | .620 | .863 | 1.24 | 1.58 | 2.28 | 3.15 | 3.77 | 4.76 | 5.69 | 6.86 | 7.72 | 8.56 | 10.5 |
| 2.8 | .153 | .282 | .369 | .488 | .717 | .981 | 1.39 | 1.75 | 2.47 | 3.38 | 4.03 | 5.04 | 5.99 | 7.19 | 8.07 | 8.92 | 10.8 |
| 3.0 | .191 | .338 | .436 | .567 | .818 | 1.10 | 1.54 | 1.91 | 2.67 | 3.62 | 4.28 | 5.32 | 6.30 | 7.52 | 8.41 | 9.27 | 11.2 |
| 3.2 | .231 | .398 | .507 | .651 | .922 | 1.23 | 1.68 | 2.08 | 2.87 | 3.85 | 4.53 | 5.60 | 6.59 | 7.84 | 8.74 | 9.62 | 11.6 |
| 3.4 | .276 | .461 | .581 | .738 | 1.03 | 1.35 | 1.84 | 2.25 | 3.07 | 4.08 | 4.78 | 5.87 | 6.89 | 8.15 | 9.07 | 9.97 | 12.0 |
| 3.6 | .324 | .529 | .659 | .828 | 1.14 | 1.48 | 1.99 | 2.42 | 3.27 | 4.31 | 5.02 | 6.14 | 7.18 | 8.47 | 9.40 | 10.3 | 12.3 |
| 3.8 | .375 | .599 | .740 | .921 | 1.25 | 1.61 | 2.14 | 2.59 | 3.47 | 4.53 | 5.27 | 6.41 | 7.47 | 8.78 | 9.72 | 10.6 | 12.7 |
| 4.0 | .429 | .672 | .823 | 1.02 | 1.37 | 1.74 | 2.30 | 2.76 | 3.67 | 4.76 | 5.52 | 6.68 | 7.75 | 9.08 | 10.0 | 11.0 | 13.1 |
| 4.2 | .485 | .748 | .910 | 1.11 | 1.48 | 1.88 | 2.45 | 2.94 | 3.87 | 4.99 | 5.76 | 6.95 | 8.04 | 9.39 | 10.4 | 11.3 | 13.4 |
| 4.4 | .545 | .827 | .999 | 1.22 | 1.60 | 2.02 | 2.61 | 3.11 | 4.07 | 5.22 | 6.00 | 7.21 | 8.32 | 9.69 | 10.7 | 11.6 | 13.8 |
| 4.6 | .607 | .908 | 1.09 | 1.32 | 1.72 | 2.15 | 2.77 | 3.28 | 4.27 | 5.44 | 6.24 | 7.47 | 8.60 | 9.99 | 11.0 | 12.0 | 14.1 |
| 4.8 | .672 | .992 | 1.18 | 1.42 | 1.85 | 2.29 | 2.93 | 3.46 | 4.47 | 5.67 | 6.48 | 7.73 | 8.88 | 10.3 | 11.3 | 12.3 | 14.5 |
| 5.0 | .739 | 1.08 | 1.28 | 1.53 | 1.97 | 2.43 | 3.09 | 3.63 | 4.67 | 5.89 | 6.72 | 7.99 | 9.15 | 10.6 | 11.6 | 12.6 | 14.8 |
| 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 | 15.5 |
| 6.0 | 1.11 | 1.54 | 1.79 | 2.09 | 2.61 | 3.15 | 3.90 | 4.52 | 5.67 | 7.01 | 7.91 | 9.27 | 10.5 | 12.0 | 13.1 | 14.1 | 16.5 |
| 6.5 | 1.31 | 1.78 | 2.05 | 2.38 | 2.95 | 3.52 | 4.32 | 4.96 | 6.17 | 7.56 | 8.49 | 9.91 | 11.2 | 12.7 | 13.8 | 14.9 | 17.3 |
| 7.0 | 1.52 | 2.04 | 2.33 | 2.68 | 3.29 | 3.89 | 4.73 | 5.41 | 6.67 | 8.11 | 9.08 | 10.5 | 11.8 | 13.4 | 14.6 | 15.7 | 18.1 |
| 7.5 | 1.74 | 2.30 | 2.61 | 2.99 | 3.63 | 4.27 | 5.15 | 5.86 | 7.17 | 8.66 | 9.66 | 11.2 | 12.5 | 14.1 | 15.3 | 16.4 | 18.8 |
| 8.0 | 1.97 | 2.57 | 2.91 | 3.31 | 3.98 | 4.66 | 5.58 | 6.31 | 7.67 | 9.21 | 10.2 | 11.8 | 13.1 | 14.8 | 16.0 | 17.1 | 19.6 |
| 8.5 | 2.21 | 2.85 | 3.20 | 3.63 | 4.34 | 5.04 | 6.00 | 6.77 | 8.17 | 9.76 | 10.8 | 12.4 | 13.8 | 15.5 | 16.7 | 17.9 | 20.4 |
| 9.0 | 2.45 | 3.13 | 3.51 | 3.95 | 4.70 | 5.43 | 6.43 | 7.22 | 8.67 | 10.3 | 11.4 | 13.0 | 14.4 | 16.2 | 17.4 | 18.6 | 21.2 |
| 9.5 | 2.70 | 3.42 | 3.82 | 4.28 | 5.06 | 5.83 | 6.86 | 7.68 | 9.17 | 10.8 | 12.0 | 13.6 | 15.1 | 16.8 | 18.1 | 19.3 | 21.9 |
| 10.0 | 2.96 | 3.72 | 4.13 | 4.62 | 5.43 | 6.22 | 7.29 | 8.13 | 9.67 | 11.4 | 12.5 | 14.2 | 15.7 | 17.5 | 18.8 | 20.0 | 22.7 |
| 11.0 | 3.49 | 4.32 | 4.77 | 5.30 | 6.17 | 7.02 | 8.16 | 9.05 | 10.7 | 12.5 | 13.7 | 15.4 | 17.0 | 18.8 | 20.1 | 21.4 | 24.1 |
| 12.0 | 4.04 | 4.94 | 5.43 | 6.00 | 6.92 | 7.83 | 9.03 | 9.97 | 11.7 | 13.5 | 14.8 | 16.6 | 18.2 | 20.1 | 21.5 | 22.8 | 25.6 |
| 13.0 | 4.61 | 5.58 | 6.10 | 6.70 | 7.69 | 8.65 | 9.91 | 10.9 | 12.7 | 14.6 | 15.9 | 17.8 | 19.4 | 21.4 | 22.8 | 24.1 | 27.0 |
| 14.0 | 5.20 | 6.23 | 6.78 | 7.42 | 8.46 | 9.47 | 10.8 | 11.8 | 13.7 | 15.7 | 17.0 | 19.0 | 20.7 | 22.7 | 24.1 | 25.5 | 28.4 |
| 15.0 | 5.79 | 6.89 | 7.48 | 8.15 | 9.25 | 10.3 | 11.7 | 12.8 | 14.7 | 16.8 | 18.1 | 20.1 | 21.9 | 24.0 | 25.4 | 26.8 | 29.9 |
| 16.0 | 6.41 | 7.57 | 8.18 | 8.89 | 10.0 | 11.1 | 12.6 | 13.7 | 15.7 | 17.8 | 19.2 | 21.3 | 23.1 | 25.2 | 26.7 | 28.2 | 31.2 |
| 17.0 | 7.03 | 8.25 | 8.89 | 9.64 | 10.8 | 12.8 | 13.5 | 14.6 | 16.7 | 18.9 | 20.3 | 22.5 | 24.3 | 26.5 | 28.0 | 29.5 | 32.6 |
| 18.0 | 7.66 | 8.94 | 9.62 | 10.4 | 11.6 | 12.8 | 14.4 | 15.6 | 17.7 | 20.0 | 21.4 | 23.6 | 25.5 | 27.7 | 29.3 | 30.8 | 34.0 |
| 19.0 | 8.31 | 9.64 | 10.3 | 11.2 | 12.4 | 13.7 | 15.3 | 16.5 | 18.7 | 21.0 | 22.5 | 24.8 | 26.7 | 29.0 | 30.6 | 32.1 | 35.4 |
| 20.0 | 8.96 | 10.4 | 11.1 | 11.9 | 13.3 | 14.5 | 16.2 | 17.4 | 19.7 | 22.1 | 23.6 | 25.9 | 27.9 | 30.2 | 31.8 | 33.4 | 36.7 |
| 22.0 | 10.3 | 11.8 | 12.6 | 13.5 | 14.9 | 16.2 | 18.0 | 19.3 | 21.7 | 24.2 | 25.8 | 28.2 | 30.2 | 32.7 | 34.4 | 35.9 | 39.4 |
| 24.0 | 11.6 | 13.3 | 14.1 | 15.0 | 16.5 | 18.0 | 19.8 | 21.2 | 23.7 | 26.3 | 28.0 | 30.5 | 32.6 | 35.1 | 36.8 | 38.5 | 42.0 |
| 26.0 | 13.0 | 14.7 | 15.6 | 16.6 | 18.2 | 19.7 | 21.6 | 23.1 | 25.7 | 28.4 | 30.2 | 32.7 | 34.9 | 37.5 | 39.3 | 41.0 | 44.6 |
| 28.0 | 14.4 | 16.2 | 17.2 | 18.2 | 19.9 | 21.5 | 23.5 | 25.0 | 27.7 | 30.5 | 32.3 | 35.0 | 37.2 | 39.9 | 41.8 | 43.5 | 47.2 |
| 30.0 | 15.9 | 17.8 | 18.7 | 19.8 | 21.6 | 23.2 | 25.3 | 25.9 | 29.7 | 32.6 | 34.5 | 37.2 | 39.5 | 42.3 | 44.2 | 46.0 | 49.8 |
| 32.0 | 17.3 | 19.3 | 20.3 | 21.5 | 23.3 | 25.0 | 27.2 | 28.8 | 31.7 | 34.7 | 36.6 | 39.4 | 41.8 | 44.7 | 46.6 | 48.4 | 52.4 |
| 34.0 | 18.8 | 20.9 | 21.9 | 23.1 | 25.0 | 26.8 | 29.0 | 30.7 | 33.7 | 36.8 | 38.8 | 41.7 | 44.1 | 47.0 | 49.0 | 50.9 | 54.9 |
| 36.0 | 20.3 | 22.4 | 23.5 | 24.8 | 26.7 | 28.6 | 30.9 | 32.6 | 35.7 | 38.9 | 40.9 | 43.9 | 46.4 | 49.4 | 51.4 | 53.3 | 57.4 |
| 38.0 | 21.8 | 24.0 | 25.1 | 26.4 | 28.5 | 30.3 | 32.7 | 34.5 | 37.7 | 41.0 | 43.1 | 46.1 | 48.7 | 51.7 | 53.8 | 55.7 | 59.9 |
| 40.0 | 23.3 | 25.6 | 26.8 | 28.1 | 30.2 | 32.1 | 34.6 | 36.5 | 39.7 | 43.1 | 45.2 | 48.3 | 50.9 | 54.0 | 56.2 | 58.2 | 62.4 |
| 42.0 | 24.7 | 27.2 | 28.4 | 29.8 | 33.9 | 33.9 | 36.3 | 38.4 | 41.7 | 45.1 | 47.3 | 50.5 | 53.2 | 56.4 | 58.5 | 60.6 | 64.9 |
| 44.0 | 26.3 | 28.8 | 30.1 | 31.5 | 33.7 | 35.7 | 38.3 | 40.3 | 43.7 | 47.2 | 49.5 | 52.7 | 55.4 | 58.7 | 60.9 | 63.0 | 67.4 |
| 46.0 | 26.3 | 28.8 | 30.1 | 31.5 | 33.7 | 35.7 | 38.3 | 40.3 | 43.7 | 47.2 | 49.5 | 52.7 | 55.4 | 58.7 | 60.9 | 63.0 | 67.4 |
| 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 | 55.3 | 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 | 89.5 | 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 $X = \alpha x$

