



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du
Diplôme de Master II Titre Ingénieur en Bâtiment et Travaux Publics

**PROJET DE RECONSTRUCTION DU PONT HYPERSTATIQUE DE
KAMORO EN BETON PRECONTRAIT AU PK405+900 SUR LA RN4**



Rédigé par :

DERANJANAHARY

Sous la direction de :

Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo

Soutenu le 13 Mars 2015



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du
Diplôme d'Ingénieur en Bâtiment et Travaux Publics

**PROJET DE RECONSTRUCTION DU PONT HYPERSTATIQUE DE
KAMORO EN BETON PRECONTRAIT AU PK405+900 SUR LA RN4**



Rédigé par : **DERANJANAHARY**

Membres du Jury :

Président : **Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina**

Rapporteur : **Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo**

Examineurs :

- **Monsieur RAZAFINJATO Victor**
- **Monsieur RAKOTOARIVELO Rivonirina**
- **Madame RAVAOHARISOA Lalatiana**

REMERCIEMENTS

Au début du présent ouvrage, nous tenons à exprimer notre reconnaissance à DIEU ETERNEL pour sa grâce. Sans LUI nos efforts seraient vains.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers tous ceux qui ont contribué à la concrétisation de ce projet de fin d'études.

En particulier, nous adressons nos sincères remerciements à :

- ❖ Monsieur ANDRIANARY Philippe, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo ;
- ❖ Monsieur RAHELISON Landy Harivony, Chef du Département Bâtiment et Travaux Publics ;
- ❖ Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo, mon encadreur pédagogique ;
- ❖ Tous les membres du jury ;
- ❖ Toute l'équipe pédagogique et administrative de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo durant ces cinq années de formation ;
- ❖ Toute la famille et les amis pour tout leur soutien.

TABLES DES MATIERES

LISTE DES ABREVIATIONS	I
LISTE DES NOTATIONS	II
LISTE DES PHOTOS.....	X
LISTE DES TABLEAUX	XI
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES COURBES.....	XVI
LISTE DES ANNEXES	XVII
INTRODUCTION.....	1
Partie I :.....	2
GENERALITES SUR LE PROJET	2
CHAPITRE I : PRESENTATION GLOBALE DU PROJET	3
I.1. Localisation du projet	3
I.2. Contexte du projet et choix du tracé	4
I.2.1. Contexte du projet	4
I.2.2. Choix du tracé.....	4
I.3. La zone d'influence du projet	4
CHAPITRE II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE	5
II.1. Démographie	5
I.1.1 Effectif de la population	5
I.1.2 Perspective démographique	5
II.2. Equipements sociaux.....	6
II.2.1. Infrastructure Sanitaire	6
II.2.2. Infrastructure Scolaire	7
II.3. Activités économiques	7
II.3.1. Agriculture.....	7
II.3.2. Élevage	9
II.3.3. Pêche et ressources Halieutiques	13
CHAPITRE III : ETUDE DU TRAFIC AU NIVEAU DU SITE	17
III.1. Trafic passé	17
III.2. Prévision du trafic futur.....	17
III.2.1. Trafic actuel	17
III.2.2. Trafic futur	18
CHAPITRE IV : DESCRIPTION DES STRUCTURES EXISTANTS	19
IV.1. Caractéristiques générales de l'ouvrage	19
IV.2. Relevé et location des dégradations	20

Partie II :	22
ETUDES PRELIMINAIRES	22
CHAPITRE V : ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE	23
V.1. Partie hydrologie	23
V.1.1. Les pluies journalières maximales de diverses périodes de retour $H(24,P)$...	23
V.1.2. Les débits de crues de diverses périodes de retour $Q(P)$	23
V.2. Partie hydraulique	24
V.2.1. Détermination de la hauteur d'eau normale h	24
V.2.2. Surélévation du niveau de l'eau.....	26
CHAPITRE VI : ANALYSE DES VARIANTES PROPOSEES	30
VI.1. Aperçu sur les critères de choix	30
VI.2. Présentation des variantes proposées	31
VI.2.1. Pont à poutres en béton précontraint.....	31
VI.2.2. Pont à haubans	31
VI.2.3. Pont hyperstatique en BP	32
VI.3. Synthèse des avantages et inconvénients des variantes étudiées	32
CHAPITRE VII : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER	34
VII.1. Description générale du pont.....	34
VII.2. Principales caractéristiques des sections	34
VII.2.1. Epaisseurs des âmes	34
VII.2.2. Hourdis supérieur.....	35
VII.2.3. Epaisseur des hourdis inférieurs	35
VII.2.4. Goussets	35
VII.2.5. Hauteurs des caissons	36
VII.3. Dimensions définitives de la section transversale.....	37
VII.4. Conception des voussoirs sur pile et des voussoirs courants	37
VII.5. Entretoises déviatrices des câbles	38
Partie III :	39
ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE	39
CHAPITRE VIII : CONCEPTION ET JUSTIFICATION DU CABLAGE LONGITUDINAL	40
VIII.1. Dimensions du tablier	40
VIII.2. Données générales du projet.....	40
VIII.3. Principes de câblage de l'ouvrage	41
VIII.3.1. Précontrainte de fléau	41
VIII.3.2. Câbles de continuité intérieurs.....	42
VIII.3.3. Câbles de continuité extérieurs	43

CHAPITRE IX : CABLAGE DE FLEAU	44
IX.1. Généralités.....	44
IX.2. Calcul des caractéristiques géométriques du fléau.....	44
IX.3. Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console.....	45
IX.4. Evaluation des efforts dus aux charges de chantier.....	46
IX.4.1. Charges de chantier connues (Qc1).....	46
IX.4.2. Charges de chantier aléatoires (QC2 et QC3).....	47
IX.5. Calcul de la précontrainte.....	47
IX.5.1. Détermination de la précontrainte dans la section sur pile	47
IX.5.2. Détermination du nombre de câbles	48
IX.5.3. Détermination du nombre et de la longueur des voussoirs	49
IX.5.4. Dessin des goussets.....	49
IX.5.5. Affinage des calculs et vérification.....	50
CHAPITRE X : DETERMINATION DU CABLAGE DE CONTINUITE INTERIEURE	
53	
X.1. Caractéristiques géométriques.....	53
X.2. Détermination de la matrice de calcul des moments sur piles	53
X.2.1. Pour les travées centrales.....	55
X.2.2. Pour les travées de rive	56
X.2.3. Calcul des moments dus au poids propre	58
X.2.4. Calcul des moments dus au gradient thermique	61
X.3. Calcul du moment hyperstatique de la précontrainte intérieure de continuité	
63	
X.3.1. Généralités - Conventions de signe.	63
X.3.2. Calcul des rotations isostatiques sous l'effet des câbles	64
X.3.3. Calcul des câbles d'éclisse entre P1P2 et P2P3	65
X.3.4. Calcul des câbles d'éclisse entre C0 et P1 et entre P3 et C4	65
X.3.5. Vérification des contraintes après clavage de P1P2 et P2P3	65
CHAPITRE XI : DETERMINATION DU CABLAGE DE CONTINUITE EXTERIEURE	
67	
XI.1. Section d'étude et de vérification.....	67
XI.2. Evaluation des charges	67
XI.2.1. Calcul des moments dus au poids des superstructures.....	67
XI.2.2. Calcul des moments dus aux charges d'exploitation.....	69
XI.2.3. Section d'étude et de vérification.....	70
XI.2.4. Calcul des moments maximaux et minimaux sur pile et à la clé	71
XI.2.5. Moment dû au fluage	72
XI.2.6. Moment dû au gradient thermique	72

XI.2.7.	Moment dû au précontrainte	73
XI.3.	Combinaisons d'actions utilisées	76
XI.3.1.	Combinaison à l'ELS (NF EN 1990).....	76
XI.3.3.	Détermination du nombre des câbles	77
XI.3.4.	Vérification sur pile	77
XI.4.	Vérification vis à vis de l'effort tranchant	78
XI.4.1.	Section d'étude.....	78
XI.4.2.	Détermination des efforts tranchants	78
XI.4.3.	Vérification des contraintes	81
XI.4.4.	Justification des sections	83
CHAPITRE XII :	APPUI ET PLANS DE COFFRAGE - ANCRAGE DES CABLES....	84
XII.1.	Calcul des réactions d'appui en exploitation	84
XII.1.1.	Réactions du poids propre.....	84
XII.1.2.	Réactions de fluage	85
XII.1.3.	Réactions dues aux effets hyperstatiques des câbles	85
XII.1.4.	Autres réactions d'appui	85
XII.2.	Choix des appareils d'appui.....	86
CHAPITRE XIII :	STABILITE DES FLEAUX	88
XIII.1.	Actions à prendre en compte	88
XIII.1.1.	Charges permanentes	88
XIII.1.2.	Charges variables.....	89
XIII.2.	Combinaisons d'actions	90
XIII.2.1.	Combinaisons en construction (type A)	90
XIII.2.2.	Combinaisons accidentelles (type B).....	90
XIII.3.	Justification des organes d'ancrages	91
XIII.4.	Calcul du nombre de câbles.....	92
XIII.5.	Calcul de la surface des cales	94
CHAPITRE XIV :	ETUDE TRANSVERSALE	97
XIV.1.	Caractéristiques sectorielles de la section	97
XIV.1.1.	Centre de cisaillement C.....	97
XIV.1.2.	Fonction sectorielle principale $\psi_C(s)$	98
XIV.1.3.	Inertie divers	99
XIV.2.	Analyse en torsion gênée	100
XIV.2.1.	Hypothèses de calcul	101
XIV.2.2.	Expression de la matrice de transfert de torsion.....	101
XIV.2.3.	Contraintes tangentes.....	105
XIV.2.4.	Détermination des moments fléchissant	109

XIV.2.5. Détermination des armatures	110
XIV.3. Conception de la pile	112
XIV.3.2. Détail de la pile.....	112
CHAPITRE XV :ETUDE DE LA CULEE ET DU CORPS DE LA PILE.....	114
XV.1. Etude de la culée	114
XV.1.1. Dimensions de la culée	114
XV.1.2. Inventaire des forces appliquées	114
XV.1.3. Etude de la stabilité	116
XV.2. Etude du corps de la pile	119
XV.2.1. Inventaire des forces appliquées	119
XV.2.2. Calcul des moments de flexion dus aux forces horizontales	120
XV.2.3. Calcul de l'effort normal maximal dans la pile.....	121
Partie IV :.....	124
ETUDE SUPPLEMENTAIRE.....	124
CHAPITRE XVI : ETUDE DE LA FONDATION SOUS LA PILE	125
XVI.1. Profondeur des affouillements.....	125
XVI.1.1. Profondeur d'affouillement due à la réduction de section de la cours d'eau	125
XVI.1.2. Profondeur normale d'affouillement due à la variation du débit	125
XVI.1.3. Profondeur d'affouillement locale due à la présence des piles	125
XVI.1.4. Protection des piles et culées contre les affouillements	126
XVI.1.5. Caractéristiques de la fondation	126
XVI.2. Calcul des pieux.....	126
XVI.2.1. Détermination de la capacité portante ultime d'un pieu.....	126
XVI.2.2. Evaluation des charges verticales totales à transmettre.....	127
XVI.3. Dispositions des pieux et semelle de liaison	127
XVI.3.1. Nombre des pieux.....	127
XVI.3.2. Dimensionnement de la semelle de liaison	128
CHAPITRE XVII : ETUDE DE LA SEMELLE PAR LA METHODE DES ELEMENTS	
FINIS	129
XVII.1. Hypothèses de calcul	129
XVII.2. Modélisation de la semelle et maillage.....	129
XVII.2.1. Maillage de la semelle.....	129
XVII.2.2. La structure à étudier.....	130
XVII.2.3. Matrice de rigidité élémentaire Ki	133
XVII.2.4. Résultats avec le logiciel ROBOBAT 2009	135
XVII.2.5. Détermination des armatures.....	136
CHAPITRE XVIII : CONSTRUCTION ET ENTRETIEN DE L'OUVRAGE	137

XVIII.1.	Technologie et phase de la construction.....	137
XVIII.2.	Planning d'exécution des travaux.....	138
XVIII.3.	L'ajout ou la substitution de précontrainte.....	138
CHAPITRE XIX : ESTIMATION DU COUT DU PROJET		139
XIX.1.	Devis quantitatif	139
XIX.2.	Devis estimatif	139
XIX.3.	Sous détail de prix	140
XIX.4.	Estimation globale du coût des travaux.....	142
XIX.5.	Etude de la rentabilité du projet.....	143
XIX.5.1.	Détermination de la VAN.....	143
XIX.5.2.	Indice de Profitabilité	144
XIX.5.3.	Détermination du Taux Interne de Rentabilité	144
CHAPITRE XX :ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL		145
XX.1.	Impacts négatifs.....	145
XX.1.1.	Pollution de l'eau.....	145
XX.1.2.	Pollution de l'air	145
XX.1.3.	Pollution des sols	145
XX.1.4.	Bruit	145
XX.2.	Impacts positifs	145
XX.2.1.	Sur le plan économique.....	145
XX.2.2.	Sur le plan Social	146
CONCLUSION GENERALE		148
BIBLIOGRAPHIE		149
WEBOGRAPHIE		150
ANNEXES.....		i

LISTE DES ABREVIATIONS

BA :	Béton Armé
BAEL :	Béton Armé à l'Etats Limites
BP :	Béton Précontraint
BPEL :	Béton Précontraint à l'Etats Limites
CDG :	Centre de Gravité
CEG :	Collège d'Enseignement Général
CIREL :	Circonscription d'Elevage
CSB :	Centre de Santé de Base
CHD :	Centre Hospitalier de District
DIREL :	Direction d'Elevage
DRCI :	Délai de Récupération du Capital Investi
ELS:	Etat-Limite de Service
EPP :	Ecole Primaire Public
ESPA :	Ecole supérieure Polytechnique d'Antananarivo
ELU :	Etats limites ultimes
FAO :	Fond d'Aide d'Organisation
HSP :	Hauteur Sous Poutre
INSTAT :	Institut National de la Statistique
IP :	Indice de Profitabilité
LM:	Load Model
PHEC :	Plus Hautes Eaux Connues
PK :	Point kilométrique
RN :	Route Nationale
SAU :	Surface Agricole Utile
SETRA :	Service d'Etude des Travaux Routiers et Autoroutes
TRI :	Taux de Rentabilité Interne
TS:	Tandem System
UDL:	Uniformly Distributed Load
VAN :	Valeur Actuelle Nette
VIPP :	Viaduc Isostatique à Poutres Précontraint

LISTE DES NOTATIONS

A. LISTE DES UNITES

cm :	Centimètre
m :	Mètre
km :	Kilomètre
kN :	Kilo-Newton
kN.m :	Kilo-Newton Mètre
MN :	Méga-Newton
MN.m :	Méga-Newton Mètre
MPa :	Méga-Pascal
° :	Degré
°C :	Degré Celsius

B. LETTRES EN GRECQUE

α :	Taux de croissance du trafic Taux d'accroissement naturel de la population Angle des câbles de continuité extérieur avec l'horizontal
α' :	Angle du hourdis inférieur avec l'horizontal
$\alpha_q(\alpha_Q)$:	Coefficients d'ajustement dépendant de la classe de trafic et de la voie
β :	Balancement
Γ :	Contour de la section
$\Delta\theta$:	Gradient thermique
γ :	Poids volumique du béton Densité longitudinale de couple
ε_p :	Elancement sur pile
ε_c :	Elancement à la clé
θ :	Angle du pont avec la perpendiculaire aux lignes d'écoulement Angle de torsion
λ :	Coefficient de dilatation thermique
ξ :	Fonction de répartition de gauchissement
Σ_i :	Section d'étude pour le calcul des câbles de continuité extérieurs
σ_{inf} :	Contrainte de traction dans la fibre inférieure

σ_s :	Contrainte dans la fibre supérieure
σ_{sup} :	Contrainte de traction à la fibre supérieure
σ_t :	Contrainte de traction
$\bar{\sigma}_t$:	Contrainte admissible de traction
$\sigma(x, s)$:	Contrainte liée au gauchissement
τ :	Contrainte de cisaillement
ν :	Coefficient de Poisson
φ :	Flux unitaire dans la cellule
Φ :	Flux
χ :	Fonction de gauchissement
ψ_P :	Fonction sectorielle par rapport au pôle P
ω'_i :	Rotation isostatique de l'appui gauche de la travée n°i
ω''_i :	Rotation isostatique de l'appui droite de la travée n°i
$\omega_P(s)$:	Aire sectorielle relative au pôle P

C. LETTRES MINUSCULES EN LATIN

a et b :	Dimensions d'une cale
$a_i(b_i, c_i)$:	Coefficients de souplesse de la poutre
b :	Base du fleuve assimilé à un trapèze
b(y) :	Largeur totale nette à l'ordonnée y
d _{ex} :	Distance de l'emplacement de l'équipage mobile
e :	Epaisseur
e ₀ :	Excentricité
e _a :	Epaisseur de l'âme
e _s :	Epaisseur du hourdis supérieur
e _{ic} :	Epaisseur du hourdis inférieur à la clé
e _{ip} :	Epaisseur du hourdis inférieur sur pile
e ₀₁ :	Distance des câbles de précontrainte extérieure à la fibre supérieure au droit de la pile
e ₀₂ :	Distance des câbles de précontrainte extérieure à la fibre inférieure à la clé

LISTE DES NOTATIONS

$f :$	Coefficient de frottement
$f_{bu} :$	Résistance de calcul du béton à la compression à l'ELU
$f_{c28} :$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
$f_{t28} :$	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge
$f_{cj} :$	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge
$f_e :$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{tj} :$	Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours d'âge
$f_{peg} :$	Contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité de précontrainte
$f_{prg} :$	Contrainte garantie de la charge maximale à rupture de l'acier de précontrainte
$g_s :$	Dimensions des goussets supérieurs
$h :$	Hauteur d'eau normale Hauteur de la poutre à une abscisse quelconque
$h_c :$	Hauteur des voussoirs à la clé
$h_p :$	Hauteur des voussoirs sur pile
$h(x) :$	Loi de variation de la hauteur
$k :$	Coefficient de rugosité
$l_{ap} :$	Distance entre appuis provisoires
$l_v :$	Longueur des voussoirs courants
$l_{vc} :$	Longueur des voussoirs de clavage
$l_{vsp} :$	Longueur des voussoirs sur pile
$m :$	Fruit de fleuve assimilé à un trapèze Largeur moyenne des remblais d'accès talutés à 1/1 Longueur du hourdis inférieur Contraction
$n :$	Différence de l'année d'estimation t et t_0 Nombre des câbles
$n_1 :$	Nombre des câbles
$n_p :$	Nombre des piles
$p_{LM} :$	Pression limite à la base du pieu

LISTE DES NOTATIONS

p_w :	Pression du vent
q_i :	Charge répartie sur la travée n°i
$q_k (Q_k)$:	Valeurs nominales de charge en fonction de la voie et incluant déjà la majoration dynamique
s :	Section des câbles Abscisse curviligne
v_0 :	Distance CDG – Fibre supérieure à la clé
v_1 :	Distance CDG – Fibre supérieure sur pile
v'_0 :	Distance CDG – Fibre inférieure à la clé
v'_1 :	Distance CDG – Fibre inférieure sur pile
w_1 :	Largeur des voies conventionnelles
x :	Abscisse d'étude
z_C :	Côté du centre de torsion ou centre de cisaillement
z_P :	Côte du pôle P

D. LETTRES MAJUSCULES EN LATIN

A :	Section des armatures
B :	Longueur de hourdis supérieur
B_0 :	Section des voussoirs à la clé Débouché linéaire efficace du pont
B_1 :	Section des voussoirs sur pile
$\underline{B}$:	Bimoment
C :	Coefficient de débit Distance des âmes aux extrémités
C_C :	Coefficient de contraction
C_E :	Coefficient dû aux conditions d'entrée
C_θ :	Coefficient du au biais du pont
C_P :	Coefficient dépendant des piles
C_F :	Coefficient dépendant du nombre de FROUDE
C_Y :	Coefficient dû à la profondeur relative de l'eau

LISTE DES NOTATIONS

C_X :	Coefficient dû à l'excentricité du pont par rapport à l'écoulement majeur
C_S :	Coefficient dû à la submersion de l'ouvrage
E :	Module d'Young Vecteur d'état
$E_{d,dst}$:	Effet de calcul des actions déstabilisantes
$E_{d,st}$:	Effet de calcul des actions stabilisantes
E_{ij} :	Limite d'élasticité du béton
E_p :	Module d'élasticité des aciers de précontrainte
F :	Force de précontrainte
F_P :	Force de précontrainte des câbles extérieurs
Fr :	Nombre de Froude
F_{ut} :	Force de précontrainte utile des câbles
G :	Module de cisaillement
$H(24,P)$:	Hauteur de pluie dans 24 H pour une période de retour P
HSP :	Hauteur sous poutre
ΔH :	Surélévation du niveau de l'eau
ΔH_f :	Perte de charge due au frottement
I_0 :	Moment d'inertie par rapport au CDG de la section à la clé
I_1 :	Moment d'inertie par rapport au CDG de la section sur pile
I_C :	Inertie tangente polaire
I_z :	Moment d'inertie transversal
I_ψ :	Inertie sectorielle
$I(x)$:	Variation du moment d'inertie
K :	Inertie de torsion pure
L :	Longueur de la travée centrale
L_c :	Largeur des travées centrales
L_r :	Longueur de la travée de rive
ΓL_r :	Longueur de la partie sur cintre
αL_r :	Longueur de hauteur constante
L_{vc} :	Longueur des voussoirs de clavage

LISTE DES NOTATIONS

$M :$	Moment fléchissant
$M_{em} :$	Moment dû à l'équipage mobile
$M_{iso} :$	Moment isostatique de la précontrainte
$M_{hpi} :$	Moment hyperstatique de précontrainte
$M_{fl} :$	Moment dû au fluage
$M_{piso} :$	Moment isostatique de la force de précontrainte des câbles extérieurs
$M_{phyper} :$	Moment hyperstatique de la force de précontrainte des câbles extérieurs
$M_{Pécl} :$	Moment de la force de précontrainte des câbles d'éclisse
$M_{C1} :$	Moment de la force précontrainte des câbles de précontrainte extérieure au droit de la pile
$M_{C2} :$	Moment de la force précontrainte des câbles de précontrainte extérieure à la clé
$M_p :$	Moment de la force de précontrainte des câbles extérieurs
$M_i :$	Moment au droit de l'appui n°i
$M_F :$	Moment de précontrainte
$M_{Qc} :$	Moment résultant dû aux charges Q_{C2} et Q_{C3}
$M_v :$	Moment de vérification
$M_{pp} :$	Moment dû au poids propre
$M_u :$	Moment fléchissant ultime
$M_i(x) :$	Variation du moment fléchissant de la travée n°i
$M_{iso,i}(x) :$	Variation du moment isostatique de la travée n°i
$N_u :$	Effort normal ultime
$P :$	Période de retour
$P(t) :$	Effectif de la population à estimer à l'année t
$P(t_0) :$	Effectif de la population à l'année t_0 prise comme référence
$P_v :$	Poids propre d'un voussoir de clavage
$P_{em} :$	Poids de l'équipage mobile
$PHEC :$	Plus hautes eaux cyclonique
$Q :$	Capacité portante des pieux Débit

Q_{lk} :	Force de freinage
Q_{c1} :	Charges de chantier connues
Q_{c2} et Q_{c3} :	Charges de chantier aléatoires
Q_{100} :	Débit de crue pour une période de retour 100 ans
Q_c :	Débit de crue pour la vérification de l'intervalle de confiance
$Q(P)$:	Débit de crue pour une période de retour P
R_0 :	Rayon hydraulique au droit du franchissement
R_{AM} :	Rayon hydraulique en amont de l'ouvrage
R_{fl} :	Réaction dû au fluage
R_i :	Réaction au droit de la travée n°i
	Section mouillée
S :	Surface du hourdis inférieur
S_{AM} :	Section mouillée
S_{AV} :	Section mouillée en aval de l'ouvrage
S_0 :	Débouché du pont correspondant au débit Q
S_i :	Section d'étude pour le calcul des câbles de continuité
$S(y)$:	Moment statique à l'ordonnée y
S_Ψ :	Moment statique de la fonction sectorielle principale
T :	Couple de torsion
$T(t)$:	Nombre de trafic de l'année
$T(t_0)$:	Nombre de trafic de l'année de référence
T_0 :	Coefficient de transfert au droit de l'ouvrage
T_{AM} :	Coefficient de transfert à l'amont de l'ouvrage
ΔT :	Surtension des câbles de clouage
V :	Effort tranchant
	Vitesse d'écoulement
$V_{résal}$:	Effort tranchant dû à l'effet résal
$V_{réd}$:	Effort tranchant réduit
$V_i(x)$:	Variation de l'effort tranchant de la travée n°i
Y_{AV} :	Profondeur moyenne en aval
Z_{max} :	Côte maximale d'un point du bassin versant

$Z_{\min}$:	Côte minimale d'un point du bassin versant
ΔZ :	Surélévation d'eau
ΔZ_2 :	Hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique

E. AUTRES

$[C]$:	Matrice de Clapeyron
$\{F_n\}$:	Forces nodales
$[D]$:	Matrice d'élasticité
$[E_0]$:	Vecteur d'état à l'origine
$[E_1]$:	Vecteur d'état à l'abscisse L
$[J]$:	Matrice jacobien de changement des coordonnées
$[K^i]$:	Matrice de rigidité élémentaire de l'élément i
$[K]$:	Matrice de rigidité globale de l'ensemble
$[M]$:	Matrice associée aux charges q_i
$\langle N \rangle$:	Fonction d'interpolation
$[T]$:	Matrice de transfert de torsion
$\{U_n\}$:	Déplacement nodal
$[w_i]$:	Vecteur rotation

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Localisation du projet	3
Photo 2 : Pylône coté Majunga - câble porteur et suspentes	20

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: La répartition spatiale de la population	5
Tableau 2 : Estimation de la population en 2020 et 2030	6
Tableau 3 : Infrastructures Sanitaires	6
Tableau 4 : Établissement scolaire	7
Tableau 5 : Superficies cultivées par district	8
Tableau 6 : Répartition de la superficie par spéculation en hectare	9
Tableau 7 : Enquête concernant l'élevage.....	10
Tableau 8 : Evolution récente du Cheptel Bovin	11
Tableau 9 : Évolution récente du Cheptel Porcin.....	11
Tableau 10 : Évolution Cheptel Ovins / Caprins.....	12
Tableau 11 : Évolution du cheptel avicole 1998 – 2001	12
Tableau 12 : Production industrielle	13
Tableau 13 : Société ayant une base à terre.....	14
Tableau 14 : Activités à caractère familial	14
Tableau 15 : Caractéristique de la pêche continentale	15
Tableau 16 : Le nombre de trafic journalier passé (véhicules/jour).....	17
Tableau 17 : Trafic futur de la RN4 en véhicules/jours	18
Tableau 18 : Différentes valeurs de $H(24,P)$	23
Tableau 19 : Caractéristiques du bassin versant.....	23
Tableau 20 : Différentes valeurs de $Q(P)$	24
Tableau 21 : Les intervalles de confiance selon la loi de Gumbel	24
Tableau 22 : Caractéristiques de la rivière	25
Tableau 23 : Tableau synoptique pour comparaison des variantes	32
Tableau 24 : Caractéristiques géométriques de la section brute sur pile et à la clé	45
Tableau 25 : Valeurs numériques des caractéristiques géométriques de la section sur pile et à la clé	45
Tableau 26 : Caractéristiques de la nouvelle section	50
Tableau 27 : Caractéristiques géométriques.....	53
Tableau 28 : Numérotation de la section d'étude.....	67
Tableau 29 : Evaluation des charges dues à la superstructure	68
Tableau 30 : Surcharges de trafic (LM1)	70

Tableau 31 : Combinaison à l'ELS de moment fléchissant en MN. m.....	77
Tableau 32 : Combinaison à l'ELS de l'effort tranchant en MN.....	80
Tableau 33 : Contrainte tangentielle au droit des sections d'étude.....	82
Tableau 34 : Valeur des réactions en MN sur appuis	86
Tableau 35 : Charges agissantes et charges de dimensionnement sur les appareils d'appui ...	87
Tableau 36 : Types d'appareil d'appui.....	87
Tableau 37 : Valeurs de N en [MN] et M en [MN.m] selon les combinaisons A1, A2, B1 et B2	91
Tableau 38 : Dimensions des cales	96
Tableau 39 : Angles de torsion, moments de torsion et contraintes normales	103
Tableau 40: Section des armatures pour les voussoirs sur pile	111
Tableau 41 : Section des armatures pour les voussoirs courants	112
Tableau 42 : Devis quantitatif des matériaux	139
Tableau 43 : Valeurs des coefficients pour le calcul de K	140
Tableau 44 : Devis quantitatif et estimatif	142

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Assimilation de la section du cours d'eau en un trapèze	25
Figure 2 : Variante pont à poutres en BP	31
Figure 3 : Variante pont à hauban	31
Figure 4 : Variante pont hyperstatique en BP	32
Figure 5 : Principales caractéristiques des sections.....	34
Figure 6 : Dimensions de la poutre caisson.....	37
Figure 7 : Vue perspective d'un voussoir sur pile.....	38
Figure 8 : Coupe transversale du tablier.....	40
Figure 9 : Câblage de continuité intérieur	42
Figure 10 : Câblage de continuité intérieur pour la travée de rive	42
Figure 11 : Câblage de continuité intérieur pour la travée courante	42
Figure 12 : Bossages des câbles de continuité intérieurs	43
Figure 13 : Câbles de continuité extérieurs en travée courante.....	43
Figure 14 : Géométrie longitudinale	44
Figure 15 : Passage des câbles de fléau.....	44
Figure 16: Modélisation du fléau en console	45
Figure 17 : Modélisation de la structure.....	46
Figure 18 : Disposition de l'équipage mobile	47
Figure 19 : Disposition des charges QC2 et QC3	47
Figure 20 : Découpage en voussoirs	49
Figure 21 : Numérotation des sections d'études	53
Figure 22 : Variation de l'intrados pour les travées centrales.....	54
Figure 23 : Variation de l'extrados pour les travées de rive	56
Figure 24 : Modélisation de la structure pour le coulage sur cintre	59
Figure 25 : Effet du poids propre et de l'équipage mobile.....	59
Figure 26 : Enlèvement de l'équipage mobile	60
Figure 27 : Schéma de calcul pour l'enlèvement de l'équipage mobile	60
Figure 28 : Schéma de calcul pour la prise en compte du poids du voussoir de clavage.....	61
Figure 29 : Convention des signes	63
Figure 30 : Zone régnant les câbles.....	64
Figure 31 : Section d'étude et de vérification	67

Figure 32 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans les travées de rive	73
Figure 33 : Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée centrale [MN].....	74
Figure 34 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans les travées de rive	75
Figure 35 : Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée de rive en [MN]	75
Figure 36 : Modélisation pour le calcul de l'effort tranchant	79
Figure 37 : Effet Résal dans les hourdis inférieurs et supérieurs	81
Figure 38 : Schéma de calcul de la contrainte de cisaillement.....	82
Figure 39 : Poids propre du fléau	84
Figure 40 : Poids de la partie coulée sur cintre	85
Figure 41 : Tablier vu de dessus et conditions d'appui	87
Figure 42 : Poids propre d'un demi-fléau	88
Figure 43 : Situation normale de la construction	90
Figure 44 : Situation accidentelle de chute d'un équipage vide	91
Figure 45 : Dispositif de clouage	91
Figure 46 : Câbles de clouage et cales d'appui	92
Figure 47 : Soulèvement au niveau du fil de cale en A.....	93
Figure 48 : Equilibre par surtension des câbles sur une file.....	93
Figure 49 : Sections transversales d'étude	97
Figure 50 : Détermination de l'aire sectorielle.....	98
Figure 51 : Epure de la fonction sectorielle principale $\psi_C(s)$ de la section S1	98
Figure 52 : Epure de la fonction sectorielle principale $\psi_C(s)$ de la section S2	99
Figure 53 : Décomposition en chargements symétrique et antisymétrique	100
Figure 54 : Epure des contraintes normales dans la section à mi-travée.....	104
Figure 55 : Epure des contraintes normales dans la section à l'origine	104
Figure 56 : Epure de $S\psi$	106
Figure 57 : Loi de répartition transversale des cisaillements en torsion gênée.....	106
Figure 58 : Effort tranchant pour le cas de charge symétrique	107
Figure 59 : Epure de la variation du flux de cisaillement $\Delta\Phi_0$	108
Figure 60 : Epure de la variation du flux de cisaillement $\Delta\Phi_2$	108
Figure 61 : Variation du flux de cisaillement total.....	109
Figure 62: Modélisation du tablier pour le calcul des moments	109
Figure 63: Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELS.....	110

Figure 64 : Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELU	110
Figure 65 : Résultats sur le logiciel EXPERT 2009.....	111
Figure 66 : Détail de la tête de la pile	112
Figure 67 : Détail de la pile.....	113
Figure 68 : Détail de la culée	114
Figure 69 : Renversement longitudinale de la culée	117
Figure 70 : Renversement transversal	118
Figure 71 : Modèle de calcul des flexions au niveau de la pile	120
Figure 72 : Diagramme des moments fléchissant de la pile.....	121
Figure 73 : Renversement longitudinale	122
Figure 74 : Renversement transversale	123
Figure 75 : Configuration des 14 pieux avec la semelle de liaison.....	128
Figure 76 : Visualisation du maillage en éléments hexaédrique.....	130
Figure 77 : Modélisation de la semelle	130
Figure 78 : Eléments de référence et éléments V1	131
Figure 79 : Cartographie des contraintes σ_{zz} en MPa	136
Figure 80 : Schématisation des grandes étapes de construction.....	137

LISTE DES COURBES

Courbe 1 : Courbe de tarage.....	25
Courbe 2 : Moments fléchissants dus à la charge des superstructures en [MN.m].....	69
Courbe 3 : Courbe enveloppe des moments fléchissants dus à la charge UDL en [MN.m]	72
Courbe 4 : Courbe enveloppe des moments fléchissants dus à la charge TS en [MN.m].....	72
Courbe 5 : Courbe des moments fléchissants dû au fluage en [MN.m].....	72
Courbe 6 : Moments fléchissants dus au gradient thermique en [MN.m].....	73
Courbe 7 : Efforts tranchants dus à la superstructure en [MN].....	79
Courbe 8 : Efforts tranchants dus à la charge UDL en [MN]	79
Courbe 9 : Efforts tranchants dus à la charge TS en [MN]	79
Courbe 10 : Efforts tranchants dus au fluage en [MN]	80
Courbe 11 : Efforts tranchants dus au gradient de la température en [MN]	80
Courbe 12 : Variation du moment de torsion longitudinalement.....	103
Courbe 13 : Variation de la contrainte normale longitudinalement	104

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Calculs hydrauliques.....	ii
Annexe B : Les différentes valeurs du coefficient de rugosité K.....	vii
Annexe C : Abaques.....	viii
Annexe D : Câblage de l'ouvrage	x
Annexe E : Cas de chargement pour l'enveloppe des moments	xiv
Annexe F : Différentes types des appareils d'appui.....	xvi
Annexe G : Exemple d'ancrage des câbles 12T15.....	xviii
Annexe H : Organigramme de calcul des armatures à L'ELS	xix
Annexe I : Détails pour la conception de la culée.....	xx
Annexe J : Sous détails de prix	xxi
Annexe K : Calcul de la VAN.....	xxiii
Annexe L : Principe du découpage de la chaussée- Modèle de charge LM1.....	xxiv
Annexe M : Cartographie des contraintes	xxv
Annexe N : Programme « DRJ Pertes de tension ».....	xxvi

INTRODUCTION

Lors de la construction d'une voie de circulation, il arrive toujours un moment où l'on rencontre un obstacle qui peut être naturel ou artificiel. Pour assurer la continuité de la voie, deux solutions peuvent être imaginées : soit éliminer l'obstacle, soit conserver l'obstacle mais passer au travers, au-dessous ou au-dessus ou le contourner. Pour passer au-dessus, la construction d'un pont peut être similaire.

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux de plus en plus performants, à des moyens de calculs permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués et à la création de formes originales. Tout ceci dans l'optique d'apporter de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles de plus en plus impressionnant.

Le pont de Kamoro, vu son état critique, ne supporte même plus sa charge minimale et risque de s'effondrer à tout moment. Un tel désastre engendrerait des suites trop lourdes à la population qui en dépend, notamment en ce qui concerne la circulation des gens mais également la circulation des biens. Afin d'éviter les incidents qui risqueraient de coûter cher à l'Etat, un projet de reconstruction peut être avancé comme solution durable.

Vu la longueur de la brèche à franchir, nous proposons un pont hyperstatique construit par encorbellement successif, à titre de contribution à ce projet. Ce type de construction nous convient du fait de l'importance du débit évacué par le fleuve mais leur calcul demeure néanmoins assez complexe. Le présent travail de mémoire traite d'une manière simplifiée le calcul d'un tel ouvrage et s'intitule : « **PROJET DE RECONSTRUCTION DU PONT HYPERSTATIQUE DE KAMORO EN BETON PRECONTRAIT AU PK 405+900 SUR LA RN4** ».

L'ouvrage se divise en quatre parties :

- Partie I : Généralités sur le projet ;
- Partie II : Etude préliminaire ;
- Partie III : Etude de la superstructure ;
- Partie IV : Etude supplémentaire

Partie I :
GENERALITES SUR LE PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION GLOBALE DU PROJET

I.1. Localisation du projet

Le pont de KAMORO à reconstruire se trouve sur la RN4 au PK 405+900.

Géographiquement, il se trouve à la longitude 47,17 et de latitude -16,46 (Système de projection Laborde Madagascar, BD 500 FTM). Administrativement, il appartient à la Région de Boeny, district d'Ambato Boeny et situé à 2 km de la commune urbaine d'Ambondromamy. Il enjambe la Rivière Kamoro en reliant Mahajanga à la Capitale.

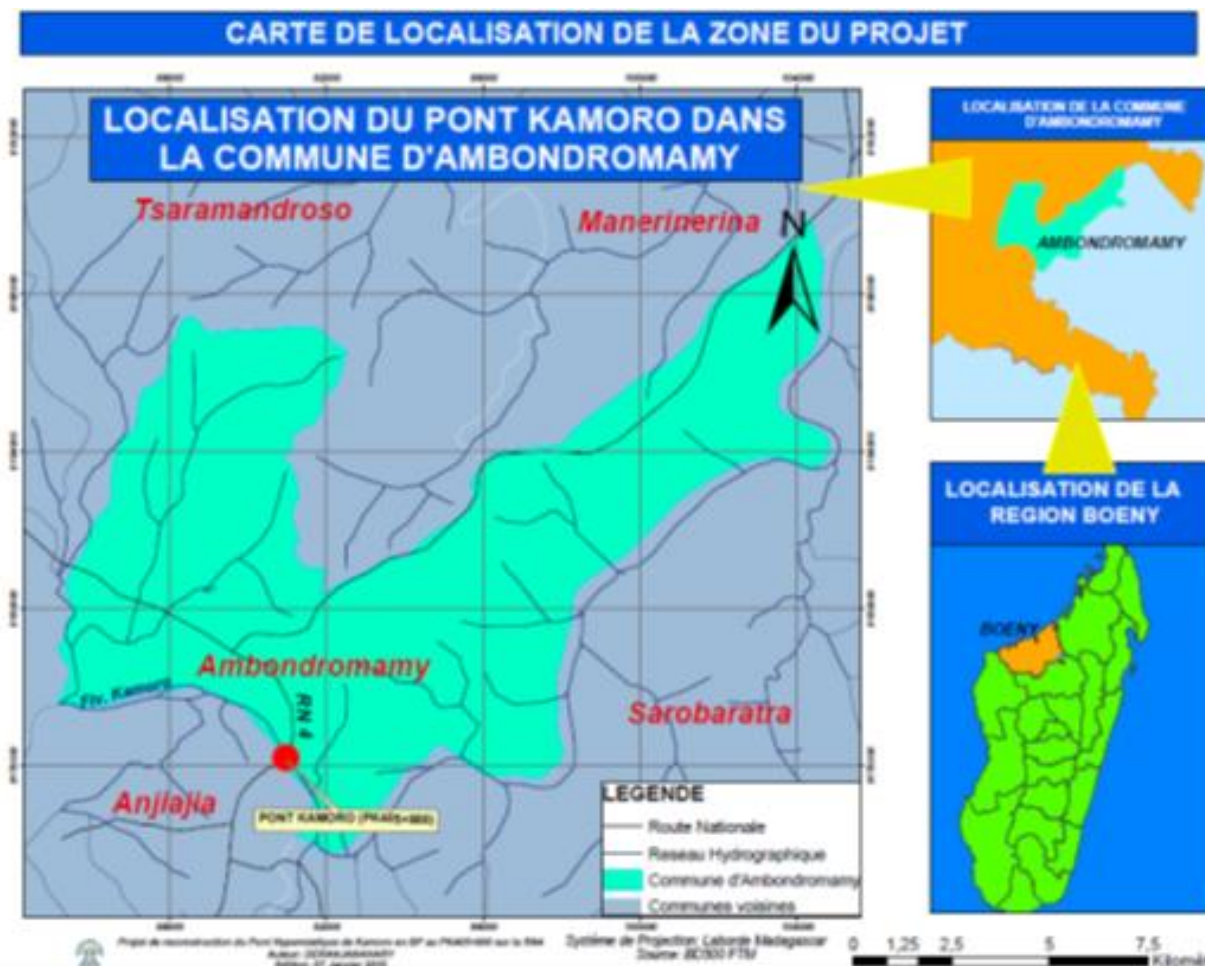


Photo 1 : Localisation du projet

I.2. Contexte du projet et choix du tracé

I.2.1. Contexte du projet

Le pont de Kamoro se détériore de jour en jour. Plusieurs lames du tablier sont manquantes et cette situation présente un grave danger pour les véhicules qui doivent passer sur ce pont suspendu. De plus, le pont ne supporte même plus les charges minimales et risque à tout moment de s'effondrer. Des accidents risqueraient de se produire à ce rythme et le passage pourrait alors être bloqué totalement.

En plusieurs endroits, les dégradations et les détériorations sont constatées ; les plus importantes se trouvant à cinq mètres de l'entrée de la passerelle à la sortie du village d'Ambondromamy. Des voitures ont été prises au piège car les plaques manquantes ne sont visibles qu'à quelques mètres.

Le ministère des Travaux Publics a déjà lancé des travaux de réhabilitation sur le pont de Kamoro mais cette solution n'est qu'une précaution. Le présent projet, consiste alors à construire un nouveau pont à deux voies en remplacement de l'actuel pont à une seule voie.

I.2.2. Choix du tracé

Du point de vue esthétique, nous proposons de démolir le pont existant et de le remplacer par le pont que nous étudierons dans le présent mémoire. Cependant, notre étude se limitera sur le nouveau pont après la démolition de l'ouvrage existant.

I.3. La zone d'influence du projet

La zone d'influence se définit comme les zones qui bénéficieront de la reconstruction du pont à étudier. Ici, ce sont les zones à proximité directe de la RN4 dont les districts de Maevatanana, Kandrehô et Tsaratanana. En effet, la reconstruction du Pont de Kamoro influerait favorablement et directement sur leur développement économique et social.

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

II.1. Démographie

La densité (nombre de population ramené à 1 km² de surface) moyenne de la population dans la zone d'influence est faible. On constate une répartition inégale de la population par district : les grandes villes sont saturées tandis que les régions enclavées ont une densité faible.

I.1.1 Effectif de la population

Nous présentons la répartition spatiale de la population dans la région de Betsiboka par le tableau suivant :

Tableau 1: La répartition spatiale de la population

District	Nombre de population	Superficie (km ²)	Densité (hab/km ²)
Maevatanàna	100432	10410	9,65
Kandreho	11201	6162	1,82
Tsaratanana	92012	13453	6,84
Total	203645	30025	6,78

Source : Monographie 2000 – Ministère de l'Agriculture

I.1.2 Perspective démographique

D'après le Ministère de la Population, le taux d'accroissement naturel de la population malgache est évalué à 3%. L'estimation de l'évolution de la population suit la loi exponentielle suivant :

$$P(t) = P(t_0) \cdot (1 + \alpha)^{(t-t_0)} \quad (1)$$

Avec :

$P(t)$: effectif de la population à estimer à l'année t

$P(t_0)$: effectif de la population à l'année t_0 prise comme référence

α : taux d'accroissement naturel de la population ($\alpha = 0,30$)

Supposons que l'ouvrage sera mis en service en 2020. Estimons alors la population pour cette année donnée et 10 ans après, soit en 2030.

Les résultats de l'estimation sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2 : Estimation de la population en 2020 et 2030

District	Population en 2020	Population en 2030
Maevatanàna	181393	243775
Kandreho	20231	27188
Tsaratanana	166184	223337
Total	367807	494300

L'effectif de la population dans la zone d'influence sera donc augmenté en 10 ans. Donc une augmentation des activités économiques s'impose : la demande émanant de la zone va croître, les échanges vont augmenter avec le trafic, des flux de migrations sont à prévoir,...

II.2. Equipements sociaux

II.2.1. Infrastructure Sanitaire

La zone de Mahajanga I est relativement bien équipée avec 1 hôpital principal, 2 centres de protection maternelle et infantile, 2 hôpitaux secondaires, 4 dispensaires d'Antanimasaja.

Les zones rurales sont moins équipées, néanmoins chaque district disposant d'un Service de Santé de district.

La répartition des districts sanitaires ainsi que des formations sanitaires ne correspondent pas obligatoirement à la division administrative des districts :

Tableau 3 : Infrastructures Sanitaires

District	Nombre de commune	CSF	CLCFS	Publics				Privés				F
				CSB1	CSB2	CHD1	CHD2	CSB1	CSB2	CHD1	CHD2	
Mahajanga I	1	0	0	1	4	0	0	0	11	0	1	17
Mahajanga II	9	0	0	7	5	0	0	0	3	0	0	14
Ambato Boeny	12	1	1	9	11	1	0	0	1	1	0	21
Marovoay	11	0	0	7	9	1	0	0	2	0	0	19
Mitsinjo	7	0	0	10	5	0	1	0	0	0	1	13
Soalala	3	0	0	12	3	1	0	0	1	0	0	14
Maevatanana	16	1	1	10	8	0	1	0	0	0	0	19
Tsaratanana	12	0	0	14	11	0	1	1	1	0	1	23
Kandreho	4	0	0	3	3	0	0	0	0	0	0	3
Total	75	2	7	73	59	3	3	1	29	1	3	143

Source: DIRDS Mahajanga

Légende :

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

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

CHD : Centre Hospitalier de Districts

CHD II : Centre Hospitalier de Districts II (avec antenne chirurgicale),

Les formations sanitaires sont inégalement réparties à l'intérieur des communes sur 75 communes de l'ensemble de la région, 2 communes n'ont pas de formation sanitaire dont le district d'Ambato-Boény et 1 dans la sous-région de Maevatanana.

La répartition en Districts Sanitaires ne correspond pas obligatoirement à la division administrative en district. La mise en place de CHD II dans les régions enclavées telles que Ambato-Boeni, Mitsinjo, Tsaratanana, Soalala est une nécessité impérieuse.

II.2.2. Infrastructure Scolaire

Les statistiques montrent que 9% des élèves inscrits au niveau I arrivent à passer au niveau II et de là, 8% seulement franchissent le seuil du niveau III.

Les taux de scolarisation, relativement assez bas pour l'ensemble de la région est de 54%.

Les infrastructures scolaires dans la zone d'influence sont généralement en mauvais états et les équipements scolaires y sont en manque.

Tableau 4 : Établissement scolaire

Type d'établissement	EPP		CEG		Lycée	
	Salles	NF	Salles	NF	Salles	NF
Ensemble zone d'étude	760	207	248	83	65	11

II.3. Activités économiques

Un projet routier vise toujours un impact positif sur les activités économiques dans sa zone d'influence. Afin de s'assurer l'écoulement des productions de ces régions et l'apport des demandes émanant de celles-ci, il apporte aussi des motivations pour les investisseurs ou encore les promoteurs touristiques, etc. Pour assurer rentabilité du projet, nous devons évaluer d'abord la potentialité économique de la zone. Pour assurer la rentabilité du projet, nous devons évaluer d'abord la potentialité économique de la zone. Dans notre projet, notre étude se limitera aux secteurs de l'agriculture, de l'élevage et de la pêche.