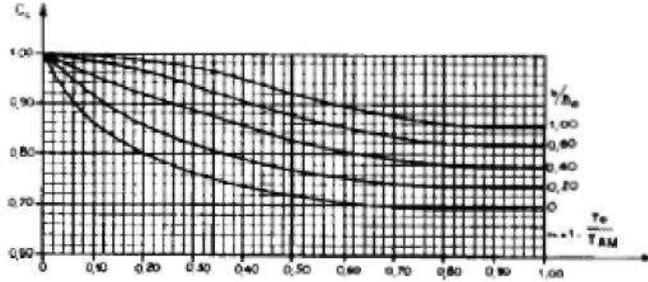
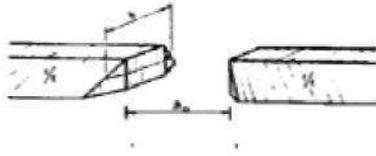


Annexe 5: TABLE DE DISTRIBUTION DE χ^2 DE PEARSON

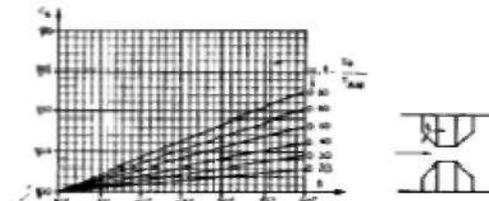
| χ^2 | 0,9995 | 0,999 | 0,995 | 0,990 | 0,975 | 0,95 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 | 0,4 | 0,3 | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,025 | 0,01 | 0,005 | 0,001 | 0,0005 | χ^2 |
|----------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|
| 1 | 0,00003 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0003 | 0,0005 | 0,0007 | 0,001 | 0,0013 | 0,0016 | 0,002 | 0,0025 | 0,003 | 0,004 | 0,005 | 0,007 | 0,01 | 0,015 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 |
| 2 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0003 | 0,0005 | 0,0007 | 0,001 | 0,0013 | 0,0016 | 0,002 | 0,0025 | 0,003 | 0,004 | 0,005 | 0,007 | 0,01 | 0,015 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 |
| 3 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 |
| 4 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 |
| 5 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 | 0,007 |
| 6 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 | 0,015 |
| 7 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 |
| 8 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 |
| 9 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 | 0,055 |
| 10 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 |
| 11 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,085 |
| 12 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 |
| 13 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 | 0,115 |
| 14 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 |
| 15 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 | 0,145 |
| 16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 |
| 17 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 | 0,175 |
| 18 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 | 0,19 |
| 19 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 | 0,205 |
| 20 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 | 0,22 |
| 21 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 | 0,235 |
| 22 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| 23 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 | 0,265 |
| 24 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,28 |
| 25 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 | 0,295 |
| 26 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 |
| 27 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 | 0,325 |
| 28 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,34 |
| 29 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 | 0,355 |
| 30 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,37 |



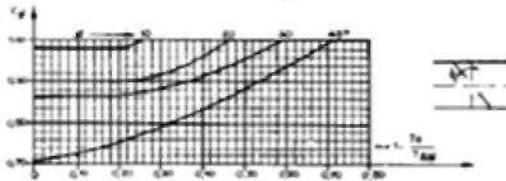
Annexe 6: ABAQUE POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT



Influence de la contraction



Influence de l'angle d'ouverture



Influence du biais

Fig : Ouvrages à culées verticales avec murs en ail, remblais talutés 1/1

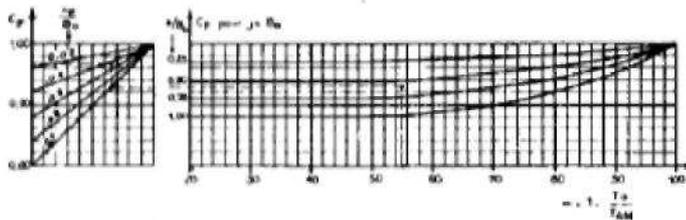


Fig : Influences des piles rondes

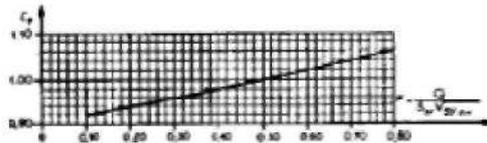


Fig : Influence de nombre de Froud

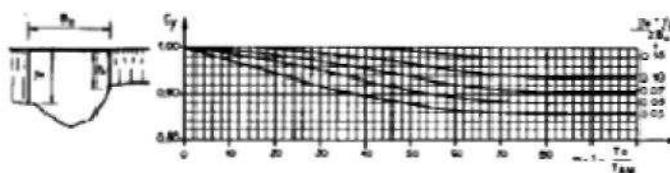


Fig :Influence de la profondeur relative d'eau (talus1/1)

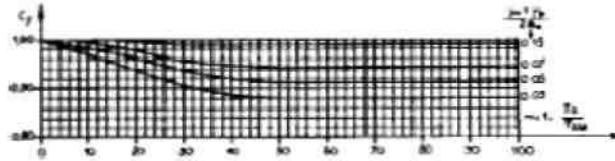
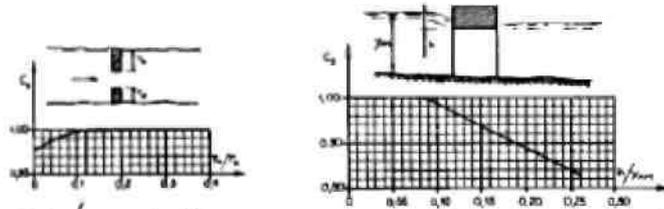


Fig :Influence de la profondeur relative d'eau (talus1/2)



Influence de l'écartement Influence de la submersion

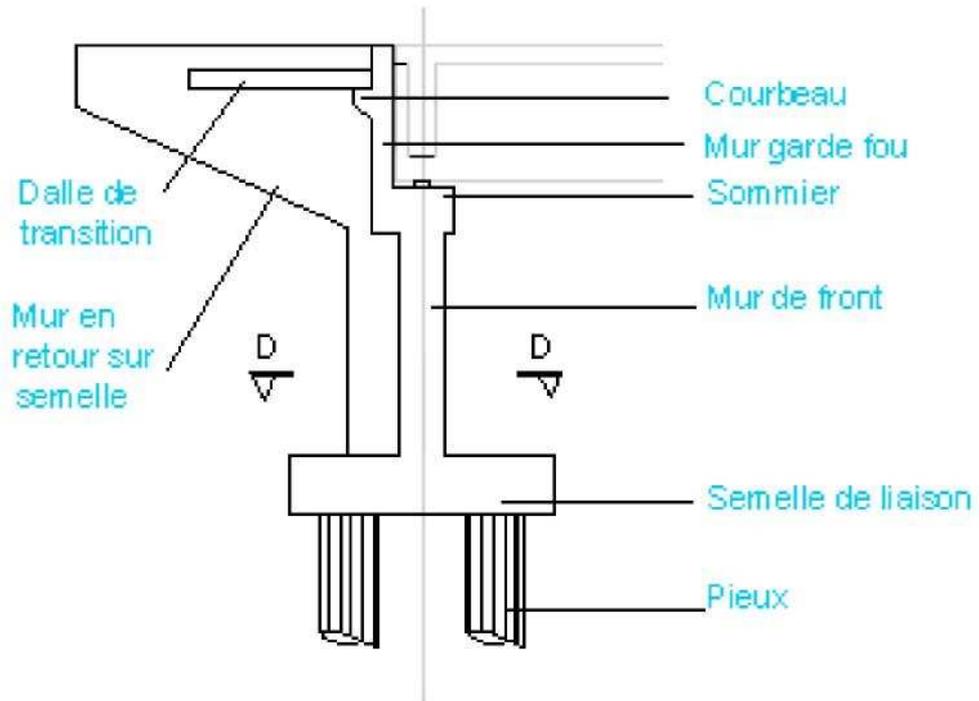
Fig : Influence diverses

Annexe 7: FONCTION FACTORIELLE D'EULER

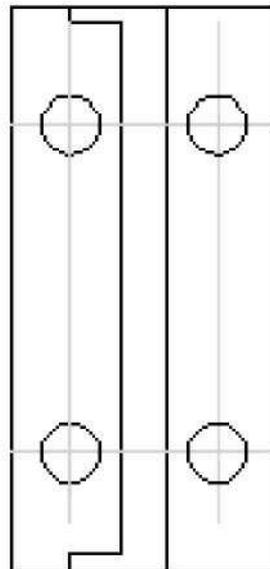
| x | $\Gamma(x)$ | x | $\Gamma(x)$ | x | $\Gamma(x)$ | x | $\Gamma(x)$ |
|------|-------------|------|-------------|------|-------------|------|-------------|
| 1,00 | 1,00000 | 1,25 | 0,90640 | 1,50 | 0,88623 | 1,75 | 0,91906 |
| 01 | 0,99433 | 26 | 0,90440 | 51 | 0,88659 | 76 | 0,92137 |
| 02 | 0,98884 | 27 | 0,90250 | 52 | 0,88704 | 77 | 0,92376 |
| 03 | 0,98355 | 28 | 0,90072 | 53 | 0,88757 | 78 | 0,92623 |
| 04 | 0,97844 | 29 | 0,89904 | 54 | 0,88818 | 79 | 0,92877 |
| 1,05 | 0,97350 | 1,30 | 0,89747 | 1,55 | 0,88887 | 1,80 | 0,93138 |
| 06 | 0,96874 | 31 | 0,89600 | 56 | 0,88964 | 81 | 0,93408 |
| 07 | 0,96415 | 32 | 0,89464 | 57 | 0,89049 | 82 | 0,93685 |
| 08 | 0,95973 | 33 | 0,89338 | 58 | 0,89142 | 83 | 0,93969 |
| 09 | 0,95546 | 34 | 0,89222 | 59 | 0,89243 | 84 | 0,94261 |
| 1,10 | 0,95135 | 1,35 | 0,89115 | 1,60 | 0,89352 | 1,85 | 0,94561 |
| 11 | 0,94740 | 36 | 0,89018 | 61 | 0,89468 | 86 | 0,94869 |
| 12 | 0,94359 | 37 | 0,88931 | 62 | 0,89592 | 87 | 0,95184 |
| 13 | 0,93993 | 38 | 0,88854 | 63 | 0,89724 | 88 | 0,95507 |
| 14 | 0,93642 | 39 | 0,88785 | 64 | 0,89864 | 89 | 0,95838 |
| 1,15 | 0,93304 | 1,40 | 0,88726 | 1,65 | 0,90012 | 1,90 | 0,96177 |
| 16 | 0,92980 | 41 | 0,88676 | 66 | 0,90167 | 91 | 0,96523 |
| 17 | 0,92670 | 42 | 0,88636 | 67 | 0,90330 | 92 | 0,96877 |
| 18 | 0,92373 | 43 | 0,88604 | 68 | 0,90500 | 93 | 0,97240 |
| 19 | 0,92089 | 44 | 0,88581 | 69 | 0,90678 | 94 | 0,97610 |
| 1,20 | 0,91817 | 1,45 | 0,88566 | 1,70 | 0,90864 | 1,95 | 0,97988 |
| 21 | 0,91558 | 46 | 0,88560 | 71 | 0,91057 | 96 | 0,98374 |
| 22 | 0,91311 | 47 | 0,88563 | 72 | 0,91258 | 97 | 0,98768 |
| 23 | 0,91075 | 48 | 0,88575 | 73 | 0,91467 | 98 | 0,99171 |
| 24 | 0,90852 | 49 | 0,88595 | 74 | 0,91683 | 99 | 0,99581 |
| 1,25 | 0,90640 | 1,50 | 0,88623 | 1,75 | 0,91906 | 2,00 | 1,00000 |