II.3.1. Agriculture

a) Superficie cultivée

La grande diversité des ressources agro-pédologiques de la région permet une gamme diversifiée de cultures aussi bien vivrières qu'industrielles ou de rente sur d'immenses plaines alluviales, de couloirs de baiboho et de bas-fonds inondables, couvrant une Surface Agricole Utile de 980 000 hectares dans la région de Boeny et de 590 000 ha dans la région de Betsiboka, soit 1 750 000 hectares de SAU pour l'ensemble de la région.

La répartition des surfaces cultivées par district est présentée ci-après :

Tableau 5 : Superficies cultivées par district

Districts	Superficie totales (ha)	Superficies cultivées	%
Mahajanga I	5300	-	
Mahajanga II	456800	13420	3,6
Ambato Boeny	918900	13505	3,4
Marovoay	575000	27245	4,3
Mitsinjo	573000	5935	1,8
Soalala	709000	22620	0,9
Maevatanana	1041000	12210	1,3
Tsaratanana	1345300	2180	1,4
Kandreho	616200	18880	0,4
Total	6107100	11600	2,6

Sources : Superficies Totales: RGPH

Superficies cultivées: Annuaire Statistique Agricole

D'après les données de l'Annuaire Statistique du Service de la Statistique, la superficie totale mise en culture serait de 116 000 hectares, soit 2,6 % de la superficie physique totale de la région. Faute de données disponibles, les superficies cultivées en coton et tabac ne sont pas incluses dans ces chiffres.

b) Types de culture

Cette grande diversité-pédo-écologique de la région de Boeny permet à chaque district une grande diversification de cultures.

Les cultures vivrières occupent la majorité totale de la surface cultivée, allant jusqu'à plus de 88%.

La principale culture vivrière est le riz, puis viennent par suite le manioc, le maïs, le haricot, la patate douce, le taro.

Les cultures de rente dont la culture principale est la caféiculture.

Les cultures industrielles : canne à sucre, arachide, cocotier, coton, tabac

c) Exploitation agricole

Districts	A	B	%	D	F	%	H
Mahajanga I	12465	11595	92,7	140		1825	15
Mitsinjo	9280	5155	54,4		0,8	8350	nd
Ambato Boeny	24330	21290	87,8			5955	nd
Soalala	5705	5460	95,9			475	69
Marovoay	21550	20740	96			1740	nd
Maevatanana	11605	10890	94,3			1320	nd
Tsaratanana	1415	1095	78			645	nd
Kandreho	17345	15445	89	440	1,3	3435	nd
Total	103695	91675	88,9	680	0,3	23745	nd

Tableau 6 : Répartition de la superficie par spéculation en hectare

Légende :

A : surface totale cultivée

B : Cultures vivrières

D : Cultures de rente

F : Cultures industrielles

H : Fruits

J : Légumes

L : Autres

D'après les données du Service de la Statistique Agricole (Min Agri) 1999, les cultures vivrières occupent plus de 88 % des superficies totales cultivées avec un maximum de 96 % à Marovoay et un minimum de 54,4 % à Mitsinjo. En deuxième importance viennent les cultures industrielles (Arachide et canne à sucre) avec 11,4 % des superficies et c'est surtout à Tsaratanana que cette activité est exercée avec 1,3 % des superficies cultivées de la région.

Les superficies cultivées en autres cultures industrielles (coton tabac) ne sont pas prises en considération dans ce tableau, faute de données. La surface totale cultivée en coton dans la région Nord-Ouest serait de 8 829 hectares en 1999.

II.3.2. Élevage

L'ensemble de la région du Boeny offre des conditions naturelles assez favorables à l'élevage. Elle est composée de plateaux à savanes, de dépressions enfermant de nombreux points d'eau, de plaines côtières à prairies et des zones de baiboho offrant de vastes pâturages.

Deux circonscriptions d'élevage couvrent l'ensemble de la région de Mahajanga avec ses 9 districts. Il s'agit du CIREL de Mahajanga réunissant le district de Mahajanga I et II, Mitsinjo, Marovoay Ambato-boeny et celle de Soalala et du CIREL de Maevatanana avec ses trois districts : Maevatanana, Kandreho et Tsaratanana.

En matière de gros élevage, les bovins prédominent, ils sont présents dans plus de la moitié des exploitations. Viennent ensuite les porcins dans quelques districts (Maevatanana, Tsaratanana, Port Bergé) mais toujours dans de très faibles proportions (< 10 %).

Pour petit élevage, le poulet et le canard sont élevés dans toutes les régions avec un taux de présence allant d'une exploitation sur deux, voire toutes les exploitations.

Les autres spéculations sont purement substantielles. L'apiculture présente dans quelques districts n'excédant pas 3 % des exploitations.

a) Elevage bovin

En général, on distingue trois systèmes d'élevage dans la région :

- Elevage de type extensif répandu dans les zones. Les animaux sont en liberté totale ;
- Le gardiennage : les bœufs sont conduits aux pâturages la journée et le bouvier les font rentrer au parc le soir. Ce système est adopté par certains éleveurs pour lutter contre le vol de bœuf ;
- Système de transhumance pendant la saison pluvieuse : animaux conduits loin du point habituel et mis en libre circulation. Le rassemblement du troupeau se fait périodiquement (hebdomadaire en général).

Nous représentons l'enquête faite sur l'élevage par le tableau suivant :

Tableau 7 : Enquête concernant l'élevage

Districts	1996	1997	1998	1999	Nombre d'éleveurs
Mahajanga I	66000	74000	56000	58000	6125
Mahajanga II	88000	72000	91000	60850	8233
Ambato Boeny	93700	118000	114000	95000	9571
Mitsinjo	86000	72000	83000	70000	7947
Soalala	91000	96000	90000	85000	3154
Maevatanana	74666	91458	91450	89234	11577
Tsaratanana	22107	22739	22749	20995	nd
Kandreho	159562	159256	156422	134322	8462
Total	681035	705453	704621	613401	55069

Source : Rapport annuel 1999 de la DIREL Mahajanga

*Enquête Agricole de Base 1998 / 1999 – SSA – Min-Agri

Tableau 8 : Evolution récente du Cheptel Bovin

	2000	2001
CIREL de Mahajanga	507082	448637
CIREL de Maevatanana	244561	225610
Total	75643	674247

Source : Annuaire Statistiques Agricole 2001

Le recensement de la Direction de l'élevage de Mahajanga note une légère diminution du cheptel en 2001 (12,5 %) par rapport aux années 2000 et 1999. Le nombre total d'éleveurs de bovins, d'après l'Enquête Agricole de Base (EAB1999) s'élève à 55 069 exploitations, soit en moyenne 11 tête par exploitation. Il n'est cependant pas rare de voir des éleveurs de la région disposer de plus de 1 000 têtes. Trois districts détiennent les 51,8 % du cheptel : Tsaratanana 21,9 %, Ambato-Boeny 15,4 %.

b) Elevage Porcin

L'élevage porcin est relativement peu important dans la région. L'évolution de la production est la suivante :

Tableau 9 : Évolution récente du Cheptel Porcin

	2000	2001
CIREL de Mahajanga	12121	8776
CIREL de Maevatanana	15576	26600
Total	27700	35376

Source : Annuaire Statistiques Agricole 2001

Si pendant les trois dernières années, le cheptel a connu une évolution positive assez lente, en 1999, la peste porcine africaine aurait fait beaucoup de ravage, plus de 58 % du district de Maevatanana qui est la principale zone de production possédant plus de 44 % du cheptel.

Dans le district de Mitsinjo et Soalala, où la population à majorité Sakalava est liée à un tabou (fady) systématique concernant le porc, l'élevage porcin est relativement peu important. Cependant, le tabou ne constitue qu'un des facteurs qui freine l'élevage de cet animal réputé vorace et difficile à nourrir dans le cadre d'un élevage intensif. Ainsi le mode d'élevage du porc dans la région est également du type extensif. Les troupeaux de porcs sont laissés en liberté à la recherche d'ordures ménagère ou d'autre détritux à l'exception de quelques noyaux d'éleveurs sensibles aux techniques nouvelles.

c) Elevage Ovin – Caprin

L'élevage des petits ruminants n'est pas très développé dans la région.

Tableau 10 : Évolution Cheptel Ovins / Caprins

Districts	1996	1997	1998	1999
Mahajanga I et II	500	1300	1900	2150
Marovoay	750	550	1600	600
Ambato Boeny	2140	2710	13530	1582
Mitsinjo	900	1040	240	250
Soalala	90	20	200	250
Maevatanana	1150	1323	569	1388
Tsaratanana	0	0	0	0
Kandreho	250	300	322	250
Total	5105	6078	704621	6420

Source : Rapport Annuel de l'année 1999 – DIREL Mahajanga

		2000	2001
CIREL de Mahajanga	Ovin	325	330
	Caprin	40	50
CIREL de Maevatanana	Ovin	928	1030
	Caprin	1 200	1200
Total		2493	2610

Source : Annuaire Statistique Agricole 2001

Animaux réputés dévastateurs, l'élevage des ovins et caprins n'intéresse que peu de gens (864 Exploitants dans la région), exceptées des régions à prédominance musulmane (Mahajanga I et II, Ambato-Boeny).

d) Elevage avicole

L'élevage de volaille reste encore au niveau familial suivant une pratique traditionnelle.

Tableau 11 : Évolution du cheptel avicole 1998 – 2001

	1998	1999	2000	2001
CIREL de Mahajanga	1629000	593440	655000	657000
CIREL de Maevatanana	541611	225500	263000	265000
Total	2170611	818940	918000	922000

Source : Annuaire Statistique Agricole 2001

Une forte diminution du cheptel est enregistrée entre 1998 et 1999, probablement causé par un passage d'une épizootie dangereuse dans cette région pendant cette période qui a fait disparaître les 60 % de l'effectif total. Ce chiffre renseigne sur l'insuffisance de dispositifs et infrastructures sanitaires dans la région en question et dans le monde rural en général.

II.3.3. Pêche et ressources Halieutiques

D'après l'étude effectuée par la FAO en 1987 – 1990, les réserves de ressources halieutiques du pays sont estimées à 340 410 tonnes pour les façades maritimes et 40 000 tonnes pour la pêche continentale, l'aquaculture produisant 88 000 tonnes ce qui fait un total de 448 400 tonnes.

a) La Pêche Industrielle

La pêche industrielle est essentiellement maritime et vise surtout les crevettes, les poissons et les crabes. A Mahajanga, quatre sociétés s'occupent de la pêche industrielle.

Tableau 12 : Production industrielle

Sociétés	Activités	Production (T)
SOMAPECHE (Société Malgache de Pêcherie)	– Chalutage de crevettes ; – Exportation dans les pays asiatiques (Japon), pays européens et crevettes.	– Crevettes : 4000 à 5000 T – Poissons 2 500T
REFRIGEPECHE – Ouest	– Chalutage de crevettes – Exportation de crevettes	– Crevettes : 850 Tonnes – Poissons 1 500 Tonnes
PECHEEXPORT	– Pêche, collecte de tous produits halieutiques ; – Chalutage de crevettes.	– Moyenne annuelle crevettes : 250 à 350 Tonnes ; – Poissons
CRUSTA-PECHE	– Pêche industrielle ; – Chalutage de crevettes ; – Traitement des produits ; – Vente locale	ND

Source : Ministère de la Pêche et des Ressources Halieutiques 2001

b) La Pêche Artisanale

La pêche artisanale et maritime est très importante dans la zone et dans l'ensemble de la région en général.

La zone présente trois sociétés artisanales de pêche

- La SOGEDIPROMA

Grâce à l'appui du projet OFCF, la SOGEDIPROMA a pu réaliser l'extension de ses activités sur les hautes terres en particulier : Antsirabe, Ambositra et Fianaratsua. La SOGEDIPROMA distribue des matériels de pêche aux groupements de pêcheurs traditionnels, en contrepartie des produits capturés par ces derniers.

- La PECHEXPORT

Elle a fourni des efforts pour mener à terme la réhabilitation des salles de traitement en 1999.

- La COPEMAD

Le chalutier COPEMADEX a été déclassé en artisanat en 1999.

Le tableau suivant nous donne le volume de production de la pêche artisanale :

Tableau 13 : Société ayant une base à terre

Noms des sociétés	Nombre vedette	Produits ciblés	Productions (T)		
			Poisson	Crevette	Crabe
SOGEDIPROMA	15	Poisson	75	95	55
		Crevette			
PECHEXPORT	4	Poisson	110	145	-
		Crevette			
COPEMAD	1	Poisson	55	9	-
		Crevette			

Source : Ministère de la Pêche et des Ressources Halieutiques

Noms des sociétés	Nombre vedette	Produits ciblés	Productions (T)		
			Poisson	Crevette	Crabe
Entreprise FIANATSA	1	Poisson	15	55	55
		Crevette			
LEMONY	1	Poisson	110	145	-
		Crevette			
NISAKA Jean	1	Poisson	250	50	-
		Crevette			
RAJAOSON	1	Poisson	50	-	-
		Crevette			

Tableau 14 : Activités à caractère familial

Source : Ministère de la Pêche et des Ressources Halieutiques

Volume de production totale de la pêche artisanale : 665 tonnes de poisson, 454 tonnes de crevettes et 55 tonnes de crabe.

Une société EXPOLMA expédie des crevettes vivantes aux Seychelles, 2 300 tonnes environ par an.

c) La Pêche traditionnelle

La pêche traditionnelle est à la fois maritime et continentale. Les équipements utilisés sont les lignes, les filets maillants, Kira, le kopiko, les éperviers, les semés de plage, les nasses et les pirogues.

Dans la région de Boeny, l'activité pêche continentale est très active tandis que dans la zone de Betsiboka, elle reste une activité secondaire.

Tableau 15 : Caractéristique de la pêche continentale

District	Nbre de lac	S (ha)	Nombre de pecheur	Potentialité	Espèce existant	Engins utilisés
Mahajanga I et II	8	100	1	10	Tilapia	Filet
Mitsinjo	35	16200	15	1900	Tilapia, Bika Vangolopaka Varilala Carpe, Fibata	Filet Nasse Moustiquaire
Soalala	5	550	-	35	Tilapia Varilava	Filet
Ambato Boeny	60	3450	5	300	Tilapia, Carpe Vangolopaka Fibata	Filet Nasse Moustiquaire
Maevatanana	35	5310	Non recensé	ND	Melanoplaneur Black-bass Tilpia Marakela	Lige, filet nasses
Tsaratana	2	116	Non recensé	40	Melanoplaneur Black-bass Tilpia Marakela	Lige, filet nasses

Source : Direction Inter-Régionale de la Pêche et des Ressources Halieutiques Mahajanga

La pêche traditionnelle est très importante à Mitsinjo. On y assiste en effet à une surexploitation des lacs. L'autorisation des mailles des filets et le calendrier de la pêche ne sont pas respectés. Dans la région de Betsiboka, la grande partie de la production de la pêche est autoconsommée ou vendue sur le marché local. Tandis qu'à Tsaratana, la production de poissons est insuffisante pour les besoins de la population.

Conclusion

Cette étude socio-économique nous a permis de constater que la zone d'influence du projet a une forte potentialité économique basée sur ses ressources aussi bien naturelles qu'humaines. L'accroissement incessant de la population et le développement des différents secteurs d'activité provoquent obligatoirement l'augmentation de la circulation des biens et des personnes. L'état des routes semble être le plus grand obstacle à un développement effectif de la région. La réhabilitation des infrastructures routières est donc primordiale pour cette zone.

CHAPITRE III : ETUDE DU TRAFIC AU NIVEAU DU SITE

La largeur tablier adéquat, le nombre de voies de circulation, la largeur des voies, celle des trottoirs, l'existence ou non de voie cyclable et autres caractéristiques d'un pont dépendent beaucoup de l'évaluation de la nature et de l'intensité du trafic. Pour cela, nous avons besoin de projeter dans le futur le trafic croissant que le pont aura à supporter tout au long de sa durée de service.

III.1. Trafic passé

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

Tableau 16 : Le nombre de trafic journalier passé (véhicules/jour)

Année	2006	2007	2008	2009
Trafic	226	251	283	315

III.2. Prévision du trafic futur

III.2.1. Trafic actuel

D'après la définition, nous pouvons écrire la formule suivante pour calculer le taux de croissance du trafic :

$$\alpha = \frac{100}{n} \left[\frac{T(t)}{T(t_0)} - 1 \right] \quad (2)$$

Avec :

$T(t)$: Nombre de trafic de l'année

$T(t_0)$: Nombre de trafic de l'année de référence

$$T(t) = T(2009) = 315$$

$$T(t_0) = T(2006) = 226$$

$$n = t - t_0 = 3$$

Après calcul, $\alpha = 13,13\%$

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

$$T(t) = T(t_0). (1 + \alpha)^{n+1} \quad (3)$$

$$T(t) = T(2018)$$

$$T(t_0) = T(2009) = 315$$

$$n = t - t_0 = 9$$

D'où $T(2014)$ est estimé à 1082 véhicules/jour

III.2.2. Trafic futur

Du fait de la croissance démographique et activités économiques, le trafic ne cessera d'augmenter. Ce qui nous pousse à déterminer le trafic à venir durant la durée de vie du nouvel ouvrage afin de satisfaire les besoins des usagers. En utilisant la formule ci-dessus, le volume du trafic est donné par le tableau suivant :

Tableau 17 : Trafic futur de la RN4 en véhicules/jours

Année	2018	2028	2038	2048	2058	2068
n	9	19	29	39	49	59
Trafic	1082	3714	12754	43795	150383	516390

Conclusion :

Au cours du temps, sans faire le calcul jusqu'à l'année 2118, le trafic ne cesse donc d'augmenter. Pour pallier à cela, nous choisirons alors un pont à double voies 2 x 3,5 m, équipé d'un dispositif de retenu permanent qui mettra en sécurité les véhicules en cas de perte, ainsi que des trottoirs de 1,5 m de large.

CHAPITRE IV : DESCRIPTION DES STRUCTURES EXISTANTS

IV.1. Caractéristiques générales de l'ouvrage

Le pont Kamoro est un ouvrage à deux travées suspendues sans câble de tête et dont les portées respectives entre points d'inflexion :

- 206,50 m pour la travée principale (ou centrale) ; entre points d'épure d'inflexion sur selles fixes en tête de pylônes ;
- 56,00 m pour la travée de rive droite suspendue, entre l'épure de selle fixe sur le pylône et le massif d'encrage de la rive droite.

En rive gauche, la nappe de retenue est composée de 12 câbles identiques à ceux de la travée principale (nappe discontinue). La distance entre le point d'épure d'inflexion en tête de pylône et l'encrage de la rive gauche est de 45 m environ. L'angle de la corde à l'horizontale est de 25,4° environ.

La flèche des câbles de la travée principale à la corde est de 20,6 m en théorie. Aucune information n'est disponible pour la flèche de la travée suspendue en rive droite.

Les deux pylônes sont des portiques en structure métallique, articulés à leur base ancrée sur des piles en béton. Les câbles suspenseurs sont discontinus avec ancrage en tête du pylône.

Chaque ferme de suspension comporte 12 câbles monotorons de $\Phi 500$ mm environ, constitué chacun de 127 fils de 3,8 mm pour une section de $12 \times 1440 \text{ mm}^2$ par ferme. Ces câbles sont groupés en rectangle horizontal, formant une nappe fermée sur toute leur longueur ; ils s'épanouissent ensuite en 3 nappes de 4 câbles à l'approche des ancrages par l'intermédiaire d'un collier spécial qui les met en direction des tirants d'ancrage.

En tête du pylône, chacune des 3 nappes est ancrée à un axe de $\Phi 160$ mm au moyen des étriers. Les suspentes, au nombre de 152 de chaque côté pour la travée suspendue centrale et 36 de chaque côté pour la travée suspendue de la rive droite, sont en câbles ancrés par l'intermédiaire de culot sur des étriers. Les suspentes prennent ainsi appui en partie haute sur des colliers en acier moulé et en partie basse sur des goujons $\Phi 80$ encastrés sur les débordements des entretoises. Les suspentes sont espacées de 1,30 m environ.

L'attache haute des suspentes est composée de 1 étrier $\Phi 28$ avec culot à 3 trous accrochés sur le collier d'encastrement.

L'attache basse des suspentes est composée de 2 étriers $\Phi 22$ avec culot à 5 trous pris sur un goujon $\Phi 80$ et accroché à l'extrémité des entretoises.

L'ouvrage livre passage à une chaussée de 3,00 m en platelage métallique ARNODIN et à deux butte-roues trottoirs de 0,50 m.

Le tablier est constitué d'une ossature entièrement métallique et d'un platelage métallique en caissons brevetés ARNODIN de 15 cm d'épaisseur.

Les poutres de rigidité latérales en treillis de hauteur constante de 2,3 m encadrent la chaussée. Les trottoirs sont constitués par des membrures en ILA 300x300, de diagonales en IPN de 300 x125, et sont contreventés horizontalement, au niveau inférieur, de l'entretoise par des plats de section variable.

Des lisses métalliques complètent les vides des poutres de rigidité le long des trottoirs.

Les entretoises en IPN de 280 x 119 sont espacées de 1,3.

Elles sont renforcées par des plats les parties extérieures aux poutres pour la reprise des efforts des attaches des suspensions.

Le renfort longitudinal de l'ensemble du tablier est assuré par une sous-longrine (ou sous-longeron) continue en IPE 300 ancrée sur les entretoises par des étriers $\Phi 22$.

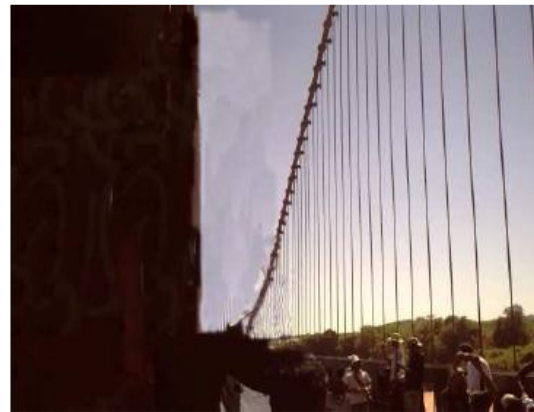


Photo 2 : Pylône coté Majunga - câble porteur et suspentes

IV.2. Relevé et location des dégradations

On peut recenser les principaux désordres qui affectent dangereusement l'ouvrage :

- Les câbles, les suspentes et les systèmes d'attaches sont oxydés et usés à la limite la rupture ;
- Les axes et les étriers d'ancrages sur le massif en béton sont fortement endommagés par leurs enfouissement dans les détritux encombrant le fond de fosse ;
- Les culots d'ancrage en tête du pylône sont fortement abimés et en situation de fluage avec risque d'arrachement des câbles :

- Les structures du tablier sont fragilisées par zone et nécessitent des renforcements sérieux ;
- Vieillissement général des protections anticorrosion en particulier sur les entretoises et le sous-longeron ;
- Les platelages métalliques et trottoirs sont fissurés et détruits par l'usure. On assiste même à des arrachements dans les surfaces de roulement fortement sollicitées ;
- Les appuis à rouleaux sont inadaptés à l'ouvrage et obsolètes ;
- Les rails de nacelle sont aussi fortement oxydé et dangereusement déformés ;
- Les nacelles de visite sont inadaptées et obsolètes.

Il faut remarquer également que les charges qui peuvent traverser le pont sont actuellement Limitées à 10 T.

Conclusion :

Les dégradations du pont Kamoro sont énormes et des réparations doivent avoir lieu le plus tôt possible. Néanmoins, vue la potentielle économique, sociale et démographique de la zone ainsi que la croissance importante du trafic et l'état actuel du pont, une réparation ne représente pas une solution durable. Deux solutions de réparation sont envisageables: il y a la solution à moyenne terme (25 ans) et la solution à long terme (50 ans). A moyenne terme c'est-à-dire pendant 25 ans, on peut réparer et garder le pont à une seule voie. Mais à long terme, le pont à deux voies sera impératif.

Partie II :
ETUDES PRELIMINAIRES

CHAPITRE V : ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

Ce chapitre traite des données hydrologiques ainsi que des études hydrauliques permettant de caler l'ouvrage. Un programme de calcul programmé sur Excel a été conçu afin de traiter les données en suivant la méthode de l'hydrologie statistique basée sur la loi de Gumbel. Il suffit alors d'entrer les données dans les cases convenables. Le programme ainsi que les différentes étapes de calcul sont exposés dans l'**Annexe A**.

V.1. Partie hydrologie

V.1.1. Les pluies journalières maximales de diverses périodes de retour H(24,P)

Les données pluviométrique du lieu n'est pas encore disponible, alors on se réfère aux autres données pluviométrique de la région du Betsiboka. Pour cela, nous utilisons les données de pluies journalières maximales au niveau de la station Maevatanana montrées par le tableau de l'**Annexe A** coloré en vert.

Le programme donne alors les pluies journalières maximales de diverses périodes de retour :

Tableau 18 : Différentes valeurs de H(24,P)

P [ans]	H(24,P)
25	839,4
50	928,7
100	1017,4

La vérification de l'ajustement par le test du χ^2 nous conduit à une vérification satisfaisante, nous pouvons alors utiliser ces résultats dans toute la suite.

V.1.2. Les débits de crues de diverses périodes de retour Q(P)

Un grand bassin de surface 11 210,71 km² alimente la rivière de Kamoro.

Le bassin versant possède les caractéristiques suivantes :

Tableau 19 : Caractéristiques du bassin versant

Surface [km ²]	11210,127
Périmètre [m]	677,0658
Côte maximale $Z_{\max}$	1487
Côte minimale $Z_{\min}$	83

Nous pouvons utiliser deux méthodes pour calculer le débit de crue d'un grand bassin : notamment la méthode de Louis Duret et la méthode de SOMEAH. L'expérience montre que la méthode de Louis Duret donne un faible débit par rapport à celle de SOMEAH. C'est pourquoi nous avons choisi d'utiliser la méthode de SOMEAH dans le programme pour plus de sécurité. Les résultats des débits donnés par le programme sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 20 : Différentes valeurs de Q(P)

P[ans]	H(24,P)[mm]	Q(P) [m ³ /s]
10	839,4	18025,21
50	928,7	20746,49
100	1017,4	23550,71

Vu l'importance du projet, le programme détermine les intervalles de confiance selon la loi de Gumbel avec un degré de confiance de 95% et les intervalles de confiance sont données par le tableau suivant :

Tableau 21 : Les intervalles de confiance selon la loi de Gumbel

P	Qc	Q(P)
25	16364,784 < Qc < 20866,378	18025,21
50	18753,977 < Qc < 24067,334	20746,49
100	21170,769 < Qc < 27351,236	23550,71

Les valeurs de débits de crues Q(P) calculées entrent bien dans ces intervalles. Elles peuvent alors être utilisées dans la suite de l'étude sans présenter de risque.

V.2. Partie hydraulique

Pour franchir la rivière, il faut connaître la hauteur d'eau correspondant à une crue du projet. Pour être en sécurité, nous utiliserons le débit de crue correspondant à une période de retour de 100 ans. De plus, les normes actuelles (Eurocodes) fixent cette durée pour les ouvrages d'art.

V.2.1. Détermination de la hauteur d'eau normale h

Le programme exposé en **Annexe A** inclut le calcul de cette hauteur d'eau par la formule de Manning-Strickler, assimilant la section de la rivière à un trapèze illustré comme suit :

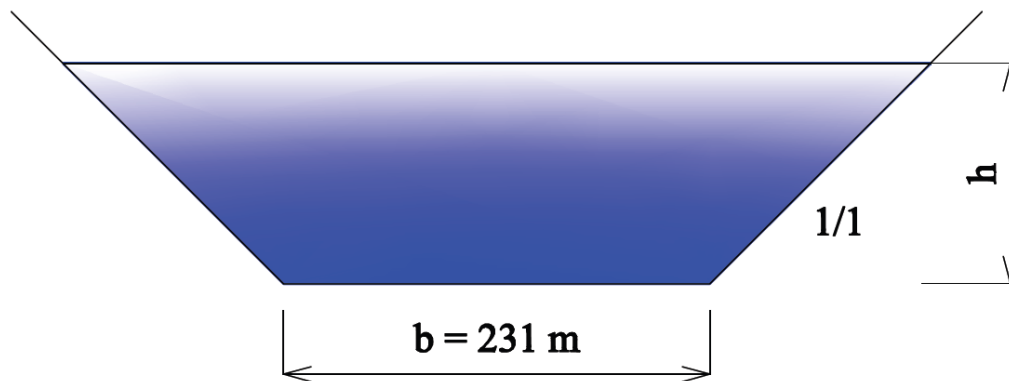


Figure 1: Assimilation de la section du cours d'eau en un trapèze

Les données, concernant la rivière, utilisées dans le programme sont montrées par le tableau ci-après :

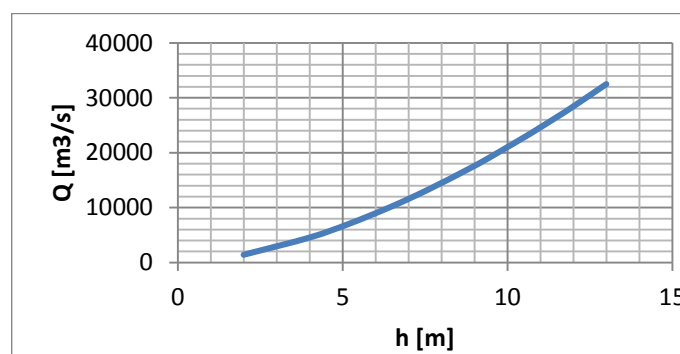
Tableau 22 : Caractéristiques de la rivière

Fruit	1
Largeur au plafond [m]	231
Pente moyenne [m/m]	0,004615
Coefficient de rugosité k	29

Le coefficient de rugosité k est fonction de l'état des berges et du fond. Le tableau permettant d'effectuer le choix de ce paramètre est incorporé dans l'**Annexe B**

Nous obtenons les résultats suivants :

- La hauteur d'eau normale est $h = 10,72 \text{ m}$ et la vitesse d'écoulement $V = 9,09 \text{ m/s}$;
- La courbe de tarage $Q = f(h)$ donnée par le programme est :



Courbe 1 : Courbe de tarage

V.2.2. Surélévation du niveau de l'eau

La hauteur déterminée précédemment est celle du plan d'eau sans l'ouvrage. Cependant, la présence d'un ouvrage provoquerait en général une surélévation du niveau d'eau dû à la présence des piles. Cette surélévation est déterminée par : $\Delta Z = \Delta Z_1 - \Delta Z_2 + \Delta H_f$

a. Calcul du 1er terme ΔZ_1

C'est la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta Z_1 = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} \quad (3)$$

Q : Débit de crue en m^3/s ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 m/s^2$) ;

S_0 : Débouché du pont correspondant au débit Q en m^2 ;

C : Coefficient de débit donné par la formule suivante :

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

C_C : Coefficient de contraction ;

C_E : Coefficient dû aux conditions d'entrée ;

C_θ : Coefficient dû au biais du pont ;

C_P : Coefficient dépendant des piles ;

C_F : Coefficient dépendant du nombre de FROUDE ;

C_Y : Coefficient dû à la profondeur relative de l'eau ;

C_X : Coefficient dû à l'excentricité du pont par rapport à l'écoulement majeur ;

C_S : Coefficient dû à la submersion de l'ouvrage.

• Calcul de coefficient de contraction C_C

Ce coefficient de contraction dépend de la valeur de $\frac{b}{B_0}$ et de la contraction $m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}}$.

b : Largeur moyenne des remblais d'accès talutés à 1/1, soit $b = 10 m$;

B_0 : Débouché linéaire efficace du pont, $B_0 = 252 m$

S_0, R_0 : Section mouillée et rayon hydraulique au droit du franchissement ;

S_{AM}, R_{AM} : Section mouillée et rayon hydraulique en amont de l'ouvrage.

Pour notre projet, le cours d'eau ne présente qu'un seul lit donc les coefficients de transfert T_0 et T_{AM} respectivement au droit et à l'amont de l'ouvrage sont égaux.

D'où $m = 0$.

Nous avons : $\frac{b}{B_0} = 0,039$ donc, d'après l'abaque d'influence de contraction (**Annexe C1**)

$$C_C = 1$$

- **Détermination du coefficient dû aux conditions d'entrée C_E**

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

- **Détermination du coefficient dû au biais du pont C_θ**

C'est le coefficient en fonction de la position du pont avec la perpendiculaire à l'écoulement.

Comme l'angle que forme le pont avec l'axe de la rivière est :

$\theta = 90^\circ$ donc $C_\theta = 1$. (**Annexe C3**)

- **Détermination du coefficient dû à la présence des piles C_P**

Ce coefficient est en fonction du nombre n_p , des dimensions, du type de la pile et de la contraction m .

Les piles sont assimilées à des piles circulaires de diamètre $\phi = 3$ m

Nous avons $n_p = 3$, $B_0 = 252$ m et $m = 0$ donc, $\frac{n_p \cdot \phi}{B_0} = 0,03$

En utilisant l'abaque de l'**Annexe C2** $C_P = 0,95$

- **Détermination du coefficient dû à l'influence du nombre de Froude C_F**

Le nombre de FROUDE est défini par la formule suivante : $Fr = \frac{Q_{100}}{S_{AV} \sqrt{g Y_{AV}}}$

S_{AV} : Section mouillée en aval de l'ouvrage $S_{AV} = S_0 = 2591,2384$ m² (Lit unique) ;

Y_{AV} : Profondeur moyenne en aval $\left(Y_{AV} = \frac{S_{AV}}{B_0} = 10,28 \text{ m} \right)$

Le nombre de Froude est égale à $Fr = 0,90$

D'après l'abaque d'influence du nombre de FROUDE (**Annexe C4**) $C_F = 1,08$

- **Détermination du coefficient dû à la profondeur relative d'eau au droit de l'ouvrage C_Y**

C'est un coefficient en fonction du paramètre $\frac{Y}{B_0}$ (Y profondeur relative de l'eau au droit de culée) et m .

Pour $m = 0$ nous avons : $C_Y = 1$

- **Détermination du coefficient dû à l'excentrement du pont C_X**

Comme nous avons un pont non excentré : $C_X = 1$

- **Détermination du coefficient de submersion éventuelle du pont C_S**

Submersion évitée : $C_S = 1$

Ainsi, $C = 1,026$ et $\Delta Z_1 = 4$ m

- b. Calcul du 2^{ème} terme ΔZ_2**

C'est la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont, elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta Z_2 = \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} \text{ où } V_{AM} = \frac{Q}{S_{AM}} = 9,08 \text{ et } \alpha \text{ est compris entre } 1,0 \text{ et } 1,2$$

En prenant $\alpha = 1,1$, on trouve $\Delta Z_2 = 4,62 \text{ m}$

c. Calcul de la perte de charge due au frottement ΔH_f

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_f = B_0 \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2 \quad (4)$$

$$\text{Où } T_0 = T_{AM} = k S_0 R_0^{\frac{2}{3}} = 346677,395$$

$$\Delta H_f = 1,21 \text{ m}$$

Finalement, la surélévation du niveau d'eau est $\Delta Z = 0,59 \text{ m}$

d. Tirant d'air

Comme l'ouvrage est implanté dans une zone forestière, le cours d'eau peut amener des corps flottants ou des branchages. Le pont devrait garantir l'évacuation de ces corps flottants ou de ces branchages. En plus, l'accumulation de ces débris provoquerait la dégradation de l'ouvrage. C'est pour cette raison que nous sommes obligés de prévoir une hauteur suffisante entre la côte sous poutre. Nous allons donc prendre un tirant d'air de 4,50 m pour éviter toute perturbation et permettre la navigation des pirogues.

Donc,

$$HSP = h + \Delta Z + \text{tirant d'air} = 15,81 \text{ m}$$

Remarque :

Dans notre cas, il s'agit d'une poutre caisson de variation parabolique; la hauteur sous poutre en question étant la hauteur sous les voussoirs sur pile. Ainsi, pour calculer la longueur de la brèche à franchir, la HSP s'ajoute à la hauteur du voussoir sur pile. Nous pouvons donc construire un pont de 270 m de longueur.

Récapitulation

L'ouvrage a les caractéristiques hydrologiques et hydrauliques suivantes :

- Débit de crue : $Q_{100} = 23550,71 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Hauteur naturelle d'eau : $h = 10,72 \text{ m}$;
- Tirant d'air : 4,50 m ;
- Surélévation du niveau de l'eau : $\Delta Z = 0,59 \text{ m}$;

- Plus haute eau cyclonique : $PHEC = 11,31 \text{ m}$;
- Hauteur sous poutre : $HSP = 15,81 \text{ m}$;
- La longueur de la brèche à traverser : 270 m .

Les dimensions du pont déterminées permettent de passer aux études suivantes: la proposition et la comparaison des variantes.

Conclusion :

L'importance de la hauteur sous poutre nous rassure sur le critère choix du pont à concevoir.

Un tel pont serait mieux adapté car la construction du tablier ne fait aucun contact avec le sol.

CHAPITRE VI : ANALYSE DES VARIANTES PROPOSEES

Compte tenu du contexte du projet, nous pouvons désormais proposer différents ouvrages pour franchir la rivière Kamoro.

La comparaison aboutira à la solution structurale retenue. Les dimensions proposées dans les différentes variantes ont été déduites après consultation de plusieurs ouvrages du même type déjà réalisés.

Beaucoup de critères peuvent nous mener à choisir la structure du pont à construire, mais notre choix se limitera sur quelques critères importants.

Les variantes à comparer seront évaluées selon l'ordre des critères suivants :

- Longueur de la brèche à franchir ;
- Coût ;
- Débouché hydraulique ;
- Entretien ;
- Durée de vie;
- Quantité de matériaux.

VI.1. Aperçu sur les critères de choix

a) Longueur de la brèche à franchir (C1)

La connaissance de la longueur de la brèche à franchir nous mène à choisir la structure du pont mieux adapté.

b) Coût (C2)

C'est un critère de base d'une construction. Concevoir un projet économique et répondre aux exigences des usagers, c'est-à-dire, assurer leur confort et leur sécurité doit être le principal but du projeteur.

c) Débouché hydraulique (C3)

Il est important de connaître le débouché hydraulique car on peut comprendre à l'avance la facilité d'évacuation de débit à travers l'ouvrage.

d) Entretien (C4)

Une fois construit, l'ouvrage nécessiterait des entretiens, il sera bon d'envisager au préalable l'ampleur et la fréquence des entretiens de l'ouvrage.

e) Durée de vie (C5)

La durée de vie présente un lien étroit avec le coût du projet. Une durée longue signifie qu'il y a moins d'entretiens et de répartitions.

VI.2. Présentation des variantes proposées

VI.2.1. Pont à poutres en béton précontraint

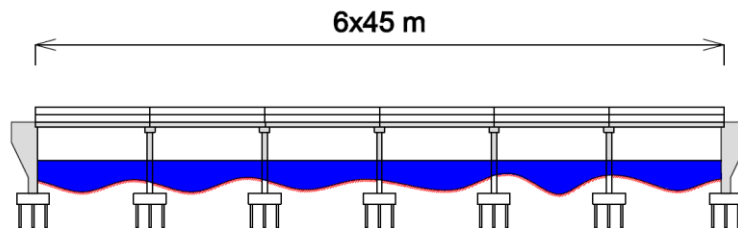


Figure 2 : Variante pont à poutres en BP

Le pont est de type VIPP et composé de 6 travées isostatiques de 45,00 m chacune.

Les poutres ont une hauteur de 1,70 m. Les piles et les culées sont fondées sur des pieux forés reliés par une semelle de liaison. Les piles en BA sont constituées de 3 fûts reliés en tête par un chevrete.

La présence des cinq piles semble gêner l'évacuation des crues en période de pluies.

La quantité de matériaux utilisés pour la structure reste raisonnable, tout de même pour le coût

VI.2.2. Pont à haubans

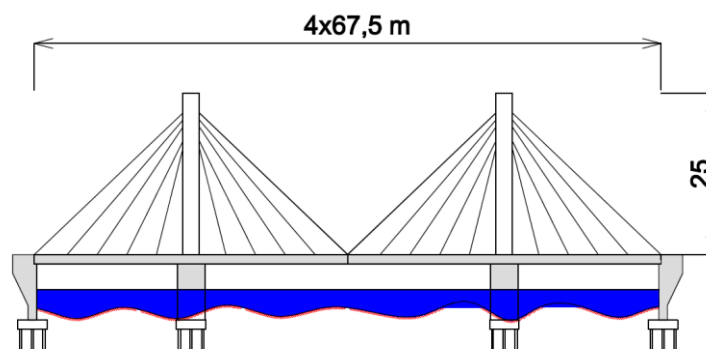


Figure 3 : Variante pont à hauban

Les ponts à haubans permettent également le franchissement de très grandes portées.

L'ouvrage est symétrique avec deux mâts de 25,00 m de hauteur et quatre travées de 67,50 m de part et d'autre de ceux-ci.

Les deux piles sous les mats n'empêchent pas trop l'évacuation des crues.

La quantité de matériaux utilisés semble être raisonnable et ne diffère pas trop de celle de la variante à poutres en BP. Donc, le coût est également raisonnable.

VI.2.3. Pont hyperstatique en BP

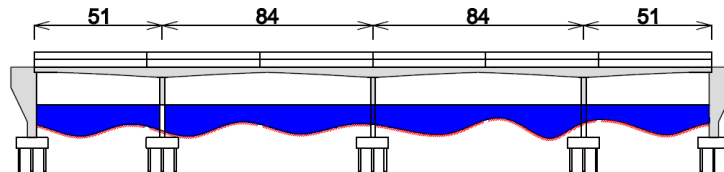


Figure 4 : Variante pont hyperstatique en BP

Il s'agit d'un pont hyperstatique en BP à 4 travées de variation parabolique dont les travées de rive ont pour longueur 51 m et celle des travées centrales 84 m. Il est construit par encorbellement successifs à partir de la pile. Le tablier est en caisson unicellulaire.

La présence des trois piles est raisonnable à l'évacuation des crues de la rivière. Cependant, il n'y a pas trop de différences à celle de la variante pont à hauban.

La quantité des matériaux est également raisonnable du fait de la fabrication du tablier en profil mince.

VI.3. Synthèse des avantages et inconvénients des variantes étudiées

L'analyse multicritère ci-dessus pourra nous en déduire l'évaluation récapitulée par le tableau ci-dessous :

Tableau 23 : Tableau synoptique pour comparaison des variantes

Variante	Pont en BP	Pont à haubans	Pont hyperstatique en BP
Critère C1	Défavorable	Favorable	Favorable
Critère C2	Moyen	Moyen	Favorable
Critère C3	Défavorable	Moyen	Moyen
Critère C4	Moyen	Défavorable	Favorable
Critère C5	Moyen	Moyen	Favorable
Conclusion	Abandonné	Envisageable	Choisie

Après comparaison, nous avons vu que deux variantes sont envisageables. Pour le point de vue entretien, le pont hyperstatique en BP semble nous convenir.

Conclusion :

L'analyse des variantes par la méthode multicritère nous a permis de fixer notre choix sur la variante Pont hyperstatique en BP. Ce pont nous offre un grand avantage surtout du point de vue entretien.

CHAPITRE VII : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

VII.1. Description générale du pont

Le pont que nous allons concevoir présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale : 270 m
- Nombre de travée : 4
- Longueur des travées de rive : 51 m
- Longueur des travées adjacentes : 84 m
- Largeur des voies : 7 m
- Dispositif de retenue permanente : 0,40 m
- Largeur des trottoirs : 1,5 m
- Type : Intrados variation parabolique

VII.2. Principales caractéristiques des sections

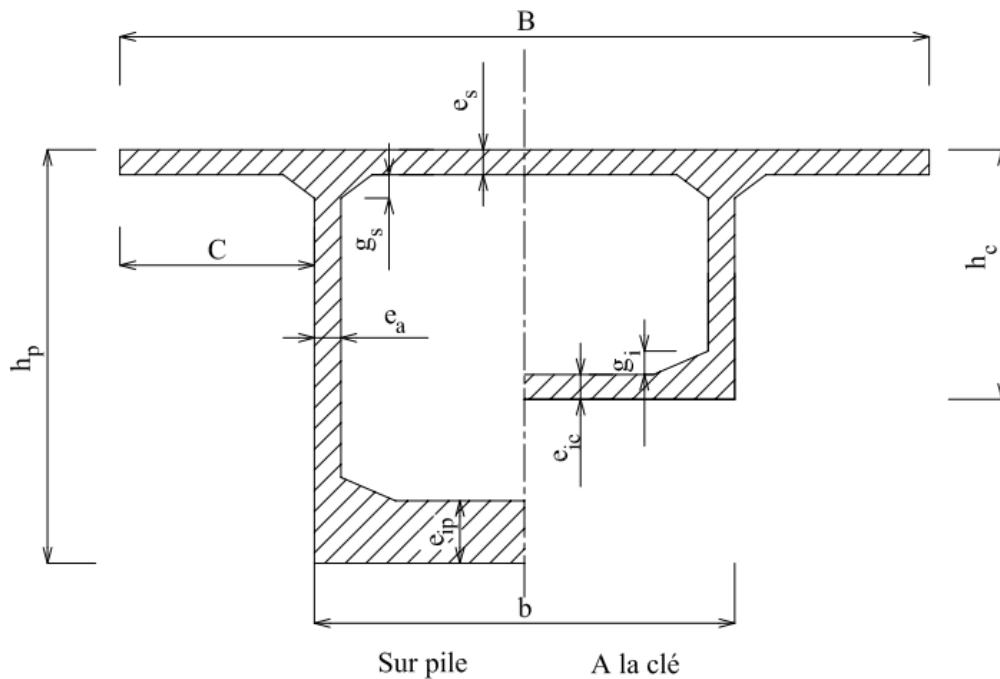


Figure 5 : Principales caractéristiques des sections

VII.2.1. Epaisseurs des âmes

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant. Lorsque les câbles de fléau sont ancrés au voisinage des goussets supérieurs, l'épaisseur des âmes peut en effet être réduite ; elle est seulement déterminée par les conditions de résistance à l'effort tranchant et par celles de facilité de bétonnage.

$$e_a = \frac{L_c}{2,75} + 125 \frac{B}{L_c} - 12,5 \quad (5)$$

Où B : largeur du tablier au niveau de son hourdis supérieur en m

L_c : Largeur des travées centrales en m

Nous trouvons donc, $e_a = 33,5$ cm, en pratique nous prenons $e_a = 34$ cm.

VII.2.2. Hourdis supérieur

L'épaisseur du hourdis supérieur e_s dépend des moments de flexion transversaux. Lorsque la portée de la travée dépasse 3,0 mètres, nous pouvons utiliser l'équation empirique suivante :

$$e_s = 0,02(B - e_a) + 0,115 \quad (6)$$

Nous pouvons prendre $e_s = 32$ cm.

VII.2.3. Epaisseur des hourdis inférieurs

L'épaisseur du hourdis inférieur e_i est minimale dans une zone de moments de flexion positifs. L'épaisseur minimale recommandée est de 0,125 m s'il n'y a pas de gaine dans les hourdis. Nous retenons $e_{ic} = 32$ cm dans les zones de moments de flexion positifs.

Au niveau des appuis, il est nécessaire de donner une forme particulière à la section des caissons. Pour les piles, à cause du moment négatif très important, le hourdis inférieur est de 0,80 m d'épaisseur afin d'avoir une table de compression suffisante pour la résistance aux sollicitations de cette partie du tablier.