Annexe 8: PLANS

Elevation

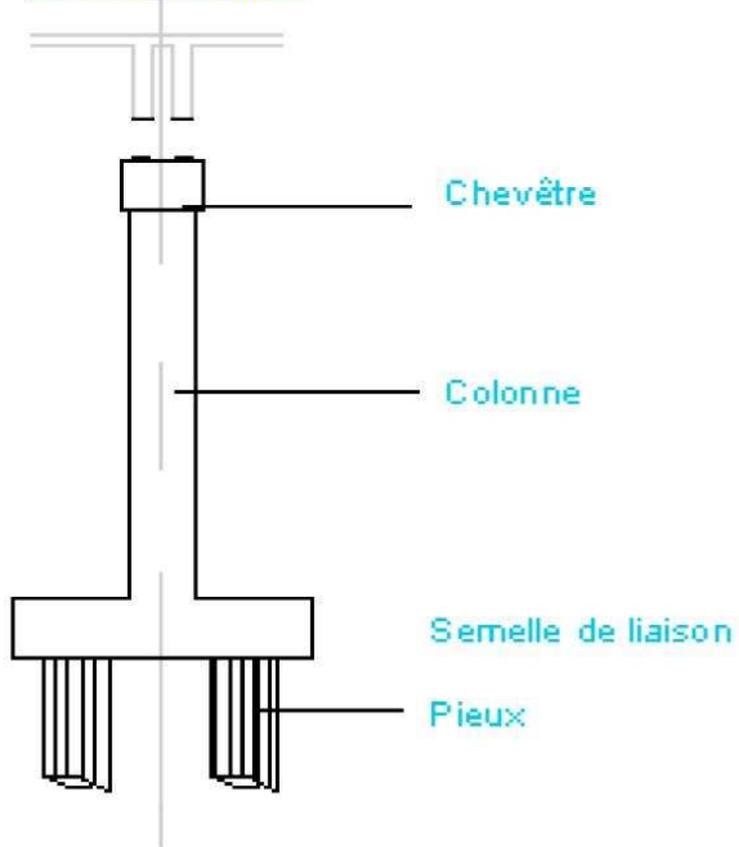


COUPE D-D

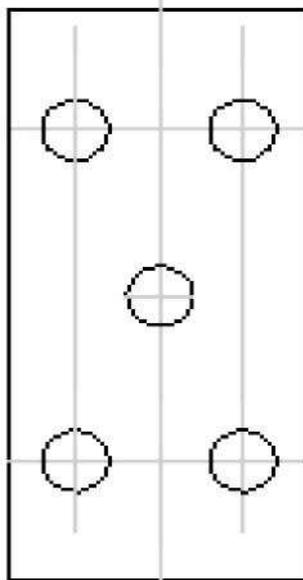




Pile en élévation



Vue en plan





:



Annexe 10:





Annexe 11:





Table des matières

| | |
|--|-------------|
| BREMERCIEMENTS | i |
| SOMMAIRE | ii |
| LISTE DES ABREVIATIONS | iii |
| LISTE DES NOTATIONS | v |
| LISTE DES TABLEAUX | vii |
| LISTE DES FIGURES | xi |
| LES ANNEXES | xiii |
| INTRODUCTION | xiv |
| PARTIE 1 : ETUDES DE L'ENVIRONNEMENT DU PROJET | |
| CHAPITRE I : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE | 1 |
| 1. PRESENTATION DE LA REGION SOFIA | 1 |
| 1.1. Localisation | 1 |
| 1.2. Composition et histoire du peuplement : | 2 |
| 2. ETUDES DE L'ENVIRONNEMENT GEOLOGIQUE | 3 |
| 2.1. Les reliefs et le paysage | 3 |
| 2.1.1. Les plateaux : | 3 |
| 2.1.2. La plaine : | 3 |
| 2.1.3. Le littoral : | 4 |
| 2.2. La pédologie : | 4 |
| 2.3. La géologie : | 4 |
| 2.4. Climat et température | 5 |
| 2.4.1. Le climat | 5 |
| 2.4.2. Les températures | 5 |
| 2.5. La Pluviométrie, les Vents et les Cyclones | 6 |
| 2.5.1. La pluviométrie | 6 |
| 2.5.2. Vents et cyclones | 6 |
| 2.6. Les lacs | 7 |
| 2.7. La végétation: | 7 |
| 3. ETUDE DEMOGRAPHIQUE | 8 |
| 3.1. Population et démographie | 8 |
| 3.1.1. Effectif | 8 |
| 3.1.1. Résultats de la projection de la population | 8 |
| 3.2. Taux de natalité et de mortalité | 9 |
| 3.2.1. Natalité..... | 9 |
| 3.2.2. Mortalité | 9 |



| | |
|--|-----------|
| 3.3. Composition et répartition..... | 10 |
| 3.3.1. L'urbanisation | 10 |
| 3.3.2. Composition ethnique..... | 11 |
| 3.4. Les mouvements migratoires | 12 |
| 4. ETUDE ECONOMIQUE | 12 |
| 4.1. Le Secteur agricole..... | 12 |
| 4.1.1. Les cultures vivrières : | 13 |
| 4.1.1.1. Le riz : | 13 |
| 4.1.1.2. Le manioc : | 14 |
| 4.1.1.3. Le maïs : | 15 |
| 4.1.1.4. Les haricots | 15 |
| 4.1.1.5. La patate douce | 15 |
| 4.1.2. Les Cultures de rente | 15 |
| 4.1.2.1. Le café | 15 |
| 4.1.2.2. Le poivre, le girofle et la vanille | 16 |
| 4.1.3. Les cultures industrielles | 16 |
| 4.1.3.1. Le coton | 17 |
| 4.1.3.2. Le tabac..... | 17 |
| 4.1.3.3. L'arachide..... | 17 |
| 4.1.3.4. Le cocotier | 18 |
| 4.1.3.5. La noix de cajou | 18 |
| 4.2. Le secteur élevage | 18 |
| 4.2.1. L'élevage bovin..... | 19 |
| 4.2.2. L'élevage porcin | 19 |
| 4.2.3. L'aviculture | 19 |
| 4.2.4. L'apiculture..... | 19 |
| 4.3. La pêche et les ressources halieutiques | 20 |
| 4.3.1. La pêche traditionnelle | 20 |
| 4.3.2. La pêche continentale | 20 |
| 4.3.3. La pêche industrielle | 20 |
| 4.3.4. Organisation de la filière pêche | 20 |
| 4.4. Les ressources minières | 21 |
| 4.4.1. La chromite | 21 |
| 4.4.2. L'OR : le métal jaune | 21 |
| 4.4.3. Le Gypse | 22 |
| 5. ETUDES DES INFRASTRUCTURES SOCIALES ET CULTURELLES | 22 |
| 5.1. La santé..... | 22 |
| 5.1.1. Infrastructures sanitaires publiques | 22 |
| 5.1.2. Infrastructures sanitaires privées..... | 23 |
| 5.1.3. Charge démographique par personnel soignant..... | 23 |
| 5.1.4. Eau potable | 24 |
| 5.2. Enseignement et éducation..... | 25 |
| 5.2.1. Enseignement primaire et secondaire | 25 |
| 5.2.1.1. Infrastructures | 25 |
| 5.2.1.2. Enseignement public | 25 |
| 5.2.1.3. Enseignement Privé | 25 |



| | | |
|---|---|-----------|
| 5.2.2. | Taux de scolarisation..... | 26 |
| 5.3. | Activités sportives et culturelles..... | 26 |
| 5.4. | Sécurité..... | 27 |
| 5.4.1. | Police..... | 27 |
| 5.4.2. | Gendarmerie | 27 |
| CHAPITRE II. ETUDE DU TRAFIC ROUTIER | | |
| 1. | CARACTERISTIQUES FONCTIONNELS | 28 |
| 2. | ETAT DE DEGRADATION DE L'OUVRAGE | 28 |
| 3. | LES MESURES D'INTERVENTION | 29 |
| CHAPITRE III. CONTEXTE GENERAL DU PROJET | | |
| 1. | OBJECTIF DE L'ETUDE DU TRAFIC..... | 30 |
| 2. | TRAFIC ROUTIER..... | 30 |
| 3. | COMPTAGES DE TRAFIC ROUTIER..... | 30 |
| 4. | PREVISION DE TRAFIC | 31 |
| 4.1. | Trafic Normal | 31 |
| 4.1.1. | Demande de transport..... | 31 |
| 4.1.1.1. | Produits agricoles | 32 |
| 4.1.1.2. | Autres produits..... | 33 |
| 4.1.2. | Récapitulatif | 33 |
| 4.2. | Trafic Dévié | 33 |
| 4.3. | Trafic Induit ou généré..... | 33 |
| 4.4. | Prévision du trafic à l'année de mise en service | 34 |
| 4.5. | Prévision du Trafic futur | 34 |
| PARTIE 2 : ETUDES PRELIMINAIRES | | |
| CHAPITRE I : ETUDE GEOTECHNIQUE-INFRASTRUCTURE DU PONT | | |
| 1. | ETUDE DE RECONNAISSANCE DU SOL | 36 |
| 1.1. | Résultats du sondage carotté..... | 36 |
| 1.1.1. | Côté Mampikony | 36 |
| 1.1.2. | Point intermédiaire | 37 |
| 1.1.3. | Côté Port Bergé | 37 |
| 1.2. | Sondage pénétrométrique dynamique | 37 |
| 1.3. | Sondage pressiométrique | 38 |
| 1.4. | Analyse des résultats des sondages..... | 39 |
| 2. | CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU | 39 |
| 2.1. | Détermination de la résistance à la pointe | 39 |
| 2.1.1. | Calcul de la pression limite équivalent « Pl_e »..... | 39 |
| 2.1.2. | Détermination du facteur de portance K..... | 40 |



| | | |
|---|--|-----------|
| 2.1.3. | Calcul de la pression des terres q_0 | 40 |
| 2.2. | Détermination de la résistance due au frottement latéral:..... | 40 |
| CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE | | |
| 1. | LES DONNEES DE PRECIPITATION | 42 |
| 2. | LES LOIS DE PROBABILITES..... | 42 |
| 2.1. | Loi de GIBRAT- GALTON : | 43 |
| 2.1.1. | Paramètres statistiques : | 43 |
| 2.1.1.1. | Moyenne algébrique :..... | 43 |
| 2.1.1.2. | Variance de moment centré d'ordre 2 ou écart-type :..... | 43 |
| 2.1.1.3. | Moment centré d'ordre 3 :..... | 43 |
| 2.1.2. | Paramètres d'ajustement : H_0 , a et b..... | 43 |
| 2.2. | Loi de GUMBEL : | 44 |
| 2.3. | Les lois de FRECHET et de GOODRICH..... | 45 |
| 2.3.1. | Paramètres pour la loi de FRECHET..... | 45 |
| 2.3.2. | Paramètres d'ajustements pour la loi de GOODRICH : | 45 |
| 2.4. | La loi de PEARSON III : | 46 |
| 3. | TEST DE VALIDITE DE L'AJUSTEMENT : | 47 |
| 3.1. | Généralité : | 47 |
| 3.2. | Méthode pratique de calcul : | 47 |
| 3.3. | Jugement des différents lois par le test de χ^2 : | 48 |
| 3.3.1. | Test de la loi GIBRAT-GALTON :..... | 48 |
| 3.3.2. | Test de la loi de GUMBEL : | 49 |
| 3.3.3. | Test de la loi de GOODRICH : | 49 |
| 3.3.4. | Test de la loi de FRECHET : | 49 |
| 3.3.5. | Test de la loi de PEARSON III : | 49 |
| 4. | INTERVALLE DE CONFIANCE : | 50 |
| 4.1. | Degré de confiance : | 50 |
| 4.2. | Détermination de l'intervalle de confiance : | 51 |
| 4.3. | Conclusion :..... | 51 |
| CHAPITRE III : CALAGE DU PONT D'AMPAPAMENA | | |
| 1. | BASSIN VERSANT..... | 52 |
| 1.1. | Surface et Périmètre du Bassin Versant..... | 52 |
| 1.2. | Forme du bassin versant..... | 52 |
| 1.3. | Rectangle équivalent | 53 |
| 1.4. | Pente moyenne du bassin versant..... | 53 |
| 2. | ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE | 54 |
| 3. | DETERMINATION DE LA COTE NATURELLE DE L'EAU | 55 |



| | |
|---|-----------|
| 3.1. Détermination de la surélévation du niveau de l'eau | 56 |
| 3.1.1. Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont..... | 58 |
| 3.1.2. Pression dynamique..... | 60 |
| 3.1.3. Perte de charge par frottement..... | 60 |
| 3.2. Détermination de la Côte Sous Poutre..... | 60 |
| 4. PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT :..... | 61 |
| 4.1. Profondeur due à la réduction de section du cours d'eau H_R: | 61 |
| 4.2. Profondeur normale d'affouillement H_n: | 61 |
| 4.3. Profondeur d'affouillement local due à la présence des piles H_{LC}..... | 62 |
| 4.4. Protection contre l'affouillement : | 62 |
| CHAPITRE IV : ANALYSE DES VARIANTES | |
| 1. BUTS ET HYPOTHESES GENERALES | 63 |
| 1.1. But :..... | 63 |
| 1.2. Hypothèses générales pour toutes les variantes : | 63 |
| 1.2.1. Coûts de base..... | 63 |
| 1.2.2. Masse volumique | 63 |
| 1.2.3. Surcharge d'exploitation :..... | 63 |
| 2. PROPOSITIONS DE VARIANTES | 64 |
| 3. PREMIERE VARIANTE : Pont en BA à 06 travées indépendantes de 20m | 64 |
| 3.1. Pré dimensionnement | 64 |
| 3.1.1. Eléments en superstructure..... | 64 |
| Elle doit respecter la condition suivante :..... | 65 |
| 3.1.2. Eléments en infrastructure : | 66 |
| • Pieux sous piles..... | 68 |
| 4. DEUXIEME VARIANTE: Pont en Béton Précontraint type VIPP à 03 Travées indépendantes de 40 m..... | 70 |
| 4.1. Prédimensionnement | 70 |
| 4.1.1. Dalle | 70 |
| 4.1.2. Poutre..... | 70 |
| 4.1.3. Entretoise..... | 71 |
| 4.2. Calcul des quantités de l'avant métré..... | 71 |
| 4.2.1. Elément en superstructure | 71 |
| 4.2.2. Elément en infrastructure | 71 |
| • Pieux sous piles..... | 71 |
| 5. TROISIEME VARIANTE | 73 |
| 5.1. Prédimensionnement : | 73 |
| 5.1.1. Eléments en superstructure :..... | 73 |
| 5.1.2. Elément en infrastructure | 75 |
| • Pieux sous piles..... | 75 |



| | | |
|------|--------------------------------------|----|
| 6. | ANALYSE MULTICRITERE | 77 |
| 6.1. | Choix définitif de la variante | 77 |
| 6.2. | Analyse multicritère | 77 |
| 7. | CONCLUSION..... | 78 |

PARTIE 3 : ETUDES TECHNIQUE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAINTE

CHAPITRE I : NOTION DE PRECONTRAINTE

| | | |
|--------|---|----|
| 1. | DEFINITION | 80 |
| 2. | MODES DE REALISATION DE LA PRECONTRAINTE..... | 80 |
| 2.1. | Post -tension : | 80 |
| 2.2. | Précontrainte par pré-tension :..... | 81 |
| 2.3. | Phases de précontrainte : | 81 |
| 2.3.1. | PHASE I : | 81 |
| 2.3.2. | PHASE II : | 81 |
| 2.4. | La section des poutres : | 82 |

CHAPITRE II : HYPOTHESE DE CALCUL

| | | |
|----------|--|-----------------------------|
| 1. | REGLEMENTS DE CALCUL :..... | 83 |
| 1.1. | Les Etats Limites Ultimes (ELU) :..... | 83 |
| 1.2. | Les Etats Limites de Service (ELS) :..... | 83 |
| 1.3. | Hypothèses adoptées : | 83 |
| 2. | ACTIONS ET COMBINAISONS D' ACTIONS : | 84 |
| 2.1. | Actions :..... | 84 |
| 2.1.1. | Actions permanentes G:..... | 84 |
| 2.1.2. | Actions Variables Q_i | 84 |
| 2.1.3. | Actions accidentelles:..... | 85 |
| 3. | CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION | 85 |
| 3.1. | Les matériaux primaires :..... | 85 |
| 3.1.1. | Les gravillons pour béton:..... | 85 |
| 3.1.2. | Sable:..... | 85 |
| 3.1.3. | Ciment:..... | 85 |
| 3.1.4. | Eau de gâchage : | 86 |
| 3.2. | Les matériaux du béton | 86 |
| 3.2.1. | Béton armé..... | 86 |
| 3.2.1.1. | Résistances | 86 |
| 3.2.1.2. | Déformations et contraintes de calcul..... | 86 |
| 3.2.1.3. | Contraintes de calcul du béton..... | Erreur ! Signet non défini. |
| 3.2.1.4. | Aciers ordinaires | Erreur ! Signet non défini. |
| 3.2.1.5. | Degré de nocivité..... | 88 |