- A la clé : $e_{ic} = 32$ cm
- Sur pile : $e_{ip} = 80$ cm

VII.2.4. Goussets

- Goussets supérieurs : en général, le gousset supérieur est donné par l'intervalle

$$\left[\frac{C-e_s}{8}; \frac{C-e_s}{7} \right] \text{ où}$$

Pour le calcul, nous adoptons une valeur de $b = 5,4 \text{ m}$

$$C = 2,50 \text{ m}$$

En prenant la moyenne $g_s = \frac{15}{112} \times \left(\frac{B}{4} + \frac{e_a}{2} - e_s \right) = 25,57 \text{ cm}$

Nous prenons pour dimensions des goussets supérieurs : $40 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

Goussets inférieurs : $30 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$

VII.2.5. Hauteurs des caissons

Puisque la hauteur varie paraboliquement et les fléaux appuient simplement sur les piles, alors on peut utiliser les formules suivantes :

Sur Pile :

$$h_p = \frac{L}{16 + 0,25 \left(\frac{L}{100} \right)^4} \quad (6)$$

Ce qui donne $h_p = 5,209 \text{ m}$ et nous prendrons $h_p = 5,30 \text{ m}$

A la Clé :

$$h_c = \frac{L}{0,16L + 22 - 0,25 \frac{7,5}{\left(\frac{L}{50} \right)^3}} \quad (7)$$

Ce qui donne $h_c = 2,30 \text{ m}$.

En tout état de cause, la hauteur minimale des caissons doit être de l'ordre de $2,30 \text{ m}$ afin de permettre la visite et l'entretien de l'ouvrage dans des conditions de confort et de sécurité acceptable. Nous prendrons donc $h_c = 2,30 \text{ m}$.

Un pont construit par encorbellement successif d'épaisseur variable de gamme, de portée comprise entre 50 m et 300 m possède les caractéristiques suivantes :

Elancement sur pile : $\varepsilon_p = \frac{h_p}{L} = \frac{1}{18} \text{ à } \frac{1}{16}$;

Elancement à la clé : $\varepsilon_c = \frac{h_c}{L} = \frac{1}{50} \text{ à } \frac{1}{24}$;

Balancement : $\beta = \frac{\text{Longueur de la travée de rive}}{\text{Longueur de la travée adjacente}} = 0,60 \text{ à } 0,70$.

Dans notre cas : $\varepsilon_p = \frac{5,30}{84} = 0,063$; $\varepsilon_c = \frac{2,30}{84} = 0,027$; $\beta = \frac{51}{84} = 0,607$

Nous avons : $\frac{1}{18} \leq \varepsilon_p \leq \frac{1}{16}$; $\frac{1}{50} \leq \varepsilon_c \leq \frac{1}{24}$ et $0,60 \leq \beta \leq 0,70$

D'où, la poutre caisson est bien dimensionnée.

VII.3. Dimensions définitives de la section transversale

Le pré dimensionnement du paragraphe VII.2. nous permet de définir la section définitive de notre poutre. La figure suivante nous montre cette dernière.

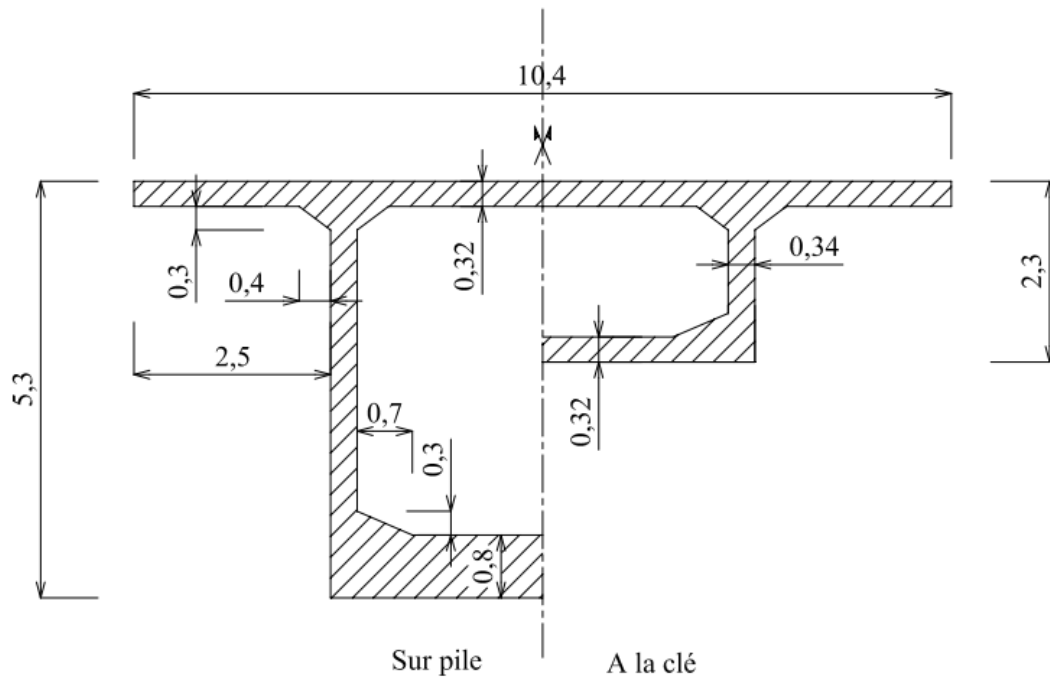


Figure 6 : Dimensions de la poutre caisson

VII.4. Conception des voussoirs sur pile et des voussoirs courants

Les voussoirs sur pile sont les premiers éléments à partir desquels débute la construction en encorbellement. Ce sont des éléments massifs à la géométrie compliquée, et sont dotés d'un ferrailage passif dense. Du fait de la taille des âmes, les réactions appliquées au droit des appareils d'appui ne pouvant généralement être directement transmises aux âmes; les efforts ne peuvent pas être en effet repris par flexion transversale du hourdis inférieur.

De plus, lorsque le fonctionnement des appareils d'appui n'est plus satisfaisant, leur changement nécessite un vérinage du tablier en des points également excentrés par rapport à l'axe des âmes. Il est donc nécessaire de doter la poutre-caisson d'une entretoise robuste, ayant également pour rôle : la rigidifier à la torsion ainsi que assurer l'indéformabilité de sa section droite.

Pour permettre la communication entre les travées, elle doit posséder une ouverture dont la dimension est de l'ordre de $1\text{ m} \times 2\text{ m}$. Son ferrailage est parfois déterminé à partir d'un calcul par éléments finis.

Elle est couramment de l'ordre de 6 à 8 m.

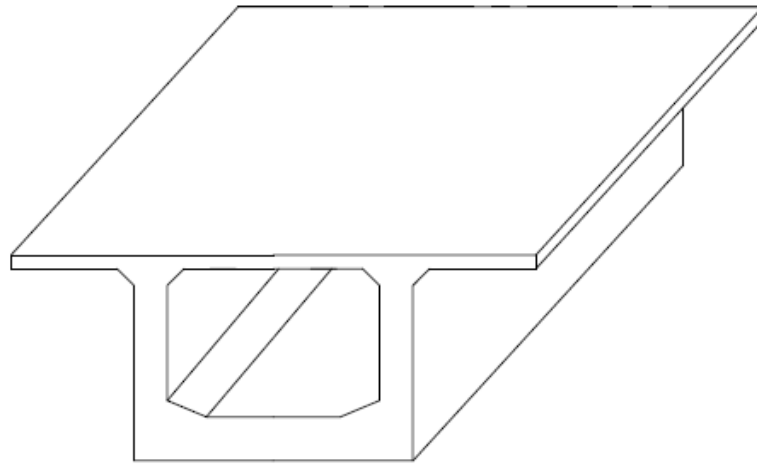


Figure 7 : Vue perspective d'un voussoir sur pile

VII.5. Entretoises déviateurs des câbles

Afin de passer en fibre supérieure sur piles et en fibre inférieure dans la zone centrale des travées, l'efficacité d'une précontrainte par câbles extérieurs suppose l'ajustement du tracé de ceux-ci. Cet ajustement s'obtient à l'aide de déviateurs qui permettent de donner aux câbles le tracé désiré.

Les entretoises déviateurs sont donc des voiles ouverts dont l'épaisseur courante est de l'ordre de 80 cm. Cette dernière peut être réduite à 50 cm sauf dans la zone de déviation des câbles, où une épaisseur minimale de 80 cm est recommandée.

Conclusion :

Les dimensions de la section du tablier ne dépendent que de la travée choisie. La détermination du différent élancement nous conduit à évaluer la hauteur de la poutre sans risque de surdimensionnement.

Partie III :
ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

CHAPITRE VIII : CONCEPTION ET JUSTIFICATION DU CABLAGE LONGITUDINAL

VIII.1. Dimensions du tablier

Suite à la conclusion tirée lors de l'étude du trafic, nous donnerons au tablier les dimensions suivantes (les dimensions sont en mètres) :

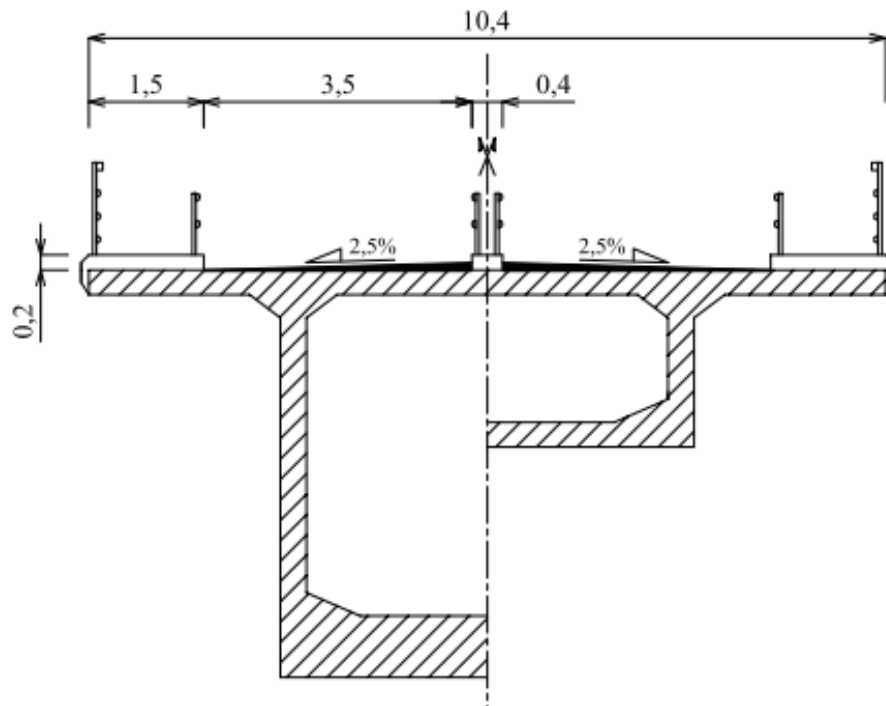


Figure 8 : Coupe transversale du tablier

VIII.2. Données générales du projet

- Hypothèses :

- BAEL avec fissuration préjudiciable ;
- BPEL 91 modifié 99 ;
- Eurocode 1 : pour les charges TS, UDL et de trottoirs.

- Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $f_{cj} = \frac{f_{c28j}}{(4,76+0,83j)}$; $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$; $E_{ij} = 11000f_{cj}^{\frac{1}{3}}$
- Aciers passifs : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Aciers de précontrainte : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$; $f_{peg} = 1580 \text{ MPa}$; $E_p = 190000 \text{ MPa}$

$$f = 0,22 \text{ rad}^{-1} ; \phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

Section : 1 T 13 : 100 mm² ; 1 T 15 : 150 mm²

VIII.3. Principes de câblage de l'ouvrage

Les câbles peuvent se regrouper en différentes familles :

- les câbles de fléau, nécessaires à l'assemblage des voussoirs successifs,
- les câbles de continuité qui, après réalisation des fléaux, sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure.

On parle ainsi de la technologie de la précontrainte c'est-à-dire mixte ou comprenant à la fois des câbles intérieurs au béton et des câbles extérieurs au béton. Pour un ouvrage à plusieurs travées, la cinématique de mise en tension de ces différents câbles est alors la suivante :

- Mise en tension de câbles de fléau intérieurs au béton pour assembler les voussoirs courants;
- Mise en tension de câbles de continuité intérieurs au béton (ou câbles éclisses), pour solidariser les parties coulées sur cintre des travées de rive aux deux fléaux ;
- Mise en tension de câbles de continuité intérieurs au béton à la clef de la travée principale pour assurer la continuité de la structure.

VIII.3.1. Précontrainte de fléau

Les câbles de fléau sont dimensionnés :

- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantier.
- En service, participer avec les câbles de continuité extérieurs au béton, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Ces câbles sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier pour s'opposer efficacement à des moments négatifs. Dans la quasi-totalité des cas, ils sont intérieurs au béton afin d'obtenir un excentrement maximal.

a. Nombre de câbles de fléau

Deux ou quatre câbles peuvent être arrêtés par voussoir (un câble par âme). Cette disposition permet de standardiser le ferrailage des voussoirs.

b. Câblage de la dernière paire de voussoirs

Pendant la construction d'un fléau, les câbles de fléau ancrés dans la dernière paire de voussoirs qui ne sont pas tendus dans la phase dimensionnant, ne sont donc pas nécessaires vis-à-vis de cette construction. D'autre part, l'expérience montre que du fait de la présence des câbles de continuité extérieurs qui règnent sur toute la longueur de l'ouvrage, les câbles de fléau sont

surabondants en service. Il en résulte que les ouvrages peuvent être conçus sans ancrer des câbles de fléau dans la dernière paire de voussoirs.

VIII.3.2. Câbles de continuité intérieurs

Les câbles de continuité intérieurs au béton, appelés souvent "câbles éclisses" règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive. Ces câbles s'opposant à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

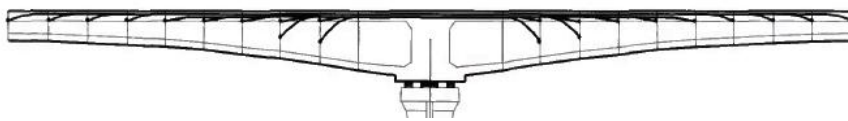


Figure 9 : Câblage de continuité intérieur

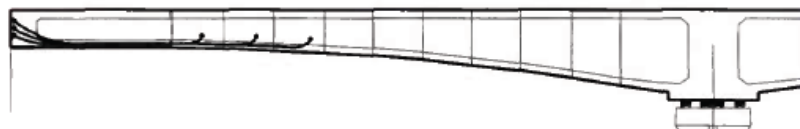


Figure 10 : Câblage de continuité intérieur pour la travée de rive



Figure 11 : Câblage de continuité intérieur pour la travée courante

La précontrainte intérieure de continuité est dimensionnée de façon à reprendre au moins: le retrait après clavage, les effets thermiques tels le gradient thermique et la variation uniforme de température, et également les effets d'adaptation de la structure pendant les phases de construction. Pour les travées de rive, la précontrainte intérieure de continuité reprend également le poids de la partie coulée sur cintre.

Ils sont souvent calés par rapport au-dessus du hourdis inférieur afin de systématiser leur tracé dans le bossage.

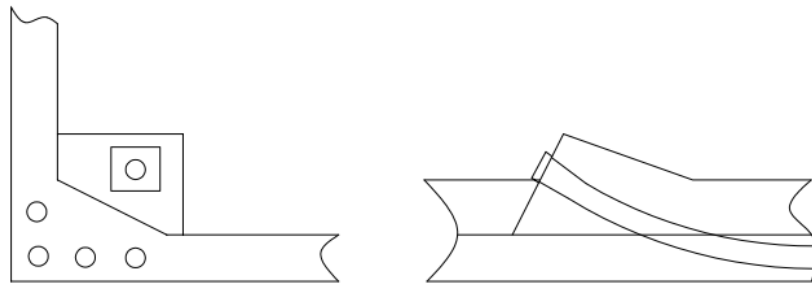


Figure 12 : Bossages des câbles de continuité intérieurs

VIII.3.3. Câbles de continuité extérieurs

Les câbles de continuité extérieurs sont destinés à reprendre :

- en complément des câbles de continuité intérieurs, les moments positifs en travée dus aux charges permanentes (y compris retrait et redistribution d'effort; due au fluage) et aux charges d'exploitation ;
- en complément des câbles de fléau, les moments négatifs sur pile dus aux charges permanentes et d'exploitation.

En élévation, ils se situent donc près du hourdis inférieur en travée et près du hourdis supérieur sur appuis. Pour tenir compte des tolérances d'exécution, une distance de l'ordre de 5 cm doit être ménagée entre l'extérieur de la gaine des câbles et le béton des hourdis des voussoirs. Cette distance minimale sera également respectée par rapport au-dessus des bossages d'ancrage des câbles éclisses.

Les câbles sont déviés par les entretoises sur piles et par des entretoises intermédiaires (déviateurs) en travée, ce qui conduit à un tracé polygonal, rectiligne par tronçons. Les déviateurs en travée sont en général situés entre le tiers et le quart de la travée.

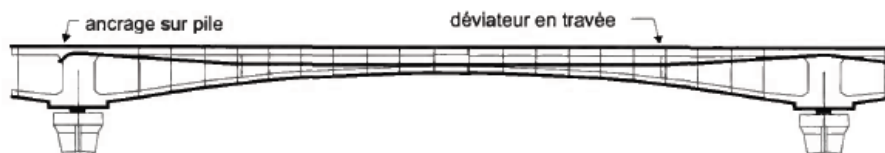


Figure 13 : Câbles de continuité extérieurs en travée courante

Conclusion :

Chaque câble a son rôle aussi bien en phase de construction qu'en phase d'exploitation. Le principe de fonctionnement de chaque type de câble nous conduit à déterminer ses nombres.

CHAPITRE IX : CABLAGE DE FLEAU

IX.1. Généralités

La géométrie de l'ouvrage qui est dictée par le mode de construction est la suivante :

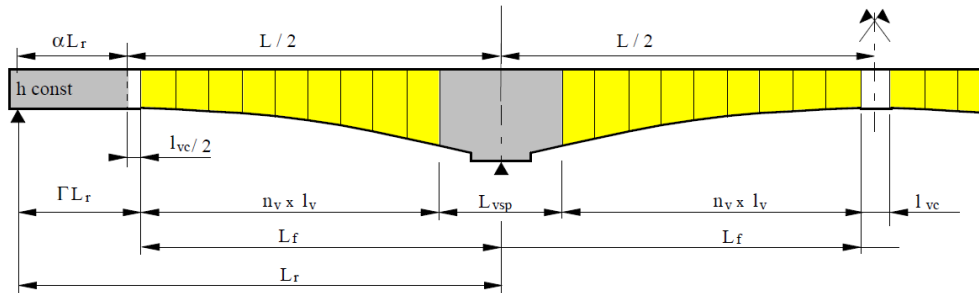


Figure 14 : Géométrie longitudinale

En rive la longueur de hauteur constante est donc égale à : $\alpha L_r = L_r - \frac{L}{2}$

αL_r est la distance de l'extrémité du fléau à l'axe d'appui de la culée ; ne pas confondre avec

ΓL_r qui est la longueur de la partie coulée sur cintre : $\Gamma L_r = L_r - \frac{L}{2} + \frac{L_{vc}}{2}$

Remarque :

Les câbles de fleaux accrochent tous les voussoirs d'un fléau. Ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes, et on les ancre dans la tranche des voussoirs : soit dans les goussets supérieurs, soit dans les âmes si nécessaire. On peut aussi les ancrer dans des bossages situés en haut des âmes. Il y a donc au moins autant de paires de câbles de fléau que de voussoirs dans un demi fléau (au moins, car certains voussoirs peuvent être tenus par deux paires de câbles). D'autre part, tous les câbles de fléau passent dans les goussets des voussoirs sur pile.

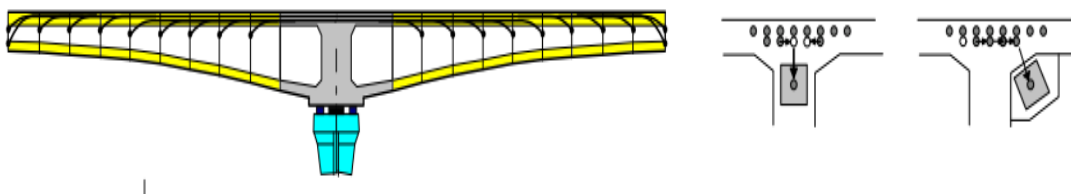


Figure 15 : Passage des câbles de fléau

IX.2. Calcul des caractéristiques géométriques du fléau

Nous devons calculer les caractéristiques des sections brutes sur pile et à la clef :

Tableau 24 : Caractéristiques géométriques de la section brute sur pile et à la clé

Caractéristiques	A la clé	Sur pile
Surface	B_0	B_1
Distance CDG – Fibre supérieure	v_0	v_1
Distance CDG – Fibre inférieure	v'_0	v'_1
Moment d'inertie par rapport au CDG	I_0	I_1

Après calcul, le tableau suivant donne les caractéristiques géométriques de la section.

Tableau 25 : Valeurs numériques des caractéristiques géométriques de la section sur pile et à la clé

A la clé		Sur pile	
$B[m^2]$	6,6350	$B[m^2]$	10,9400
$v[m]$	0,9080	$v[m]$	2,7033
$v'[m]$	1,3920	$v'[m]$	2,5967
$I[m^4]$	5,1110	$I[m^4]$	48,8730

IX.3. Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console

Tous les calculs d'efforts sont faits par rapport à l'axe de la pile. Nous faisons les hypothèses suivantes:

- Extrados supposé rectiligne horizontal ;
- Intrados parabolique ;
- Le poids des déviateurs de précontrainte extérieure est négligé dans le calcul (Ils peuvent d'ailleurs être bétonnés après réalisation du fléau)
- Variation parabolique de la section de béton entre la section de clef et celle sur pile en

suivant la loi : $B(x) = B_0 + (B_1 - B_0) \frac{x^2}{l_f^2}$ (7)

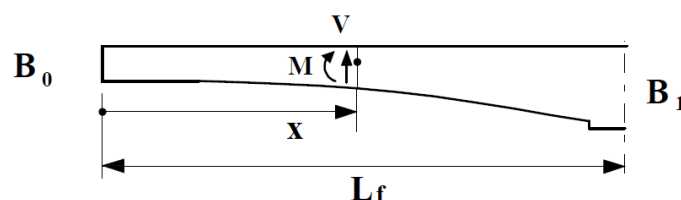


Figure 16: Modélisation du fléau en console

Nous en tirons l'effort tranchant et le moment fléchissant à l'abscisse x :

$$V(x) = -\gamma \left[B_0 x + (B_1 - B_0) \frac{x^3}{3L_f^2} \right] \text{ et } M(x) = -\gamma \left[B_0 \frac{x^2}{2} + (B_1 - B_0) \frac{x^4}{12L_f^2} \right]$$

Donc, $V(L_f) = -\gamma(2B_0 + B_1) \frac{L_f}{3}$ et $M(L_f) = -\gamma(5B_0 + B_1) \frac{L_f^2}{12}$

Nous pourrions vérifier que l'épaisseur moyenne de l'ouvrage e suit à peu près la loi :

$$e = 0,0035 L + 0,40$$

Pour le prédimensionnement, nous faisons les hypothèses supplémentaires suivantes :

- Distance entre appuis provisoires l_{ap} environ 3 m ;
- Longueur du voussoir de clavage l_{vc} environ 2 m ;
- Nous appelons L la portée principale de l'ouvrage.

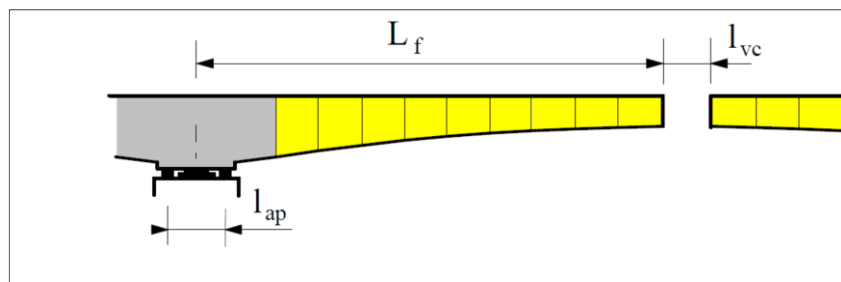


Figure 17 : Modélisation de la structure

Nous en déduisons la longueur du demi-fléau : $L_f = \frac{(L_C - L_{vc})}{2} = 41 \text{ m}$

Le moment dû au poids propre s'écrit $M_{pp} = -\gamma(5B_0 + B_1) \frac{L_f^2}{12}$

Avec $\gamma = 24,525 \times 10^{-3} \text{ MN/m}^3$

$$M_{pp} = -151,5590 \text{ MN.m}$$

IX.4. Evaluation des efforts dus aux charges de chantier

IX.4.1. Charges de chantier connues (Q_{c1})

Il s'agit du poids de l'équipage mobile dont la valeur est sensiblement égale à la moitié du poids du voussoir le plus lourd qu'il sert à bétonner (Le poids de la charpente de l'équipage représente environ 65 % du poids total et celui de son coffrage à peu près 35 %).

A ce stade du projet, la longueur des voussoirs n'est pas encore définie. Leurs poids sont donc inconnus, et nous prendrons $P_{em} = 0,40 \text{ MN}$ que l'on appliquera à $d_{ex} = 2,5 \text{ m}$ de l'extrémité du dernier voussoir du fléau.

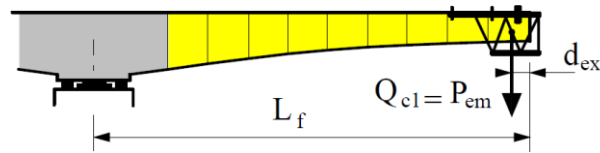


Figure 18 : Disposition de l'équipage mobile

Nous avons donc : $M_{em} = -(L_f - d_{ex})P_{em}$

Après calcul: $M_{em} = -15,4000 \text{ MN.m}$

IX.4.2. Charges de chantier aléatoires (Q_{c2} et Q_{c3})

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, nous utilisons :

- une charge répartie (Q_{c2}) de 200 N/m^2 sur un demi fléau dans les cas courants. Cette charge inclue l'effet du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé ;
- une charge concentrée (Q_{c3}) de $(50 + 5 B) \text{ KN}$ (B: largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètre) appliquée en bout de fléau. Elle représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, etc.

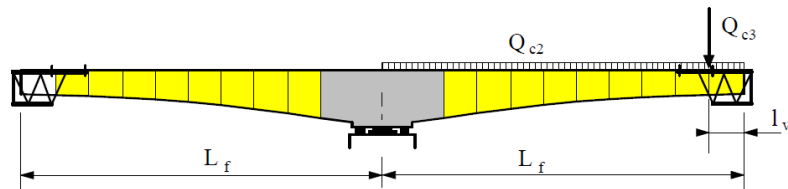


Figure 19 : Disposition des charges Q_{c2} et Q_{c3}

$$M_{Qc} = -\frac{0,2BL_f^2}{2000} - \frac{(50 + 5B)(L_f - l_v)}{1000}$$

Après calcul, nous trouvons : $M_{Qc} = -5,7262 \text{ MN.m}$

IX.5. Calcul de la précontrainte

IX.5.1. Détermination de la précontrainte dans la section sur pile

En classe II du B.P.E.L, pour la construction dans la zone d'enrobage des câbles (ce qui est le cas de la fibre supérieure sur pile), en utilisant les valeurs probables de la précontrainte dans les calculs, nous devons avoir :

$\sigma_t > -0,7f_{tj} + kf_{cj}$ avec $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ et $k = 0,02$ à $0,04$

Prenons dans notre projet $k = 0,02$

Nous devons recourir à une vérification, dans la section sur pile, à la pose du dernier voussoir :

$$\sigma_{sup} = \frac{F}{B_1} + (M_{pp} + M_{em} + M_{Qc} + Fe_0) \frac{v_1}{I_1} > -0,7f_{t28} + kf_{c28} \quad (8)$$

Avec e_0 excentricité de la précontrainte, par rapport au centre de gravité (e_0 est positif, car les câbles passent en partie haute de la section dans les goussets du hourdis supérieur).

A ce stade du pré dimensionnement, nous prendrons $e_0 = v_1 - 0,2$ m (Il faudra ensuite disposer les câbles dans les goussets et corriger cette valeur éventuellement).

Nous en déduisons F la force des câbles de fléau sur pile.

IX.5.2. Détermination du nombre de câbles

Pour les gammes de portées étudiées, nous pouvons utiliser des câbles 12T13S, 12T15S ou 19T15S.

Dans notre cas nous utiliserons des câbles 12T15S.

Nous avons conçu un programme dénommé « DRJ Pertes de Tension » sur Excel basé sur le **fascicule 62-I-2 du BPEL 91 modifié 99** permettant d'automatiser tous les calculs à faire. Il suffit alors d'entrer les données nécessaires dans les cases appropriées. Le programme ainsi que les différents étapes de calcul sont exposés dans l'**Annexe N**.

Ces câbles sont tendus à $0,80f_{prg}$ et subissent 12 % de pertes instantanées, 9 % de pertes différées jusqu'à la fin de la construction du fléau (Quand l'ouvrage sera en service, les pertes différées des câbles de fléau atteindront 12%). La perte totale est égale à 23%.

Leur force utile en construction peut donc être estimée par :

$$F_{ut} = (1 - 0,23)\sigma_{p0}s, \text{ avec } \sigma_{p0} = \text{Min}(0,80f_{prg}; 0,90f_{peg})$$

$$\text{Donc, } \sigma_{p0} = 1422 \text{ MPa et } F_{ut} = 1,97 \text{ MN}$$

f_{prg} et f_{peg} limite de rupture et limite élastique, et s section du câble.

En effet, nous obtenons le nombre n_1 de câbles : $n_1 = \frac{F}{F_{ut}}$ qui est arrondi à l'entier pair supérieur.

Cependant, nous avons besoin de cette précontrainte sur pile avant même d'avoir tendu les câbles du dernier voussoir (pendant son bétonnage) ; donc au total $n = n_1 + 2$ câbles (pour un caisson à deux âmes).

Après calcul : $F = 36,3754$ MN et $n = 22$ donc, nous avons 11 paires de câbles 12T15S.

Pour la suite, nous prendrons $F = 43,34$ MN

IX.5.3. Détermination du nombre et de la longueur des voussoirs

La longueur du voussoir sur pile (celui qui reçoit les cales d'appui provisoire), est généralement comprise entre 5 et 8 m, souvent supérieure à celle de deux voussoirs courants pour les ouvrages coulés en place. Nous appelons l_{vsp} sa longueur. Le voussoir de clavage a une longueur l_{vc} égale ou inférieure à celle des voussoirs courants.

Chaque voussoir courant doit être maintenu par au moins une paire de câbles de fléau. On en déduit la longueur l_v des voussoirs courants :

$$l_v = \frac{L_c - l_{vsp} - l_{vc}}{n_1} \quad (9)$$

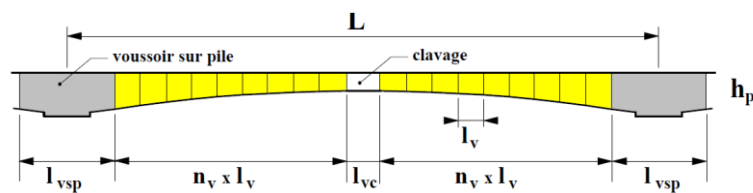


Figure 20 : Découpage en voussoirs

Nous devons avoir une longueur de voussoir comprise entre 2 et 4 mètres environ. Si tel n'est pas le cas, il faut changer d'unité de précontrainte.

Pour $l_{vsp} = 7,00 \text{ m}$, nous obtenons une longueur de voussoir de $l_v = 3,75 \text{ m}$.

Nous avons donc, 1 voussoir sur pile et 20 voussoirs courants par fléau.

IX.5.4. Dessin des goussets

Une fois le nombre de câbles de fléau connu, nous pouvons en effet dessiner plus précisément les goussets supérieurs en les engraisant si nécessaire et en tenant compte des aciers passifs à mettre en place.

L'enrobage des gaines (couverture de béton) est égal à leur diamètre, plafonné à 8 cm.

Leur espacement est égal à leur enrobage. Nous superposons deux câbles au maximum pour les 12T15S.

Au-dessus des âmes, ces espaces entre files de câbles constituent des cheminées de bétonnage et de vibration qu'il faut disposer au mieux.

Il faut prévoir environ 10 % de gaines vides dans les goussets. En cours de mise en tension, si l'on constate que les pertes par frottement sont très supérieures aux prévisions du projet, les câbles correspondants seront en effet mis en place et seront tendus uniquement.

IX.5.5. Affinage des calculs et vérification

Il faut, pour terminer, reprendre tout le calcul depuis le début avec :

- la nouvelle section (nouveaux goussets) ;
- le bon excentrement de précontrainte e_0 ;
- un nouveau poids d'équipage mobile adapté au poids des voussoirs.

a. La nouvelle section

Tous les paramètres de la section du pré-dimensionnement sont gardés sauf les goussets supérieurs. Les dimensions des goussets supérieurs deviennent 40 cm × 30 cm

Les caractéristiques géométriques de la section ainsi que celles de la section à la clé sont représentées par le tableau suivant :

Tableau 26 : Caractéristiques de la nouvelle section

A la clé		Sur pile	
B[m ²]	6,6350	B[m ²]	10,9400
v[m]	0,9080	v[m]	2,7033
v'[m]	1,3920	v'[m]	2,5967
I[m ⁴]	5,1110	I[m ⁴]	48,8730

b. Excentrement

Le nouvel excentrement est égal à : $e_0 = 2,5413$ m

c. Nouveau poids d'équipage mobile adapté au poids des voussoirs.

Le poids de l'équipage mobile est égal à la moitié du poids du voussoir plus lourd à couler, c'est-à-dire le voussoir juste à côté du voussoir sur pile.

Par définition, $dP_m = \frac{1}{2} \gamma B(x) dx$ où $B(x) = B_0 + (B_1 - B_0) \frac{x^2}{l_f^2}$

Donc, $P_m = \frac{1}{2} \gamma \int_{31,5}^{35,0} \left[B_0 + (B_1 - B_0) \frac{x^2}{l_f^2} \right] dx$

Après calcul, on trouve : $P_m = 0,4064$ MN

Nous pouvons vérifier les contraintes sur les fibres supérieure et inférieure du caisson sur pile. Rappelons que cette vérification se fait en fin de bétonnage du dernier voussoir alors que les derniers câbles qui doivent l'accrocher ne sont pas encore tendus. La vérification se fait donc avec : le poids propre total du fléau, ses charges de chantier, le poids de l'équipage mobile, mais

au moins avec deux ou quatre câbles selon le cas. En classe II du B.P.E.L., en construction, les contraintes limites sont les suivantes :

- Pour la fibre supérieure qui se trouve en zone d'enrobage des câbles :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{F}{B_1} + (M_{\text{pp}} + M_{\text{em}} + M_{\text{Qc}} + F_{e0}) \frac{v_1}{I_1} > -0,7f_{t28} + kf_{c28} \quad (10)$$

$$\frac{F}{B_1} + (M_{\text{pp}} + M_{\text{em}} + M_{\text{Qc}} + F_{e0}) \frac{v_1}{I_1} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$-0,7f_{t28} + kf_{c28} = -1,19 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- Pour la fibre inférieure qui se trouve en zone d'enrobage des câbles :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{F}{B_1} - (M_{\text{pp}} + M_{\text{em}} + M_{\text{Qc}} + F_{e0}) \frac{v_1'}{I_1} < (0,6 - k)f_{c28} \quad (11)$$

$$\frac{F}{B_1} - (M_{\text{pp}} + M_{\text{em}} + M_{\text{Qc}} + F_{e0}) \frac{v_1'}{I_1} = 7,38 \text{ MPa}$$

$$(0,6 - k)f_{c28} = 20,3 \text{ MPa}$$

La condition est encore vérifiée.

d. Vérification pendant le bétonnage du clavage P_1P_2

À ce stade de calcul, il est bon de s'assurer, pendant la construction du clavage central, que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage. Pour cela, on applique deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux : forces représentant l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures: indépendantes et isostatiques puisque les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées à ce stade en question.

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

- Moment fléchissant dû au poids propre : $M_{\text{pp}} = -151,5590 \text{ MN.m}$
- Moment fléchissant dû aux équipages mobiles : $M_{\text{em}} = -8,3449 \text{ MN.m}$
- Moment fléchissant dû à la charge de vérification : $M_v = -11,0004 \text{ MN.m}$
- Moment fléchissant dû à la force de précontrainte : $M_F = 109,7802 \text{ MN.m}$

Le moment fléchissant au niveau de la pile dans cette phase est : $M = -61,1241 \text{ MN.m}$

Dans cette nouvelle phase la contrainte la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles vérifie :

$$\sigma_s = \frac{F}{B_1} + \frac{M.v_1}{I_1} = 0,58 \text{ MPa} \geq -1,19 \text{ MPa}$$

Donc, le dimensionnement est correct

Nous représentons l'allure des câbles de fléau dans l'**Annexe D1**.

Conclusion :

Les câbles de fléau ne reprennent que leur poids propre et les charges du chantier. Une fois le nombre des câbles déterminé, nous pouvons en tirer facilement la longueur et le nombre de voussoirs sur pile et les voussoirs courants. Cependant, nous devons recourir à une vérification à chaque fois que les câbles suffisent pour reprendre la structure.

CHAPITRE X : DETERMINATION DU CABLAGE DE CONTINUITE INTERIEURE

L'objet de ce chapitre est de déterminer le câblage de continuité intérieur.

Pour la détermination du câblage, nous nous limiterons à l'étude des sections ci-dessous. Il s'agit des sections sur pile, des sections à la clé des travées courantes et de celles en bout de la partie coulée sur cintre pour les travées de rive (à une distance ΓL_r de l'appui sur culée).

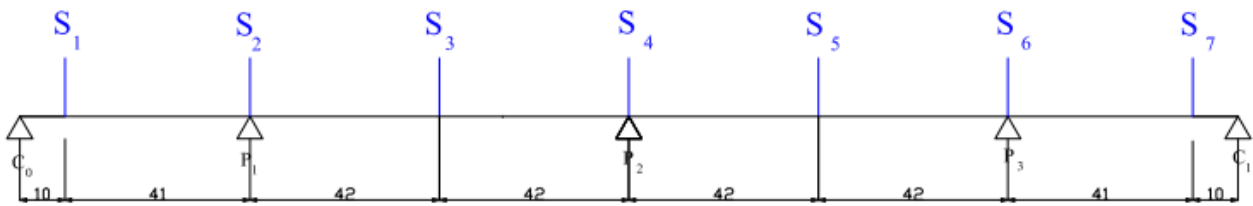


Figure 21 : Numérotation des sections d'études

X.1. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de la section sur pile et à la clé sont données par le tableau suivant :

Tableau 27 : Caractéristiques géométriques

A la clé		Sur pile	
B[m ²]	6,6350	B[m ²]	10,9400
v[m]	0,9080	v[m]	2,7033
v'[m]	1,3920	v'[m]	2,5967
I[m ⁴]	5,1110	I[m ⁴]	48,8730

X.2. Détermination de la matrice de calcul des moments sur piles

En chargeant la travée i par une charge répartie q_i , la formule de Clapeyron

(Trois moment) conduit à :

$$\begin{cases} (c_1 + a_2)M_1 + b_2M_2 = \omega'_2 - \omega''_1 \\ b_2M_1 + (c_2 + a_3)M_2 + b_3M_3 = \omega'_3 - \omega''_2 \\ b_3M_2 + (c_3 + a_4)M_3 = \omega'_4 - \omega''_3 \end{cases} \quad (12)$$

a_i , b_i et c_i sont les coefficients de souplesse de la poutre dont leurs expressions sont comme suit :

$$a_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right)^2 \frac{dx}{EI}; b_i = \int_0^{L_i} \frac{x}{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \frac{dx}{EI} \text{ et } c_i = \int_0^{L_i} \left(\frac{x}{L_i}\right)^2 \frac{dx}{EI} \quad (13)$$

Où E est le module d'Young du matériau constitutif de la poutre.

ω'_i et ω''_i désignent les rotations d'angle à l'extrémité de la travée de longueur L_i supposée appuyée simplement, sous l'effet des charges extérieures d'expression suivante :

$$\omega'_i = - \int_0^{L_i} M_{iso}(x) \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \frac{dx}{EI} \text{ et } \omega''_i = - \int_0^{L_i} M_{iso}(x) \frac{x}{L_i} \frac{dx}{EI} \quad (14)$$

où $M_{iso}(x)$ le moment fléchissant induit par les charges extérieures.

Dans notre cas, il s'agit d'une poutre symétrique à 04 quatre travées, donc :

$$a_1 = c_4; c_1 = a_4; b_2 = b_3; a_2 = c_2 = a_3 = c_3$$

Pour pouvoir calculer les coefficients de souplesse d'une telle travée, on se donne une loi de variation du moment d'inertie de flexion permettant de conduire des calculs analytiques.

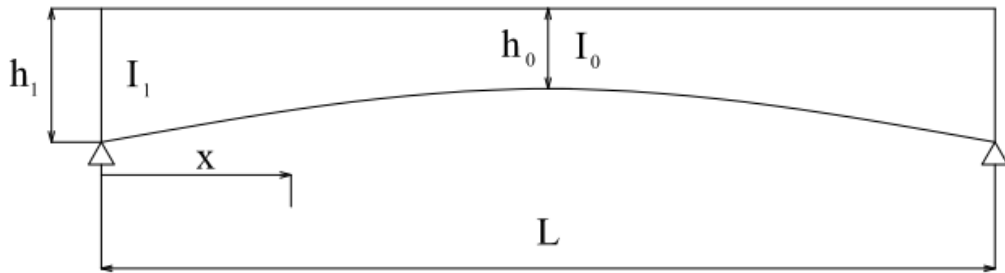


Figure 22 : Variation de l'intrados pour les travées centrales

Il est nécessaire de considérer une loi de variation de la forme $Kh^{\frac{5}{2}}$, h étant la hauteur de la poutre. Pour la travée considérée, on sera donc amené à poser :

$$I(x) = I_0 \left[1 + K \left(1 - \frac{2x}{L}\right)^2 \right]^{\frac{5}{2}} \text{ avec } K = \left(\frac{I_1}{I_0}\right)^{0,4} - 1 \quad (15)$$

Pour les poutres dont la hauteur varie paraboliquement, nous serons amené à considérer les

valeurs numériques de l'intégrale de la forme : $A_n(x_1, x_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^n}{(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} dx$. Les valeurs

numériques de ces intégrales, pour n quelconques, sont calculables à l'aide de la relation de récurrence :

$$\text{Pour } n > 2 : (n-2)A_{n+2} + (n+2)A_n = \frac{x_2^{n+1}}{(1+x_2^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{x_1^{n+1}}{(1+x_1^2)^{\frac{3}{2}}} \quad (16)$$

Pour pouvoir appliquer cette relation, il est primordial de connaitre préalablement les cinq premiers termes :

$$A_0(x_1, x_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} dx = \frac{1}{3} \left[\frac{2x_2^3 + 3x_2}{(1+x_2^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{2x_1^3 + 3x_1}{(1+x_1^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$A_1(x_1, x_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x}{(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} dx = \frac{1}{3} \left[-\frac{1}{(1+x_2^2)^{\frac{3}{2}}} + \frac{1}{(1+x_1^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$A_2(x_1, x_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^2}{(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} dx = \frac{1}{3} \left[\frac{x_2^3}{(1+x_2^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{x_1^3}{(1+x_1^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$A_3(x_1, x_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^3}{(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} dx = -\frac{1}{\sqrt{1+x_2^2}} + \frac{1}{\sqrt{1+x_1^2}} + \frac{1}{3} \left[\frac{1}{(1+x_2^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{1}{(1+x_1^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$A_4(x_1, x_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^4}{(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} dx = \ln \left(\frac{x_2 + \sqrt{1+x_2^2}}{x_1 + \sqrt{1+x_1^2}} \right) - \frac{1}{3} \left[\frac{4x_2^3 + 3x_2}{(1+x_2^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{4x_1^3 + 3x_1}{(1+x_1^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

X.2.1. Pour les travées centrales

- Pour la travée symétrique considérée, les coefficients de souplesse ont les expressions suivantes :

$$a_i = c_i = \frac{L_i}{4EI_0\sqrt{K}} \left(A_0 + \frac{1}{K} A_2 \right) \quad (17)$$

$$b_i = \frac{L_i}{4EI_0\sqrt{K}} \left(A_0 - \frac{1}{K} A_2 \right) \quad (18)$$

Avec $A_0(0, \sqrt{K})$, $A_2(0, \sqrt{K})$ et $i = 2, 3$

Après calculs, on trouve : $a_2 = c_2 = a_3 = c_3 = 6,8082 \cdot 10^{-5}$ et $b_2 = b_3 = 4,6957 \cdot 10^{-5}$

Nous avons la matrice $[C]$ telle que $[C] \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [w_C]$ où $[w_C]$ le vecteur rotation.

$$[C] = 10^{-5} \begin{pmatrix} 9,8078 & 4,6957 & 0 \\ 4,6957 & 13,6164 & 4,6957 \\ 0 & 4,6957 & 9,8078 \end{pmatrix}$$

- Les rotations isostatiques ont pour expression suivantes :

$$\omega'_i = -\omega''_i = -\frac{b_i q_i L_i^2}{4} \quad (19)$$

Où b_i étant le coefficient de souplesse intermédiaire de la travée et $i = 2, 3$

Après calcul, nous trouvons : $\omega'_i = -\omega''_i = -0,083q_i$

X.2.2. Pour les travées de rive

Les travées de rive des ponts construits par encorbellements successifs, lorsqu'ils sont de hauteur variable, comportent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable, la variation de la hauteur étant supposée parabolique. Les notations employées pour une telle travée sont celles de la figure ci-dessous :

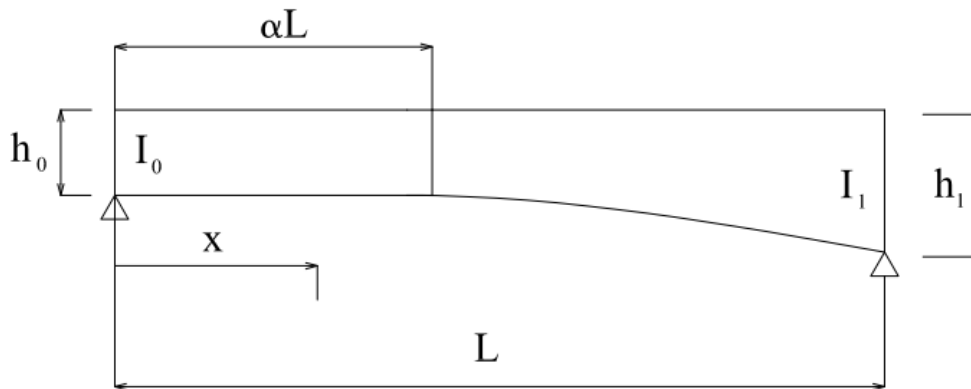


Figure 23 : Variation de l'extrados pour les travées de rive

La partie de hauteur constante ($0 \leq x \leq \alpha L$) est supposée avoir un moment d'inertie de flexion également constant I_0 . Sur la partie de hauteur variable, la loi de variation du moment d'inertie des sections est la suivante :

Nous considérons une loi de variation d'inertie de la forme :

$$\alpha L \leq x \leq L : I(x) = I_0 \left[1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}} \text{ avec } K = \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0,4} - 1 \text{ et } \alpha = \frac{(L_r - \frac{L}{2})}{L_r} = \frac{3}{17} \quad (20)$$

a. Coefficients de souplesse

Nous pouvons calculer les coefficients de souplesse de la travée par les formules suivantes :

$$a_i = \frac{\alpha L_i}{3EI_0} (3 - 3\alpha + \alpha^2) + \frac{L_i(1 - \alpha)^3}{EI_0\sqrt{K}} \left(A_0 - \frac{2}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{1}{K} A_2 \right) \quad (21)$$

$$c_i = \frac{\alpha^3 L_i}{3EI_0} + \frac{L_i(1 - \alpha)}{EI_0\sqrt{K}} \left(\alpha^2 A_0 + \frac{2\alpha(1 - \alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{(1 - \alpha)^2}{K} A_2 \right) \quad (22)$$

$$i = 1, 4$$

Après calcul $a_1 = c_4 = 7,5653 \cdot 10^{-5}$ et $c_1 = a_4 = 2,9996 \cdot 10^{-5}$

b. Rotations isostatiques

$$\omega''_i = \frac{c_i q_i L_i^2}{2} - \frac{q_i L_i^3 (1 - \alpha)^2}{2EI_0 \sqrt{K}} \left[\alpha^3 A_0 + \frac{3\alpha^2 (1 - \alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{3\alpha (1 - \alpha)^2}{K} A_2 + \frac{(1 - \alpha)^3}{K\sqrt{K}} A_3 \right] - \frac{q_i L_i^3 \alpha^4}{2EI_0 4} \quad (23)$$

Les fonctions $A_n = A_n(0, \sqrt{K})$

Après calcul, nous trouvons : $\omega''_i = -\omega'_j = 0,014 q_{i(j)}$ où $i, j = 1, 4$ où $i \neq j$

Nous pouvons alors trouver une matrice $[M]$ telle que : $\begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [M] \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \end{pmatrix}$

$$[M] = \begin{pmatrix} -177,9310 & -619,1549 & 227,1103 & -35,1874 \\ 73,4952 & -474,3600 & -474,3600 & 73,4952 \\ -35,1874 & 227,1103 & -619,1549 & -177,9310 \end{pmatrix}$$

c. Calcul des moments sur piles

En résolvant le système d'équation de Clapeyron avec le Logiciel MATHCAD 14, nous obtenons les résultats suivants :

$$\begin{cases} M_1 = -177,9310q_1 - 619,1549q_2 + 227,1103q_3 - 35,1874q_4 \\ M_2 = 73,4952q_1 - 474,3600q_2 - 474,3600q_3 + 73,4952q_4 \\ M_3 = -35,1874q_1 + 227,1103q_2 - 619,1549q_3 - 177,9311q_4 \end{cases} \quad (24)$$

d. Calcul des efforts dans le tablier

- Moment fléchissant

Dans la travée i : $M_i(x) = M_{iso,i}(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \left(\frac{x}{L_i}\right)$

- Effort tranchant

Dans la travée i : $V_i(x) = \frac{dM_{iso,i}(x)}{dx} + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$

- Réactions d'appuis

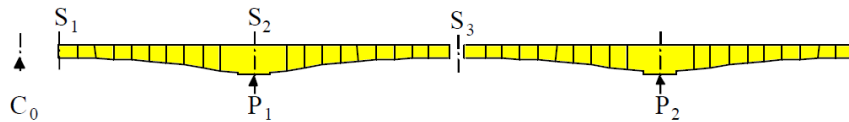
Au droit de l'appui i : $R_i = V_{i+1}(0) - V_i(L_i)$

X.2.3. Calcul des moments dus au poids propre

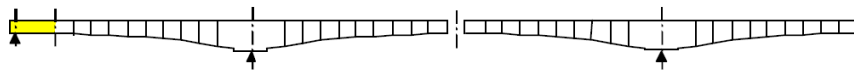
a. Phasage de construction

Le moment de poids propre est lié au phasage de construction. On additionne les suppléments de moments apportés par chaque phase de construction dans les 9 sections de calcul.