| | | |
|--|---|------------|
| 3.2.2. | Béton précontraint..... | 88 |
| 3.2.2.1. | Résistances | 89 |
| 3.2.2.2. | Contraintes de calcul | 89 |
| CHAPITRE III : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE | | |
| 1. | DALLE | 91 |
| 1.1. | Détermination des sollicitations de la dalle du tablier..... | 91 |
| 1.1.1. | Caractéristiques de la dalle:..... | 91 |
| 1.1.2. | Calcul de la charge permanente: | 91 |
| 1.1.3. | Le coefficient de majoration dynamique S: | 91 |
| 1.1.4. | Calcul de moment fléchissant | 92 |
| 1.1.4.1. | Principe de calculs | 92 |
| 1.1.4.2. | Moment fléchissant du aux charges permanentes..... | 92 |
| 1.1.4.3. | Moment fléchissant pour le système de surcharge Bc..... | 92 |
| 1.1.4.4. | Moment fléchissant pour le système de surcharge Be..... | 94 |
| 1.1.4.5. | Moment fléchissant pour le système de surcharge Br | 94 |
| 1.1.4.6. | Moment fléchissant au centre de travée et sur appuis..... | 95 |
| 1.1.5. | Effort tranchant de la dalle | 96 |
| 1.1.5.1. | Principe de calcul | 96 |
| 1.1.5.2. | Effort tranchant dû aux charges permanentes..... | 96 |
| 1.1.5.3. | Effort tranchant dû aux charges permanentes..... | 97 |
| 1.2. | DETERMINATION DES ARMATURES..... | 99 |
| 1.2.1. | Armatures de la dalle sur la partie circulaire..... | 99 |
| 1.2.1.1. | Principe de calcul | 99 |
| 1.2.1.2. | Calcul des armatures aux appuis | 99 |
| 1.2.1.3. | Calcul des armatures en travée | 100 |
| 1.2.1.4. | Vérification du non poinçonnement de la dalle | 101 |
| 1.2.1.5. | Vérification de la contrainte tangentielle | 102 |
| 2. | HOURDIS EN CONSOLE | 103 |
| 2.1. | Détermination des sollicitations du hourdis en console | 103 |
| 2.1.1. | Principe de calcul | 103 |
| 2.1.2. | Calcul de la charge permanente..... | 103 |
| 2.1.3. | Détermination des efforts du hourdis en console | 104 |
| 2.1.3.1. | Efforts dû au poids propre..... | 104 |
| 2.1.3.2. | Efforts dû aux surcharges | 104 |
| 2.2. | Armatures du hourdis en console..... | 105 |
| 2.2.1. | Vérification de non poinçonnement | 105 |
| 2.2.2. | Vérification de la contrainte tangentielle | 105 |
| 3. | LES ENTRETOISES | 106 |
| 3.1. | Détermination des sollicitations dans l'entretoise | 106 |
| 3.1.1. | Caractéristiques des entretoises..... | 106 |
| 3.1.2. | Détermination de la charge permanente..... | 106 |
| 3.1.2.1. | Le poids propre de l'entretoise..... | 107 |
| 3.1.2.2. | Poids propre de la dalle et de la chaussée sur l'entretoise : | 107 |
| 3.1.2.3. | Répartition triangulaire des charges transmises par la dalle | 107 |
| 3.1.2.4. | Charge permanente totale | 107 |
| 3.1.3. | Coefficient de majoration dynamique de l'entretoise : | 107 |



| | |
|---|------------|
| 3.2. Ligne d'influence | 107 |
| 3.2.1. Ligne d'influence des moments fléchissant | 108 |
| 3.2.2. Ligne d'influence des efforts tranchants..... | 109 |
| 3.3. Détermination du moment fléchissant de l'entretoise | 110 |
| 3.3.1. Moment fléchissant dû aux charges permanentes | 110 |
| 3.3.2. Moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitation | 111 |
| 3.3.2.1. Surcharge Bc (Pbc=10T) | 111 |
| 3.3.2.2. Surcharge Be | 112 |
| 3.3.2.3. Surcharge Br | 113 |
| 3.3.3. Moment fléchissant résistant | 114 |
| 3.4. Détermination de l'effort tranchant de l'entretoise | 114 |
| 3.4.1. Effort tranchant dû aux charges permanentes | 114 |
| 3.4.2. Effort tranchant dû aux surcharges d'exploitation | 115 |
| 3.4.2.1. Surcharge Bc | 115 |
| 3.4.2.2. Surcharge Be | 115 |
| 3.4.2.3. Surcharge Br | 115 |
| 3.4.3. Effort tranchant résistant..... | 115 |
| 3.5. Armatures de l'entretoise | 116 |
| 3.5.1. Calcul des armatures supérieures (aux appuis) | 116 |
| 3.5.1.1. Armature longitudinale à l'ELU | 116 |
| 3.5.1.2. Vérification de la section à l'ELS | 116 |
| 3.5.1.3. Armature longitudinale à l'ELS..... | 116 |
| 3.5.2. Calcul des armatures inférieures (en travée)..... | 117 |
| 3.5.2.1. Armatures longitudinales à l'EL U..... | 117 |
| 3.5.2.2. Vérification de la section à l'ELS | 117 |
| 3.5.2.3. Armature longitudinale à l'ELS..... | 117 |
| 3.5.2.4. Armatures minimales..... | 117 |
| 3.5.2.5. Armatures d'âme | 117 |
| 3.5.2.6. Vérification de la contrainte tangentielle | 118 |
| 4. POUTRE LONGITUDINALE | 118 |
| 4.1. Détermination du rendement géométrique de la section..... | 118 |
| 4.1.1. Calcul du moment d'inertie..... | 118 |
| 4.1.2. Calcul de la position du centre de gravité G | 119 |
| 4.1.3. Calcul du rendement géométrique de la section | 120 |
| 4.2. Inventaire des charges : | 120 |
| 4.2.1. Les charges permanentes..... | 120 |
| 4.2.1.1. Phase de mise en tension : | 120 |
| 4.2.1.2. Phase de mise en service | 120 |
| 4.2.2. Calcul des surcharges d'exploitation : | 121 |
| 4.2.2.1. Surcharge de la chaussée : | 121 |
| 4.2.2.2. Surcharge du trottoir : | 121 |
| 4.2.2.3. Surcharge due au système B : | 121 |
| 4.3. Détermination du coefficient de répartition transversale (CRT)..... | 122 |
| 4.3.1. Calcul du paramètre d'entretoisement « θ » | 122 |
| 4.3.1.1. Calcul de pp | 122 |
| 4.3.1.2. Calcul de flexion par unité de longueur pour les entretoises« p_e »..... | 123 |
| 4.3.1.3. Calcul de θ - Paramètre d'entretoisement : | 124 |



| | | |
|-------------|---|------------|
| 4.3.2. | Calcul du paramètre de torsion « α » | 124 |
| 4.3.2.1. | Calcul de γP (Torsion par unité de longueur pour les poutres) | 124 |
| 4.3.2.2. | Calcul de γe « Torsion par unité de longueur pour les entretoises » | 125 |
| 4.3.2.3. | Calcul de α « Paramètre de Torsion » | 125 |
| 4.3.3. | Calcul du CRT pour les poutres de rives | 126 |
| 4.3.3.1. | Détermination du coefficient K_0 | 126 |
| 4.3.3.2. | Détermination du coefficient K_1 | 126 |
| 4.3.3.3. | Détermination du coefficient K | 126 |
| 4.3.3.4. | Ligne d'influence de $K\alpha$ | 127 |
| 4.3.4. | CRT pour la poutre centrale | 127 |
| 4.3.4.1. | Détermination du coefficient $K\alpha$ | 127 |
| 4.3.4.2. | Ligne d'influence de $K\alpha$ pour la poutre centrale | 127 |
| 4.3.5. | Calcul de CRT pour les trottoirs « K_T » | 127 |
| 4.4. | Ligne d'influence | 128 |
| 4.4.1. | Principe de calcul | 128 |
| 4.5. | Détermination des sollicitations des poutres | 129 |
| 4.5.1. | Sollicitations dues aux charges permanentes | 129 |
| 4.5.2. | Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation | 130 |
| 4.5.2.1. | Moment fléchissant : | 130 |
| 4.5.2.2. | Efforts tranchants | 130 |
| 4.5.3. | Combinaisons d'actions | 131 |
| 4.6. | Vérification de la section du béton | 132 |
| 4.7. | FORCE DE PRECONTRAINTE | 134 |
| 4.7.1. | Détermination du nombre d'armature de précontrainte | 135 |
| 4.7.1.1. | Tension à l'origine | 135 |
| 4.7.1.2. | Force de précontrainte nominale des câbles | 135 |
| 4.7.1.3. | Nombre de câble de précontraint | 135 |
| 4.7.1.4. | Force de précontrainte probable « P_m » de calcul | 136 |
| 4.7.2. | Détermination des contraintes de calcul | 137 |
| 4.7.2.1. | Contraintes sous charge permanente « σ_g » | 137 |
| 4.7.2.2. | Contrainte sous surcharge d'exploitation « σ_q » | 137 |
| 4.7.2.3. | Contrainte sous précontrainte « σ_p » | 138 |
| 4.7.2.4. | Contrainte résultante | 138 |
| 4.7.3. | Groupement des câbles en deux phases | 139 |
| 4.7.3.1. | PHASE 1 | 139 |
| 4.7.3.2. | PHASE 2 | 141 |
| 4.7.4. | Relevage et disposition des câbles | 143 |
| 4.7.4.1. | Disposition des ancrages en a bout | 143 |
| 4.7.4.2. | Traçage des câbles filants | 143 |
| 4.7.4.3. | Traçage des câbles relevés | 144 |
| 4.7.4.4. | Tracé du câble équivalent : | 146 |
| 4.7.4.5. | Traçage du câble Moyen : | 146 |
| 4.7.4.6. | Fuseaux limites | 147 |
| 4.8. | Calcul des pertes de tension : | 148 |
| 4.8.1. | Pertes de tension instantanées : | 148 |
| 4.8.1.1. | Pertes par frottements : | 148 |
| 4.8.1.1. | Perte de tension à l'ancrage : | 149 |
| 4.8.1.2. | Perte de tension par déformation instantanée du béton : | 150 |



| | | |
|--------------|--|------------|
| 4.8.1.3. | Tension probable des câbles après pertes instantanées : | 155 |
| 4.8.2. | Pertes de tension différée : | 155 |
| 4.8.2.1. | Perte de tension due au retrait du béton : | 155 |
| 4.8.2.2. | Pertes de tension due à la relaxation des armatures : | 155 |
| 4.8.2.3. | Perte de tension due au fluage du béton : | 156 |
| 4.9. | Justification des sections vis-à-vis des contraintes normales à l'ELS : | 159 |
| 4.10. | Justification des contraintes tangentielles à l'ELS : | 163 |
| 4.10.1. | Vérification de la section d'about : | 163 |
| 4.10.2. | Vérification de la section d'arrêt du câble n°5 : | 165 |
| 4.10.3. | Vérification de la section d'arrêt du câble n°6 : | 165 |
| 4.10.4. | Vérification de la section d'arrêt du câble n°7 : | 166 |
| 4.10.5. | Vérification de la section d'arrêt du câble n°8 : | 166 |
| 4.10.6. | Armatures secondaires | 167 |
| 4.10.6.1. | Vérifications de la contrainte de cisaillement | 167 |
| 4.10.6.2. | Armatures transversales | 167 |
| 4.10.6.3. | Armatures passives longitudinales | 168 |
| 4.10.7. | Vérification de la flèche | 169 |
| 4.10.7.1. | Flèche due aux charges permanentes | 169 |
| 4.10.7.2. | Flèche due aux surcharges d'exploitations | 169 |
| 4.10.7.3. | Contre flèche due à la force de précontrainte | 169 |
| 4.10.7.4. | Flèche de construction | 169 |
| 4.10.7.5. | Flèche résultante | 170 |
| 4.10.7.6. | Flèche admissible | 170 |
| 4.10.8. | Vérification de la rotation | 170 |
| 4.10.8.1. | Rotation due aux charges permanentes | 170 |
| 4.10.8.2. | Rotation due aux surcharges d'exploitation | 170 |
| 4.10.8.3. | Rotation due à la force de précontrainte | 170 |
| 4.10.8.4. | Rotation résultante | 171 |
| 4.10.8.5. | Rotation admissible | 171 |

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | | |
|-------------|---|------------|
| 1. | APPAREIL D'APPUI | 172 |
| 1.1. | Caractéristiques de l'appareil d'appui | 172 |
| 1.1.1. | Caractéristique géométrique | 172 |
| 1.1.2. | Caractéristique mécanique | 173 |
| 1.2. | Sollicitations | 173 |
| 1.2.1. | Contraintes | 173 |
| 1.2.2. | Déformations | 173 |
| 1.3. | Hypothèses de calcul | 173 |
| 1.3.1. | Déformation relative du tablier en BA | 174 |
| 1.3.2. | Déformation horizontale | 174 |
| 1.4. | Inventaire des charges | 174 |
| 1.4.1. | Réaction d'appui due aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation | 174 |
| 1.4.2. | Charges horizontales dues au freinage | 175 |
| 1.4.2.1. | Effort de freinage dû à la surcharge A (I) | 175 |
| 1.4.2.2. | Effort de freinage dû à la surcharge Bc | 175 |
| 1.5. | Dimensionnement | 175 |



| | | |
|-------------|--|------------|
| 1.5.1. | Détermination de a, b, t..... | 176 |
| 1.5.2. | Détermination de n..... | 176 |
| 1.5.3. | Vérification des contraintes..... | 176 |
| 1.5.3.1. | Limitation de contraintes de cisaillement..... | 176 |
| 1.5.3.2. | Vérification à la contrainte moyenne..... | 177 |
| 1.5.3.3. | Vérification de non glissement..... | 177 |
| 1.5.3.4. | Vérification de non flambement..... | 177 |
| 1.5.3.5. | Vérification de non soulèvement..... | 178 |
| 1.5.3.6. | Vérification de l'épaisseur « t_s » des frettes..... | 178 |
| 2. | LA CULEE..... | 179 |
| 2.1. | Pré dimensionnement de la CULEE..... | 179 |
| 2.1.1. | Mur garde grève..... | 179 |
| 2.1.1.1. | Sa hauteur - « h_g »..... | 179 |
| 2.1.1.2. | Son épaisseur- « e_g »..... | 179 |
| 2.1.1.3. | Sa longueur « l_g »..... | 179 |
| 2.1.2. | Mur en retour..... | 179 |
| 2.1.2.1. | Sa longueur..... | 179 |
| 2.1.2.2. | Sa hauteur - « h_{mr} »..... | 179 |
| 2.1.2.3. | Son épaisseur- « e_{mr} »..... | 179 |
| 2.1.3. | Sommier..... | 180 |
| 2.1.3.1. | Sa longueur- « L_s »..... | 180 |
| 2.1.3.2. | Sa largeur - « l_s »..... | 180 |
| 2.1.3.3. | Sa hauteur « h_s »..... | 180 |
| 2.1.4. | Mur de front..... | 180 |
| 2.1.4.1. | Sa hauteur - « H_{mf} »..... | 180 |
| 2.1.4.2. | Sa longueur - « L_{mf} »..... | 180 |
| 2.1.4.3. | Sa largeur - « l_{mf} »..... | 180 |
| 2.1.5. | Semelle de répartition..... | 180 |
| 2.1.5.1. | Sa longueur..... | 181 |
| 2.1.5.2. | Sa largeur..... | 181 |
| 2.1.5.3. | Sa hauteur..... | 181 |
| 2.2. | Sollicitations de la CULEE..... | 181 |
| 2.2.1. | Mur garde grève..... | 181 |
| 2.2.1.1. | Inventaires des charges..... | 181 |
| 2.2.1.2. | Calcul des moments fléchissant du mur garde grève..... | 182 |
| 2.2.1.3. | Calcul des efforts tranchant du mur garde grève..... | 182 |
| 2.2.1.4. | Sollicitations résultantes..... | 183 |
| 2.2.2. | Mur en retour..... | 183 |
| 2.2.2.1. | Détermination du centre de gravité du mur en retour..... | 183 |
| 2.2.2.2. | Calcul des moments fléchissant du mur en retour..... | 184 |
| 2.2.2.3. | Calcul des efforts tranchant du mur en retour..... | 185 |
| 2.2.2.4. | Sollicitation résultante..... | 185 |
| 2.2.3. | Sommier..... | 185 |
| 2.2.3.1. | Inventaires des charges..... | 186 |
| 2.2.3.2. | Calcul des moments fléchissant du sommier..... | 186 |
| 2.2.3.3. | Calcul des efforts tranchant du sommier..... | 187 |
| 2.2.3.4. | Sollicitation résultante..... | 187 |
| 2.2.4. | Mur de front..... | 187 |
| 2.2.4.1. | Inventaires des charges..... | 188 |