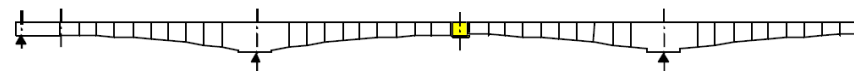
1^{ère} étape : Construction des fléaux (Moment M_{pp1} en S_2)



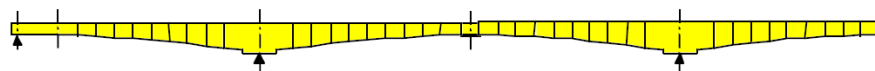
2^{ème} étape : Clavage des travées de rive (Moment supplémentaire M_{pp2} en S_1)



3^{ème} étape : Clavage central (Moment supplémentaire M_{pp3} en S_3)



4^{ème} étape : Ouvrage terminé (somme des moments des phases précédentes)



Le moment de la 1^{ère} étape a été calculé lors de la détermination du câblage de fléau. Les calculs des moments des phases 2 et 3 sont explicités ci-après :

b. Effet d'une partie coulée sur cintre

En général, une travée de rive est clavée après exécution du premier fléau. Son poids propre agit donc sur une structure isostatique (du moins après suppression d'éventuels dispositifs de stabilité provisoire du fléau).

La longueur de la partie coulée sur cintre (ΓL_r) est égale à la longueur de hauteur constante sur la travée de rive (αL_r) plus la demi-longueur du voussoir de clavage $\frac{L_{vc}}{2}$.

La section variant très peu sur la longueur $\frac{L_{vc}}{2}$, nous admettrons qu'elle reste égale à B_0 et on a alors B_0 section constante sur la longueur ΓL_r , et une charge p égale à γB_0 sur la longueur ΓL_r .

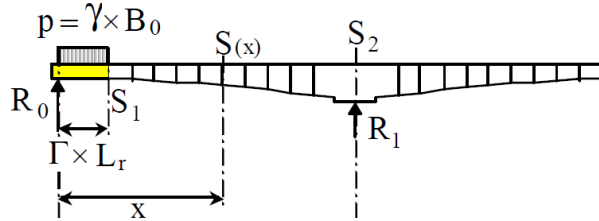


Figure 24 : Modélisation de la structure pour le coulage sur cintre

Réactions d'appui : $R_0 = \gamma B_0 \Gamma \left(1 - \frac{\Gamma}{2}\right) L_r$ et $R_1 = \gamma B_0 \frac{\Gamma^2 L_r}{2}$

➤ Moment fléchissant :

$$x < \Gamma L_r : M(x) = \gamma B_0 \left[\Gamma \left(1 - \frac{\Gamma}{2}\right) L_r x - \frac{x^2}{2} \right]$$

$$x > \Gamma L_r : M(x) = \gamma B_0 \Gamma^2 \frac{(L_r - x)}{2}$$

➤ Efforts tranchants :

$$x < \Gamma L_r : T(x) = \gamma B_0 \left[\Gamma \left(1 - \frac{\Gamma}{2}\right) L_r - x \right]$$

$$x > \Gamma L_r : T(x) = -\gamma B_0 \frac{\Gamma^2 L_r}{2}$$

Après calcul, nous trouvons le moment dû au poids propre $M_{pp2} = 5,4273 \text{ MN.m}$

c. Clavage des travées centrales

▪ Effet du poids propre du clavage et de l'équipage mobile

La première étape du clavage peut être simulée par deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux. Dans cette phase, le tablier est encore constitué de deux structures indépendantes et isostatiques. Cette phase n'influence donc pas le calcul des câbles de continuité.

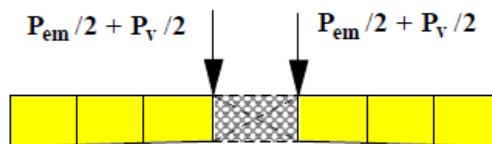


Figure 25 : Effet du poids propre et de l'équipage mobile

▪ Effet de l'enlèvement de l'équipage mobile

Cette phase peut être décomposée en deux parties. En premier lieu, on applique deux forces verticales orientées vers le haut à chaque extrémité des fléaux. Ces forces représentent: l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile et du béton de clavage (béton mou); elles seront, dans un deuxième temps, à remplacer par une charge uniformément répartie et orientée vers le bas; cette charge représente le béton durci. Dans cette phase, la structure est hyperstatique.

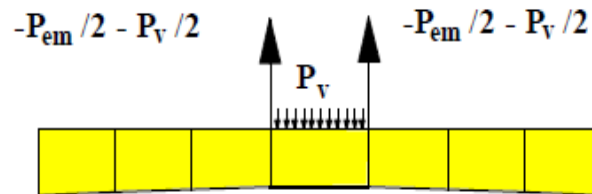


Figure 26 : Enlèvement de l'équipage mobile

Nous rappelons que $P_{em} = 0,4064 \text{ MN}$; $P_v = 0,3254 \text{ MN}$; $p_v = 0,1627 \text{ MN/m}$

$$Q = \frac{P_{em}}{2} + \frac{P_v}{2} = 0,3659 \text{ MN}$$

Les rotations isostatiques pour une poutre de hauteur variable sont données par les formules suivantes :

- **Cas de deux charges ponctuelles Q appliquées à une distance βL des appuis**

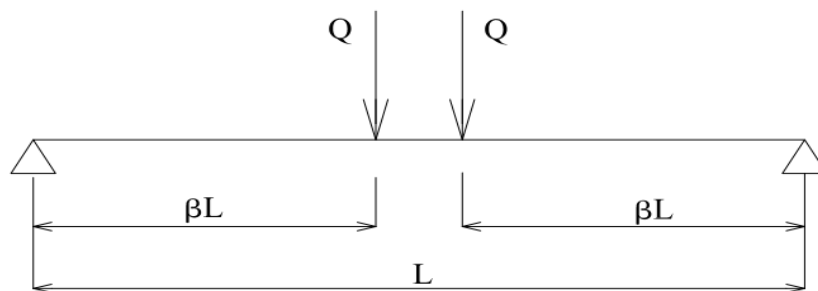


Figure 27 : Schéma de calcul pour l'enlèvement de l'équipage mobile

Pour $\beta = \frac{41}{84}$: $\omega' = 1,1570 \cdot 10^{-3}$ et $\omega'' = -1,1570 \cdot 10^{-3}$

Le vecteur rotation est : $[w_A] = 10^{-4} \begin{pmatrix} 5,8832 \\ 11,7664 \\ 5,8832 \end{pmatrix}$

La résolution du système de Clapeyron de la forme $[C] \cdot \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [w_A]$ nous donne :

$$M_1 = M_2 = 2,7790 \text{ MN.m et } M_3 = 6,7250 \text{ MN.m}$$

L'équation du moment fléchissant nous donne le moment maximal de la travée centrale de la travée n°2 et n°3 : $M(Q) = -4,3565 \text{ MN.m}$

➤ **Cas de la charge répartie p_v appliquée sur une distance $(1 - 2\beta)L$**

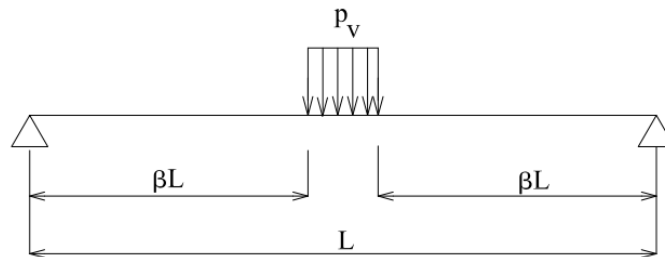


Figure 28 : Schéma de calcul pour la prise en compte du poids du voussoir de clavage

Pour $\beta = \frac{41}{84}$: $\omega' = -1,1476 \cdot 10^{-5}$ et $\omega'' = 1,1476 \cdot 10^{-5}$ et le vecteur rotation s'écrit :

$$[w_B] = -10^{-5} \begin{pmatrix} 1,1476 \\ 2,2952 \\ 1,1476 \end{pmatrix}$$

La résolution du système de Clapeyron $[C] \cdot \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [w_B]$ nous donne :

$$M_1 = M_3 = -0,5421 \text{ MN.m et } M_2 = -1,3118 \text{ MN.m}$$

Le moment au milieu de la travée est : $M(q) = 1,5620 \text{ MN.m}$

Après calcul, nous trouvons alors les moments pour le clavage entre P_1P_2 et P_2P_3 :

$$M_{pp3} = -2,7945 \text{ MN.m}$$

X.2.4. Calcul des moments dus au gradient thermique

Le gradient thermique est une différence de température entre la fibre supérieure et la fibre inférieure du tablier (notée $\Delta\theta$). La déformation ainsi créée engendre des efforts dans une structure hyperstatique.

Les contraintes normales dans l'ouvrage doivent être vérifiées dans les deux cas suivants :

- à vide avec un gradient thermique de 12° C (y compris pendant la construction)
- en service (avec charges d'exploitation) avec un gradient thermique de 6° C .

Le théorème des trois moments permet le calcul des moments correspondants à partir des rotations isostatiques données ci-dessous ($\lambda = 10^{-5}$ est le coefficient de dilatation thermique du béton). Le calcul est fait avec le module instantané.

Le moment dû au gradient thermique est positif, il crée donc une traction en fibre inférieure à la clé.

Nous pouvons calculer les rotations isostatiques de la poutre sous l'effet de gradient de température.

La loi de variation de la hauteur est :

$$\begin{aligned} 0 \leq x \leq \alpha L_i : h(x) &= h_0 \\ \alpha L_i \leq x \leq L_i : h(x) &= h_0 + \frac{h_1 - h_0}{(1 - \alpha)^2} \left(\frac{x}{L_i} - \alpha \right)^2 \end{aligned} \quad (25)$$

a. Cas de travée de courante symétrique de hauteur variable

$$\omega'_i = -\omega''_i = \frac{\lambda \Delta \theta L_i}{2\sqrt{h_0(h_1 - h_0)}} \operatorname{Arctg} \sqrt{\frac{h_1 - h_0}{h_0}} \quad (26)$$

Où $i = 2, 3$

Après calcul, nous trouvons : $\omega'_i = -\omega''_i = 1,6340 \cdot 10^{-3}$ où $i = 2, 3$

b. Travée de rive de hauteur variable

Pour la travée de rive de gauche nous avons :

$$\begin{aligned} \omega''_i = -\omega'_j = & -\frac{\lambda \Delta \theta \alpha^2 L_{i(j)}}{2h_0} \\ & - \frac{\lambda \Delta \theta L_{i(j)}(1 - \alpha)}{\sqrt{h_0(h_1 - h_0)}} \left[\alpha \operatorname{Arctg} \sqrt{\frac{h_1 - h_0}{h_0}} + \frac{1 - \alpha}{2} \sqrt{\frac{h_0}{h_1 - h_0}} \ln \left(\frac{h_1}{h_0} \right) \right] \end{aligned} \quad (27)$$

Où $i, j = 1, 4$ et $i \neq j$

Après calcul, nous trouvons : $\omega''_i = -\omega'_j = -9,0730 \cdot 10^{-4}$ et le vecteur rotation s'écrit :

$$[w_T] = 10^{-3} \begin{pmatrix} 2,5413 \\ 3,2680 \\ 2,5413 \end{pmatrix}$$

La résolution du système d'équations de Clapeyron $[C] \cdot \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [w_T]$ donne les résultats

suivants :

$$M_1 = M_3 = 21,5297 \text{ MN.m et } M_2 = 9,1512 \text{ MN.m}$$

Nous pouvons en déduire les valeurs des moments à la clé pour chaque travée :

- Travée 1 et 4 : $M_{C1} = M_{C4} = 3,7993 \text{ MN.m}$
- Travée 2 et 3 : $M_{C2} = M_{C3} = 15,3405 \text{ MN.m}$

X.3. Calcul du moment hyperstatique de la précontrainte intérieure de continuité

X.3.1. Généralités - Conventions de signe.

Le rôle de ces câbles est de reprendre l'effet du gradient thermique en construction, soit $\Delta\theta = 12^\circ\text{C}$, cumulé au retrait partiel du fléau. Nous considérerons qu'ils règnent sur une longueur βL ($0,25 \leq \beta \leq 0,33$).

Les câbles de continuité des travées courantes (hors travées de rive) sont tendus en phase hyperstatique et il est demandé de les déterminer en faisant le calcul du moment hyperstatique de précontrainte.

Un câble de précontrainte tendu en phase hyperstatique a deux effets :

- un effet dit "isostatique" ($\mathbf{M}_{\text{iso}} = \mathbf{F} \mathbf{e}_0$ avec F force de précontrainte et e_0 excentricité), qui dépend pour une section donnée de la position du câble dans la section et qui n'intéresse donc que les sections traversées par le câble.
- un effet dit "hyperstatique" ($\mathbf{M}_{\text{hpi}}$) qui dépend du tracé de l'ensemble du câble et qui intéresse donc toutes les sections, y compris celles non traversées par celui-ci.

Pour calculer les moments hyperstatiques, nous utiliserons la méthode des trois moments, en déterminant les rotations isostatiques, comme indiquée ci-dessous :

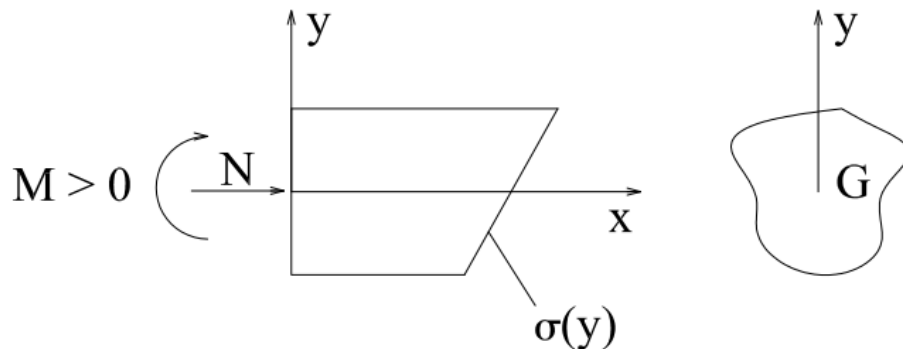


Figure 29 : Convention des signes

Pour la précontrainte, le moment isostatique est donc $F e_0$ avec e_0 positif lorsque le câble est au-dessus du centre de gravité.

Pour la fibre supérieure, nous avons $y = v$ et pour la fibre inférieure nous avons $y = -v'$; v et v' sont en effet des valeurs absolues.

X.3.2. Calcul des rotations isostatiques sous l'effet des câbles

Nous faisons l'hypothèse simplificatrice que l'épure d'effort normal est rectangulaire et que le câble moyen règne dans les travées courantes sur une longueur βL .

La loi de variation de l'inertie mentionnée précédemment est encore considérée.

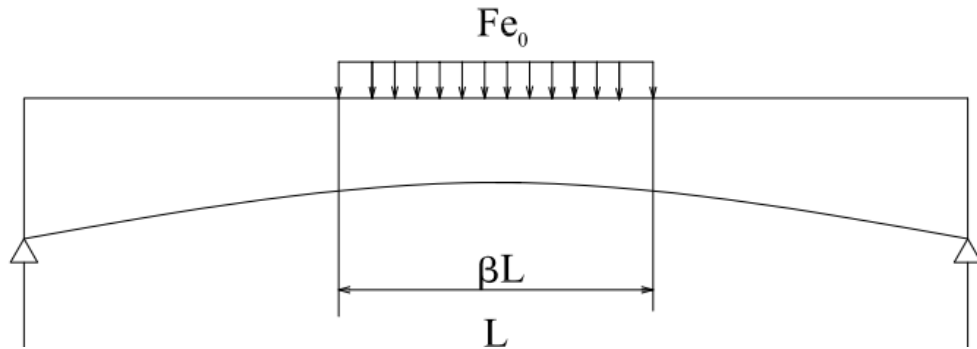


Figure 30 : Zone régnant les câbles

Les câbles suivent la fibre inférieure et leur excentricité est donnée par :

$$e(x) = e_0 \left[1 + \delta \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right] \text{ avec } \delta = \frac{h_1 - h_0}{h_0} \text{ avec } e_0 = -v'_0 + 0,20 \text{ m } (v'_0 > 0)$$

Les rotations des appuis sont données par la relation suivante :

$$\omega_i' = -\omega_i'' = - \int_{\frac{1-\beta}{2}L_i}^{\frac{1+\beta}{2}L_i} F e_0 \frac{x}{L_i} \frac{dx}{EI} = -F e_0 \frac{1}{6EI_0} \frac{\beta L [3 + 2(2K + \delta)\beta^2]}{(1 + K\beta^2)^{\frac{3}{2}}} \quad (28)$$

Prenons $\beta = 0,30$ et après calcul, nous trouvons : $\omega_i' = -\omega_i'' = 1,0240 \cdot 10^{-5} F$ où $i = 2,3$

Le vecteur rotation s'écrit par : $[w_F] = 10^{-5} \begin{pmatrix} 1,0240 \\ 2,0480 \\ 1,0240 \end{pmatrix} F$

Nous pouvons en déduire les moments sous l'effet hyperstatique des câbles au droit des clavages; ils ont pour valeur :

- Clavage entre P_1P_2 et P_2P_3 : $M_{hpi} = 0,0827F \text{ MN.m}$;
- Clavage entre C_0P_1 et P_4C_1 : $M_{hpi} = 0,0146F \text{ MN.m}$

Remarque :

La détermination des câbles éclisses doit se faire dans l'ordre inverse de la construction.

Commencer par le dernier clavage permet en effet de ne pas avoir comme inconnue l'effet hyperstatique des câbles éclisses tendus pendant les précédents clavages.

X.3.3. Calcul des câbles d'éclisse entre P_1P_2 et P_2P_3

Nous considérons que le tablier est coulé en place en prenant certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission), et nous adoptons, comme résistance du béton au moment de la dépose de l'équipage de clavage, $f_{tj} = 16$ MPa. La contrainte admissible en fibre inférieure est donc :

$$\bar{\sigma}_t = -0,7f_{tj} + kf_{cj} = 0,77 \text{ MPa}$$

L'effort F développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F}{B_0} - (M_{pp3} + M_{iso} + M_{C2} + M_{hpi}) \frac{v'_0}{I_0} \geq -\bar{\sigma}_t$$

Après résolution, nous trouvons : $F \geq 7,0340$ MN

Pour les câbles 12T15S, la force utile est de $F_{ut} = 1,97$ MN

Le nombre des câbles est donné par la formule : $n \geq \frac{F}{F_{ut}}$ donc, $n \geq 3$

En général, n est pair, nous pouvons prendre $n = 4$ et nous avons :

$$\frac{F}{B_0} - (M_{pp3} + M_{iso} + M_{C2} + M_{hpi}) \frac{v'_0}{I_0} = -0,26 \geq -0,77$$

Nous retenons donc deux paires de câble de 12T15S

X.3.4. Calcul des câbles d'éclisse entre C_0 et P_1 et entre P_3 et C_4

Pour le calcul des câbles d'éclisse C_0 et P_1 ou entre P_3 et C_4 , la force de précontrainte est estimée par la formule suivante :

$$\frac{F}{B_0} - (M_{pp2} + M_{iso} + M_{C1}) \frac{v'_0}{I_0} \geq -\bar{\sigma}_t$$

Après résolution, nous trouvons : $F \geq 3,1435$ MN c'est-à-dire $n \geq 2$

Pour $n = 2$: $\frac{F}{B_0} - (M_{pp2} + M_{iso} + M_{C1}) \frac{v'_0}{I_0} = -0,54 > -0,77$

Nous retenons donc une paire de câbles 12T15S

X.3.5. Vérification des contraintes après clavage de P_1P_2 et P_2P_3

Le calcul que nous venons de faire détermine un câblage éclisse permettant à la structure de résister après décintrement de la partie coulée sur cintre. Des efforts un peu plus élevés se développent toutefois dans cette zone après le clavage de P_1P_2 et P_2P_3 . En effet, la structure

étant devenue hyperstatique, le tablier devient sensible aux effets des gradients thermiques auxquels nous devons ajouter l'effet hyperstatique des câbles éclisses de P_1P_2 et P_2P_3 .

Dans cette nouvelle phase, nous avons les moments suivants:

- Moment fléchissant dû au poids propre : $M_{pp} = 5,4273 \text{ MN.m}$;
- Moment fléchissant dû aux câbles d'éclisse entre P_1P_2 : $M_{FC} = 0,6516 \text{ MN.m}$;
- Moment fléchissant dû aux câbles d'éclisse entre C_0P_1 : $M_{FR} = -2,7895 \text{ MN.m}$;
- Moment de flexion dû au gradient de la température ($\Delta\theta = 6^\circ$) : $M_T = 1,8996 \text{ MN.m}$.

La contrainte dans la fibre inférieure s'écrit :

$$\sigma_i = \frac{F}{B_0} - (M_{pp} + M_{FC} + M_{FR} + M_T) \frac{v'_0}{I_0} = -0,32 \text{ MPa} \geq -\sigma_t = -2,0 \text{ MPa} (j = 28)$$

Les câblages éclisses sont donc suffisants.

L'**Annexe D2** nous montre le passage des câbles de continuité intérieure.

Conclusion :

Le calcul des câbles d'éclisse est un peu compliqué vu l'effet hyperstatique des câbles car la structure est devenue hyperstatique. Il reprend les charges dues à l'équipage mobile en tenant compte de ses enlèvements et de l'effet de gradient de température.

CHAPITRE XI : DETERMINATION DU CABLAGE DE CONTINUITE EXTERIEURE

L'objet de ce chapitre est de déterminer le câblage de continuité extérieur et de finir l'étude de la flexion générale.

XI.1. Section d'étude et de vérification

Notre étude sera basée sur l'étude des 09 sections indiquées sur la figure suivante :

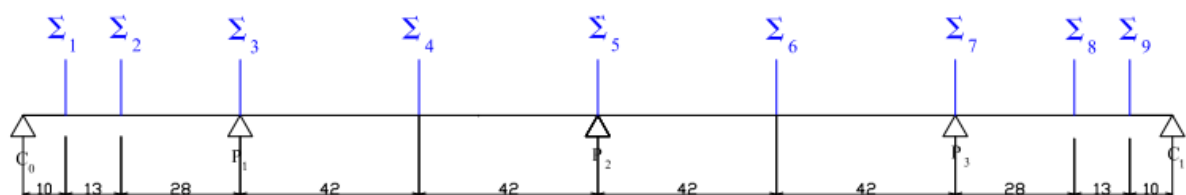


Figure 31 : Section d'étude et de vérification

Le tableau suivant résume la nature de calcul à faire pour chaque section d'étude :

Tableau 28 : Numérotation de la section d'étude

Section	Nature de calcul
Σ_1	Dimensionnement
Σ_2	Vérification
Σ_3	Vérification
Σ_4	Dimensionnement
Σ_5	Vérification
Σ_6	Dimensionnement
Σ_7	Vérification
Σ_8	Vérification
Σ_9	Dimensionnement

XI.2. Evaluation des charges

XI.2.1. Calcul des moments dus au poids des superstructures

Il faut déterminer de façon précise du poids au mètre linéaire des superstructures et calculer

les moments correspondants. A partir du plan de superstructure de l'ouvrage et des données ci-dessous, on peut calculer le poids propre au mètre linéaire des superstructures (équipements et enrobé) et déduire les moments correspondants.

Voici les poids volumiques ou linéiques de quelques éléments courants définis dans l'Eurocode 1:

- Enrobé : 24 kN/m³ (à majorer par 1,4) ;
- Chape d'étanchéité : 22 kN/m³ (à majorer par 1,2) ;
- Garde-corps : 0,50 kN/m ;
- Trottoir : 25 kN/m³ ;
- Corniche métal : 0,30 kN/m ;
- Glissière : 0,20 kN/m .

Tableau 29 : Evaluation des charges dues à la superstructure

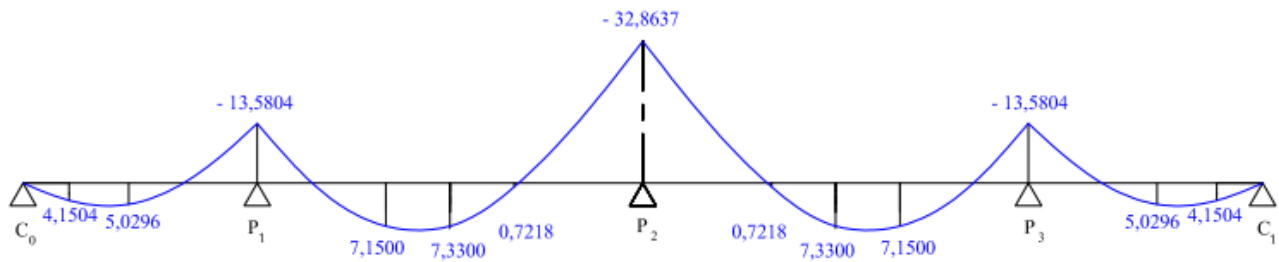
Désignation	Largeur	Epaisseur	Surface	Poids unitaire	Nombre	Charge
Unité	m	m	m ³	kN/m ³ ou kN/m	u	kN/m
Enrobé	3,5	0,04	0,14	24	2	9,408
Etanchéité	7,8	0,02	0,156	22	1	3,432
Trottoir	1,5	0,2	0,30	25	2	15
Montage-dispositifs	0,4	0,2	0,08	25	1	2
Garde-corps				0,5	2	1
Corniche				0,3	2	0,6
Glissière+Longrine				0,8	4	3,2
Total						34,64

En utilisant la relation $\begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [M] \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \end{pmatrix}$, nous pouvons trouver facilement les moments aux

appuis pour le chargement $q = q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = 0,03464$ kN/m. Après calcul, nous obtenons les résultats suivants :

$$M_1 = M_3 = -13,5804 \text{ MN.m et } M_2 = -32,8637 \text{ MN.m}$$

La courbe du moment fléchissant est représentée ci-dessous :



Courbe 2 : Moments fléchissants dus à la charge des superstructures en [MN.m]

XI.2.2. Calcul des moments dus aux charges d'exploitation

Pour les ponts ayant de grandes portées supérieures à 200 m, la Section 4 de l'Eurocode 1 n'est plus valable et il convient que le modèle charge soit défini par le contrat. Dans notre cas $L = 270 \text{ m} > 200 \text{ m}$, mais notre calcul se basera encore sur cette section.

L'Eurocode 1 - partie 2 traite des actions sur les ponts dues au trafic et mentionne trois points :

- **Classe de trafic**

L'Eurocode définit 3 classes de trafic ou de chargement suivant la nature de celui-ci :

- *1^{ère} classe* : elle n'est pas destinée à un usage courant ; cette classe est réservée à des ouvrages à très grande proportion de véhicules lourds.
- *2^{ème} classe* : elle concerne les compositions de trafic les plus courantes sur les réseaux routiers.
- *3^{ème} classe* : elle correspond à un trafic en présence de véhicules lourds probable, mais en petit nombre ou occasionnelle, elle rend peu probable la présence simultanée sur l'ouvrage de multiples véhicules de ce genre avec des caractéristiques sévères.

Pour notre cas, il paraît pertinent de prendre la 2^{ème} classe.

- **Découpage de la chaussée en voies**

La largeur chargeable est celle entre "bute-roue". C'est la largeur entre bordures de trottoirs s'il existe, sinon c'est celle entre barrières de sécurité considérées.

Le nombre de voies est égal à la partie entière du quotient entre la largeur chargeable et une largeur de voie de 3 m. L'Eurocode définit ainsi un certain nombre de voies de circulation de 3 mètres de large et une zone restante appelée "aire résiduelle". (**Annexe L1**)

Concernant notre projet, chaque côté du tablier comporte alors une voie de 3,00 m et une aire résiduelle de 0,50 m de large.

• Modèles de charge

L'Eurocode définit 4 modèles pour les charges verticales suivant les effets du trafic :

- *Modèle de charge 1 (LM1)* : charges concentrées et uniformément réparties représentant la majorité des effets du trafic routier. Il est destiné à des vérifications générales et locales.
- *Modèle de charge 2 (LM2)* : une charge d'essieu unique couvrant les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments très courts. Il est destiné à des vérifications locales et séparées.
- *Modèle de charge 3 (LM3)* : ensemble de charges d'essieux représentant les véhicules spéciaux. Il n'est considéré que lorsque les conditions d'exploitation l'exigent.
- *Modèle de charge 4 (LM4)* : chargement de foule. Il est utilisé si ses effets ne sont pas couverts de manière évidente par le modèle de charge 1 et est seulement destiné à des vérifications générales.

Pour notre cas, nous choisissons de ne considérer que le modèle de charge 1 ou système principal de chargement (**Annexe L2**). Il comporte 2 systèmes partiels :

- une charge uniformément répartie (UDL) de densité $\alpha_Q q_k$;
- une charge de tandem (TS), chaque essieu ayant un poids $\alpha_Q Q_k$.

Avec :

α_Q et α_{Qi} : coefficients d'ajustement dépendant de la classe de trafic et de la voie

q_k et Q_k : valeurs nominales de charge en fonction de la voie et incluant déjà la majoration dynamique

Tableau 30 : Surcharges de trafic (LM1)

	α_{Qi}	α_{qi}	Q_{ki}	q_{ki}	TS	UDL	UDL
Unité	-	-	kN	kN/m	kN/essieu	kN/m ²	kN/m
Voie N°1	0,9	0,7	300	9	270	6,3	18,9
Voie N°2	0,8	1	200	2,5	160	2,5	7,5
Voie N°3	1	1	0	2,5	0	2,5	2,5

XI.2.3. Section d'étude et de vérification

En première approximation, nous pouvons définir un tracé moyen des câbles de précontrainte extérieure en respectant quelques règles de base.

Longitudinalement, nous choisissons de placer les déviateurs intermédiaires de la travée centrale aux tiers de travée, soit à 28 m de l'axe des piles. Dans les travées de rive, nous plaçons aussi un déviateur, également à 28 m de l'axe des piles. Nous rappellerons

que les déviateurs sur pile positionnent les câbles de précontrainte extérieure au plus près de la fibre supérieure du tablier (moment de flexion longitudinale négative), tandis que les déviateurs intermédiaires placent ces mêmes câbles vers la fibre inférieure (moment de flexion longitudinale positif).

XI.2.4. Calcul des moments maximaux et minimaux sur pile et à la clé

Dans notre projet, nous n'avons pas besoin le tracé précis des lignes d'influence mais la connaissance de l'allure générale de ces dernières nous suffit. Dans ce cas, les charges UDL sont placées entre les zéros de la ligne d'influence selon l'extremum considéré (négatif ou positif) et la charges TS au milieu de la travée considérée.

Pour calculer les moments maximaux et minimaux, nous étudions séparément l'effet de la charge UDL et TS, et, nous ne considérerons que 04 sections d'étude et les autres sont obtenus par raison de symétrie.

Le calcul est basé sur la résolution du système de Clapeyron en commençant par trouver les

vecteurs rotations $[w_{UDLi}]$, $[w_{TSi}]$ de telles sorte que $[M] \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [w_{UDLi}]$,

$[M] \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = [w_{TSi}]$ (i numéro de la section considérée). Les moments sur pile sont obtenus

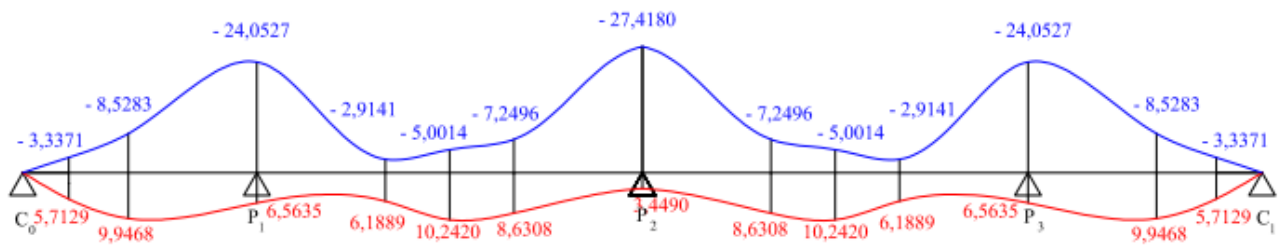
facilement à partir de ces deux dernières équations.

Les charges UDL et TS considérées ont les valeurs respectives suivantes **28,9 kN/m** et **860 kN**

Nous trouvons les différents cas de chargement dans l'**Annexe E** afin de tracer les courbes, enveloppes des moments. Nous avons les courbes suivantes selon le type de chargement appliqué :

a) Application de la charge UDL

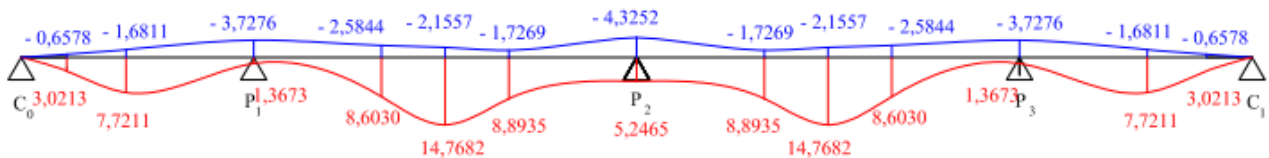
Après calculs, nous pouvons tracer les enveloppes des moments dus à la charge UDL



Courbe 3 : Courbe enveloppe des moments fléchissants dus à la charge UDL en [MN.m]

b) Application de la charge TS

Il en est de même pour l'application de la charge TS



Courbe 4 : Courbe enveloppe des moments fléchissants dus à la charge TS en [MN.m]

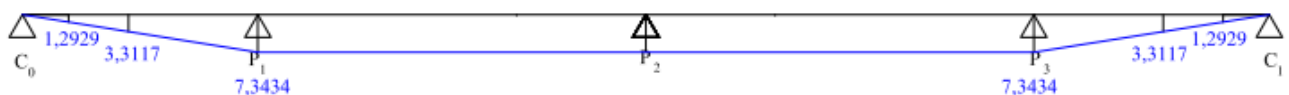
XI.2.5. Moment dû au fluage

Nous nous réservons une marge de **2 MPa** sur la contrainte en fibre inférieure. Cette réserve nous conduit à calculer un moment de fluage dans la travée centrale :

$$M_{fl} = -\sigma_b \frac{I_0}{v'_0} \quad (29)$$

$$M_{fl} = 7,3434 \text{ MN.m}$$

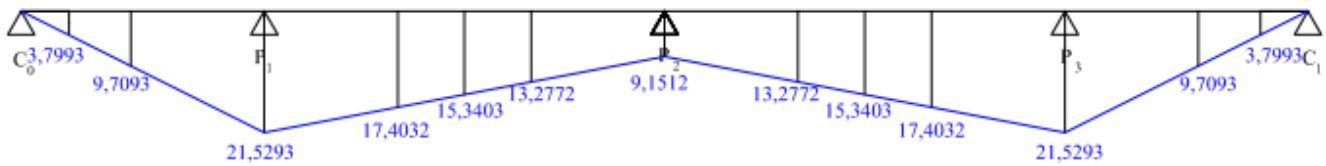
La figure suivante donne les valeurs des moments sur tout le long du tablier :



Courbe 5 : Courbe des moments fléchissants dû au fluage en [MN.m]

XI.2.6. Moment dû au gradient thermique

Pour une température de 12°C, la figure suivante nous donne les valeurs des moments sur les sections d'étude.



Courbe 6 : Moments fléchissants dus au gradient thermique en [MN.m]

XI.2.7. Moment dû au précontrainte

a) Pour les travées centrales

- Câbles d'éclisse

Le moment isostatique et hyperstatique des câbles d'éclisse au droit de clavage central sont respectivement égaux à :

$$M_{\text{piso}} = -f_{\text{ut}} n e_0 = -5,5790 \text{ MN.m} \quad (n = 4 \text{ nombre de câbles d'éclisse}) \text{ et}$$

$$M_{\text{hyper}} = 0,3308 \text{ MN.m}$$

Donc, le moment dû à la précontrainte des câbles d'éclisse est $M_{\text{Pécl}} = -5,2482 \text{ MN.m}$

- Câbles de continuité extérieure

La figure ci-après montre la géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans les travées centrales :

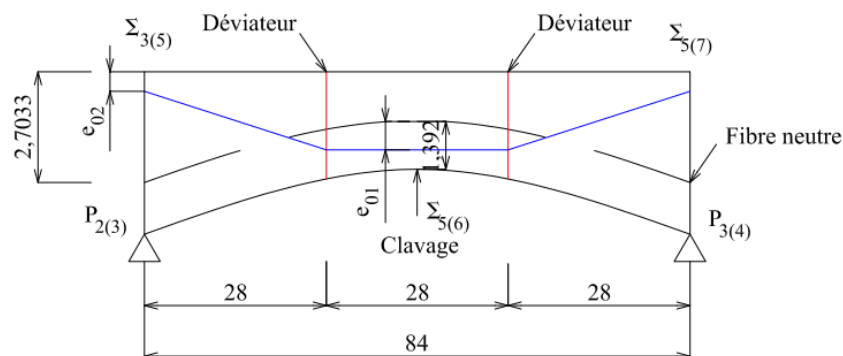


Figure 32 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans les travées de rive

$$e_{01} = -(v'_0 - e_{ic} - 0,10 - 0,05) = -0,922 \text{ m}$$

$$e_{02} = v_1 - e_{ic} = 2,3833 \text{ m}$$

Pour les câbles extérieurs, nous utilisons ceux de type 19T15 en subissant 10% de pertes, la force utile est donc estimée égale à 3,1 MN.

Désignons par n_c le nombre des câbles extérieurs et nous avons :

$$M_{C1} = n_c \cdot f_{ut} e_{01} = -2,8582 n_c \text{ MN.m}$$

$$M_{C2} = n_c \cdot f_{ut} e_{02} = 7,3882 n_c \text{ MN.m}$$

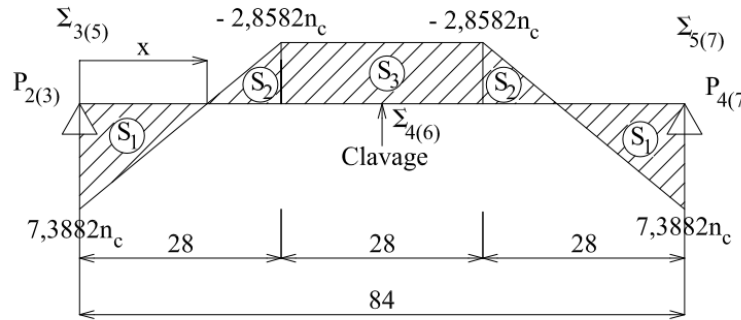


Figure 33 : Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée centrale [MN.m]

La distance x est déterminé par : $x = \frac{7,3882}{7,3882+2,8582} \times 28 = 20,1895 \text{ m}$

Nous pouvons admettre la simplification qui consiste à considérer un encastrement de la travée sur ses appuis. Dans ce cas, le moment hyperstatique peut être évalué de la manière suivante :

$$M_{\text{hyper}} = - \frac{\text{Aire du diagramme du moment isostatique}}{\text{Longueur de la travée}}$$

Le moment hyperstatique est égal à $M_{\text{chyper}} = - \frac{\sum S_i}{84} = - \frac{46,8104 n_c}{84} = -0,5573 n_c$

Nous avons donc, pour le câble de précontrainte extérieure

$$M_{\text{Péxt}} = M_{\text{ciso}} + M_{\text{chyper}} = -3,4155 n_c$$

Ainsi, le moment de précontrainte pour la travée centrale est donné par la formule :

$$M_P = -3,4155 n_c - 5,2482$$

Et la force de précontrainte est égale à :

$$F_P = 3,1 n_c + 7,88$$

b) Pour les travées de rive

- Câbles d'éclisse

Il en est de même pour les câbles d'éclisse, pour les travées de rive, en admettant que seule la travée la plus proche entraîne un effet hyperstatique sur la travée de rive. Nous avons une paire de câbles, donc :

$$M_{\text{piso}} = -f_{\text{ut}} n e_0 = -2,7895 \text{ MN.m et } M_{\text{phyper}} = 0,0583 - 0,0146 n_c \text{ MN.m}$$

Ainsi, le moment dû à la précontrainte des câbles d'éclisse est

$$M_{\text{Pécl}} = -2,7312 - 0,0146 n_c \text{ MN.m}$$

- **Câbles de continuité extérieure**

La figure ci-après montre la géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans les travées de rive :

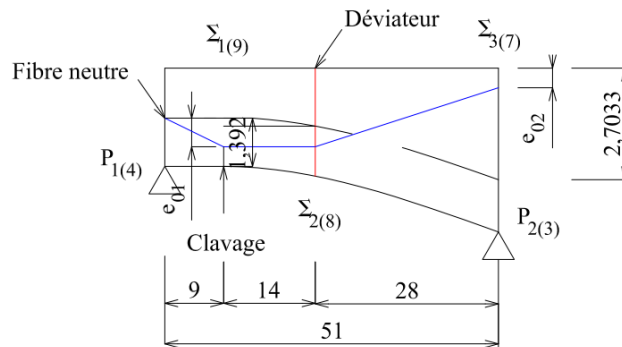


Figure 34 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans les travées de rive

$$e_{01} = -(v'_0 - e_{ic} - 0,10 - 0,05) = -0,922 \text{ m}$$

$$e_{02} = v_1 - e_{ic} = 2,3833 \text{ m}$$

Pour les câbles extérieurs, nous utilisons de câbles du type 19T15 dont la force utile est égale à 3,1 MN

Désignons par n_r le nombre des câbles extérieurs et nous avons :

$$M_{C1} = n_c \cdot f_{\text{ut}} e_{01} = -2,8582 n_c \text{ MNm}$$

$$M_{C2} = n_c \cdot f_{\text{ut}} e_{02} = 7,3882 n_c \text{ MNm}$$

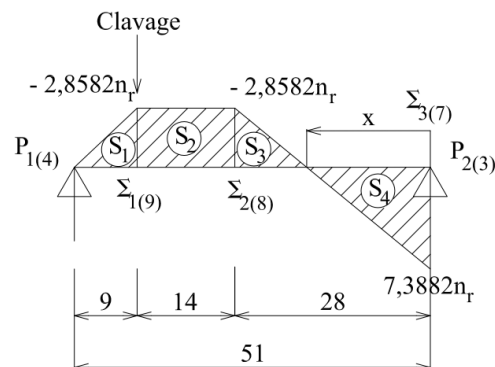


Figure 35 : Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée de rive en [MN.m]

La distance x est déterminée par : $x = \frac{2,8582}{7,3882+2,8582} \times 28 = 7,1295 \text{ m}$

Le moment hyperstatique sur appuis est égal à :

$$M_{\text{hyper}} = -\frac{2,60 \times \sum S_i}{51} = -\frac{2,60 \times 10,5433 n_r}{51} = -0,5375 n_r$$

Nous pouvons en déduire le moment hyperstatique à la clé :

$$M_{\text{chyper}} = -0,5375 n_r \frac{9}{51} = -0,0949 n_r$$

Nous avons donc, pour le câble de précontrainte extérieure :

$$M_{\text{Péxt}} = M_{\text{ciso}} + M_{\text{chyper}} = -2,9531 n_r$$

Ainsi, le moment de précontrainte pour la travée de rive est donné par la formule :

$$M_p = -2,9531 n_r - 0,0146 n_c - 2,7312$$

Et le force de précontrainte est égale à :

$$F_p = 3,1 n_r + 3,94$$

XI.3. Combinaisons d'actions utilisées

XI.3.1. Combinaison à l'ELS (NF EN 1990)

Nous considérerons la combinaison caractéristique : $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$

Avec :

$G_{k,j}$: Actions permanentes

P : Action de précontrainte

T_k : Action de la température

$Q_{k,1}$: Action variable de base

$Q_{k,i}$: Actions variables d'accompagnement

Les valeurs des coefficients ψ pour les pont-route sont données dans l'annexe C de NF EN

1991-2. Ainsi, prenons en compte les combinaisons suivantes :

$$\text{ELS 1 : } G_k + P + (\text{UDL} + \text{TS} + q_{fk}) + 0,6 T_k \quad (30)$$

$$\text{ELS 2 : } G_k + P + T_k + (0,4 \text{ UDL} + 0,75 \text{ TS} + 0,4 q_{fk}) \quad (31)$$

XI.3.2. Combinaison à l'ELU (NF EN 1990)

Nous considérerons la combinaison fondamentale : $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k,1} +$

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Les valeurs des coefficients partiels γ sont également mentionnées dans NF EN 1991-2. Ainsi,

nous avons à considérer les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU 1 : } 1,35 G_k + 1,00 P + 1,35 (\text{UDL} + \text{TS} + q_{fk}) + 1,5 \times 0,6 T_k \quad (32)$$

$$\text{ELU 2 : } 1,35 G_k + 1,00 P + 1,5 T_k + 1,35 (0,4 \text{ UDL} + 0,75 \text{ TS} + 0,4 q_{fk}) \quad (33)$$

XI.3.3. Détermination du nombre des câbles

Nous déterminons le nombre des câbles à ELS, donc la combinaison défavorable à l'ELS doit être également à déterminer. Le tableau suivant nous donne la combinaison à l'ELS (Précontrainte non compris) au droit des sections d'étude :

Tableau 31 : Combinaison à l'ELS de moment fléchissant en [MN. m]

Section	ELS1-	ELS2-	ELS1+	ELS2+
1	3,72798	7,4144	16,4571	13,7937
4	16,72048	26,3964	48,8878	45,1867
6	16,72048	26,3964	48,8878	45,1867
9	3,72798	7,4144	16,4571	13,7937

L'ELS1+ nous donne une valeur défavorable pour le dimensionnement.

a. Pour les travées centrales (Section Σ_4 et Σ_6)

La contrainte de traction à la fibre inférieure vérifie la relation suivante :

$$\sigma_i = \frac{F}{B_0} - M_{ELS} \frac{v'_0}{I_0} \geq -\sigma_t = -2,0 \text{ MPa}$$

Après résolution, nous trouvons : $n = 8$ et $\sigma_i = -0,75 \text{ MPa}$

Nous retenons donc 4 paires de câbles 19T15S

b. Pour les travées de rive (Section Σ_1 et Σ_9)

Il en est de même pour les travées de rive, après résolution, nous trouvons : $n = 0,90$

Nous pouvons prendre cependant une paire de câbles 19T15S.

Pour $n = 2$: $\sigma_i = 0,86 \text{ MPa}$

Nous retenons donc une paire de câble 19T15S

XI.3.4. Vérification sur pile

a. Pile P_2

La contrainte en fibre supérieure sur pile est :

$$\sigma_s = \frac{N}{B_1} + M \frac{v_1}{I_1} > -\bar{\sigma}_t = -1,19 \text{ MPa}$$

avec N égal à la somme des forces des câbles de précontrainte traversant la section sur pile, et avec M somme des moments dus aux actions suivantes:

- poids propre ;
- superstructures ;

- charges d'exploitation (charges routières et de trottoir) ;
- câbles de fléau ;
- câbles de continuité intérieure (effet hyperstatique) ;
- câbles de continuité extérieure (effets isostatique et hyperstatique).

Remarques :

Ici l'excentricité $e_0 = v_1 - 0,30$;

Le fluage et le gradient thermique ne sont pas pris en compte car leurs effets seraient favorables en ce point, l'ouvrage doit également être réglementaire avant fluage (à la mise en service) et sans gradient thermique.

$N = 68,14 \text{ MN}$; $M = -138,3089 \text{ MNm}$

Après calcul, $\sigma_s = -1,43 \text{ MPa} < -1,19 \text{ MPa}$: la contrainte sur la fibre supérieure est vérifiée.

La contrainte en fibre inférieure sur pile est :

$$\sigma_i = \frac{N}{B_1} - M \frac{v'_1}{I_1} < \overline{\sigma_c} = 20,3 \text{ MPa}$$

Après calcul, nous trouvons $\sigma_i = 13,88 \text{ MPa} < 20,3 \text{ MPa}$

b. Pile P_1 et P_3

$N = 68,14 \text{ MN}$; $M = -115,7033 \text{ MNm}$

Après calcul, $\sigma_s = -0,17 \text{ MPa} > -1,19 \text{ MPa}$: la contrainte sur la fibre supérieure est vérifiée.

La contrainte en fibre inférieure sur pile est $\sigma_i = 12,63 \text{ MPa} < 20,3 \text{ MPa}$

XI.4. Vérification vis à vis de l'effort tranchant

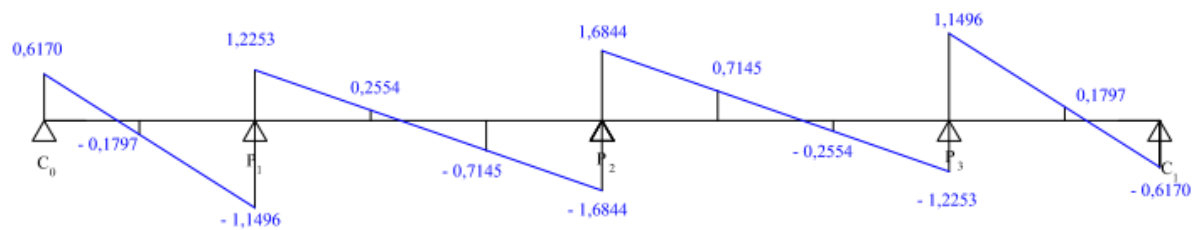
XI.4.1. Section d'étude

Pour l'étude de l'effort tranchant, il faut vérifier la résistance point par point. Cependant, pour simplifier notre étude nous proposons les sections situées à 28 m et $\frac{h_1}{2} = 2,65 \text{ m}$ de part et d'autre de l'axe des piles d'étude. La vérification des 6 premiers nous suffit, les autres sont obtenus par raison de symétrie. Les sections de vérification sont données par la figure ci-dessous.

XI.4.2. Détermination des efforts tranchants

a. Effort tranchant dû à la superstructure

La courbe ci-après montre le diagramme des efforts tranchants dû à la superstructure :



Courbe 7 : Efforts tranchants dus à la superstructure en [MN]

b. Effort tranchant dû à la charge routière

Pour déterminer l'effort tranchant de vérification, nous étudions le cas pour lequel la totalité de la structure entière est chargée. La figure suivante montre le système à étudier :

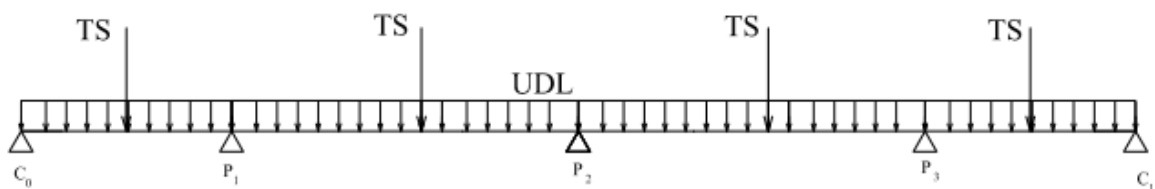
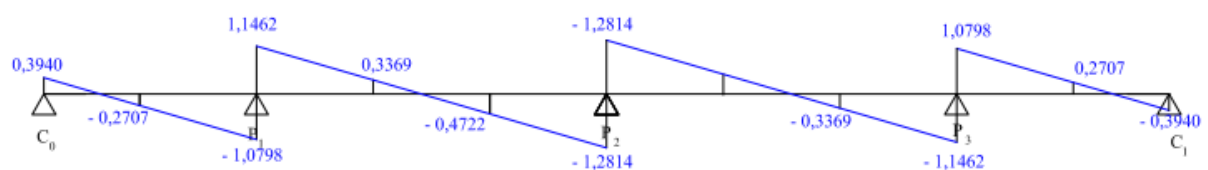
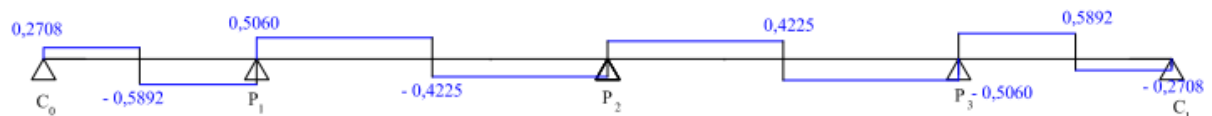


Figure 36 : Modélisation pour le calcul de l'effort tranchant

Les courbes suivantes montrent les diagrammes des efforts tranchants dus à la charge UDL et TS :

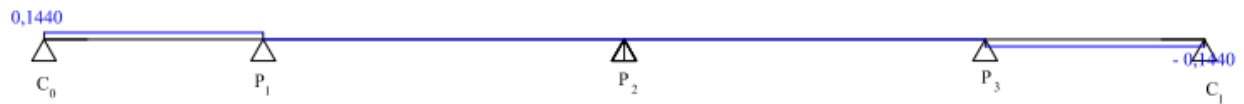


Courbe 8 : Efforts tranchants dus à la charge UDL en [MN]



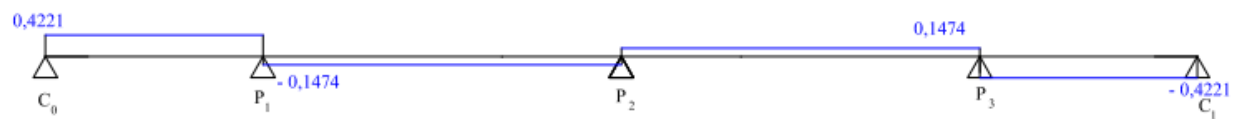
Courbe 9 : Efforts tranchants dus à la charge TS en [MN]

c. Effort tranchant dû au fluage



Courbe 10 : Efforts tranchants dus au fluage en [MN]

d. Effort tranchant dû au gradient de la température



Courbe 11 : Efforts tranchants dus au gradient de la température en [MN]

Le tableau suivant récapitule la combinaison à l'ELS de l'effort tranchant (Précontrainte non-compris) :

Tableau 32 : Combinaison à l'ELS de l'effort tranchant en [MN]

Section	ELS1	ELS2
1	-2,5319	-4,4981
2	-6,5914	-8,7779
3	-2,1505	-5,7316
4	-2,4634	-4,5555
5	-5,3318	-6,6097
6	-8,5313	-10,2446

Dans la suite de calcul, nous utiliserons les valeurs les plus défavorables données par l'ELS2

e. Effort tranchant dû au poids propre de la poutre

Nous avons négligé l'effet des clavages et supposé, pour les ouvrages à quatre travées, que les clavages de part et d'autre du fléau central et le passage sur appui définitif au milieu étaient simultanés. Dans ce cas, nous n'avons pas tracé le diagramme de l'effort tranchant sur la totalité de l'ouvrage, mais la connaissance des valeurs pour un fléau nous suffit pour vérifier la contrainte de cisaillement.

XI.4.3. Vérification des contraintes

a. Effet Résal

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparaît une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne par rapport aux hourdis; la compression dans les hourdis présente une composante dans la direction de l'effort tranchant.

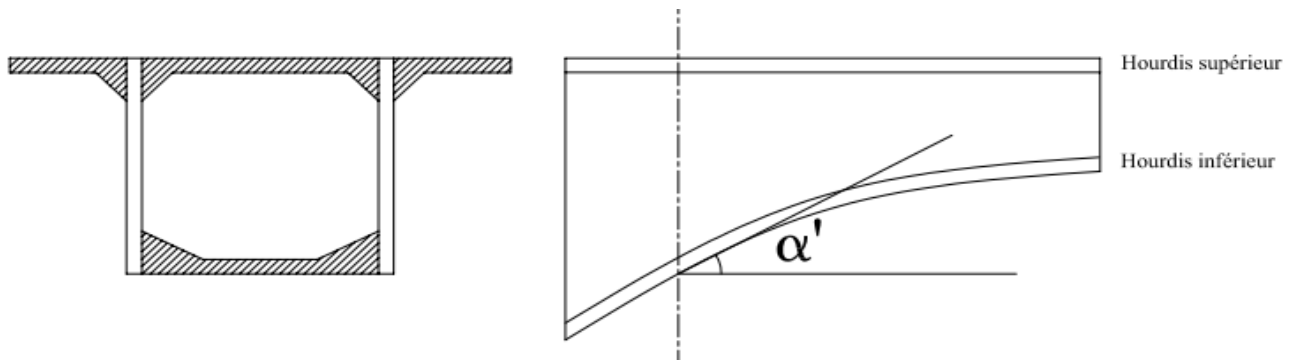


Figure 37 : Effet Résal dans les hourdis inférieurs et supérieurs

Soient :

σ la contrainte moyenne dans le hourdis inférieur, concomitante de l'effort tranchant maximum, que nous estimerons à 10 MPa ;

S la surface du hourdis inférieur (hormis les âmes) ;

α' l'angle du hourdis inférieur avec l'horizontal.

L'effort de correction par effet résal est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{résal}} = S \sigma \sin \alpha' \quad (34)$$

L'angle α' est donné par la formule :

$$\alpha' = \tan^{-1} \left[\frac{8(h_1 - h_0)}{L_c^2} x \right] \quad (35)$$

L'expression de l'effort tranchant réduit devient $V_{\text{réd}} = |V| - V_{\text{résal}}$

Avec, $V = |V_{\text{ELS}}| - P \sin \alpha$ où α l'angle de que fait les câbles de continuité extérieur avec l'horizontal et P la force de précontrainte.

Pour les déviateurs placés à 28 m de l'axe de la pile $\alpha = 10,5^\circ$

b. Détermination des contraintes de cisaillement de l'âme

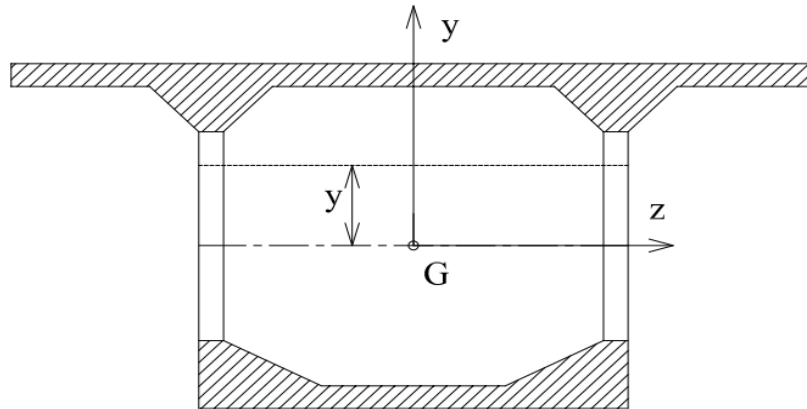


Figure 38 : Schéma de calcul de la contrainte de cisaillement

Pour un ouvrage classique à deux âmes, le cisaillement d'effort tranchant peut s'écrire :

$$\tau = \frac{V_{\text{réd}} S_z}{b(y) I} \quad (34)$$

$V_{\text{réd}}$: Effort tranchant réduit ;

$S(y)$: Moment statique à l'ordonnée y (c'est à dire de la partie située au-dessus de la coupure par rapport à l'axe passant par le centre de gravité) ;

$b(y)$: Largeur totale nette à l'ordonnée y ;

I : Inertie complète.

Le tableau suivant récapitule les valeurs de contraintes tangentielles au droit des sections d'étude :

Tableau 33 : Contrainte tangentielle au droit des sections d'étude

Section	$V_{\text{ELS}}[\text{MN}]$	α	$P \sin \alpha [\text{MN}]$	α'	$B[\text{m}^2]$	$V_{\text{Résal}}[\text{MN}]$	$V_{\text{réd}}[\text{MN}]$	$S_z[\text{m}^3]$	$I_z[\text{m}^4]$	$\tau[\text{MPa}]$
Σ_1	4,4981	10,5	1,13	3	1,72	0,900	2,4680	4,844	14,438	1,22
Σ_2	8,7779	10,5	1,13	5	1,72	1,499	6,1490	7,288	29,665	2,22
Σ_3	5,7316	10,5	3,39	5	1,72	1,499	0,8430	7,288	29,665	0,30
Σ_4	4,5555	10,5	3,39	3	1,72	0,900	0,2657	4,844	14,438	0,13
Σ_5	6,6097	10,5	3,39	3	1,72	0,900	2,3200	4,844	14,438	1,14
Σ_6	10,2446	10,5	339	5	1,72	1,499	5,3559	7,288	29,665	1,94

D'après ces résultats, nous savons que $\tau < 2,5 \text{ MPa}$ donc, nous sommes totalement en sécurité vis-à-vis du cisaillement.

XI.4.4. Justification des sections

Les sections sont justifiées selon l'article 7.2 du BPEL 91 révisé 99. Les contraintes σ_x , σ_t et τ , calculées en tout point d'une section, doivent donc satisfaire les inégalités à ELS suivantes :

Pour $\sigma_x > 0$ et absence de précontrainte verticale ($\sigma_t = 0$)

$$\tau^2 \leq 0,40f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) \quad (36)$$

Et

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,60f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) \quad (37)$$

Nous ne vérifions ici que la section : $\tau^2 = 3,76$; $0,40f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = 12,9$ et

$$2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,60f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = 13,13$$

Donc, toutes les conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Il faut s'assurer que l'ouvrage peut reprendre les surcharges d'exploitation. Pour cela, la détermination des câbles de continuité extérieure est aussi bien nécessaire, en tenant compte de l'effet de fluage et du gradient de la température.

CHAPITRE XII : APPUIS ET PLANS DE COFFRAGE - ANCRAGE DES CABLES

XII.1. Calcul des réactions d'appui en exploitation

Les appareils d'appui doivent pouvoir reprendre les réactions d'appui à l'ELS rare.

Les calculs doivent prendre en compte :

- le poids propre de l'ouvrage ;
- les redistributions d'effort par fluage ;
- les effets hyperstatiques des câbles ;
- le poids des superstructures ;
- les charges routières TS et UDL ;
- les charges de trottoirs (éventuellement) ;
- le gradient thermique ($\Delta\theta = 6^\circ\text{C}$ cumulable aux charges routières).

Nous ne calculerons que les réactions maximales.

XII.1.1. Réactions du poids propre

Pour le poids propre de l'ouvrage, nous utiliserons la décomposition qui résulte du phasage de construction suivante :

- **Le poids propre du fléau se reporte intégralement sur l'appareil d'appui de la pile considérée**

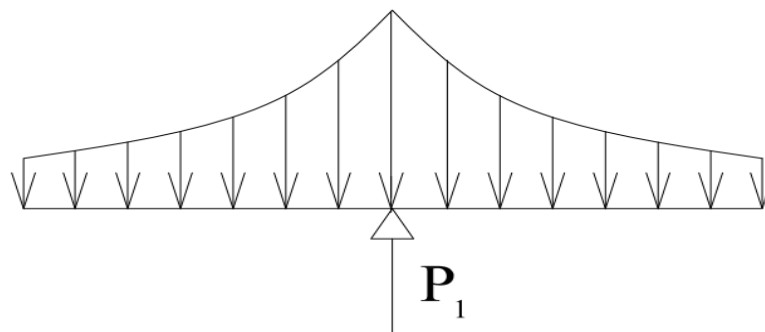


Figure 39 : Poids propre du fléau

La réaction due au poids propre du fléau est donnée par la formule suivante :

$$R_{fl} = 2\gamma(B_1 + 2B_0) \frac{L_f}{3}$$

- **Le poids de la travée coulée sur cintre agit sur une structure isostatique**



Figure 40 : Poids de la partie coulée sur cintre

Les réactions en C_0 et en P_1 sont données par les formules suivantes :

$$R_0 = \gamma B_0 \Gamma \left(1 - \frac{\Gamma}{2} \right) L_r$$

$$R_1 = \gamma B_0 \frac{\Gamma^2 L_r}{2}$$

XII.1.2. Réactions de fluage

La redistribution des réactions d'appui par fluage sera calculée à partir des moments hyperstatiques de fluage. Ces derniers étant calculés précédemment à l'aide des équations de la RDM appliquées sur la structure finale continue.

XII.1.3. Réactions dues aux effets hyperstatiques des câbles

Seuls les câbles tendus et maintenus dans un schéma hyperstatique créent des réactions d'appui hyperstatiques. Par conséquent, les câbles de fléaux et ceux de continuité intérieurs situés dans les travées de rive ne créent pas de réactions d'appui. Etant donnée l'hypothèse de la simultanéité de mise en tension des câbles de continuité intérieurs (sauf ceux des travées de rive) et extérieurs, les réactions d'appui dues aux câbles de continuité (intérieurs et extérieurs) seront obtenues à l'aide des moments hyperstatiques calculés au Chapitre X, et également, à l'aide des équations de la RDM appliquées sur le schéma statique final de la structure.

XII.1.4. Autres réactions d'appui

Le calcul des réactions d'appui résultant des autres charges (superstructures, charges routières, charges de trottoirs et charges climatiques) s'effectue sur le schéma statique final. Il sera mené par les moments hyperstatiques calculés au Chapitre X et par des réactions isostatiques concomitantes si celles-ci existent.

Charges routières de type TS et UDL :

- pour l'appui de rive en chargeant la travée de rive considérée ;
- pour un appui intermédiaire, la réaction d'appui maximale est obtenue en chargeant les deux travées adjacentes à l'appui considéré.

Le tableau suivant récapitule les valeurs des réactions sur les appuis :

Tableau 34 : Valeur des réactions en [MN] sur appuis

	C0	R1	R2	R3	C1
Gradient thermique	0,8444	-1,1392	0,3685	-1,1392	0,8444
Fluage	0,144	-0,144	0	-0,144	0,144
Précontrainte	-0,065	0,078	-0,026	0,078	-0,065
Superstructure	0,617	2,3749	3,3688	2,3749	0,617
UDL	0,6361	2,5387	2,8106	2,5387	0,6361
TS	0,3357	1,1187	0,9398	1,1187	0,3357
Poids propre	1,0735	16,4031	16,2992	16,4031	1,0735
ELS1	3,2479	21,6859	23,6135	21,6859	3,2479
ELS2	3,1201	19,4273	21,8396	19,4273	3,1201

L'ELS1 nous donne les valeurs défavorables pour les réactions.

XII.2. Choix des appareils d'appui

Dans l'**Annexe F**, nous trouvons les caractéristiques de plusieurs types d'appareils d'appui à pot de caoutchouc. Ce qui nous permettra de les choisir en fonction de nos descentes de charge (ou réactions d'appui).

Nous rappelons qu'on dispose, pour chaque appui de l'ouvrage deux appareils placés transversalement. Ces appareils d'appui peuvent être:

- **fixes** : ils n'autorisent alors aucun déplacement horizontal entre le tablier et la pile ;
- **unidirectionnels** : ils n'autorisent le déplacement horizontal entre le tablier et la pile que dans une direction,
- **multidirectionnels** : ils autorisent le déplacement horizontal entre le tablier et la pile dans les deux directions.

La figure suivante nous montre les conditions d'appuis pour un pont à quatre travées.

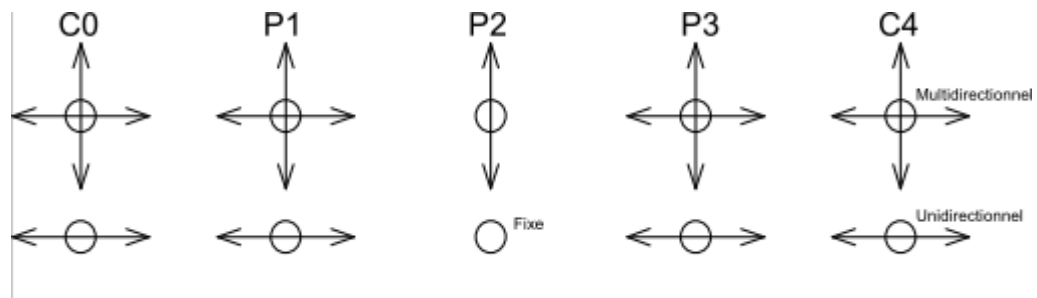


Figure 41 : Tablier vu de dessus et conditions d'appui

Les flèches indiquent les directions libres de déplacement.

Le tableau suivant récapitule les charges agissantes sur chaque appareil d'appui :

Tableau 35 : Charges agissantes et charges de dimensionnement sur les appareils d'appui

Appuis	C0	R1	R2	R3	C4
Charge/Appui [kN]	3248	21686	23614	21686	3248
Dimensionnement [kN]	4000	25000	25000	25000	4000

Pour le choix des appareils d'appui, nous choisissons les appareils d'appuis dont

$$\sigma_{\text{élast}} = 40 \text{ MPa (Annexe F)}$$

Le tableau suivant nous donne les types de chaque appareil d'appui :

Tableau 36 : Types d'appareil d'appui

Appuis	C0		R1		R2		R3		C4	
Type	GL	GG	GL	GG	GG	FX	GG	GL	GG	GL
B[mm]	505	505	1208	1321	1321	1208	1321	1208	505	505

XII.3. Ancrage des câbles

Nous donnerons à l'annexe G exemple d'ancrage des câbles.

Conclusion :

La détermination des appareils d'appui ne dépend que la charge transmise par le voussoir sur pile. Le fonctionnement du tablier nous permet de choisir ses directions.

CHAPITRE XIII : STABILITE DES FLEAUX

Dans la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer et de vérifier la stabilité des fléaux sur leur pile et cela, avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre près des culées.

L'accident à éviter étant le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour limiter ce risque, deux types de situations sont à envisager :

- une **situation normale** de construction vu le déséquilibre du fléau causé: par le poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, par les charges de chantier ainsi que par le vent ascendant sur l'un des demi fléaux;
- une **situation accidentelle** qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

Les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état limite d'équilibre statique; les organes d'ancrages du fléau sur leur pile et les piles elles-mêmes sont à justifier à l'état limite ultime de résistance. Dans la première situation, le fléau ne doit pas décoller de ses cales d'appui provisoires; dans la seconde, un léger décollement est toléré.

Tous les calculs d'efforts seront faits par rapport à l'axe de la pile.

XIII.1. Actions à prendre en compte

XIII.1.1. Charges permanentes

En général, d'après les plans de coffrage, il s'agit uniquement du poids G du fléau calculé avec un poids volumique γ de $24,525 \text{ KN/m}^3$.

Le poids du demi fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2% ($G_{\max}$) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% ($G_{\min}$) .

Si B_1 désigne la section sur pile et B_0 la section de clef, si la hauteur du caisson varie paraboliquement et l'épaisseur du hourdis inférieur de façon linéaire, nous pouvons approcher le poids du fléau et la position de son centre de gravité par les formules de G.M. KRAWISKY. Par suite, on utilise les notations de la figure suivante :

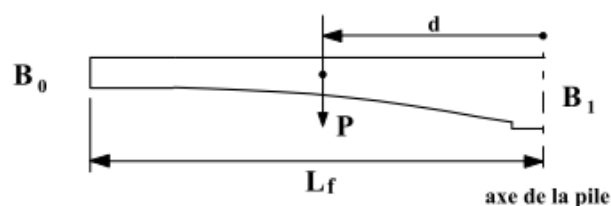


Figure 42 : Poids propre d'un demi-fléau

Pour un demi fléau de voussoirs de L_f mètres de longueur :

$$P = (B_1 + 2B_0)\gamma \frac{L_f}{3}$$

Et

(38)

$$d = \frac{(B_1 + 5B_0)}{4(B_1 + 2B_0)} L_f$$

Après calculs, nous avons : $P = 8,115$ MN et $d = 18,677$ m

Pour un fléau de $n_v - 1$ voussoirs, nous retrancherons de P ou de M_g le poids ou le moment du dernier voussoir en supposant qu'il est de section constante et égale à B_0 .

La réaction de poids propre du fléau N est égale à $2P$, c'est une valeur à laquelle il faut ajouter : le poids de l'entretoise sur pile ainsi que celui des bossages, des déviateurs et des pièces annexes. Dans notre projet, le poids de l'entretoise sera évalué à 0,60 MN tandis que celui des bossages, des déviateurs et des pièces annexes sera négligé.

Ainsi, la réaction N du fléau est égale à $N = 16,83$ MN.

XIII.1.2. Charges variables

a) Charges de chantier connues (Q_{C1})

Il s'agit du poids de l'équipage mobile $Q_{C1} = P_{em} = 0,4064$ MN. Cette charge s'applique à une distance $d_{ex} = 1,50$ m de l'extrémité du voussoir en cours de bétonnage. Par majoration de + 6 % ou minoration de 4 % de P_{em} , nous considérons Q_{C1max} ou Q_{C1min} selon le même principe que pour le poids propre des fléaux. Dans notre projet, le poids de l'équipage mobile a été déterminé en fin du Chapitre IX.

b) Charges de chantier aléatoires

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, nous utilisons :

- une charge répartie (Q_{C2}) de **200 N/m²** sur un demi fléau dans les cas courants. Cette charge inclue l'effet du vent descendant sous réserve que le site ne soit pas exposé, elle s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile ;
- une charge concentrée (Q_{C3}) de **(50 + 5b) KN** (b: largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètre) appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé. Elle représente le poids des rouleaux de câbles, celui des compresseurs, ...

c) Effet d'un vent ascendant

L'effet du vent (Q_V) est équivalent à une charge uniforme d'une intensité de 100 à 200 N/m² suivant les caractéristiques du site. Dans les projets courants, on adoptera une valeur de 150 N/m².

a) Actions accidentelles

En cours de pose (Q_A), on prend compte de la chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipement mobile vide, ou de celle d'un voussoir préfabriqué avec un coefficient de majoration dynamique de 2. La chute de la totalité d'équipage revient à inverser le sens de Q_{C1max} sur ce fléau ($Q_A = -Q_{C1max}$)

XIII.2. Combinaisons d'actions

XIII.2.1. Combinaisons en construction (type A)

Situation normale de construction : le fléau ne doit pas décoller de ses cales d'appui provisoires.

La figure suivante nous montre le système équivalent à la situation normale de la construction :

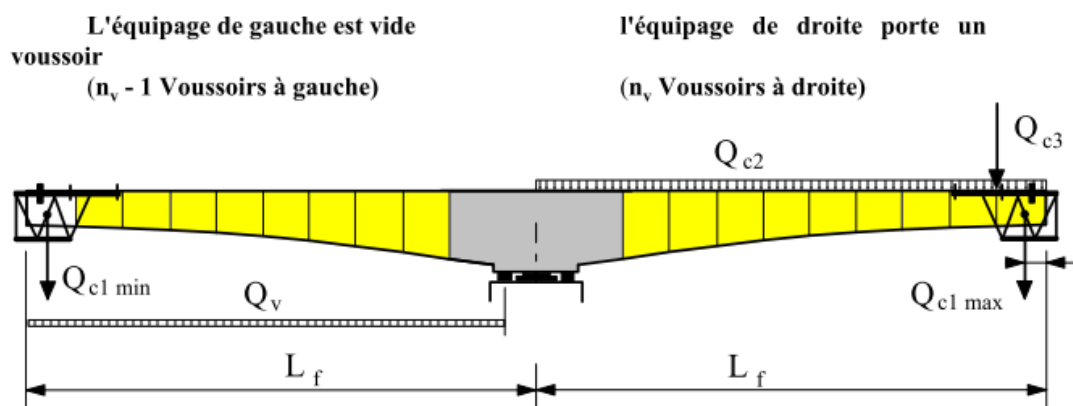


Figure 43 : Situation normale de la construction

$$A1 : 1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{C1max} + Q_{C1min} + Q_{C2} + Q_{C3} + Q_V) \quad (39)$$

$$A2 : 0,9(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{C1max} + Q_{C1min} + Q_{C2} + Q_{C3} + Q_V) \quad (40)$$

XIII.2.2. Combinaisons accidentelles (type B)

Situation accidentelle de chute d'un équipement vide : le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires, mais la surtension des câbles de clouage est limitée. La figure ci-dessous explique ce phénomène :

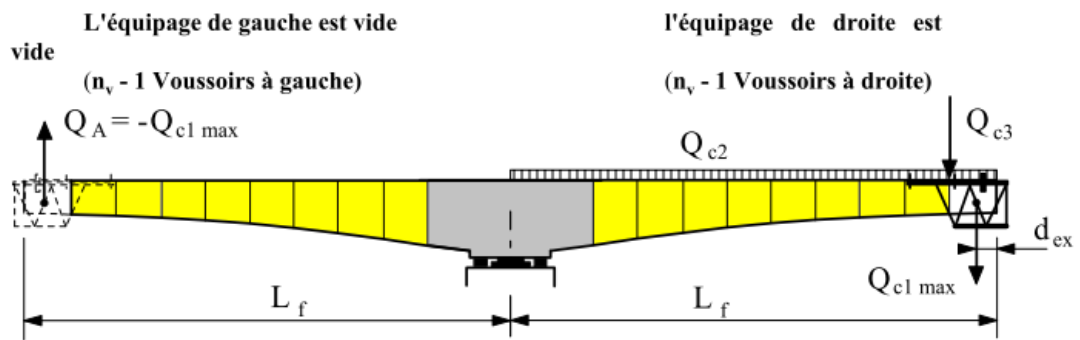


Figure 44 : Situation accidentelle de chute d'un équipage vide

$$B1 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + Q_A + (Q_{c1\max} + Q_{c2} + Q_{c3}) \quad (41)$$

$$B2 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + Q_A + (Q_{c1\max} + Q_{c2} + Q_{c3}) \quad (42)$$

Le tableau suivant donne les valeurs de la réaction et le moment au niveau de la pile :

Tableau 37 : Valeurs de N en [MN] et M en [MN.m] selon les combinaisons A_1, A_2, B_1 et B_2

Combinaisons	N [MN]	M [MN.m]
A1	19,1932	17,7272
A2	15,9472	16,5147
B1	18,0647	44,0625
B2	14,8187	44,4553

XIII.3. Justification des organes d'ancrages

Ici, nous étudierons uniquement la stabilité des fléaux; ces derniers reposent sur deux files de cales provisoires et sont cloués sur leurs piles par deux files de câbles. La figure suivante nous montre le dispositif de clouage :

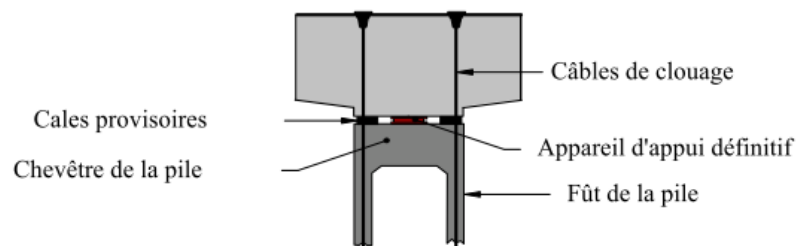


Figure 45 : Dispositif de clouage

XIII.4. Calcul du nombre de câbles

Notons E : la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoires, et D: la distance entre un câble et la file de cale opposée. La modélisation du système étudié est expliquée par la figure suivante :

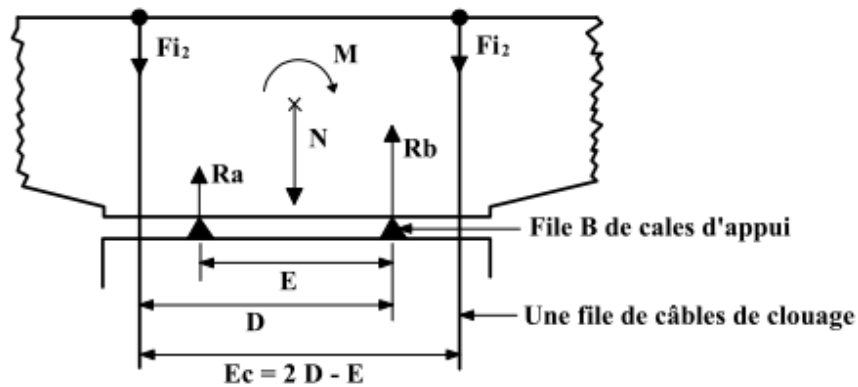


Figure 46 : Câbles de clouage et cales d'appui

La méthode suivante n'est applicable que si $D \geq E$.

- Dans le cas où $\frac{M}{N} < \frac{E}{2}$, le fléau ne risque pas de basculer; les câbles de clouage ne sont théoriquement pas nécessaires; on disposera toutefois, par sécurité, un minimum de 2 paires de câbles (Par exemple, une paire de câbles 12T15 par file de cales)

Dans ce cas nous avons :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + F_{i2} \quad (43)$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + F_{i2} \quad (44)$$

Avec $F_{i2} = (1 - 0,20)\sigma_{0p}S$ (Force des deux câbles d'une file avec 20% de pertes)

Pour notre projet, nous adapterons les valeurs courantes de E et de D aux dimensions du voussoir ainsi qu'à la tête de pile. Rappelons que ces valeurs courantes de E et de D sont $E = 3,00$ m et $D = 3,50$ m soit $E_c = 4,00$ m.

- Dans le cas où $\frac{M}{N} > \frac{E}{2}$, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

Pour en calculer le nombre, on distingue le cas des combinaisons de type A et celui des combinaisons de type B.

a) Situation normale d'exécution (Combinaisons de type A)

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit en effet compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N. Ce phénomène est expliqué par la figure ci-dessous :

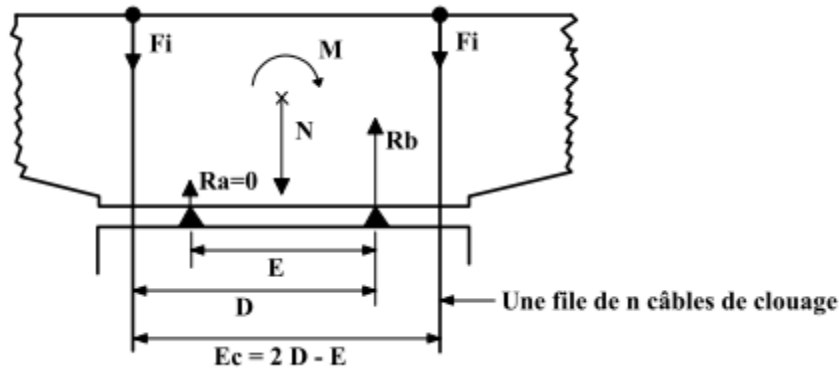


Figure 47 : Soulèvement au niveau du fil de cale en A

Dans ce cas $R_a = 0$ et nous avons :

$$n = \frac{\frac{M}{E} - \frac{N}{2}}{0,8\sigma_{0ps}} \quad (45)$$

Puisque $\frac{M}{N} < \frac{E}{2}$, alors nous retenons une paire de câbles 12T15S par file de cale.

b) Situation accidentelle (Combinaisons de type B)

Sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, le voussoir de pile reste en équilibre et ce, par surtension ΔT_g des câbles d'une file d'appui provisoires et par compression R_b des cales de l'autre file d'appui.

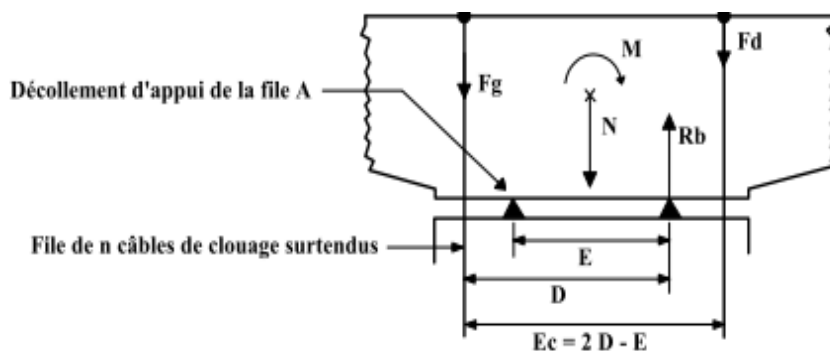


Figure 48 : Equilibre par surtension des câbles sur une file

Lorsque le voussoir de pile tourne d'un angle α autour d'une file de cale et que les câbles s'allongent ou se raccourcissent, nous appliquerons la méthode qui consiste à écrire l'équilibre des efforts appliqués au voussoir de pile. Voici cette méthode :

$$\begin{aligned} F_g &= F_i + \Delta T_g = F_{ul} \\ F_d &= F_i - \Delta T_d \\ \frac{\Delta T_g}{\Delta T_d} &= \frac{D}{D - E} \end{aligned} \quad (46)$$

F_g et F_d désignent les tensions dans chaque file de câbles, F_i leur force initiale, F_{ul} leur force maximum à l'ELU, ΔT_g et ΔT_d les surtension et sous-tension de chaque file de câbles.

$$F_{ul} = \frac{nsf_{peg}}{\Gamma_p} \text{ et } F_i = (1 - 0,20)\sigma_{0p}s$$

Pour les combinaisons accidentelles $\Gamma_p = 1$

Nous en déduisons

$$n = \frac{\left(\frac{NE}{2} - M\right) D}{s \left[0,8\sigma_{0p}(2D - E)(D - E) - \frac{f_{peg}}{\Gamma_p}(D^2 + (D - E)^2) \right]} \quad (47)$$

Après calculs, nous trouvons 2 paires de câble 12T15S par fil pour les deux combinaisons du type B

XIII.5. Calcul de la surface des cales

Nous retenons le nombre maximum résultant des calculs précédents (en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur) et nous dimensionnons ensuite les cales des files A et B.

a) Situation normale d'exécution (Combinaisons de type A)

La surface des cales est telle que celles-ci soient comprimées à f_{bu} sous la réaction maximum R_b . Comme le béton des cales et celui du chevêtre de la pile sont frettés, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée. L'article A.8.4.23 du BAEL fixe cette contrainte à :

$$f_{cf} = f_{cj} \left(1 + 2\rho_t \frac{f_e}{f_{cj}} \right) \quad (48)$$

Où ρ_t le pourcentage des frettes

Avec $\rho_t = 2\%$ nous avons environ $f_{cf} = f_{c28} + 16 \text{ MPa}$

Nous utilisons alors :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cf}}{\Gamma_b \theta} \quad (49)$$

$\Gamma_b = 1,50$: pour les combinaisons du type A ;

$\theta = 1,00$ pour les charges de longue durée.

Nous en déduisons la surface des cales S telle que :

$$S = k \times a \times b = \frac{R_b}{f_{bu}} \quad (50)$$

Où :

k : Nombre de cales par ligne ;

a et b : Dimensions d'une cale.

b) Situation accidentelle (Combinaisons de type B)

Nous appliquerons le même principe, mais sous combinaison accidentelle, nous avons :

$\Gamma_b = 1,00$: pour les combinaisons du type B ;

$\theta = 0,85$ pour les charges de courte durée.

Nous vérifions tout d'abord s'il y a bien décollement du fléau avec le nombre de câbles déterminés précédemment. Pour cela nous calculons R_a et R_b comme si le fléau ne décollait pas

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + F_i \quad (51)$$

Et

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + F_i \quad (52)$$

Si R_a est positif, il n'y a pas décollement et on en déduit la surface des cales S par la formule:

$$S = k \times a \times b = \frac{R_b}{f_{bu}}$$

Par contre si R_a est négatif, la réaction R_b est donnée par la formule suivante :

$$R_b = \frac{E}{K_1} \left(F_i K_4 + \frac{N K_3}{2E} + M \right)$$

Où

$$K_1 = D^2 + (D - E)^2$$

$$K_3 = 2K_1 - E^2$$

$$K_2 = D^3 + E(2D - E)(D - E)$$

$$K_4 = (2D - E) \frac{K_2}{ED^2}$$

Le tableau ci-après nous donne les dimensions des cales pour chaque type de combinaison :

Tableau 38 : Dimensions des cales

Combinaisons	k	a [cm]	b [cm]
A1	2	52	62
A2	2	53	53
B1	2	52	55
B2	2	51	52

Conclusion :

Avant de terminer les clavages, le fléau se repose sur des cales provisoires et est stabilisé par des câbles de clouages. Le dimensionner nous mène à considérer les types des cas possibles qui peuvent se présenter. Le fléau étant sensible aux effets de vent donc il faut les considérer.

CHAPITRE XIV : ETUDE TRANSVERSALE

Pour simplifier le calcul, nous supposons que la section est indéformable. Des flux de cisaillement apparaissent ; ils sont dus particulièrement à l'effort tranchant mais également à la torsion gênée. Dans toute la suite, nous bornerons notre étude sur la travée centrale.

XIV.1. Caractéristiques sectorielles de la section

Du fait de la géométrie (variation parabolique) de notre poutre, qui varie lentement et continuellement, nous décomposerons notre poutre (entre deux piles) en trois tronçons de 28 m. Dans ce cas, les fibres sont considérées comme étant parallèles; le calcul des caractéristiques sectorielles de chaque tronçon se fait par l'utilisation des dimensions moyennes de celui-ci.

Ainsi, les sections que nous venons à étudier sont les suivantes :

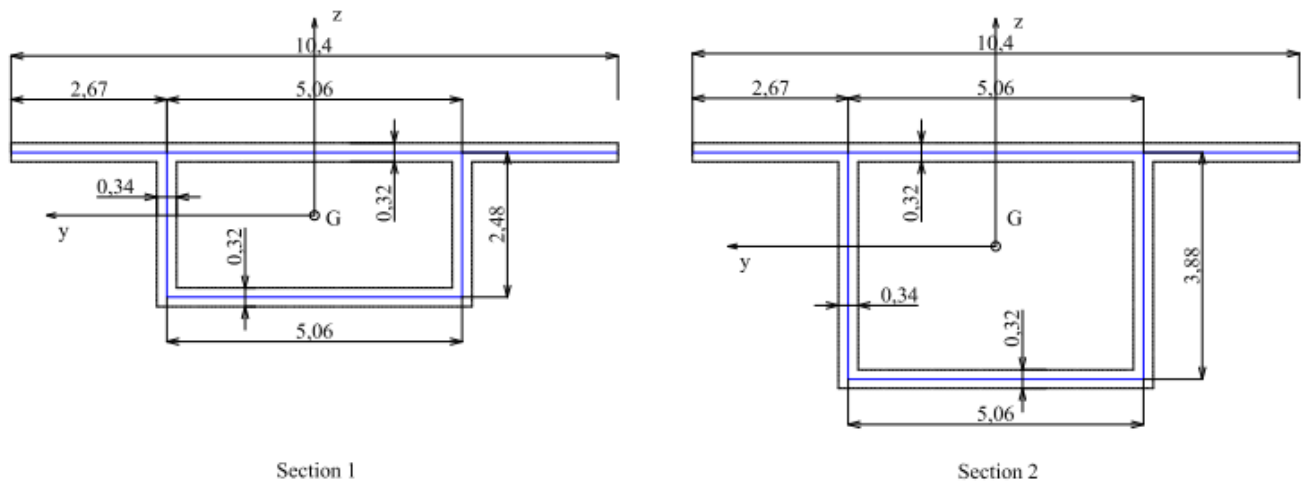


Figure 49 : Sections transversales d'étude

Les centres de gravité des sections 1 et 2 se trouvent respectivement à 1,1 m et 2,29 m de la fibre supérieure.

XIV.1.1. Centre de cisaillement C

Puisque les sections d'étude ont des axes de symétrie, il est donc à noter que le centre de cisaillement (centre de torsion) appartient à l'axe de symétrie Gz. La cote du point C est obtenue par la relation :

$$z_C = z_P - \frac{\int_{\Gamma} \psi_P y ds}{I_z} \quad (53)$$

Avec :

Γ : contour de la section

I_z : Moment d'inertie transversal (= 40,61m⁴ pour la section 1,
= 49,71 m⁴ pour la section 2)

ψ_P : fonction sectorielle par rapport au pôle P pris arbitrairement au milieu et à la base du hourdis supérieur. Cette dernière est obtenue par la formule :

$$\psi_P = \omega_P(s) - f(s) \quad (54)$$

Où :

$\omega_P(s) = \int_0^s |\overline{PM} \wedge \overline{ds}| = \int_0^s r ds$: aire sectorielle relative au pôle P.

$f(s) = \frac{2A}{\oint \frac{ds}{e}} \int_0^s \frac{ds}{e}$ où A est l'aire délimitée par les lignes moyennes de la cellule.

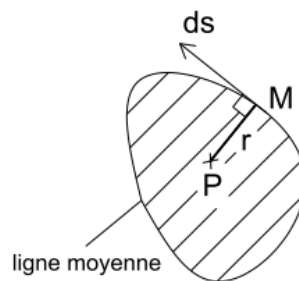


Figure 50 : Détermination de l'aire sectorielle

Après calculs, nous avons donc :

$$z_C(S_1) = -0,306 \text{ m et } z_C(S_2) = -0,164 \text{ m}$$

Les centres de cisaillement ne sont donc pas confondus avec les centres de gravité.

XIV.1.2. Fonction sectorielle principale $\psi_C(s)$

Nous obtenons facilement les fonctions sectorielles principales en changeant le pôle (P vers C). Les épures de $\psi_C(s)$ sont représentées ci-dessous :

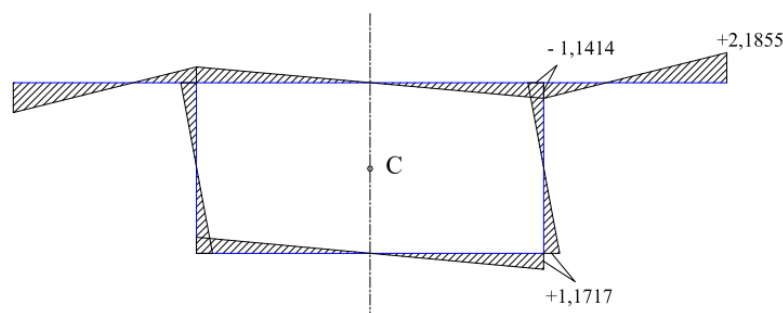


Figure 51 : Epure de la fonction sectorielle principale $\psi_C(s)$ de la section S1

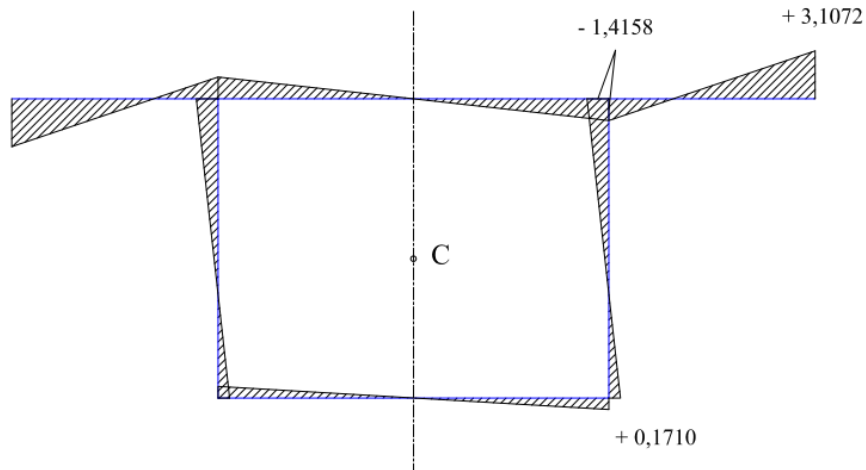


Figure 52 : Epure de la fonction sectorielle principale $\psi_C(s)$ de la section S2

XIV.1.3. Inertie divers

a. Inertie sectorielle I_ψ

$$I_\psi = \int_{\Gamma} \psi_C^2(s) ds \quad (55)$$

$$I_\psi(S1) = 4,24 \text{ m}^6 \text{ et } I_\psi(S2) = 6,81 \text{ m}^6$$

b. Inertie tangente polaire I_C

$$I_C = \int_{\Gamma} r^2(s) ds \quad (56)$$

Où

$r = \frac{\|\vec{CM} \wedge \vec{u}\|}{\|\vec{u}\|}$: pour tout point M du contour et $\vec{u}$ un vecteur unité

$$I_C(S1) = 18,43 \text{ m}^4 \text{ et } I_C(S2) = 34,76 \text{ m}^4$$

c. Inertie de torsion pure K

$$K = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{e}} \quad (57)$$

$$K(S1) = 13,63 \text{ m}^4 \text{ et } K(S2) = 28,32 \text{ m}^4$$

Nous en déduisons enfin la valeur du paramètre

$$\kappa = 1 - \frac{K}{I_C} \quad (58)$$

$$\kappa(S1) = 0,26 \text{ et } \kappa(S2) = 0,19$$

XIV.2. Analyse en torsion gênée

Le chargement au niveau du tablier peut être décomposé en un symétrique et en autre antisymétrique. C'est ce chargement antisymétrique appliqué sur toute la travée qui entraîne la torsion du tablier. Les charges seront ramenées au droit des jonctions du hourdis supérieur et des âmes. Ainsi, après calcul, nous avons les deux modes de chargement à étudier, représentés dans la figure suivante :

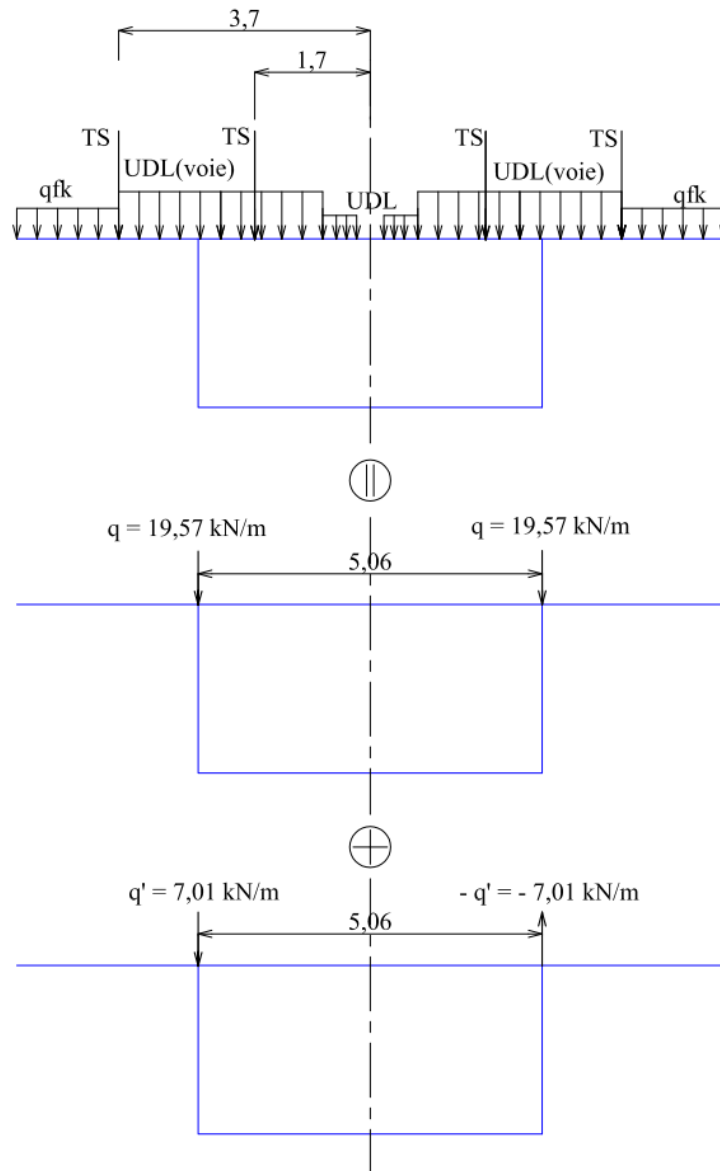


Figure 53 : Décomposition en chargements symétrique et antisymétrique

Dans la présente analyse en torsion gênée, nous nous intéressons au cas de chargement antisymétrique.

XIV.2.1. Hypothèses de calcul

Pour un profil mince fermé à des fibres parallèles confectionnées dans un matériau homogène et élastique soumis à la torsion gênée, nous adopterons les hypothèses suivantes :

- Les sections droites des poutres sont indéformables sous l'effet de la torsion, elles ne font que tourner autour du centre de torsion et se gauchir normalement à leur plan ;
- Le gauchissement vérifie l'équation suivante : $\mathbf{w}(\mathbf{x}, \mathbf{s}) = -\Psi_{\mathbf{c}}(\mathbf{s}) \frac{d\chi}{dx}$

XIV.2.2. Expression de la matrice de transfert de torsion

La détermination de la matrice de transfert de torsion se découle à partir des équations différentielles suivantes :

$$\begin{cases} \frac{dT}{dx} = \gamma(x) \\ \frac{d^4\chi}{dx^4} - \alpha^2 \frac{d^2\chi}{dx^2} = \frac{\alpha^2}{GK} \gamma(x) \\ \frac{d\theta}{dx} = \frac{d\chi}{dx} - \frac{1 - \kappa}{\alpha^2} \frac{d^3\chi}{dx^3} \end{cases} \quad (59)$$

Où :

$\chi(x)$: fonction liée au gauchissement de la section ;

$\gamma(x)$: densité longitudinale de couple ;

$$\alpha^2 = \frac{\kappa GK}{EI_{\Psi}}.$$

En posant :

$\xi(x) = \frac{d\chi}{dx}$: fonction de répartition longitudinale du gauchissement ;

$\underline{B}(x) = EI_{\Psi} \frac{d^2\chi}{dx^2}$: bimoment ;

$$u = \alpha L$$

Après résolution, nous avons les équations

suivantes :

$$\begin{cases} \theta(x) = \theta_0 + \xi_0 + \frac{B_0}{GK} (ch\alpha x - 1) + \frac{T_0}{GK} \left(\frac{\kappa sh\alpha x - \alpha x}{\alpha} \right) + \frac{1}{GK\alpha} \int_0^x [\kappa sh\alpha(x-t) - \alpha(x-t)] \gamma(t) dt \\ \xi(x) = \xi_0 + \frac{B_0}{\kappa GK} \alpha sh\alpha x + \frac{T_0}{GK} (ch\alpha x - 1) + \frac{1}{GK} \int_0^x [ch\alpha(x-t) - 1] \gamma(t) dt \\ \underline{B}(x) = \underline{B}_0 ch\alpha x + T_0 \frac{\kappa sh\alpha x}{\alpha} + \frac{\kappa}{\alpha} \int_0^x [sh\alpha(x-t)] \gamma(t) dt \\ T(x) = T_0 + \int_0^x \gamma(t) dt \end{cases} \quad (60)$$

Nous avons le vecteur d'état suivant : $\mathbf{E} = \begin{pmatrix} \theta \\ \xi \\ \underline{\mathbf{B}} \\ \underline{\mathbf{T}} \\ 1 \end{pmatrix}$ (61)

En désignant par 0 et 1 les indices respectifs des éléments du vecteur d'état à l'origine et à l'extrémité d'un tronçon, nous pouvons écrire la relation matricielle suivante :

$$\begin{pmatrix} \theta_1 \\ \xi_1 \\ \underline{\mathbf{B}}_1 \\ \underline{\mathbf{T}}_1 \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & L & \frac{chu - 1}{GK} & L \frac{\kappa shu - u}{GKu} & \frac{\Gamma_4}{GK} \\ 0 & 1 & \frac{ushu}{\kappa GKL} & \frac{chu - 1}{GK} & \frac{\Gamma_3}{GK} \\ 0 & 0 & chu & \kappa L \frac{shu}{u} & \Gamma_2 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & \Gamma_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_0 \\ \xi_0 \\ \underline{\mathbf{B}}_0 \\ \underline{\mathbf{T}}_0 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (62)$$

Où : $\Gamma_1 = \int_0^L \gamma(t) dt$; $\Gamma_2 = \int_0^L sh\alpha(L-t)\gamma(t) dt$; $\Gamma_3 = \int_0^L [ch\alpha(L-t) - 1]\gamma(t) dt$ et
 $\Gamma_4 = \int_0^L [\kappa sh\alpha(L-t) - \alpha(L-t)]\gamma(t) dt$

La relation matricielle ci-dessus peut s'écrire sous la forme : $[\mathbf{E}_1] = [\mathbf{T}][\mathbf{E}_0]$ où $[\mathbf{T}]$ s'appelle la **matrice de transfert** de la poutre en torsion non-uniforme et gênée.

Dans notre cas, nous avons une poutre soumise à une densité constante :

$$\gamma(t) = qb = 5,06q$$

La détermination de la matrice de transfert de la poutre entière se calcule par le produit de la matrice de transfert de chaque tronçon de 28 m mentionné au paragraphe XIV.1.

Après avoir calculé les matrices de transfert relatif à chaque tronçon, nous pouvons trouver celle de la poutre entière :

$$[\mathbf{T}] = \begin{pmatrix} 1 & 84 & 3,393 \cdot 10^{16} & 1,353 \cdot 10^{16} & 7,365 \cdot 10^{18} \\ 0 & 1 & 8,507 \cdot 10^{16} & 3,393 \cdot 10^{16} & 1,846 \cdot 10^{18} \\ 0 & 0 & 8,460 \cdot 10^{21} & 3,375 \cdot 10^{21} & 1,836 \cdot 10^{23} \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 2,980 \cdot 10^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Compte tenu de la relation (62) liant les vecteurs d'état à l'origine et à l'extrémité, et, les conditions aux limites $\theta_0 = \xi_0 = \theta_1 = \xi_1 = 0$ (poutre encastree à la rotation et au gauchissement), nous avons le bimoment à l'origine $\underline{\mathbf{B}}_0 = 572$.

Nous pouvons en déduire la contrainte à l'origine par la formule suivante :

$$\sigma(\mathbf{x}, \mathbf{s}) = \frac{\underline{\mathbf{B}}(\mathbf{x})}{\mathbf{I}_\psi} \Psi_c(\mathbf{s}) \quad (63)$$

Cette fois ci nous n'avons qu'une valeur approximative car la détermination de $\underline{B}(x)$ nécessite une précision de $\underline{B}_0$ à 10^{-20} près.

Nous nous intéressons de connaître les grandeurs suivantes :

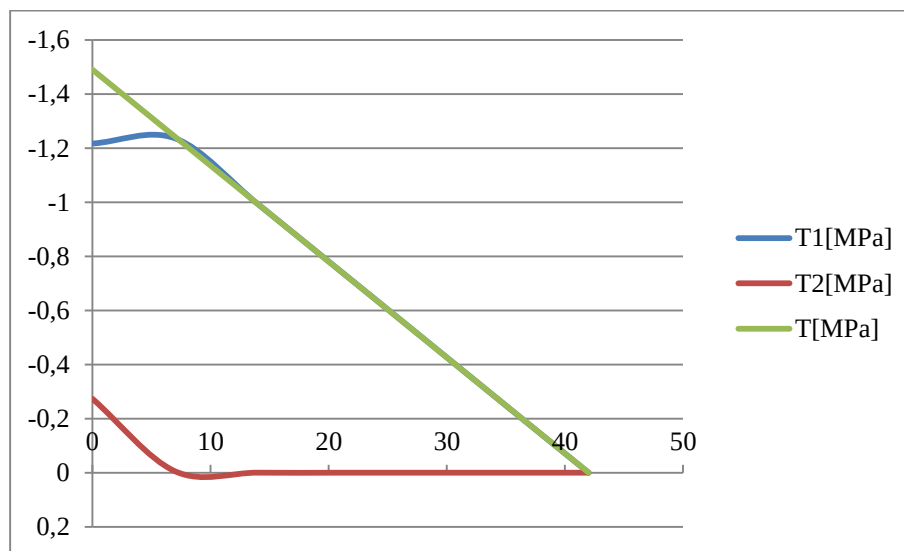
- $T = -5,06q \left(\frac{L}{2} - x \right)$
- $\theta(x) = \theta_0 + \xi_0 + \frac{B_0}{GK} (ch\alpha x - 1) + \frac{T_0}{GK} \left(\frac{\kappa sh\alpha x - \alpha x}{\alpha} \right) + \frac{1}{GK\alpha} \int_0^x [\kappa sh\alpha(x-t) - \alpha(x-t)] \gamma(t) dt$
- $T_1 = -GK \frac{d\theta}{dx}$
- $T_2 = T - T_1$

Les résultats concernant l'analyse en torsion gênée sont donnés par le tableau suivant :

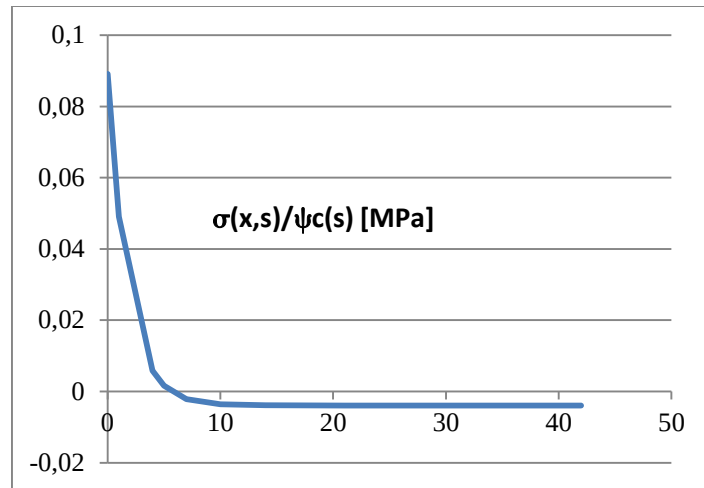
Tableau 39 : Angles de torsion, moments de torsion et contraintes normales

x[m]	0	7	14	21	28	35	42
θ [rad]	0	0,028	0,052	0,071	0,084	0,092	0,095
T1 [MPa]	-1,217	-1,236	-0,993	-0,745	-0,497	-0,248	0
T2 [MPa]	-0,273	-0,005	0	0	0	0	0
$\frac{\sigma(x,s)}{\Psi_c(s)}$ [MPa]	0,089	0,049	0,026	-0,003933	-0,003934	-0,003934	-0,003934

Les courbes suivantes montrent les variations des grandeurs citées ci-dessus :



Courbe 12 : Variation du moment de torsion longitudinalement



Courbe 13 : Variation de la contrainte normale longitudinalement

Nous pouvons tracer l'épure des contraintes normales en [MPa] à l'origine et à mi-travée (Le repère est dirigé de l'extérieur vers l'intérieur):

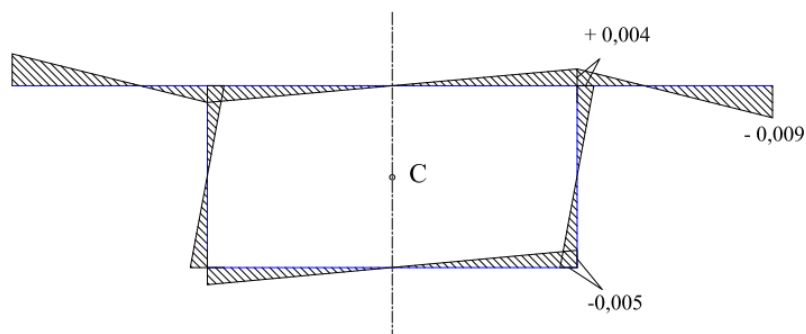


Figure 54 : Epure des contraintes normales dans la section à mi-travée

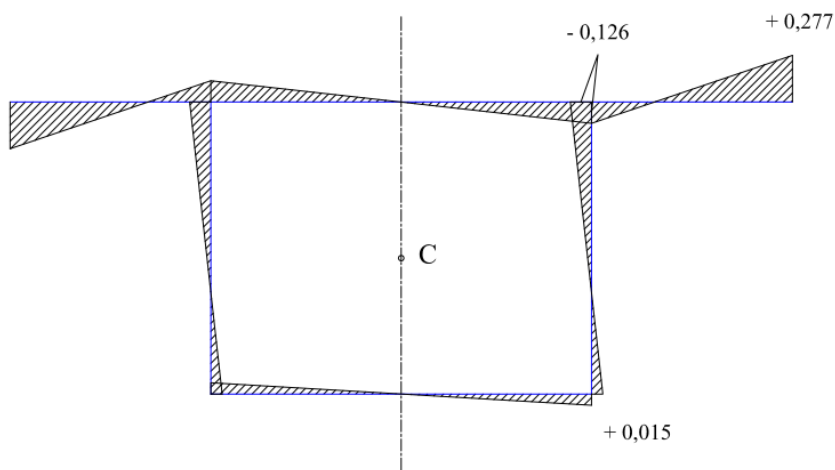


Figure 55 : Epure des contraintes normales dans la section à l'origine

XIV.2.3. Contraintes tangent

Pour l'étude de la contrainte tangente, nous ne considérons que la tranche de tablier de l'origine $x = 0$ m à l'abscisse $x = 3,75$ m ; dans cet intervalle, les sollicitations y étant les plus grandes. C'est la variation du flux de cisaillement entre ces deux sections qui nous intéresse.

Notre présente étude tient compte les trois types de flux suivants :

- Φ_0 : flux dû à l'effort tranchant ;
- Φ_1 : flux de cisaillement dû à la torsion pure ;
- Φ_2 : flux de cisaillement dû à la torsion gênée.

Le flux tangent total est égal à la somme $\Phi = \Phi_0 + \Phi_1 + \Phi_2$.

a) Section à l'origine ($x = 0$ m)

▪ Détermination de Φ_1

Pour simplifier le calcul, nous supposons que l'effet de l'encorbellement est négligeable sur la résistance à la torsion du tablier. Le couple $T1 = -1,217$ MN.m engendre un flux de cisaillement constant sur le contour de la cellule fermée :

$$\Phi_1 = \frac{T1}{2A} \quad (64)$$

$$\Phi_1 = -0,038 \text{ MN/m}$$

▪ Détermination de Φ_2

Le couple $T2 = -0,273$ MN.m engendre un flux de cisaillement Φ_2 :

$$\Phi_2 = -\frac{T2}{I_\psi} (S_\psi + c\varphi) \quad (65)$$

Où

$$S_\psi = \int_0^s \Psi_C(s) \cdot e \cdot ds$$

S_ψ : moment statique de la fonction sectorielle principale ;

$$c = -\frac{\oint S_\psi \frac{ds}{e}}{\oint \frac{ds}{e}}$$

φ : flux unitaire dans la cellule.

Nous commençons par tracer du moment statique de la fonction sectorielle principale :

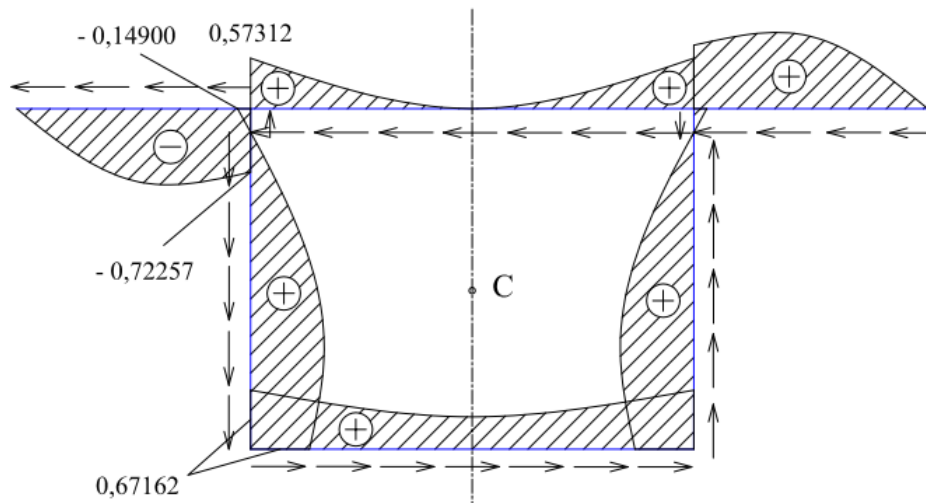


Figure 56 : Epure de S_ψ

Après calcul, nous avons :

$$\oint S_\psi \frac{ds}{e} = 31,16 \text{ m}^4 \text{ et } \oint \frac{ds}{e} = 54,45$$

Ainsi, nous avons : $c = -0,57226$

Nous pouvons alors tracer l'épure de $S_\psi + c\phi$, ce qui donne la loi de répartition transversale des cisaillements :

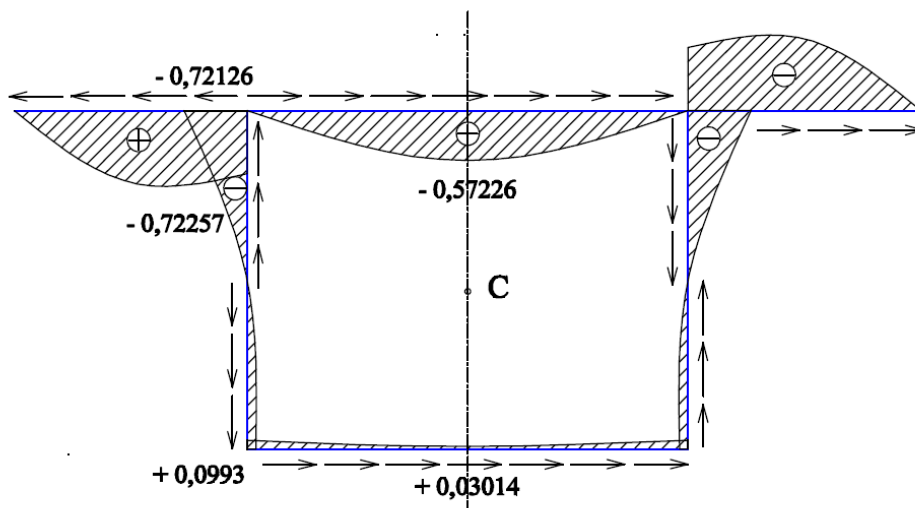


Figure 57 : Loi de répartition transversale des cisaillements en torsion gênée

b) Section à l'origine ($x = 3,5 \text{ m}$)

- Détermination de Φ_1

Le couple $T_1 = -1,328 \text{ MN.m}$ engendre un flux de cisaillement constant égal à :

$$\Phi_1 = 0,089 \text{ MN/m}$$

▪ **Détermination de Φ_2**

Le couple $T_2 = -0,038 \text{ MN.m}$ engendre un flux de cisaillement que nous pouvons trouver en utilisant la loi de répartition transversale des cisaillements (figure 57)

▪ **Détermination des variations de contrainte tangentes entre les deux sections**

Nous allons déterminer la différence de flux de cisaillement entre les deux sections qui équilibre les forces extérieures appliquées dans cette tranche.

▪ **Détermination de $\Delta\Phi_0$**

Le flux de cisaillement créé par l'effort tranchant est donné par la formule suivante :

$$\Phi_0 = -\frac{T}{I_y} S_y \quad (66)$$

Dans notre cas, nous ne considérons qu'un tronçon de 3,75 m et la charge symétrique qui nous intéresse. Nous avons la modélisation suivante :



Figure 58 : Effort tranchant pour le cas de charge symétrique

Dans ce tronçon, la variation de flux est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\Phi_0 = -\frac{\Delta T}{I_y} S_y \quad (67)$$

Où :

ΔT : effort tranchant

I_y : Moment d'inertie par rapport à y

S_y : Moment statique par rapport à y

La variation du flux de cisaillement (en kN) dû à l'effort tranchant qui provient des surcharges d'exploitation est donnée ci-après :

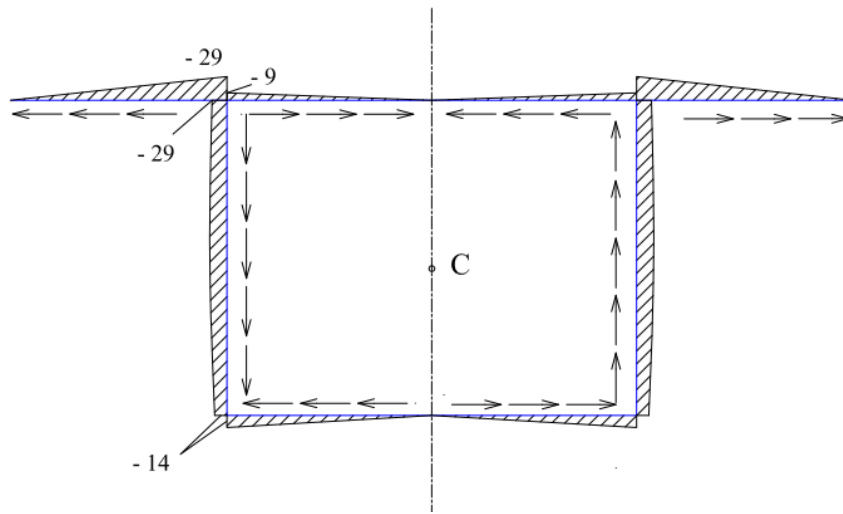


Figure 59 : Epure de la variation du flux de cisaillement $\Delta\Phi_0$

c) Détermination de $\Delta\Phi_1$

Pour simplifier le calcul, nous supposons qu'elle est constante dans la section transversale. La différence de flux de cisaillement dû à la torsion pure entre les deux sections est égale à

$$\Delta\Phi_1 = 51 \text{ kN/m}$$

d) Détermination de $\Delta\Phi_2$

La différence de flux dû à la torsion gênée entre les deux sections est égale à :

$$\Delta\Phi_2 = 0,046(S_\psi + c\varphi)$$

L'épure de cette variation du flux de cisaillement (en kN) peut être représentée comme suit :

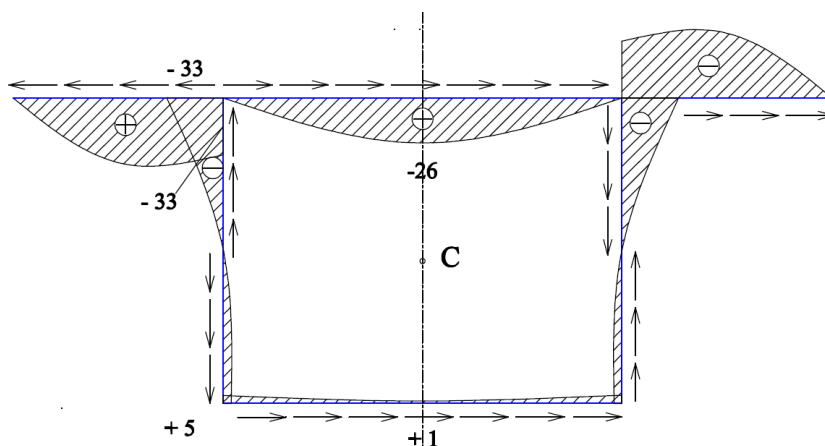


Figure 60 : Epure de la variation du flux de cisaillement $\Delta\Phi_2$

e) Détermination de la variation du flux de cisaillement total $\Delta\Phi$

La variation du flux de cisaillement total dans la tranche de 3,75 m à l'origine du tablier est représentée par la figure suivante :

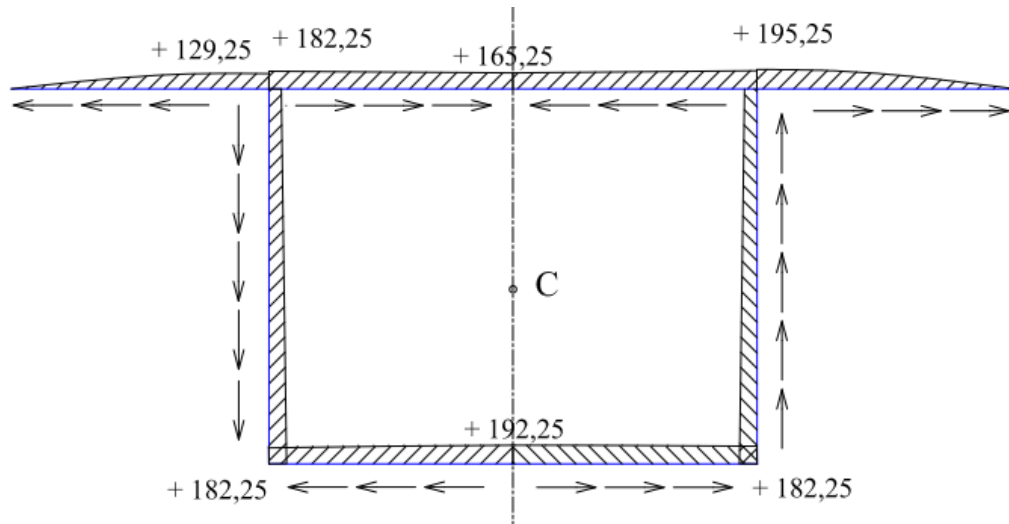


Figure 61 : Variation du flux de cisaillement total

Le flux total engendre une force tangente qui équilibre les forces appliquées à cette tranche.

XIV.2.4. Détermination des moments fléchissant

Du fait de la force d'interaction engendrée par les flux dus au cisaillement et à la torsion, le tablier reste en équilibre vis-à-vis des surcharges d'exploitation. Afin de déterminer les moments transversaux appliqués au tablier, nous allons étudier le système trois fois hyperstatique suivant :

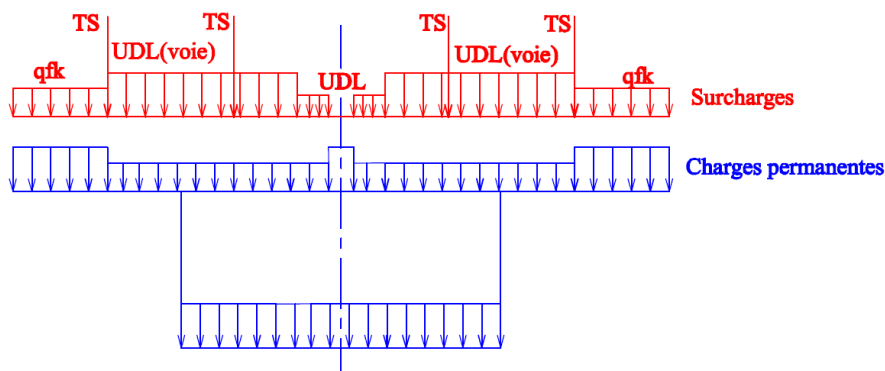


Figure 62: Modélisation du tablier pour le calcul des moments

En utilisant la méthode des forces, nous pouvons tracer les diagrammes des moments à l'ELS et à l'ELU en [MN].

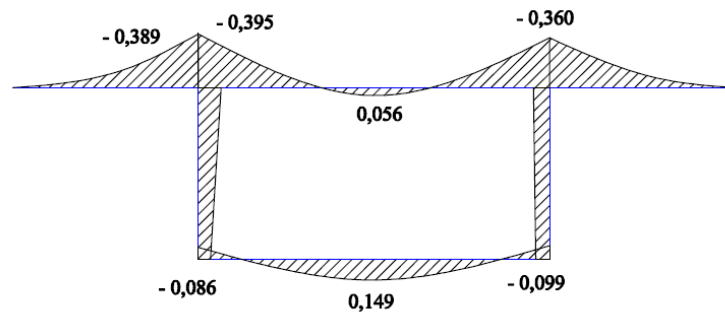


Figure 63: Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELS

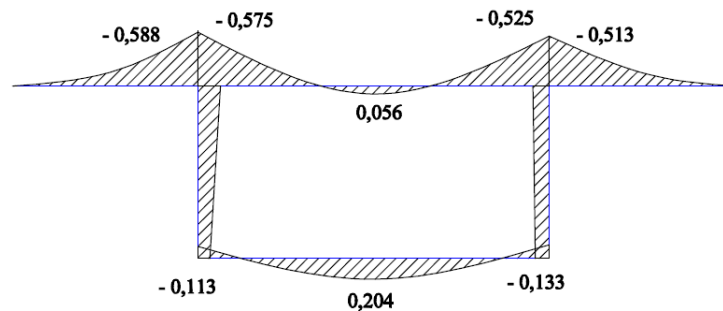


Figure 64 : Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELU

XIV.2.5. Détermination des armatures

Nous nous limiterons ici au calcul des sections des armatures afin d'estimer le ratio. Pour cela, nous utilisons les règles du BAEL 91 modifié 99. En effet, l'Eurocode reste pour la détermination des sollicitations.

a. Armatures longitudinales

Puisque la torsion gênée égale à 0,277 MPa (**Voir figure 55**) engendre une contrainte normale, supposée uniforme le long du tronçon considéré, nous avons en effet un effort de compression de 20 072 kN. Cette fois ci, nous bornerons notre étude sur les tronçons au voisinage de la pile. Nous rappelons donc les sollicitations du tablier au voisinage de la pile :

- Moment fléchissant ultime : $M_u = 69\,259 \text{ kN.m}$
- Effort normal ultime : $N_u = 20\,072 \text{ kN}$

Notre tablier travaille en flexion composée, nous pouvons alors utiliser le logiciel EXPERT 2009 pour déterminer la section des aciers. La section du tronçon considéré étant supposée constante.

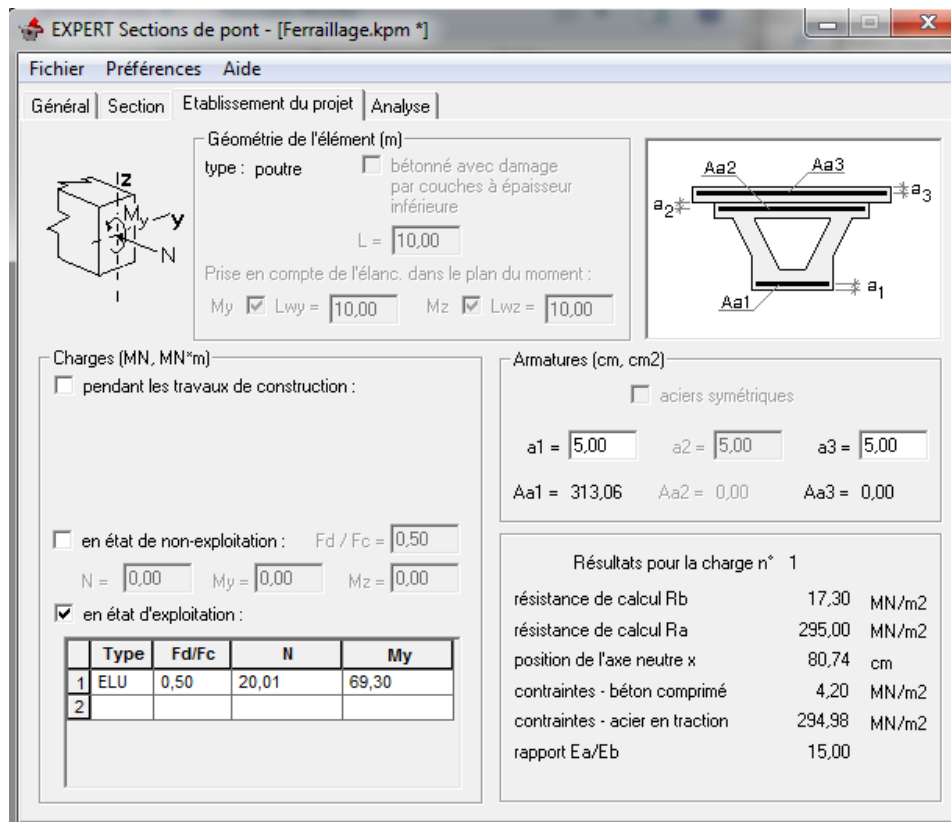


Figure 65 : Résultats sur le logiciel EXPERT 2009

En prenant 5 cm comme enrobage, la section des armatures pour les voussoirs sur pile est **A = 313 cm²** soit **100 HA 20**

b. Armatures transversales

Comme pour le calcul transversal, nous ne considérons qu'une tranche de 3,75 m. L'étape de calcul en flexion simple est donnée par l'organigramme de l'**Annexe H**. Les valeurs des moments qui fléchissent étant données dans les **figures 63** et **64**. Après calcul, nous trouvons les résultats sur le tableau suivant :

Tableau 40: Section des armatures pour les voussoirs sur pile

Nature	Section d'armature [cm ²]		Nomenclature	
	tendue	Comprimée	tendue	Comprimé
Hourdis supérieur	36,57	33,55	35 HA 12	35 HA 12
Hourdis inférieur	2086	-	700 HA 20	-
Ame	134,82	-	49 HA 20	-

Tableau 41 : Section des armatures pour les voussoirs courants

Nature	Section d'armature [cm ²]		Nomenclature	
	tendue	Comprimée	tendue	Comprimée
Hourdis supérieur	36,57	33,55	35 HA 12	35 HA 12
Hourdis inférieur	249,83	-	56 HA 16	-
Ame	134,82	-	49 HA 20	-

XIV.3. Conception de la pile

Le choix du type de la pile donnée à l'ouvrage se concentre sur les réflexions suivantes :

- Choix de la morphologie ;
- Répartition à l'intérieur de l'enveloppe générale et recherches des proportions ;
- Choix d'une forme ;
- Eventuellement recherche de couleur ou texture.

XIV.3.1. Tête de la pile

Compte tenu des dimensions des appareils d'appuis et des cales, nous pouvons donner la forme suivante à la tête de la pile :

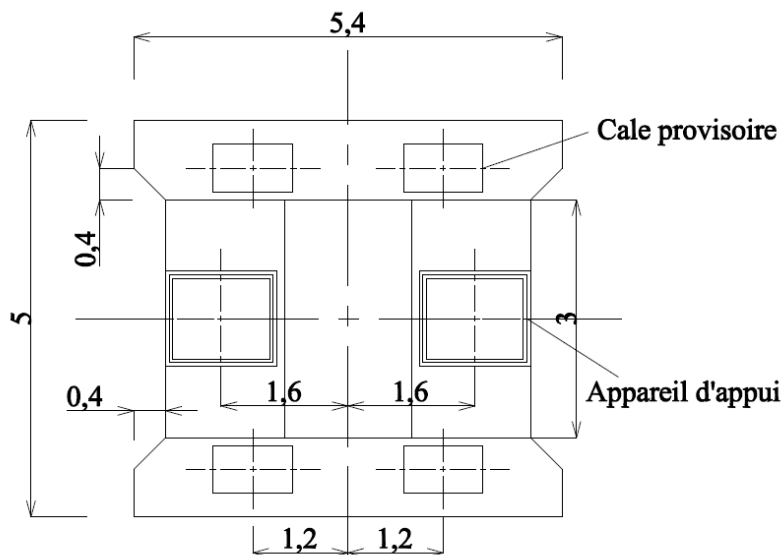


Figure 66 : Détail de la tête de la pile

XIV.3.2. Détail de la pile

Vu le contexte lié à notre projet, nous donnons à la pile une forme hémicylindrique. Les dimensions transversales ont été choisies de façon à conférer une bonne stabilité aux éléments supérieurs. La hauteur a été déterminée dans la partie hydraulique.

La pile étant composée de deux éléments dont :

- La partie supérieure est munie d'un chevrete de 2 m de hauteur, de contour variable (5,40 à 4,60 m) ;
- La partie inférieure forme le corps de la pile qui a une longueur 14 m ;

La figure suivante nous montre les détails de ses dimensions.

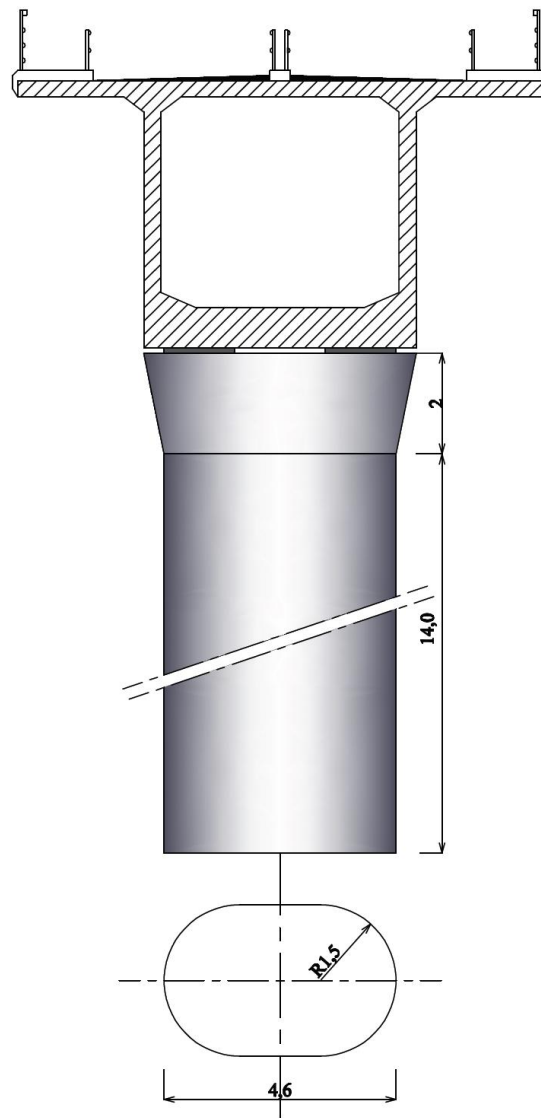


Figure 67 : Détail de la pile

CHAPITRE XV : ETUDE DE LA CULEE ET DU CORPS DE LA PILE

XV.1. Etude de la culée

Pour un pont construit en encorbellement successif, la culée est munie d'une chambre de tirage afin de tirer les câbles et de faciliter l'entretien (remplacement des câbles) (**Annexe I**).

XV.1.1. Dimensions de la culée

En se référant sur les conditions de dimensionnement suivantes :

$d \geq 1,50 \text{ m}$; $e = \text{Sup} \left(30 \text{ cm}; \frac{h}{8} \right)$; $d' \geq 30 \text{ m}$; $d'' \geq 15 \text{ m}$; $h' \geq 40 \text{ m}$, nous pourrions donner la culée les dimensions suivantes :

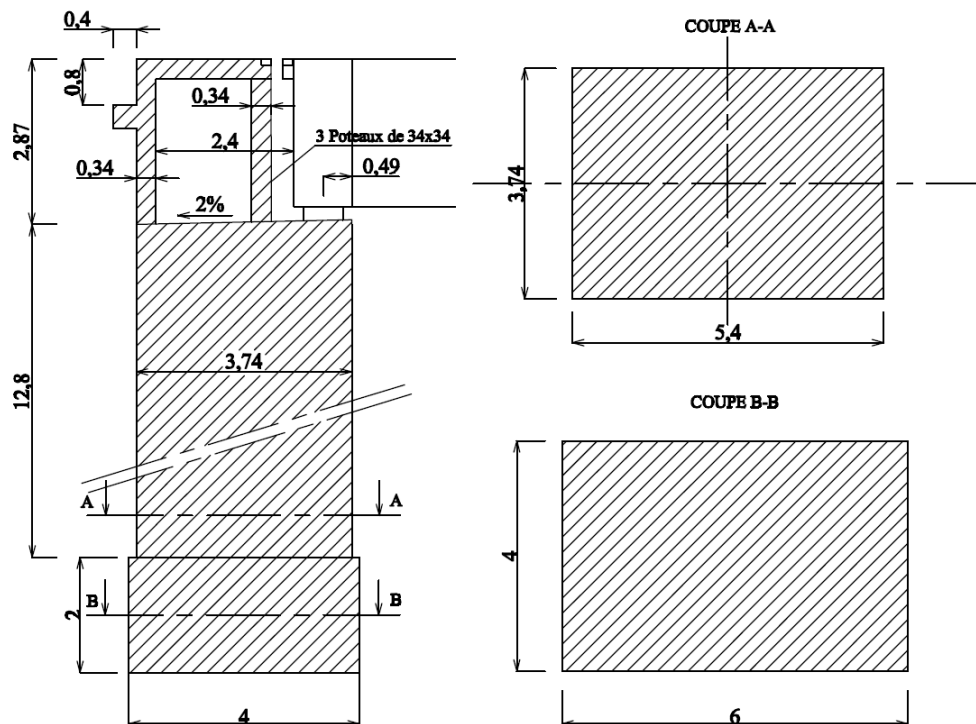


Figure 68 : Détail de la culée

La distance d de la chambre de tirage est déterminée en fonction des câbles extérieurs utilisés (**Annexe I2**).

XV.1.2. Inventaire des forces appliquées

Les forces principales appliquées à la culée sont :

- la force de freinage Q_{lk} , poussée du remblai et celle de la terre P_t suivant le sens longitudinal ;
- la pression du vent w suivant le sens transversal ;
- la charge permanente et les surcharges suivant la verticale.

a. La force de freinage

L'Eurocode considère une force de freinage longitudinale notée Q_{lk} s'exerçant au niveau du revêtement. C'est une fraction des charges verticales correspondant au système principal de chargement. La formule suivante nous donne la valeur de cette force :

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1}q_{1k}w_1L \quad (68)$$

Avec :

w_1 : Largeur de voie conventionnelle (= 3 m)

L : Longueur du tablier considéré (= 51 m)

Cette force est bornée par : $180\alpha_{Q1} [kN] \leq Q_{lk} \leq 800 [kN]$, soit $162 kN \leq Q_{lk} \leq 800 kN$

Après calculs, nous avons $Q_{lk} = 421 kN$

b. La pression du vent

Comme l'ouvrage se trouve sur un site exposé aux cyclones et également avec des vents pouvant dépasser 200 km/h en rafales, nous considérerons une pression de vent extrême dans la zone :

$$p_w = 4 kN/m^2$$

La force du vent sera supposée uniformément appliquée sur une largeur de 3 m. Ainsi la valeur de l'action du vent sur la pile est : $w = 3,74 m \times 4 kN/m^2 = 15 kN/m$

c. La poussée de terre

La composante horizontale F de la poussée de terre est donnée, pour une tranche de 1 m de largeur, par l'expression suivante :

$$F = \frac{1}{2}K\gamma H^2 \quad (69)$$

Où :

K : coefficient qui est en fonction de l'angle du talus naturel.

γ : Poids volumique spécifique du sol (Cailloux et gravier) (= 15,5 kN/m³) ;

H : Hauteur du mur de la culée (= 12,8 m)

Calculons K

La valeur de K est donnée par la formule suivante :

$$K = \frac{1 - \sin\theta}{1 + \sin\theta} \quad (70)$$

Pour le sable et gravier $\theta = 45^\circ$, donc $K = 0,172$

La force de poussée par un mètre de largeur est : $F = 218 \text{ kN}$

Pour la largeur de notre mur, nous avons : $P_t = 1\,179 \text{ kN}$

d. Poussée du remblai

La surcharge q du remblai est une surcharge uniformément répartie derrière la culée.

Sa valeur est de 10 kN/m^2 . La force de poussée pour un mètre de largeur est donnée par la formule suivante :

$$F = KqH \quad (71)$$

Donc, pour notre cas $F_r = 27 \text{ kN}$

e. Descente des charges verticales

Les charges transmises à la culée sont les suivantes :

- Charges permanentes : $P_G = 2\,614 \text{ kN}$;
- Charges d'exploitation : $P_Q = 972 \text{ kN}$.

XV.1.3. Etude de la stabilité

Pour l'étude de la stabilité, l'Eurocode propose la combinaison suivante :

$$1,1G_{\max} + 0,9G_{\min} + 1,5Q \quad (72)$$

Où :

$G_{\max}$: action permanente défavorable ;

$G_{\min}$: action permanente favorable ;

Q : action variable.

La stabilité est assurée par la relation suivante : $E_{d,dst} \leq E_{d,st}$

a. Stabilité longitudinale

Pour la stabilité longitudinale, la figure ci-dessous représente le système à étudier comme suit :

- R_l : point de renversement dans le sens longitudinal ;
- Q_{lk} : valeur de combinaison de la force de freinage ($= 632 \text{ kN}$) ;
- F_r : Valeur de combinaison de la force de remblai ($= 25 \text{ kN}$) ;
- F_t : Valeur de combinaison de la poussée de terre ($= 1\,061 \text{ kN}$) ;
- P_{Gsup} : valeur de combinaison des charges permanentes supérieures ($= 3\,811 \text{ kN}$)
- P_{Ginf} : valeur de combinaison du poids propre de la pile ($= 7\,083 \text{ kN}$)

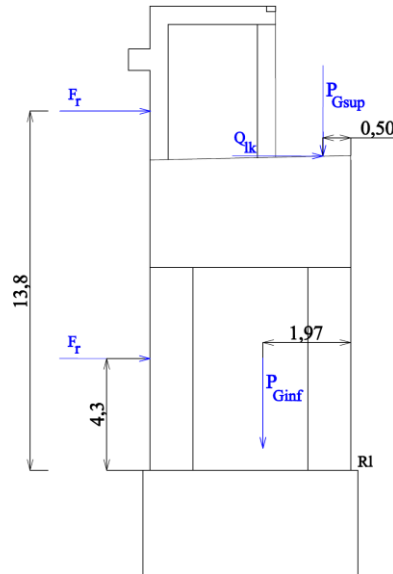


Figure 69 : Renversement longitudinale de la culée

Nous avons donc, $M_{d,dst} = 12\,997 \text{ kN.m}$ et $M_{d,st} = 15\,859 \text{ kN.m}$

D'après ces résultats, la stabilité longitudinale de la culée est assurée avec un coefficient de sécurité **1,2**.

b. Stabilité transversale

Pour la stabilité transversale, la figure suivante montre le système à étudier :

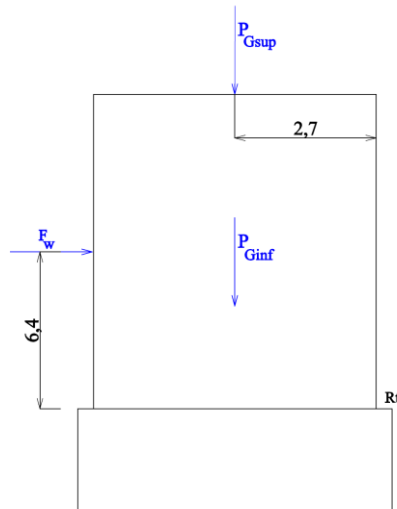


Figure 70 : Renversement transversal

Où :

- R_t : point de renversement dans le sens transversal ;
- F_w : Valeur de combinaison de la force de vent (= 288 kN) ;
- P_{Gsup} : valeur de combinaison des charges permanentes supérieures (= 3 811 kN)
- P_{Ginf} : valeur de combinaison du poids propre de la pile (= 7 083 kN)

Nous avons donc, $M_{d,dst} = 1\,843\text{ kN.m}$ et $M_{d,st} = 32\,682\text{ kN.m}$

D'après ces résultats, la stabilité transversale de la culée est assurée avec un coefficient de sécurité 17.

c. Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est vérifiée par la condition suivante :

$$\frac{F_V}{F_H} \times f \geq 1,5 \quad (73)$$

Où :

F_V : Somme des forces verticales ;

F_H : Somme des forces horizontales ;

f : Coefficient de frottement (= 0,5)

Après calcul :

$$\frac{F_V}{F_H} \times f = 6 \text{ (Longitudinalement) et } \frac{F_V}{F_H} \times f = 19 \text{ (Transversalement)}$$

Donc, rien à craindre vis-à-vis du glissement

d. Stabilité élastique

La stabilité élastique est vérifiée par les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{\min} = \frac{F_V}{S} - \frac{M_{d,dst}v}{I} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad (74)$$

Et

$$\sigma_{\max} = \frac{F_V}{S} + \frac{M_{d,dst}v}{I} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad (75)$$

Où :

F_V : Somme des forces verticales (= 11 MN) ;

S : Section de la semelle (= 24 m²) ;

$M_{d,dst}$: Moment déstabilisant (longitudinal = 13 MN.m) ;

(transversal = 2 MN.m) ;

v : Distance de l'axe neutre de la semelle et la partie en contact du sol ;

I : Moment d'inertie de la semelle (longitudinal = 32 m^4);

(transversal = 72 m^4);

Après calculs :

Dans le sens longitudinal : $\sigma_{\min} = 4 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\max} = 13 \text{ MPa}$

Dans le sens transversal : $\sigma_{\min} = 4 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\max} = 5 \text{ MPa}$

D'où la stabilité élastique dans les deux sens est assurée.

XV.2. Etude du corps de la pile

Nous allons étudier séparément la stabilité de la pile suivant le sens longitudinal et transversal.

Les moments principaux d'inertie de la pile sont : $I_y = 16,61 \text{ m}^4$ et $I_z = 7,54 \text{ m}^4$

XV.2.1. Inventaire des forces appliquées

Nous citons ci-après les forces principales agissantes sur la pile :

- la force de freinage Q_{lk} suivant le sens longitudinal ;
- la pression du vent w et la force F_c due au courant suivant le sens transversal ;
- la charge permanente et les surcharges suivant la verticale.

a. Force de freinage

En procédant d'une même manière analogue comme **XV.1.2. a.** nous trouvons $Q_{lk} = 483 \text{ kN}$

b. La pression du vent

En phase de construction, l'ensemble (fléau + pile) est sensible aux effets de vent. Nous supposons donc la résultante de ceux-ci en un moment appliqué à l'extrémité supérieur de la pile dont la valeur est égale à : $M_w = 5\,058 \text{ kN.m}$

c. La force due aux courants

Les effets de courant transversal sont définis par la pression uniforme et le choc. La pression du courant est donnée par la relation suivante :

$$F_c = pS \quad (76)$$

Avec :

S : surface au courant (= 42 m^2)

p : pression uniforme $p = 55 \times C \times V$

D'après le calcul hydraulique, nous avons la vitesse de courant.

V vitesse de l'écoulement au droit de l'ouvrage ($V = 9,09 \text{ m/s}$) ;

C coefficient en fonction du nombre de Reynold. Dans notre cas, nous prenons $C = 0,60$

Ainsi, nous avons $F_c = 105 \text{ kN}$

d. Descente des charges verticales

La totalité des efforts normaux transmis par la partie supérieure agit sur les piles. Dans notre cas nous n'étudierons que la pile centrale qui est la plus chargée. Les valeurs nominales de ces charges sont :

Phase de construction

- Charge permanente : $P_G = 16\,830\text{ kN}$;
- Charges d'exploitation : $P_Q = 2\,363\text{ kN}$

Phase d'exploitation

- Charge permanente : $P_G = 20\,892\text{ kN}$;
- Charges d'exploitation : $P_Q = 3\,750\text{ kN}$.

La section de la pile est égale à $11,83\text{ m}^2$; son poids propre vaut $P_p = 4\,141\text{ kN}$

XV.2.2. Calcul des moments de flexion dus aux forces horizontales

Nous allons étudier les trois systèmes suivants :

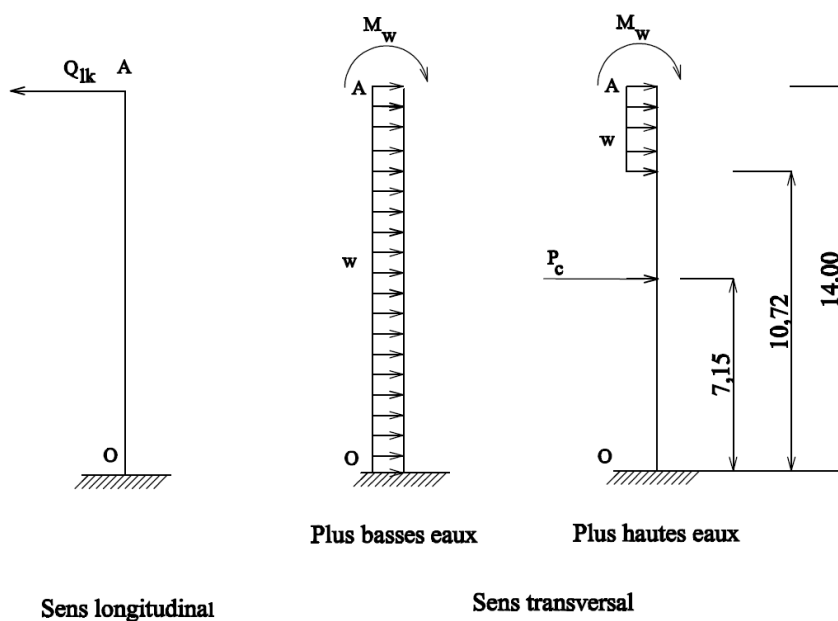


Figure 71 : Modèle de calcul des flexions au niveau de la pile

Les diagrammes des moments fléchissants correspondant à ces valeurs de charges nominales sont donnés ci-après :

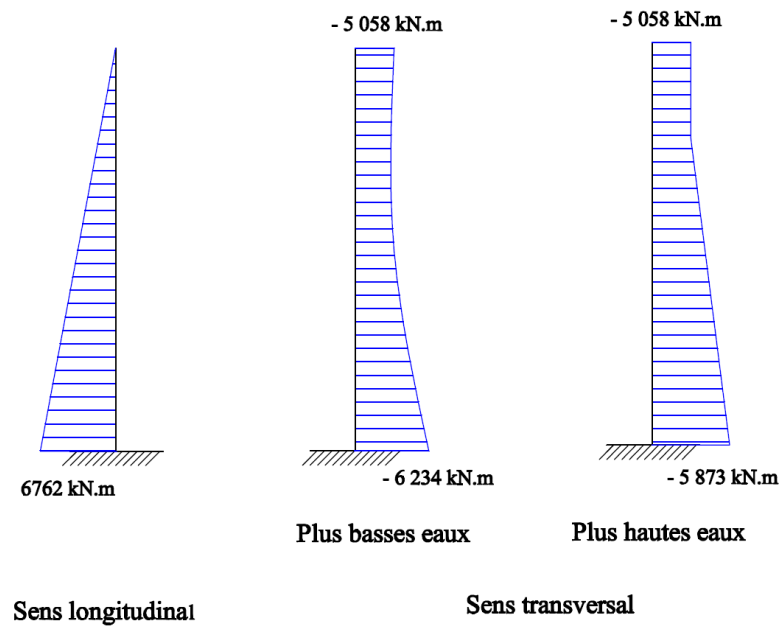


Figure 72 : Diagramme des moments fléchissant de la pile

D'après le diagramme ci-dessus, nous pouvons constater que le cas des plus basses eaux est le plus défavorable dans le sens transversal. Par contre, dans le sens longitudinal la phase d'exploitation nous donne le cas défavorable.

- Flexion longitudinale : **ELS : $M = 6,8 \text{ MN.m}$** et **ELU : $M = 9,2 \text{ MN.m}$** ;
- Flexion transversale : **ELS : $M = 6,2 \text{ MN.m}$** et **ELU : $M = 8,4 \text{ MN.m}$** .

XV.2.3. Calcul de l'effort normal maximal dans la pile

Afin de vérifier la capacité portante de la pile vis-à-vis de la compression, nous devons calculer la compression maximale. Les valeurs de l'effort normal maximal dans la pile sont :

- A la tête A : **ELS : $N = 24,7 \text{ MN}$** et **ELU : $N = 33,9 \text{ MN}$**
- A la base O : **ELS : $N = 28,8 \text{ MN}$** et **ELU : $N = 39,4 \text{ MN}$**

La contrainte de compression du béton est égale à :

$$\sigma = \frac{P_{\text{total}}}{S_{\text{pile}}} \quad (77)$$

Où :

P_{total} : Compression maximale dans la pile à l'ELS (= 28,8 MN) ;

S_{pile} : Section transversale de la pile (= 11,83 m²).

Ainsi : $\sigma = 2,4 \text{ MPa} \ll 21 \text{ MPa}$

Donc, aucun risque sur la compression de la pile

XV.2.4. Vérification de la stabilité d'équilibre

a. Stabilité longitudinale

Nous étudierons le système de la figure suivante pour la vérification de la stabilité longitudinale :

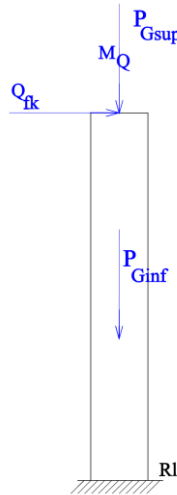


Figure 73 : Renversement longitudinale

Où :

- R_l : point de renversement dans le sens longitudinal ;
- Q_{lk} : valeur de combinaison de la force de freinage (= 725 kN) ;
- P_{Gsup} : valeur de combinaison des charges permanentes supérieures (= 24 510 kN)
- P_{Ginf} : valeur de combinaison du poids propre de la pile (= 3 727 kN)

Nous avons donc, $M_{d,dst} = 10\,150 \text{ kN.m}$ et $M_{d,st} = 28\,237 \text{ kN.m}$

D'après ces résultats, la stabilité longitudinale de la pile est assurée avec un coefficient de sécurité 2,8.

b. Stabilité transversale

La vérification de la stabilité transversale est basée sur l'étude la figure suivante :

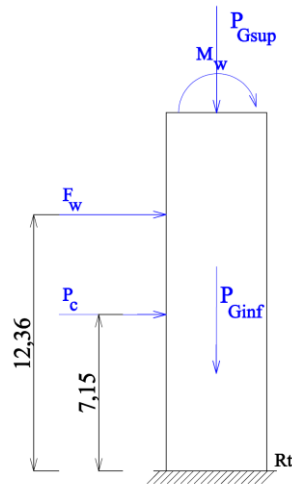


Figure 74 : Renversement transversale

Dans la figure :

R_t : point de renversement dans le sens transversal ;

F_w : valeur de combinaison de l'action du vent (= 59 kN)

P_c : valeur de combinaison de l'action du courant (= 158 kN)

M_w : valeur de combinaison du moment de renversement dû au vent dans la partie supérieure (= 7 587 kN. m)

Nous avons donc, $M_{d,dst} = 9\,446 \text{ kN. m}$ et $M_{d,st} = 28\,237 \text{ kN. m}$

D'après ces résultats, la stabilité longitudinale de la pile est assurée avec un coefficient de sécurité 3.

Conclusion :

La pile et la culée sont des éléments très importants car elles supportent la totalité de l'ouvrage. Les profils que nous avons adoptés sont bien choisis puisque les deux éléments en question sont stables aussi bien longitudinalement que transversalement. La limite n'est pas encore atteinte vis-à-vis de la compression de la pile. Par contre, l'importance du moment de flexion de la pile nécessite un ferrailage important.

Partie IV :
ETUDE SUPPLEMENTAIRE

CHAPITRE XVI : ETUDE DE LA FONDATION SOUS LA PILE

XVI.1. Profondeur des affouillements

L'affouillement est un phénomène très dangereux pour les parties des infrastructures de l'ouvrage car l'eau tend à enlever les matériaux meubles. En général, quand la vitesse d'écoulement de l'eau est supérieure à celle d'affouillement du sol, alors il y a alors affouillement.

Nous allons déterminer la profondeur d'affouillement au droit des piles par la somme des différentes profondeurs suivantes :

- Profondeur due à la réduction de la section de la cours d'eau par la présence des remblais d'accès ;
- Profondeur normale d'affouillement due à la variation des débits ;
- Profondeur locale due à la présence des piles.

XVI.1.1. Profondeur d'affouillement due à la réduction de section de la cours d'eau

La réduction de la section d'écoulement due à la présence des remblais d'accès provoque une augmentation locale des vitesses. Cette augmentation de vitesse tend à enlever les matériaux meubles du fond du lit.

Pour notre cas, il n'y a pas de réduction de la section de la cours d'eau, donc nous avons :

$$H_R = 0$$

XVI.1.2. Profondeur normale d'affouillement due à la variation du débit

La profondeur normale d'affouillement est donnée par la relation suivante :

$$H_N = 0,48Q_0^{0,36} - \frac{A_1}{B_m} \quad (78)$$

Q_0 : Débit du projet ;

A_1 : Section mouillée correspondant à Q_0 ;

B_m : Largeur au miroir du lit mineur de la rivière égale à 193 m.

Après calcul, nous trouvons : $H_N = 4,56$ m

XVI.1.3. Profondeur d'affouillement locale due à la présence des piles

La présence des piles dans la rivière perturbe l'écoulement uniforme et provoque un système de tourbillon. La profondeur d'affouillement H_L est donnée par la formule :

$$H_L = K \times 1,4D \quad (79)$$

Où :

D : diamètre des colonnes circulaires qui est égale à 4,71 m.

K = 1,05 pour une pile hémicylindrique ;

Donc, $H_L = 6,9$ m.

Finalement, la profondeur totale d'affouillement à prendre en compte est $H_{aff} = 11,46$ m

Puisque le substratum se trouve à une profondeur de 5 m, nous pouvons réduire celle-ci à 5 m.

XVI.1.4. Protection des piles et culées contre les affouillements

La protection consiste à déverser des blocs d'enrochement dans la fosse d'affouillement. Nous allons utiliser les roches granites car elles sont très résistantes aux désagréations et aux altérations. D'après IZBASH, le diamètre de l'enrochement est donné par l'expression suivante:

$$d = \frac{\rho V^2}{0,72g(\rho - \rho_0)} \quad (80)$$

V : vitesse de l'écoulement ;

ρ : Masse volumique de l'eau ;

ρ_0 : Masse volumique de l'enrochement ($\rho_0 = 2,65 \text{ t/m}^3$) ;

g : Accélération de la pesanteur.

Après calcul, nous trouvons $d = 7$ m

XVI.1.5. Caractéristiques de la fondation

L'étude géotechnique nous a renseignés que le substratum se trouve après une couche de sable argileux de 5 m de profondeur. De ce fait, nous avons conclu que la fondation sera descendue jusqu'à cette profondeur.

Vu cette profondeur et l'importance de la charge à transmettre, nous aurons recours à des pieux forés de 1,5 m de diamètre.

XVI.2. Calcul des pieux

XVI.2.1. Détermination de la capacité portante ultime d'un pieu

L'Annexe C de l'Eurocode 7 – Partie 3 illustre le mode de calcul de la capacité portante ultime Q d'un pieu à partir des essais pressiométriques. Elle est donnée par la somme la charge limite de pointe et de la charge limite mobilisable par frottement latéral. Nous avons donc la formule suivante :

$$Q = Ak(p_{LM} - p_0) + P \sum (q_{si} z_i) \quad (81)$$

Où :

A : aire de la base du pieu (= 1,767 m²)

p_{LM}: pression limite à la base du pieu. Supposons que le substratum est formé de roche altérée et que p_{LM} = 3 MPa ;

k : facteur de capacité portante. Pour un pieu foré : k = 1,8 ;

p₀ = 0,5(σ_v - u) + u tel que :

σ_v : contrainte verticale totale au niveau de la pointe (≈ 0,11 MPa)

u : pression interstitielle au niveau de la pointe (= 0,05 MPa)

La valeur de p₀ est égale à 0,08 MPa

P : périmètre du pieu (= 4,71 m) ;

q_{si}: résistance du fût par unité de surface pour la couche de sol i.

Puisque les données concernant la couche d'Argile sableux ne sont pas disponibles, nous supposons en effet que les pieux travaillent seulement par ses pointes. Donc, nous négligerons le terme de frottement latéral. Nous obtenons après calcul : **Q = 9,30 MN**

Pour les pieux forés, la résistance de la pointe est affectée d'un coefficient de sécurité γ_b = 1,6 . Donc, la capacité portante de calcul R_{cd} est **R_{cd} = 5,81 MN/pieu**

XVI.2.2. Evaluation des charges verticales totales à transmettre

Les pieux transmettent les charges venant de la pile, le poids de la semelle de liaison (évaluée approximativement) et les charges supplémentaires. Nous donnons à la semelle de liaison une épaisseur de **2,5 m**. L'ensemble (Semelle + charge supplémentaire) est évalué à **9 000 kN**.

Nous rappelons que la charge transmise par la pile à l'ELU est égale à **39,4 MN**.

Ainsi, **F_{cd} = 51,55 MN**

XVI.3. Dispositions des pieux et semelle de liaison

XVI.3.1. Nombre des pieux

Pour le calcul du nombre des pieux, nous prendrons en compte un coefficient de sécurité **1,5** et nous avons :

$$n = 1,5 \frac{F_{cd}}{R_{cd}} \quad (82)$$

Après calcul, nous obtenons **n = 14**

Nous supposons que les charges sont transmises uniformément sur ces quatorze pieux.

XVI.3.2. Dimensionnement de la semelle de liaison

Habituellement, la distance prise entre les pieux est égale à 2,5 fois le diamètre de ceux-ci pour éviter l'effet de groupe. Mais la distance minimale de 3 m entre axe des pieux nous met en sécurité pour éviter ce phénomène. Donc, la configuration des pieux avec la semelle de liaison est représentée comme suit :

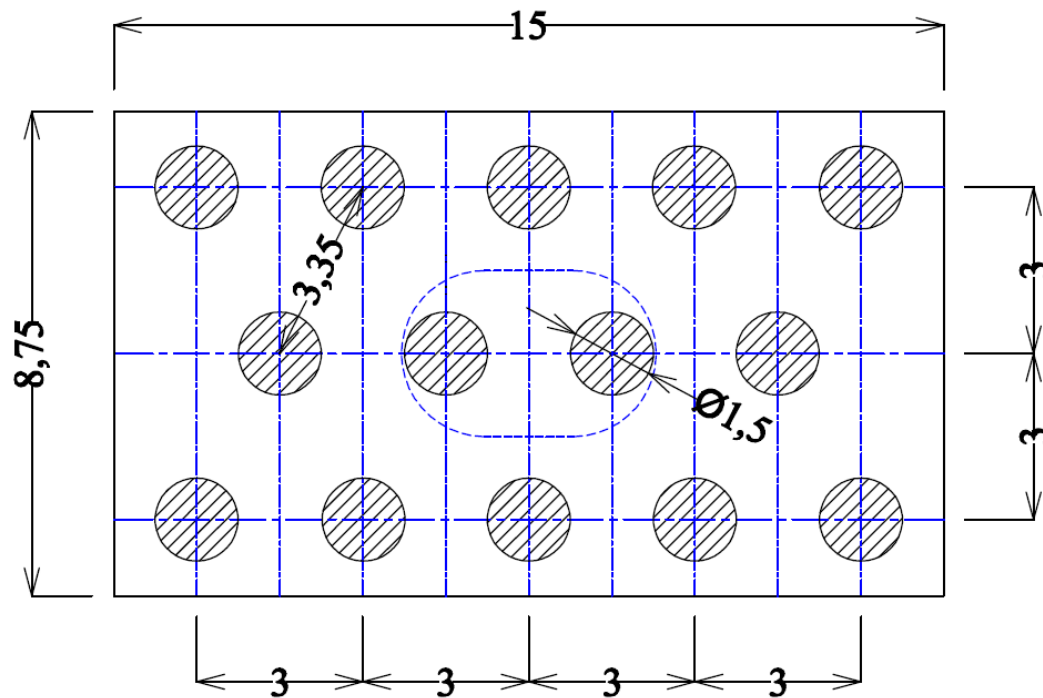


Figure 75 : Configuration des 14 pieux avec la semelle de liaison

CHAPITRE XVII : ETUDE DE LA SEMELLE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Le but de ce chapitre est d'appliquer la méthode des éléments finis pour trouver l'état de contrainte dans la semelle afin de déterminer les armatures qu'il fallait utiliser. Notre étude se bornera sur le principe de détermination d'une matrice de rigidité élémentaire d'un élément sans faire un assemblage. Dans ce cas, les résultats sont donnés par le logiciel ROBOBAT.

XVII.1. Hypothèses de calcul

Nous assimilerons la semelle à un solide homogène constitué par un matériau homogène isotrope de module d'élasticité $E = 40\,000\text{ MPa}$ et de coefficient de Poisson = $0,2$.

La matrice d'élasticité tridimensionnelle d'un matériau isotrope s'écrit comme suit:

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 0 & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \quad (83)$$

La masse volumique de la semelle est $\gamma = 25\text{ kN/m}^3$

XVII.2. Modélisation de la semelle et maillage

XVII.2.1. Maillage de la semelle

Nous utilisons un élément hexaédrique à 8 nœuds qui est un élément en forme de cube. Les nœuds correspondent aux sommets du cube.

Il est obtenu également à partir d'un élément quadrilatéral à 4 nœuds, en augmentant 4 nœuds dans le sens de la troisième dimension.

Le maillage de l'ensemble est illustré par la figure suivante :

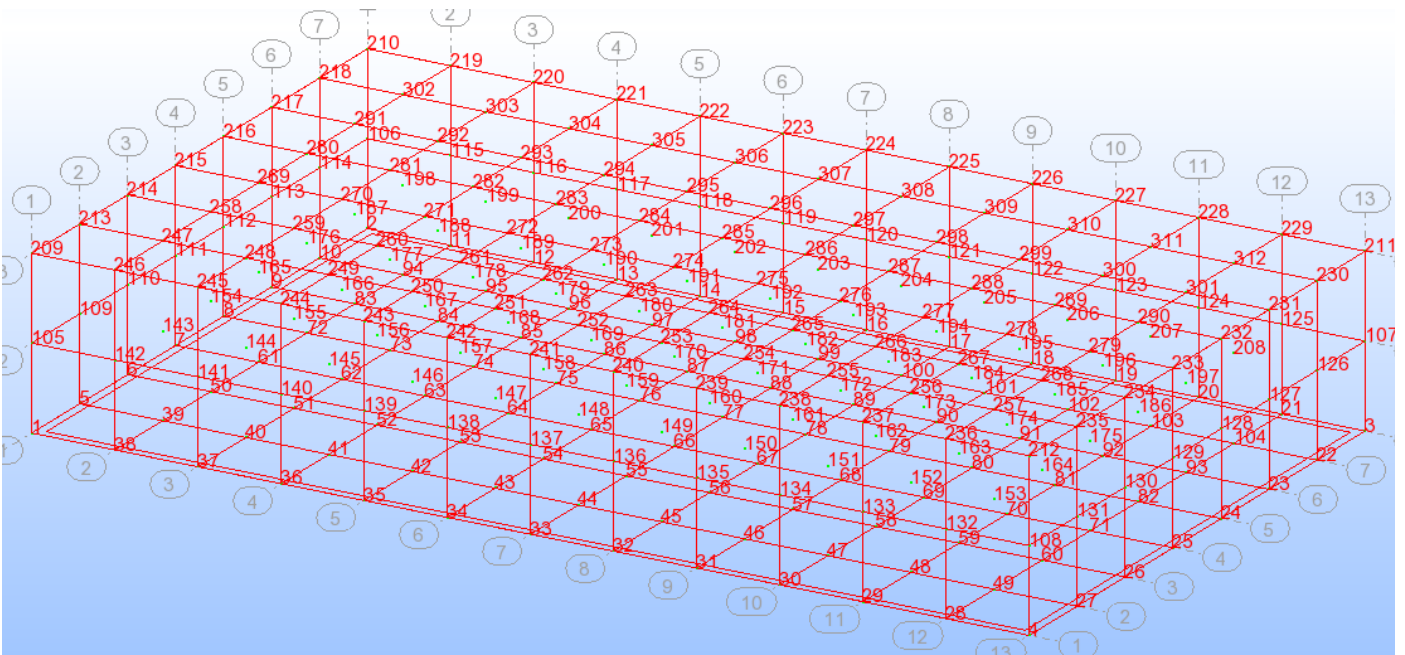


Figure 76 : Visualisation du maillage en éléments hexaédrique

Chaque élément est formé d'un cube de 1,25 m de côté. En réalité, plus les éléments considérés sont petits, plus les résultats sont précis, le calcul sera en effet très compliqué.

Dans notre cas, les éléments sont de plus en plus grands pour simplifier le calcul, mais c'est le principe qui nous intéresse.

XVII.2.2. La structure à étudier

La semelle est considérée comme un solide posé sur 104 appuis simples comme indiqué par la figure suivante :

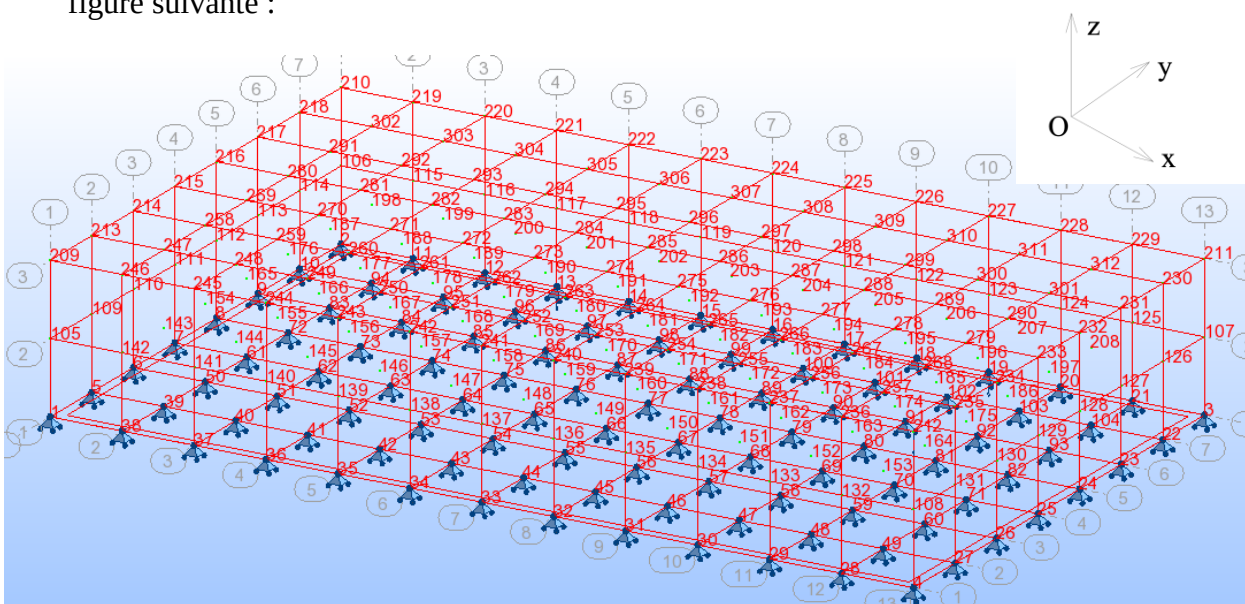


Figure 77 : Modélisation de la semelle

a. Fonction de base

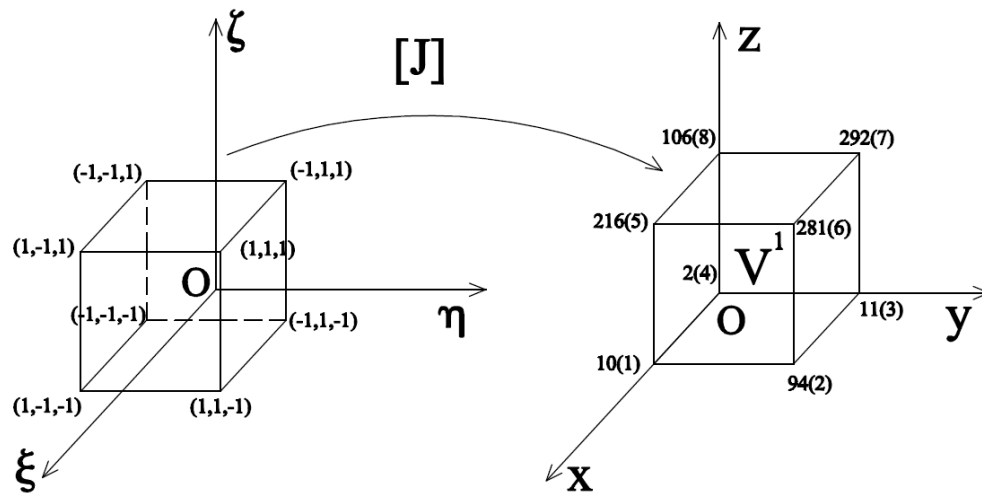


Figure 78 : Eléments de référence et éléments V^1

La fonction de base sera construite à partir d'une base tri-linéaire de la forme suivante :

$$\langle P \rangle = \langle 1 \ \xi \ \eta \ \xi\eta \ \eta\zeta \ \xi\zeta \ \xi\eta\zeta \rangle \quad (84)$$

Les coordonnées des nœuds de l'élément de référence données par le tableau suivant :

	ξ	η	ζ
ξ_{10}	1	-1	-1
ξ_{94}	1	1	-1
ξ_{11}	-1	1	-1
ξ_2	-1	-1	-1
ξ_{216}	1	-1	1
ξ_{281}	1	1	1
ξ_{292}	-1	1	1
ξ_{106}	-1	-1	1

b. Fonction d'interpolation

La fonction d'interpolation $\langle N \rangle$ est donnée par la relation matricielle suivante :

$$\langle N \rangle = \langle P \rangle [P_n]^{-1} \quad (85)$$

$$[P_n] = \begin{pmatrix} \langle P(\xi_{10}) \rangle \\ \langle P(\xi_{94}) \rangle \\ \langle P(\xi_{11}) \rangle \\ \langle P(\xi_2) \rangle \\ \langle P(\xi_{216}) \rangle \\ \langle P(\xi_{281}) \rangle \\ \langle P(\xi_{292}) \rangle \\ \langle P(\xi_{106}) \rangle \end{pmatrix} \text{ et } [P_n]^{-1} = \frac{1}{8} \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 & 1 & 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & 1 & -1 & -1 & 1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 & -1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 & 1 & -1 & 1 & -1 & 1 \\ 1 & -1 & -1 & 1 & -1 & 1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & -1 & 1 & -1 & -1 & 1 & -1 & 1 \end{pmatrix}$$

Le transposé de la fonction d'interpolation est comme suit :

$$\langle N \rangle^T = \frac{1}{8} \begin{bmatrix} (1 + \xi)(-1 + \eta)(\zeta - 1) \\ -(1 + \xi)(1 + \eta)(\zeta - 1) \\ (-1 + \xi)(1 + \eta)(\zeta - 1) \\ -(-1 + \xi)(-1 + \eta)(\zeta - 1) \\ -(1 + \xi)(-1 + \eta)(\zeta + 1) \\ (1 + \xi)(1 + \eta)(\zeta + 1) \\ -(-1 + \xi)(1 + \eta)(\zeta + 1) \\ (-1 + \xi)(-1 + \eta)(\zeta + 1) \end{bmatrix} \quad (86)$$

c. Approximation nodale des déplacements de l'élément de référence

Pour faciliter l'écriture, nous posons en termes d'indice :

$$10 = 1 ; 94 = 2 ; 11 = 3 ; 2 = 4 ; 216 = 5 ; 281 = 6 ; 292 = 7 \text{ et } 106 = 8$$

La fonction d'interpolation s'écrit alors : $\langle N \rangle = \langle N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4 \ N_5 \ N_6 \ N_7 \ N_8 \rangle$

$$u = \langle N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4 \ N_5 \ N_6 \ N_7 \ N_8 \rangle \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \\ u_8 \end{Bmatrix} \text{ Notée}$$

$$\begin{aligned} u &= \langle \dots N_i \dots \rangle \begin{Bmatrix} \vdots \\ u_i \\ \vdots \end{Bmatrix} \\ v &= \langle \dots N_i \dots \rangle \begin{Bmatrix} \vdots \\ v_i \\ \vdots \end{Bmatrix} \\ w &= \langle \dots N_i \dots \rangle \begin{Bmatrix} \vdots \\ w_i \\ \vdots \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (87)$$

Le vecteur déplacement est donné par la relation suivante :

$$\vec{U} = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = [\dots [N_i] \dots] \{ \vec{U}_n^e \} \quad (88)$$

$$\text{Avec } \{\overrightarrow{U_n^e}\} = \left\{ \begin{pmatrix} \vdots \\ U_i \\ \vdots \end{pmatrix} \right\} \text{ et } [N_i] = \begin{pmatrix} N_i & 0 & 0 \\ 0 & N_i & 0 \\ 0 & 0 & N_i \end{pmatrix}$$

d. Transformation en système de coordonnées

Les transformations sont définies par l'application suivante :

$$\xi \rightarrow \vec{x}(\xi) = \langle \bar{N} \rangle \langle \vec{x}_n \rangle$$

Puisque l'élément est isoparamétrique, alors la fonction de transformation géométrique est égale à la fonction d'interpolation : $\langle \bar{N} \rangle = \langle N \rangle$

Nous pouvons alors écrire :

$$x = \langle \dots N_i \dots \rangle \left\{ \begin{pmatrix} \vdots \\ x_i \\ \vdots \end{pmatrix} \right\}; y = \langle \dots N_i \dots \rangle \left\{ \begin{pmatrix} \vdots \\ y_i \\ \vdots \end{pmatrix} \right\} \text{ et } z = \langle \dots N_i \dots \rangle \left\{ \begin{pmatrix} \vdots \\ z_i \\ \vdots \end{pmatrix} \right\}$$

e. Déformation

Les déformations sont déterminées par la relation matricielle suivante :

$$\{\epsilon\} = [B]\{\overrightarrow{U_n^e}\}$$

$$\text{Avec } [B] = \langle \dots [B_i] \dots \rangle \text{ et } [B_i] = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{pmatrix} \quad (88)$$

f. Contrainte

Les contraintes sont définies par la relation matricielle suivante :

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \quad (89)$$

XVII.2.3. Matrice de rigidité élémentaire $[K^i]$

D'après le théorème du minimum d'énergie potentielle :

$$[K^i] = \iiint [B]^T [D] [B] \det J dv^0 \quad (90)$$

Où :

$\det J$: déterminant de la matrice jacobien du changement de repère ;

dv^0 : Volume de l'élémentaire de l'élément de référence.

$$[B]^T[D][B] = \begin{pmatrix} \vdots \\ [B_i] \\ \vdots \end{pmatrix} [D] < \dots [B_i] \dots >$$

La matrice jacobien J est définie par la relation suivante :

$$[J] = \begin{pmatrix} \frac{\partial < \bar{N} >}{\partial \xi} \\ \frac{\partial < \bar{N} >}{\partial \eta} \\ \frac{\partial < \bar{N} >}{\partial \zeta} \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots \\ x_i & y_i & z_i \\ \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (91)$$

$$\text{Après calcul, } [J^{-1}] = \begin{bmatrix} 1,6 & 0 & 0 \\ 0 & 1,6 & 0 \\ 0 & 0,4(\xi - 1)(2 + \eta + \zeta) & 1,6 \end{bmatrix}$$

$$\text{Et } \left\{ \begin{matrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{matrix} \right\} = [J^{-1}] \left\{ \begin{matrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{matrix} \right\} \quad (92)$$

La matrice de rigidité élémentaire de l'élément 1 est une matrice carrée d'ordre 24 et s'écrit :

$$[K^1] = \begin{pmatrix} [K_{11}^1] & [K_{12}^1] & [K_{13}^1] & [K_{14}^1] & [K_{15}^1] & [K_{16}^1] & [K_{17}^1] & [K_{18}^1] \\ [K_{21}^1] & [K_{22}^1] & [K_{23}^1] & [K_{24}^1] & [K_{25}^1] & [K_{26}^1] & [K_{27}^1] & [K_{28}^1] \\ [K_{31}^1] & [K_{32}^1] & [K_{33}^1] & [K_{34}^1] & [K_{35}^1] & [K_{36}^1] & [K_{37}^1] & [K_{38}^1] \\ [K_{41}^1] & [K_{42}^1] & [K_{43}^1] & [K_{44}^1] & [K_{45}^1] & [K_{46}^1] & [K_{47}^1] & [K_{48}^1] \\ [K_{51}^1] & [K_{52}^1] & [K_{53}^1] & [K_{54}^1] & [K_{55}^1] & [K_{56}^1] & [K_{57}^1] & [K_{58}^1] \\ [K_{61}^1] & [K_{62}^1] & [K_{63}^1] & [K_{64}^1] & [K_{65}^1] & [K_{66}^1] & [K_{67}^1] & [K_{68}^1] \\ [K_{71}^1] & [K_{72}^1] & [K_{73}^1] & [K_{74}^1] & [K_{75}^1] & [K_{76}^1] & [K_{77}^1] & [K_{78}^1] \\ [K_{81}^1] & [K_{82}^1] & [K_{83}^1] & [K_{84}^1] & [K_{85}^1] & [K_{86}^1] & [K_{87}^1] & [K_{88}^1] \end{pmatrix} \quad (93)$$

Après calcul avec le logiciel MATHCAD 14 nous trouvons les sous-matrices suivantes :

$$\begin{aligned} [K_{11}^1] &= \begin{pmatrix} 10324 & -2894 & -1849 \\ -2894 & 10324 & 1013 \\ -1849 & 1013 & 9527 \end{pmatrix}; [K_{12}^1] = \begin{pmatrix} 12350 & 2894 & -4260 \\ 2894 & 12350 & 1013 \\ -1849 & -2459 & 14927 \end{pmatrix}; [K_{13}^1] = \begin{pmatrix} -4394 & 2894 & -1366 \\ 2894 & -4394 & -145 \\ 2090 & 1591 & -2716 \end{pmatrix}; \\ [K_{14}^1] &= \begin{pmatrix} 4142 & -579 & -788 \\ 579 & -1645 & -145 \\ -257 & -145 & -1173 \end{pmatrix}; [K_{15}^1] = \begin{pmatrix} 2205 & -1447 & -177 \\ -1447 & 2205 & 1447 \\ 980 & -2025 & -3122 \end{pmatrix}; [K_{16}^1] = \begin{pmatrix} -35 & -289 & -113 \\ 289 & -2928 & -1447 \\ 273 & -1447 & -1700 \end{pmatrix}; \\ [K_{17}^1] &= \begin{pmatrix} -2029 & 1447 & 788 \\ 1447 & -2029 & -579 \\ 739 & -579 & -910 \end{pmatrix}; [K_{18}^1] = \begin{pmatrix} -3324 & 289 & -113 \\ -289 & -430 & -1447 \\ 3215 & -1157 & -2754 \end{pmatrix}; [K_{22}^1] = \begin{pmatrix} 12350 & 2894 & -4260 \\ 2894 & 2205 & -2459 \\ -4260 & -2459 & 14928 \end{pmatrix}; \\ [K_{23}^1] &= \begin{pmatrix} -2116 & -579 & -788 \\ 579 & 3671 & -1591 \\ -1672 & -1591 & 6574 \end{pmatrix}; [K_{23}^1] = \begin{pmatrix} 4394 & 2894 & -2009 \\ 2894 & 4394 & -1591 \\ -1768 & 145 & 2716 \end{pmatrix}; [K_{25}^1] = \begin{pmatrix} -1771 & 289 & -305 \\ -289 & -4664 & 2025 \\ 466 & 2025 & -6330 \end{pmatrix}; \\ [K_{26}^1] &= \begin{pmatrix} 1916 & 1447 & -1141 \\ 1447 & 1916 & -2025 \\ 16 & 1447 & -3122 \end{pmatrix}; [K_{27}^1] = \begin{pmatrix} -3613 & -289 & 2781 \\ 289 & -729 & -1157 \\ 2443 & 579 & -3526 \end{pmatrix}; [K_{28}^1] = \begin{pmatrix} -3765 & -1447 & 2138 \\ -1447 & -3765 & 1157 \\ 2283 & 1157 & -5540 \end{pmatrix}; \\ [K_{33}^1] &= \begin{pmatrix} 16613 & -2894 & 5626 \\ -2894 & 2205 & -2459 \\ 5626 & -3906 & 26296 \end{pmatrix}; [K_{34}^1] = \begin{pmatrix} 843 & 579 & -788 \\ -579 & 6630 & -3906 \\ -643 & -434 & 5462 \end{pmatrix}; [K_{35}^1] = \begin{pmatrix} -3765 & 1447 & -2154 \\ 1446 & -3765 & 1157 \\ -2106 & 1157 & -5540 \end{pmatrix}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 [K_{36}^1] &= \begin{pmatrix} -3765 & 1447 & -2154 \\ 1447 & 1916 & 1157 \\ -2106 & 1157 & -5540 \end{pmatrix}; [K_{37}^1] = \begin{pmatrix} 2282 & -1447 & 1704 \\ 1447 & 2282 & 1157 \\ 547 & 868 & -5540 \end{pmatrix}; [K_{38}^1] = \begin{pmatrix} -4163 & -289 & 321 \\ 289 & -7056 & 2604 \\ -643 & 2604 & -12708 \end{pmatrix}; \\
 [K_{44}^1] &= \begin{pmatrix} 10536 & 2894 & 5626 \\ 2894 & 10536 & -3906 \\ 5626 & -3906 & 26296 \end{pmatrix}; [K_{45}^1] = \begin{pmatrix} 3324 & 289 & 2572 \\ -284 & 430 & -579 \\ 2813 & 1157 & 2755 \end{pmatrix}; [K_{46}^1] = \begin{pmatrix} 2029 & 1447 & 611 \\ 1447 & 2029 & 579 \\ 756 & 579 & 910 \end{pmatrix}; \\
 [K_{47}^1] &= \begin{pmatrix} -1045 & -289 & 64 \\ 289 & 1848 & 868 \\ 257 & 868 & -1181 \end{pmatrix}; [K_{48}^1] = \begin{pmatrix} -3150 & -1447 & 225 \\ -1447 & 1848 & -868 \\ 1382 & 2604 & 602 \end{pmatrix}; [K_{38}^1] = \begin{pmatrix} -4163 & -289 & 321 \\ 289 & -7056 & 2604 \\ -643 & 2604 & -12708 \end{pmatrix}; \\
 [K_{55}^1] &= \begin{pmatrix} 11539 & -2894 & 3456 \\ -2894 & 11539 & -2170 \\ 3456 & -2170 & 12767 \end{pmatrix}; [K_{56}^1] = \begin{pmatrix} 1916 & -579 & 1752 \\ 579 & -3872 & 2170 \\ 1463 & -1302 & 1893 \end{pmatrix}; [K_{57}^1] = \begin{pmatrix} -3758 & 2894 & -1270 \\ 2894 & -3758 & 1302 \\ -739 & -434 & -1019 \end{pmatrix}; \\
 [K_{58}^1] &= \begin{pmatrix} -3042 & 579 & -466 \\ -579 & 2745 & -1302 \\ -1029 & -1302 & 4105 \end{pmatrix}; [K_{66}^1] = \begin{pmatrix} 10093 & 2894 & 2009 \\ 2894 & 10093 & 1302 \\ 2009 & -1302 & 8909 \end{pmatrix}; [K_{67}^1] = \begin{pmatrix} -4489 & -579 & -756 \\ 579 & 1298 & 434 \\ -129 & 434 & 247 \end{pmatrix}; \\
 [K_{68}^1] &= \begin{pmatrix} -3758 & -2894 & 321 \\ 289 & -3758 & 2604 \\ -1575 & 1302 & -1019 \end{pmatrix}; [K_{77}^1] = \begin{pmatrix} 9147 & -2894 & 2009 \\ -2894 & 9147 & 434 \\ -1125 & 434 & 6388 \end{pmatrix}; [K_{78}^1] = \begin{pmatrix} 1414 & -579 & -479 \\ 579 & -4373 & -434 \\ -2058 & 3038 & 556 \end{pmatrix}; \\
 [K_{88}^1] &= \begin{pmatrix} 13488 & 2894 & -4019 \\ 2894 & 13487 & -3038 \\ -4019 & -3038 & 17963 \end{pmatrix}
 \end{aligned}$$

En procédant d'une manière analogue, nous pouvons déterminer les matrices de rigidité élémentaire des autres éléments puis faire l'assemblage.

Pour un système discret :

$$[K]\{U_n\} = \{F_n\} \quad (94)$$

$[K]$: matrice de rigidité globale de l'ensemble ;

$\{U_n\}$: déplacement nodal ;

$\{F_n\}$: forces nodales.

Cette fois ci, nous ne ferons pas l'assemblage car le calcul sera trop long. Cependant, nous donnerons immédiatement les résultats à partir du logiciel ROBOBAT 2009.

Remarque :

La force volumique est donnée par la relation suivante : $\{F_v\} = \iiint [N]^T \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\rho g \end{Bmatrix} \det J d\xi d\eta d\zeta$

XVII.2.4. Résultats avec le logiciel ROBOBAT 2009

Après assemblage avec le logiciel ROBOBAT 2009 nous pouvons obtenir la cartographie de contrainte suivante :

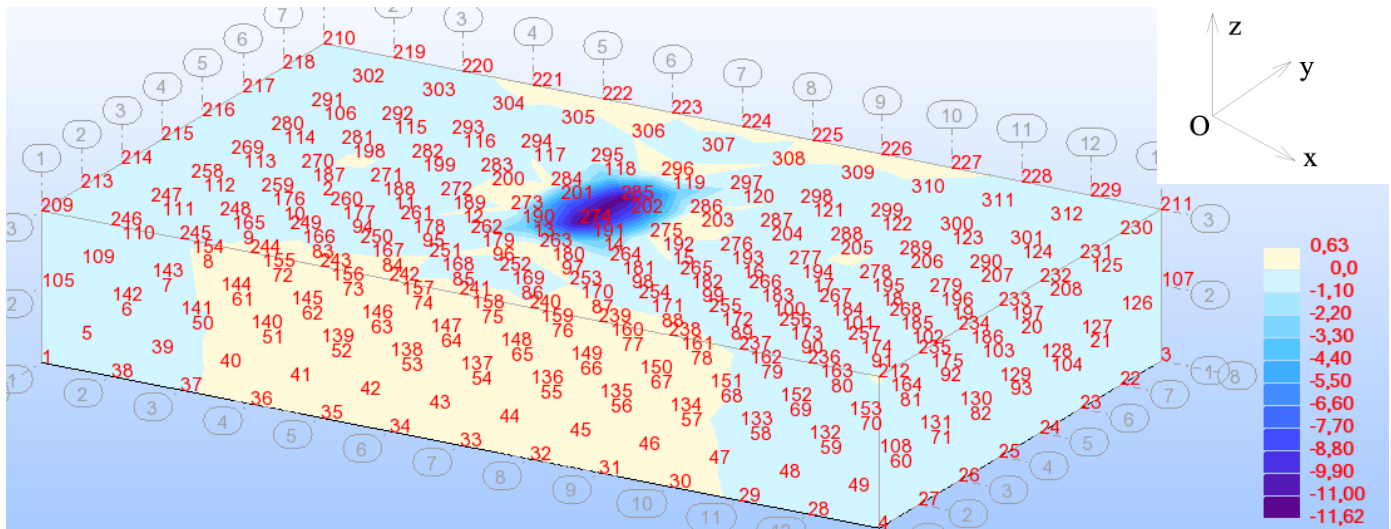


Figure 79 : Cartographie des contraintes σ_{zz} en MPa

Les cartographies des contraintes suivant xx et yy sont données à l'**Annexe M**

XVII.2.5. Détermination des armatures

C'est la compression suivant z qui nous intéresse pour la résistance de la semelle. Nous déterminons la section des armatures en considérant la compression moyenne connue (=24,00 MPa).

La limite de compression du béton est égale à **2,1 MPa**, donc une compression égale à 3,00 MPa doit être absorbée par les aciers à mettre en place. La compression de la semelle règne sur une surface de **11,83 m²**.

La section des armatures à mettre en place est donc estimée à **82 HA 40**.

Le ratio pour la semelle est égale à **50 kg/m³**.

CHAPITRE XVIII : CONSTRUCTION ET ENTRETIEN DE L'OUVRAGE

XVIII.1. Technologie et phase de la construction

Le pont à étudier est un pont construit par encorbellement successif dont les voussoirs sont coulés en place. La précontrainte est exécutée par post-tension. En procédant de façon symétrique par rapport à la pile centrale, les grandes étapes de construction sont résumées comme suit :

Phase 1 : Edification des piles et des culés ;

Phase 2 : Exécution des voussoirs sur pile ;

Phase 3 : Construction des fléaux ;

Phase 4 : Coulage des parties sur cintre ;

Phase 5 : Clavage au droit des travées centrales ;

Phase 6 : Décintrement et enlèvement des équipages mobiles.

Nous exposerons chaque de construction par la figure suivante :

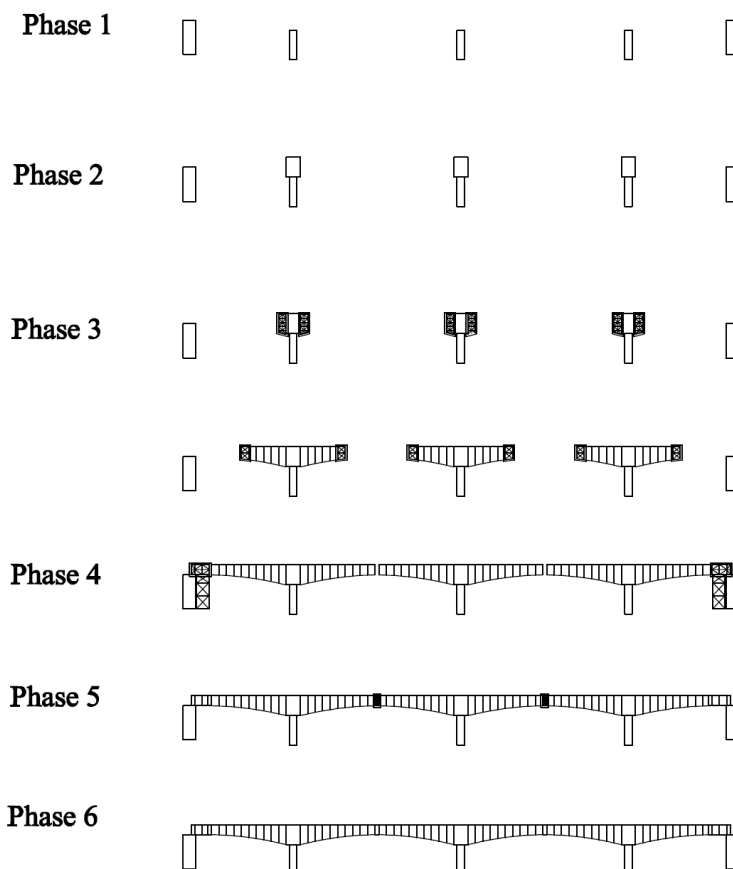
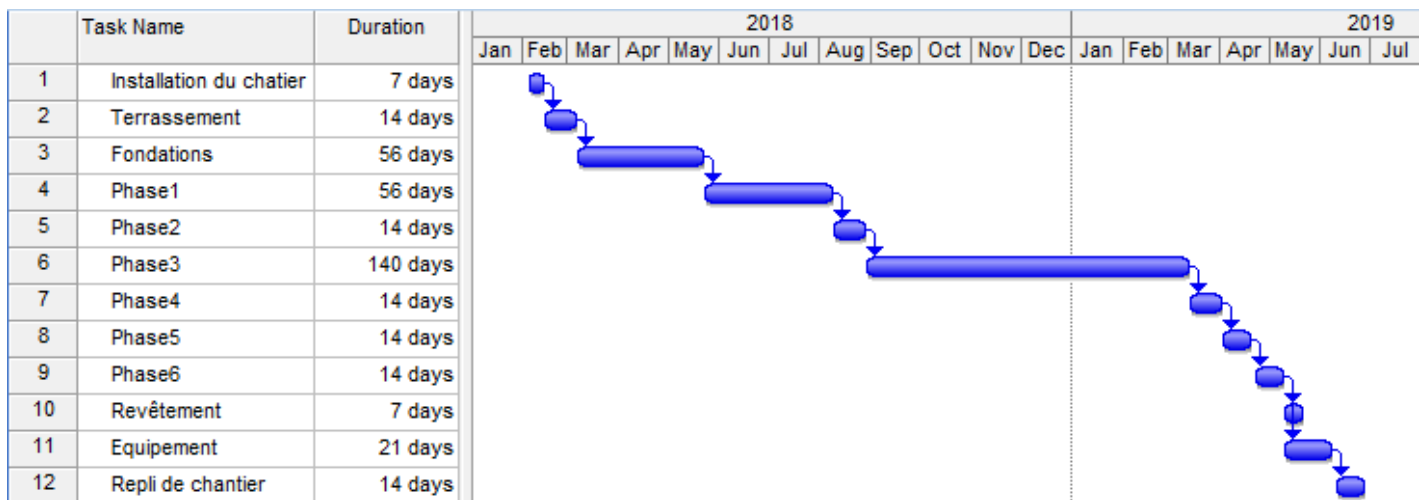


Figure 80 : Schématisation des grandes étapes de construction

XVIII.2. Planning d'exécution des travaux

Le planning d'exécution des travaux est présenté par le diagramme suivant :



Remarque :

- Les ouvrage de même nature (fondations des piles, des culées et des fléaux) se font en parallèle ;
- L'exécution des voussoirs sur pile dure 28 jours afin d'avoir une bonne résistance au droit de ceux-ci pour les passages des câbles de fléau ;
- La construction des fléaux (phase 3) se déroule en 10 étapes correspondant aux 10 voussoirs de part et d'autre des voussoirs sur pile. Chaque étape dure une semaine, c'est-à-dire que l'enfilage des câbles se fait à 14 jours de l'âge du béton.

La durée totale estimée pour la réalisation est environ **17 mois**.

XVIII.3. L'ajout ou la substitution de précontrainte

Il existe des calculs de réparation des ouvrages d'art en béton précontraint mais cette fois ci, c'est la procédure de l'entretien qui nous intéresse.

La technique de réparation la plus couramment utilisée consiste à rajouter la précontrainte ou à remplacer la précontrainte initiale. Dans ce dernier cas, la précontrainte initiale doit être démontée, ce qui est très délicat en particulier pour des câbles intérieurs au béton. Il faut noter que ces techniques sont également utilisées pour le renforcement d'ouvrages.

CHAPITRE XIX : ESTIMATION DU COUT DU PROJET

A Madagascar, il n'y a qu'un seul pont construit par encorbellement successif, celui de Sofia. Donc, un tel ouvrage est trouvé rarement à Madagascar. Son exécution exige une grande entreprise qui n'existe pas probablement dans notre pays. Notre étude est alors basée sur une estimation rationnelle du coût du projet.

XIX.1. Devis quantitatif

Les quantités de matériaux de chaque élément de l'ouvrage sont données par le tableau suivant :

Tableau 42 : Devis quantitatif des matériaux

Désignation	Dosage [kg/m ³]	Volume [m ³]	Ratio [kg/m ³]	Acier [kg]
Pieux	350	372	60	22230
Semelle sous la pile	350	329	50	16450
Culée	400	630	80	50400
piles	400	659	80	52709
Voussoirs sur pile	450	230	140	32164
Voussoirs courants	450	2000	150	300000

L'ensemble de l'ouvrage consomme approximativement **4 300 m³** et **480 000 kg** d'acier.

XIX.2. Devis estimatif

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$K = \frac{(1 + fg) \times (1 + fc)}{(1 - ba) \times (1 + t)} \quad (95)$$

Où fg, fc, ba et t désignent respectivement les pourcentages des FG (Frais Généraux), FC (Frais de Chantier), BA (Bénéfice et Aléas) et le TVA. Le tableau suivant détaille les valeurs de ces coefficients.

Tableau 43 : Valeurs des coefficients pour le calcul de K

Origine des frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie des frais	Indice de composition [%]	Pourcentage total [%]
Frais généraux proportionnels aux déboursés "FG"	Frais d'agence et patente	4	25
	Frais de chantier	13	
	Frais d'étude de laboratoire	3	
	Frais d'exploitation	3	
	Assurance	2	
Frais proportionnels aux dépenses indirectes de chantier "FC"	Frais de chantier (grue, central béton, cintre de bétonnage...)	12	12
Bénéfice brut et frais financiers proportionnel aux prix de revient avec TVA "BA"	Bénéfice net et impôt sur le bénéfice	23	30
	Aléas techniques	4	
	Aléas de révision de prix	3	

Après calcul, nous trouvons **K = 1,66**

Cette valeur de K correspond bien à l'envergure du projet.

XIX.3. Sous détail de prix

Nous ne donnerons sur ce paragraphe que le sous détails de prix du béton Q400. Les autres sont présentés à l'**Annexe J**.

Partie IV : ETUDE SUPPLEMENTAIRE/ CHAPITRE XIX : ESTIMATION DU COUT DU PROJET

Prix N°	1									
Désignation	Béton Q350									
Rendement R	20	m3/j	K	1,66						
Composante des prix			Déboursé unitaire				Part de déboursé			TOTAL [Ar]
Désignation		U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Main d'œuvre	Matériaux	Matériels	
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	h	8	900,00	7 200,00			
	Chef labo	Hj	1	h	1	11 000,00	11 000,00			
	Opérateur labo	Hj	1	h	8	800,00	6 400,00			
	Chef de chantier	Hj	2	h	1	1 050,00	2 100,00			
	Chef d'équipe	Hj	1	h	8	950,00	7 600,00			
	Ouvrier spécialisé	Hj	1	h	8	900,00	7 200,00			
	Manœuvre	Hj	10	h	8	600,00	48 000,00			
Total Main d'œuvre										89 500,00
Matériaux	Ciment	kg	350	kg	7000	570,00		3 990 000,00		
	Gravillon	m³	0,85	m³	17	36 000,00		612 000,00		
	Sable	m³	0,45	m³	9	14 000,00		126 000,00		
	Eau	L	180	L	3600	15,00		54 000,00		
Total Matériaux										4 782 000,00
Matériels	Outillage	Fft	1	Fft	1	100000,00			100 000,00	
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	56 000,00			336 000,00	
	Bétonnière	Mj	1	j	1	110 000,00			110 000,00	
	Camion benne	Mj	1	j	1	135 000,00			135 000,00	
Total Matériels										681 000,00
							Déboursé Sec DS		5 552 500,00	
							$PVHT = K \times \left(\frac{DS}{R} \right)$		460 857,50	
							Arrondi		461 000,00	

XIX.4. Estimation globale du coût des travaux

Le coût du projet que nous donnerons reste une estimation approximative et globale. Le tableau suivant nous montre les détails pour chaque nature des ouvrages :

Tableau 44 : Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
1	INSTALLATION ET REPLI DU CHANTIER				
1.1	Installation du chantier	Fft	1	740 000 000,00	740 000 000,00
1.2	Repli du chantier	Fft	1	312 000 000,00	312 000 000,00
2	TERRASSEMENT				
2.1	Remblai d'accès	m ³	1564	35 000,00	54 740 000,00
2.2	Fouille pour semelle	m ³	257	29 000,00	7 453 000,00
2.3	Forage pour pieux	ml	50	60 000,00	3 000 000,00
3	SUPERSTRUCTURE				
3.1	Enfilage des câbles	m	4450	3 250 000,00	14 462 500 000,00
3.2	Revêtement	m ³	75,6	1 200 000,00	90 720 000,00
3.3	Béton Q450	m ³	2230	555 500,00	1 238 765 000,00
3.4	Acier HA	kg	332164	5 800,00	1 926 551 200,00
3.5	Appareil d'appui	U	10	600 000,00	6 000 000,00
3.7	Cale provisoire	U	18	40 000,00	720 000,00
4	INFRASTRUCTURE				
4.1	Béton Q400	m ³	1289	510 000,00	657 390 000,00
4.2	Béton Q350	m ³	701	461 000,00	323 161 000,00
4.3	Aceir HA	kg	141879	5 800,00	822 898 200,00
5	EQUIPEMENTS				
5.1	Garde-corps	ml	540	130 000,00	70 200 000,00
5.2	Dispositifs de retenue	ml	1080	100 000,00	108 000 000,00
5.3	Ancrage	U	1120	1 000 000,00	1 120 000 000,00
5.4	Autres (Signalisation,...)	Fft	1	2 500 000,00	2 500 000,00
				TOTAL HTVA	21 946 598 400,00
				TVA (20%)	4 389 319 680,00
				TOTAL TTC	26 335 918 080,00

Arrêté le présent devis à la somme de « **VINGT SIX MILLIARD TROIS CENT TRENTE CINQ MILLION NEUF CENT DIX HUIT MILLE QUATRE VINGT ARIARY** » (Ar **26 335 918 080,00**) y compris une TVA de 20 % est de

QUATRE MILLIARD TROIS CENT QUATRE VINGT NEUF MILLION TROIS CENT DIX NEUF MILLE SIX CENT QUATRE VINGT (Ar 4 389 319 680,00)

Soit **Ar 97 540 437,33** par mètre linéaire de l'ouvrage.

XIX.5. Etude de la rentabilité du projet

L'investissement pour un projet est considéré rentable si le flux de recette qu'il rapporte est supérieur à la dépense qu'il représente. Les paramètres nécessaires pour le choix d'investissement sont :

- La Valeur Actuelle Nette ou la VAN ;
- Le Taux de Rentabilité Interne ou le TRI ;
- Le Délai de Récupération du Capital Investi ou le DRCI ;
- L'Indice de Profitabilité ou l'IP.

Un projet est rentable si :

- la VAN est positive ou nulle ;
- le TIR est supérieur ou égal aux taux d'actualisation ;
- l'IP est supérieur à 1.

XIX.5.1. Détermination de la VAN

La VAN est donné par la formule suivante :

$$VAN = \sum_{p=1}^n F_p (1 + r)^{-p} - I \quad (96)$$

F_p : flux net de trésorerie de la période p ;

I : capital investi (coût du projet) ;

n : durée de vie du projet étant prise égale à 25 ans ;

r : Le taux d'actualisation (= 12%).

$$F_p = R_n + A \quad (97)$$

R_n = **Recette – Dépense** : bénéfice nette ;

A : Amortissement.

a. Recette

D'après les résultats, recueillis auprès de la Région Maevatanana, les recettes totales annuelles minimales de la Région sont évaluées à **Ar 2 280 440 000,00**.

Nous estimons que le taux de croissance du revenu annuel de la Région est de 5%.

b. Dépense

Afin d'assurer la pérennité d'un ouvrage routier, des entretiens périodiques sont nécessaires. Pour un ouvrage de franchissement en Béton Précontraint construit par encorbellement successif, nous estimons qu'il nécessite un entretien à partir de la dixième année. Le coût de la recette du projet est évalué à 10%, avec un taux d'accroissement de 3% tous les 5 ans.

c. Amortissement

Le taux d'amortissement est évalué à $t = 4\%$

Donc, $A = I \times t = 1\,053\,436\,723,20 \text{ Ar}$

D'après le flux actualisé de l'annexe K nous avons :

$$\text{VAN} = 692\,994\,957,04 \text{ Ar}$$

XIX.5.2. Indice de Profitabilité

L'indice de profitabilité IP est égal à la somme de flux actualisés rapportée à l'investissement initial. Il permet de donner une indication sur la création de valeur et est donné par la formule suivante :

$$\text{IP} = 1 + \frac{\text{VAN}}{I} \quad (98)$$

Après calcul, nous trouvons : $\text{IP} = 1,026$

Donc, l'investissement génère 1,026 Ar par Ariary investit et crée 0,026 Ar par Ariary investit.

XIX.5.3. Détermination du Taux Interne de Rentabilité

Le TIR est caractérisé par l'équation suivante :

$$\sum_{p=1}^n F_p(1+r)^{-p} - I = 0 \quad (99)$$

D'après le théorème des valeurs intermédiaires, le TIR se trouve entre deux valeurs de VAN positive et négative. En faisant une interpolation linéaire, nous avons :

Nous avons : $\text{TIR} = 24,7\%$

XIX.5.4. Délai de Récupération du Capital Investi

Le DRCI correspond au nombre de périodes au bout duquel le capital investi a pu être récupéré.

D'après l'Annexe K, l'investissement initial étant de Ar 26 335 918 080,00, le délai de récupération se situe entre 23 et 24 années.

DRCI = 23,44 ans Soit DRCI = 23 ans 5 mois 9 jours

CHAPITRE XX : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Ce chapitre concerne l'étude environnementale visant à s'assurer que la réalisation du projet de construction du pont répond au cadre de gestion environnementale. L'étude consiste à analyser les aboutissements du projet sur l'environnement et à proposer des mesures constructives ou autres, destinées à atténuer ou à compenser ces impacts.

XX.1. Impacts négatifs

XX.1.1. Pollution de l'eau

Les huiles de vidange, lorsqu'ils ne sont pas stockés ou disposés dans des conditions correctes, présentent des effets polluants et peuvent contaminer l'eau. La circulation des camions de transport des matériaux ou d'autres engins durant les travaux est susceptible de générer toute sorte de pollution émanant des échappements, des lubrifiants et des carburés.

XX.1.2. Pollution de l'air

La pollution de l'air peut résulter de la présence en grande quantité de poussières générées par le déplacement des matériaux et des engins. De même, des odeurs désagréables sont produites par le rejet d'huiles de vidanges ou d'autres substances polluantes.

XX.1.3. Pollution des sols

L'échappement des lubrifiants et des hydrocarbures par les engins du chantier peut provoquer la destruction et la diminution de la couverture du sol en altérant sa qualité du point de vue fertilité.

XX.1.4. Bruit

Le fonctionnement de certains engins et des autres matériels du chantier provoque un tel type de pollution. Mais surtout, les avertissements sonores et les bruits des moteurs pourront avoir certains impacts sur l'environnement.

XX.2. Impacts positifs

XX.2.1. Sur le plan économique

Les secteurs de développement comme : l'agriculture, le commerce et l'industrie vont exploiter la réalisation de ce projet car ceci défendrait les échanges de produits agricoles et servirait leur accès au marché.

Du point de vue transport, les circulations rapides des produits se traduisent par un bon rendement au niveau des opérations économiques.

Pour les producteurs, la modération des coûts de transport des marchandises augmenterait leur rentabilité. Au niveau des consommateurs, cela se traduirait par la baisse de prix.

XX.2.2. Sur le plan Social

L'état du pont après sa reconstruction apporte un développement sur le transport. Celui-ci offre l'accès des habitants aux soins, l'évacuation des malades en cas d'urgence. Il permettrait aux organismes privés ou services publics de multiplier les séances de sensibilisation face aux problèmes de tous genres.

XX.3. Mesures d'atténuation

XX.3.1. Sur le milieu humain

Une campagne d'information doit être mise en œuvre, afin de prévenir les riverains des éventuelles désordres, voire des dangers, liés au fonctionnement des engins du chantier.

Une cellule de vigilance devrait être constituée pour contrôler et surveiller les zones environnantes et pour assurer la sécurité des personnes aux alentours.

XX.3.2. Sur le milieu physique

La sensibilisation des usagers ainsi que de la population doivent être nécessaire sur toute sorte de pollution. De telle sensibilisation devrait notamment permettre aux passants de prendre conscience des dangers que peut provoquer l'émission d'odeurs désagréables lors de travaux.

L'humidification du sol pourra atténuer les effets des poussières

La maîtrise de tous les bruits gênants commence par le lancement des consignes aux chauffeurs de limiter au maximum l'avertisseur sonore.

Conclusion :

Le projet apporte un grand impact positif pour les gens qui en dépend, surtout sur l'économie de l'Etat du fait de la circulation rapide des biens. Néanmoins, la pollution pendant la phase

de construction produit un écroulement autour de son environnement. Des mesures sont prises pour atténuer les éventuels impacts négatifs.

CONCLUSION GENERALE

Dans le temps, les échanges des biens évoluent, l'intensité du trafic circulant sur la RN4 ne cesse d'augmenter. Cependant, les dégradations du pont de Kamoro s'aggravent en atteignant l'état critique. Les travaux d'entretien, actuellement, menés par le Ministère des Travaux Publics peuvent être raisonnable mais ceux-ci ne restent qu'une solution à court terme. Donc, ce projet de reconstruction intègre bien sur cette situation.

Notre étude s'est essentiellement articulée sur la détermination des câblages de technologie mixte en vérifiant les contraintes sur les fibres du tablier. Pour cela, le calcul des câbles d'éclisses et de continuité extérieure est assez compliqué du fait de l'effet hyperstatique et de la géométrie variable de la structure. Nous avons vu également que le tablier en forme de caisson est très sensible à la torsion. Une telle forme de tablier nécessite une vérification vis-à-vis de la torsion comme nous avons fait, mais cette vérification n'est qu'un modèle simplifié. L'utilisation de la méthode des éléments finis appliquée à la semelle nous a permis de déterminer l'état de contrainte de celle-ci avec estimation de la quantité des armatures à mettre en place.

Malheureusement, le coût d'un tel projet de grande envergure, l'absence des grandes entreprises ayant la capacité de la réaliser sont des obstacles pour la réalisation de cet ouvrage à Madagascar. Donc, la capacité des ingénieurs malgaches à concevoir ce type d'ouvrage ne reste qu'une connaissance seulement.

Du point de vue modélisation et analyse de structure, notre étude ne présente plus beaucoup de précision. Pour avoir des résultats optimisés, l'étude de l'ensemble basé totalement sur la méthode des éléments finis serait adéquate en faisant simuler le modèle avec les logiciels PCP, TS1,...

BIBLIOGRAPHIE

Conception et calcul de l'ouvrage :

[1] BERNARD-GELY Anne et CALGARO Jean-Armand, *Conception des ponts*. Presses de l'ENPC, 1994, 345 p.

[2] CALGARO Jean-Armand et VIRLOGEUX Michel, *Projet et construction des ponts - Analyse structurale des tabliers de ponts*. Presses de l'ENPC, 2^{ème} édition, 1994, 349 p.

[3] MOUGIN Jean-Pierre, *Cours de béton armé B.A.E.L. 91 : Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments*. Eyrolles, 1992, 268 p.

[4] SETRA *Guide de conception ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. RÉPUBLIQUE FRANÇAISE Ministère de l'Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer. Juin 2003, p 276

[5] Jean PERCHAT et Jean Roux, *Pratique du BAEL 91 : Cours avec exercices corrigés*. Eyrolles, Mars 2001

[6] Règles BPEL 91 (DTU P18-703) (avril 1992) : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint selon les méthodes des états limites*. CD-DTU V2 - Edition 150 - Décembre 2007

[7] Henri THONIER : *Le Béton Précontraint aux états limite*. Presses de l'ENPC 1985

Cours et références normes :

Cours dispensés à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

Recueils des normes : Eurocode 0, Eurocode 1 et Eurocode 7

WEBOGRAPHIE

www.banque-pdf.com

www.cours-genie-civil.com

www.freyssinet.fr

ANNEXES

Annexe A : Calculs hydrauliques

Année	Pluie maximale journalière H[mm]	Rang	Année	H[m]	$(H_i - \bar{H})^2$
1985	814,2	1	1985	814,2	94765,4656
2002	805,7	2	2002	805,7	89604,4356
1984	750	3	1984	750	59360,4496
1991	741,4	4	1991	741,4	55243,8016
2003	712,2	5	2003	712,2	42370,1056
2001	673,8	6	2001	673,8	28036,1536
1997	649,2	7	1997	649,2	20403,2656
1994	591,7	8	1994	591,7	7282,9156
1982	532,4	9	1982	532,4	678,0816
1986	523,5	10	1986	523,5	293,7796
2004	489,6	11	2004	489,6	280,8976
1996	458,1	12	1996	458,1	2329,0276
1992	434,6	13	1992	434,6	5149,4976
2005	432,6	14	2005	432,6	5440,5376
1988	430,9	15	1988	430,9	5694,2116
1998	392,7	16	1998	392,7	12918,5956
1993	390,2	17	1993	390,2	13493,1456
1995	389,8	18	1995	389,8	13586,2336
2006	379,6	19	2006	379,6	16068,0976
1989	377,2	20	1989	377,2	16682,3056
1983	370,9	21	1983	370,9	18349,4116
1990	369,7	22	1990	369,7	18675,9556
2000	346,6	23	2000	346,6	25523,2576
1987	307,6	24	1987	307,6	39505,5376
1999	294,8	25	1999	294,8	44757,6336
$\sum H_i$		12659,0	$\sum (H_i - \bar{H})^2$		636492,8
$\bar{H} = \frac{\sum H_i}{N}$		506,36	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (H_i - \bar{H})^2}{N - 1}}$		162,9
LOI DE GUMBEL					
La fonction de repartition s'écrit :		$F(H) = e^{-e^{-u}}$ où $u = \alpha(H - H_0) = -\ln(-\ln F)$			
Les paramètres d'ajustement sont données par le tableau suivant :					
$\alpha = \frac{1}{0,780\sigma}$		0,0079			
$H_0 = \bar{H} - 0,45\sigma$		433,08			

$$F = 1 - \frac{1}{P}$$

F désigne la fréquence de non-dépassement et P la période de retour

1- Les pluies maximales journalière pour les période de retour P

P [ans]	$F = 1 - \frac{1}{P}$	$u = -\ln(-\ln F)$	$H(24, P) = \frac{u}{\alpha} + H_0$
25	0,96	3,199	839,4
50	0,98	3,902	928,7
100	0,99	4,600	1017,4

2- Vérification de l'ajustement par le test χ^2

La fonction de répartition s'écrit : $F(H) = e^{-e^{-\alpha(H-H_0)}}$

En divisant l'échantillon en cinq classe :

N° de classe	Borne x_i	Nombre expérimentale n_i
1	> 710	5
2	520 à 710	5
3	430 à 520	5
4	375 à 430	5
5	< 375	5

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

Selon la fonction de répartition de Gumbel, le nombre théorique v_i des valeurs contenues dans chaque classe est donné par le tableau suivant :

Classe	x_i	$F(x_i)$	$F(x_i) - F(x_{i-1})$	v_i	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
	$+\infty$	1			
1			0,107	2,672	2,0284
	710	0,893			
2			0,289	7,232	0,6888
	520	0,604			
3			0,245	6,122	0,2056
	430	0,359			
4			0,153	3,823	0,3623
	375	0,206			
5			0,206	5,151	0,0044
	0	0,000			
				χ^2	3,290

Puisque la repartition dépend beaucoup du nombre de degré de liberté $\lambda = k - 1 - p$
Où k le nombre de classe ($k = 5$) et p le nombre des paramètres ($p = 2$), donc $\lambda = 2$

L'ajustement est satisfait si la probabilité est supérieure à 0,05

En utilisant les tables de Pearson, la probabilité de dépassement $\alpha(\chi^2) = 0,195 > 0,05$

D'où la condition ci-dessus est satisfaite

3- Calcul des débits correspondant Q(24,P)

Les caractéristiques du bassin versant sont données par le tableau suivant :

Surface [km ²]	11210,127
Périmètre [km]	677,0658
Côte maximale $Z_{\max}$ [m]	1487
Côte minimale $Z_{\min}$ [m]	83
Dénivelé $\Delta H = Z_{\max} - Z_{\min}$	1404
Coefficient de forme $K = \frac{P}{\sqrt{4\pi S}}$	1,804
Long $L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$	304,216
Largeur en [km] $l = \frac{S}{L}$	36,849
Pente moyenne en [m/km] $I = \frac{\Delta H}{L}$	4,615

Formule SOMEAH pour un bassin versant de surface > 150 km²

$$Q(P) = 0,009.S^{0,5}.I^{0,32}[H(24,P)]^{1,39}$$

Le débit de période de retour P est donné par le tableau ci-dessous :

P[ans]	H(24,P)[mm]	Q(P) [m ³ /s]
10	839,4	18025,21
50	928,7	20746,49
100	1017,4	23550,71

4- Intervalle de confiance selon la loi de Gumbel

Pour avoir plus de sécurité, on se réfère au degré de confiance 95%

La valeur du débit de crue est donnée par la formule $Q - K_2 \cdot \sigma < Q_c < Q + K_1 \cdot \sigma$

K_1 et K_2 sont données par les graphiques dépendant d'essai de confiance fixé à 95% et de la taille de l'échantillon $N=25$

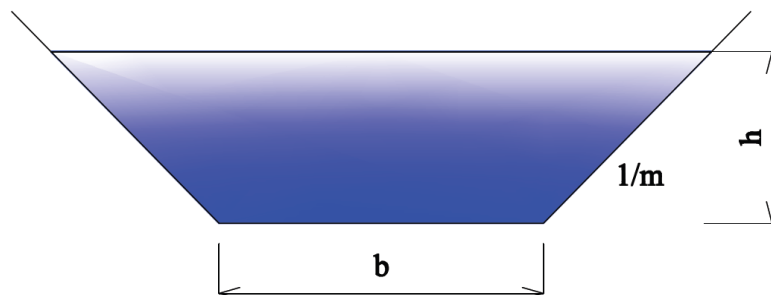
L'écart -type σ quadratique du débit est :		1844,9155				
P	K_1	K_2	$K_1\sigma$	$K_2\sigma$	Q_c	$Q(P)$
25	1,54	0,90	2841,170	1660,424	$16364,784 < Q_c < 20866,378$	18025,21
50	1,80	1,08	3320,848	1992,509	$18753,977 < Q_c < 24067,334$	20746,49
100	2,06	1,29	3800,526	2379,941	$21170,769 < Q_c < 27351,236$	23550,71
					$Q - K_2\sigma$	$Q + K_1\sigma$
					16364,784	20866,378
					18753,977	24067,334
					21170,769	27351,236

Puisque la double inégalité de confiance est vérifiée alors on ait totalement en sécurité

5- Détermination de la hauteur d'eau normale h

Pour être en sécurité totale, on prend comme valeur du débit de crue pour une période de retour de 100 ans et sa valeur est égale à $Q_{100} = 23550,71 \text{ [m}^3/\text{s]}$

On utilise la formule de Manning Strickler pour calculer la hauteur normale d'eau en assimilant le profil en travers de la rivière comme indique la figure ci-dessous :



Les caractéristiques de la section de la rivière sont :

Rayon hydraulique	$R = \frac{S}{P}$	Périmètre mouillée	$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
Section mouillée	$S = h(b + mh)$		

Les caractéristiques de la rivière sont données par le tableau suivant :

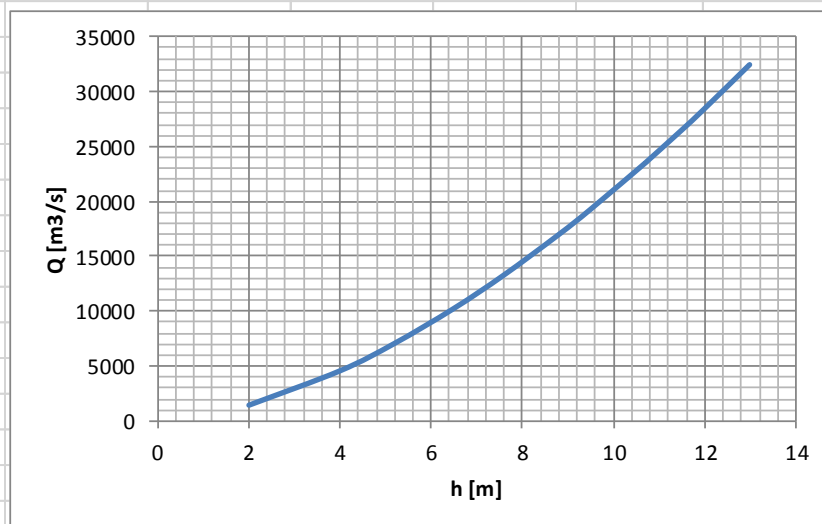
Fruit [m]	1
Largeur au plafond [m]	231
Pente moyenne [m/m]	0,004615
Coefficient de rugosité k	29

Le coefficient de rugosité k est choisi en tenant compte l'état de berge

6- Tableau de variation de Q et courbe de tarage

h [m]	P [m]	S [m ²]	R[m]	Q [m ³ /s]
2	236,66	466	1,97	1442,274
4	242,31	940	3,88	4572,057
5,2	245,71	1228,24	5,00	7074,188
6,5	249,38	1543,75	6,19	10253,34
7,6	252,50	1813,36	7,18	13298,04
8,8	255,89	2110,24	8,25	16969,45
9,5	257,87	2284,75	8,86	19272,93
10,716	261,31	2590,23	9,91	23547,45
10,717	261,31	2590,48	9,91	23551,11
11,5	263,53	2788,75	10,58	26481,94
12	264,94	2916	11,01	28424,76
13	267,77	3172	11,85	32473,69
10,72	261,32	2591,2384		

346677,395



On peut prendre comme hauteur normale h d'eau 10,72

La vitesse d'écoulement en [m/s] est égale à 9,09

Annexe B : Les différentes valeurs du coefficient de rugosité K

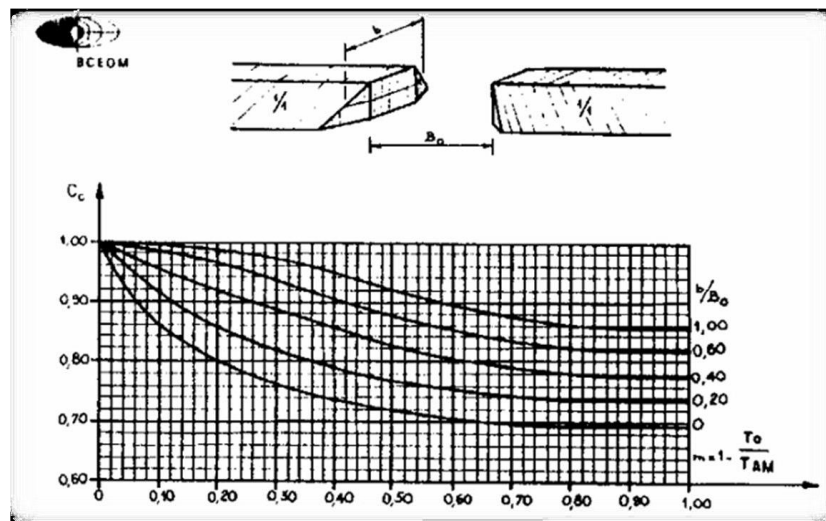
VALEURS DU COEFFICIENT DE RUGOSITÉ K DE LA FORMULE DE MANNING

(d'après R. E. HORTON, 1916, cité par M. CARLIER, 1972)

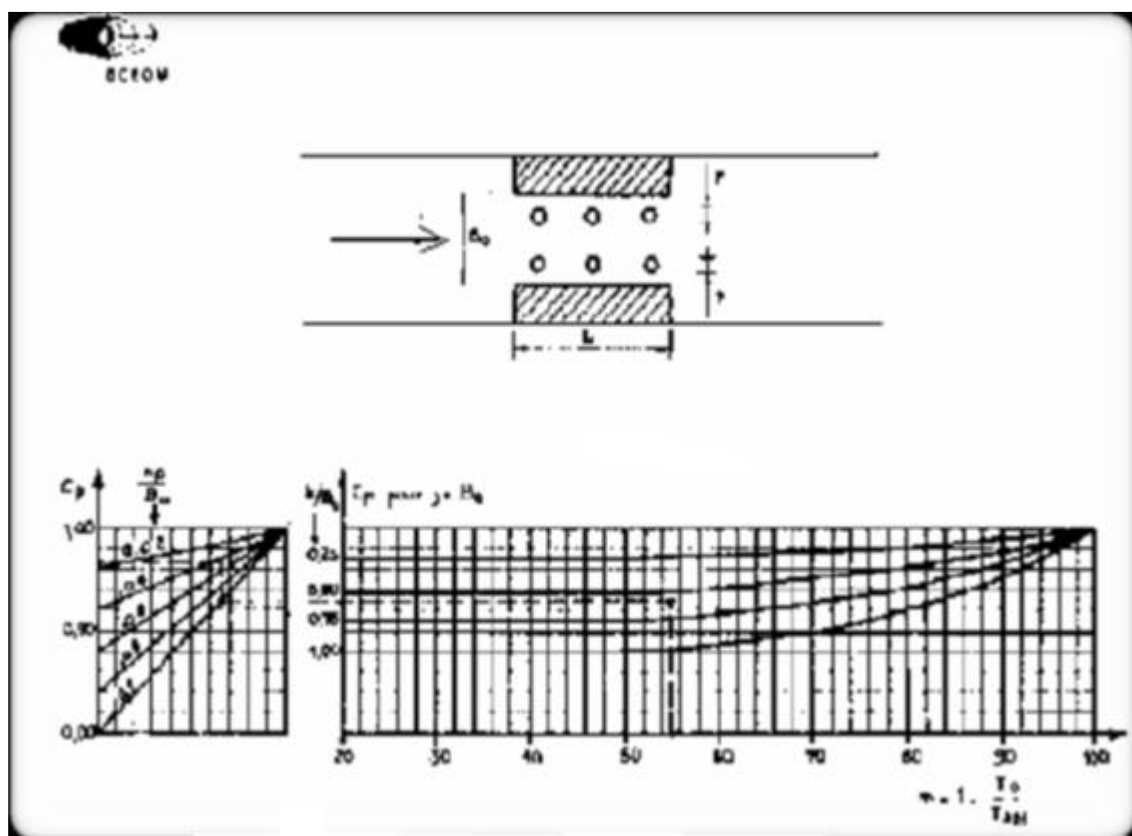
	Etats des berges et du fond			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
<i>A. Canaux artificiels</i>				
Canaux et fossés en terre, droits et uniformes.....	59	50	44	40
Canaux et fossés avec pierres, lisses et uniformes.....	40	33	30	29
Canaux et fossés avec pierres, rugueux et irréguliers.....	29	25	22	—
Canaux en terre à larges méandres.....	44	40	36	33
Canaux en terre dragués.....	40	36	33	30
Canaux avec lits de pierres rugueuses, herbes sur les rives de terre.....	40	33	29	25
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres.....	36	33	30	29
<i>B. Cours d'eau naturels</i>				
1) Propres, rives en ligne droite, l'eau au niveau le plus haut, sans gué ou fosse profonde.....	40	36	33	30
2) Le même que (1) mais avec quelques herbes et pierres.....	33	30	29	25
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres.....	29	25	22	20
4) Le même que (3), l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles.....	25	22	20	18
5) Le même que (3) avec quelques herbes et pierres.....	30	29	25	22
6) Le même que (4) avec pierres.....	22	20	18	17
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes.....	20	17	14	13
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes.....	13	10	8	7

Annexe C : Abaques

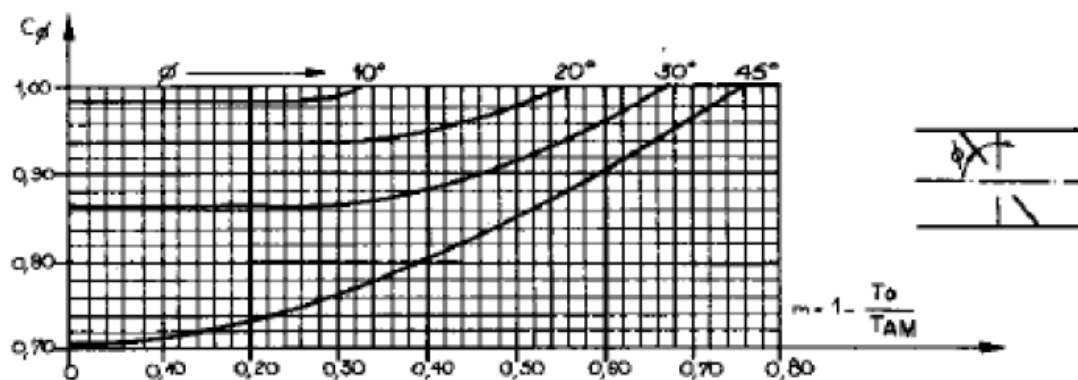
ANNEXE C1 : Influence de la contraction sur le coefficient de débit



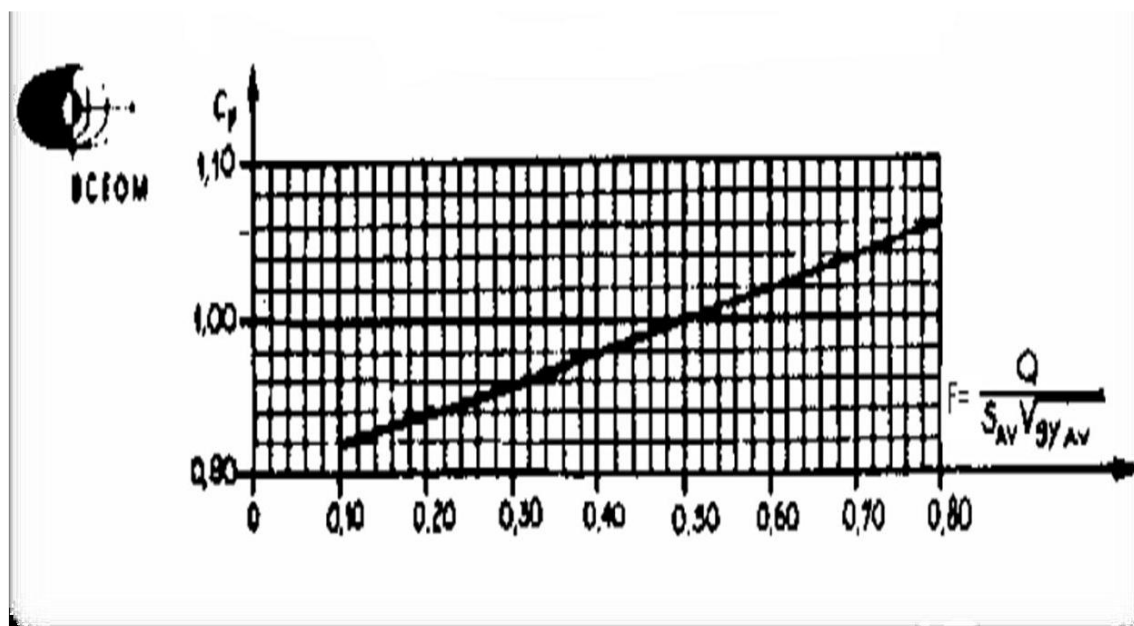
Annexe C2 : Influence des piles rondes sur le coefficient de débit



Annexe C3 : Influence de biais sur le coefficient de débit



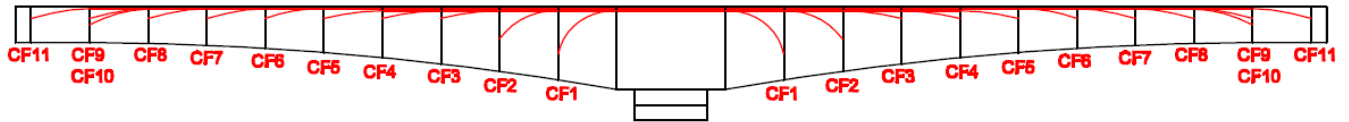
Annexe C4 : Influence du nombre de Froude sur le coefficient de débit



Annexe D