| | | |
|-------------|--|------------|
| 2.2.4.2. | Calcul des sollicitations | 190 |
| 2.2.5. | Pieux sous culée | 191 |
| 2.2.5.1. | Hypothèses de calcul | 191 |
| 2.2.5.2. | Force portante du pieu | 191 |
| 2.2.5.3. | Calcul des réactions des pieux | 191 |
| 2.2.6. | Semelle de la culée..... | 193 |
| 2.2.6.1. | Méthode de calcul | 193 |
| 2.2.6.2. | Inventaires des charges | 193 |
| 2.2.6.3. | Le moment fléchissant de la semelle de la culée..... | 194 |
| 2.3. | Armatures de la CULEE | 194 |
| 2.3.1. | Mur garde grève..... | 194 |
| 2.3.1.1. | Armatures longitudinales | 194 |
| 2.3.1.2. | Calcul des armatures de répartition | 195 |
| 2.3.1.3. | Vérification de la contrainte tangentielle | 196 |
| 2.3.2. | Mur en retour..... | 196 |
| 2.3.2.1. | Armatures dues aux efforts verticaux..... | 196 |
| 2.3.2.2. | Armature due aux efforts horizontaux | 198 |
| 2.3.3. | Sommier | 199 |
| 2.3.3.1. | Armature longitudinale..... | 199 |
| 2.3.3.2. | Calcul de l'armature de répartition | 200 |
| 2.3.3.3. | Calcul de la section d'armature minimale | 200 |
| 2.3.3.4. | Vérification de la contrainte tangentielle | 201 |
| 2.3.4. | Mur de front..... | 201 |
| 2.3.4.1. | Calcul de l'excentricité | 201 |
| 2.3.4.2. | Calcul des armatures longitudinales | 202 |
| 2.3.4.3. | Calcul des armatures transversales | 203 |
| 2.3.4.4. | Vérification de la section à l'ELS | 203 |
| 2.3.5. | Pieux sous culée | 204 |
| 2.3.5.1. | Calcul des armatures longitudinales | 204 |
| 2.3.5.2. | Calcul des armatures transversales | 205 |
| 2.3.6. | Semelle de la culée..... | 206 |
| 2.3.6.1. | Armatures longitudinales | 206 |
| 2.3.6.2. | Armatures diagonales..... | 207 |
| 2.3.6.3. | Vérification de l'effort tranchant..... | 207 |
| 3. | LA PILE..... | 208 |
| 3.1. | Pré dimensionnement de la PILE | 208 |
| 3.1.1. | Chevêtre et semelle | 208 |
| 3.1.2. | Fût | 208 |
| 3.1.2.1. | Sa hauteur- « H_f » | 208 |
| 3.1.2.2. | Sa longueur- « L_f » | 208 |
| 3.1.2.3. | Sa largeur - « h » | 208 |
| 3.2. | Sollicitations de la PILE | 209 |
| 3.2.1. | Chevêtre..... | 209 |
| 3.2.2. | Fût | 210 |
| 3.2.2.1. | Calcul des sollicitations | 210 |
| 3.2.2.2. | Détermination des armatures | 212 |
| 3.2.3. | ETUDE DES PIEUX | 213 |
| 3.2.3.1. | Calcul de la charge limite totale Q_l : | 213 |
| 3.2.3.2. | Calcul des réactions des pieux..... | 213 |



| | | |
|-------------|--|------------|
| 3.2.3.3. | Nombre exact de pieux..... | 214 |
| 3.2.3.4. | Descentes des charges..... | 214 |
| 3.2.3.5. | Ferraillage des pieux : | 214 |
| 3.3. | Stabilité des pieux | 215 |
| 3.3.1. | Les paramètres des pieux : | 216 |
| 3.3.2. | Les déplacements des pieux : | 216 |
| 3.3.3. | Les efforts internes des pieux : | 216 |
| 3.3.4. | Semelle de la pile | 219 |
| 3.3.4.1. | Armature longitudinale..... | 219 |
| 3.3.4.2. | Armatures diagonales..... | 220 |
| 3.3.4.3. | Vérification de l'effort tranchant..... | 220 |
| 4. | LA DALLE DE TRANSITION | 221 |
| 4.1. | Définition : | 221 |
| 4.2. | Rôles de la dalle de transition : | 221 |
| 4.3. | Armatures de la dalle de transition : | 221 |

PARTIE 4 : ETUDE FINANCIERE ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET

CHAPITRE I : DEVIS QUANTITATIF

| | | |
|-------------|--|------------|
| 1. | DEVIS DESCRIPTIFS..... | 224 |
| 1.1. | Définition des prix | 224 |
| | Prix 100 : Installation de chantier | 224 |
| | Prix 210 : Béton B ₂ dosé à 400 kg/m ³ | 224 |
| 1.2. | Les numéros des prix : | 225 |
| 2. | DEVIS QUANTITATIF : | 225 |

CHAPITRE II : EVALUATION FINANCIERE

| | | |
|-------------|--|------------|
| 1. | SOUS DETAILS DES PRIX | 228 |
| 1.1. | Calcul du coefficient de majoration des déboursés : | 228 |
| 1.2. | Les sous détails des prix : | 229 |
| 2. | EVALUATION FINANCIERE DU PROJET..... | 231 |
| 2.1. | Bordereau détails estimatif : | 231 |
| 2.2. | Etude de rentabilité : | 233 |
| 2.2.1. | Détermination de la VAN : | 233 |
| 2.2.1.1. | Recettes : | 234 |
| 2.2.1.2. | Dépense : | 234 |
| 2.2.1.3. | Amortissement : | 234 |
| 2.2.1.4. | Taux d'actualisation : | 234 |
| 2.2.2. | Taux de Rentabilité Interne (TRI) : | 235 |
| 2.2.3. | Le délai de récupération du capital investi « DRCI » | 236 |
| 2.2.4. | Conclusion : | 236 |

CHAPITRE II : ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX



| | |
|--|------------|
| 1. LES LOIS REGISSANT L'ENVIRONNEMENT..... | 237 |
| 1.1. La Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement | 237 |
| 1.2. La législation de base : | 238 |
| 2. PORTEE DES IMPACTS A EVALUER : | 238 |
| 3. LES SOURCES D'IMPACT : | 238 |
| 3.1. Les travaux prévus..... | 238 |
| 3.2. Les carrières et les gîtes | 239 |
| 4. EVALUATION DES IMPACTS : | 239 |
| 4.1. Impacts négatifs | 239 |
| 4.1.1. Phase préparatoire :..... | 239 |
| 4.1.2. Phase de constructions : | 240 |
| 4.1.3. Phase d'exploitation : | 240 |
| 4.2. Les impacts positifs..... | 240 |
| 4.2.1. Impacts positifs pendant les travaux sur le milieu socio-économique. | 241 |
| 4.2.2. Impacts positifs après travaux | 241 |
| 5. MESURES D'ATTENUATION : | 242 |
| Conclusion générale..... | 246 |
| Bibliographie..... | a |
| Annexes..... | C |



**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
D'ANTANANARIVO**

Département Bâtiment et Travaux Publics

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur en Bâtiment et Travaux Publics**



Nom : RAHAJARIZAFY
Prénoms : Ambinintsoa Charles Joseph
Adresse: III U 38E Bis Ankadimbahoaka ANTANANARIVO 101
Tél: 034 13 908 61
E-Mail: cjosephston@yahoo.fr

Titre :

**ETUDE DE LA RECONSTRUCTION DU PONT D'AMPAPAMENA
SUR LA RN6 AU PK 89+434**

Nombre de pages : 242

Nombre de tableaux : 146

Nombre de figures : 51

RESUME

Le présent mémoire se rapporte à l'étude détaillée d'un pont en Béton Précontraint à poutres sous chaussée.

La Région SOFIA a de fortes potentialités économiques et touristiques qui peuvent promouvoir le développement local, économique et social. La reconstruction du pont d'Ampapamena est la meilleure solution pour le désenclavement de la partie Nord de Madagascar.

Le présent mémoire apporte des solutions y afférentes en remplaçant le pont Mabey existant par un nouveau pont en BP infaillible et confortable ; au niveau de la technique, de l'esthétique et du coût, le projet est économiquement rentable et viable tout en prenant soin de l'environnement

Mots clés : corrosion, béton précontraint, impacts environnementaux

Directeur du mémoire : Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina.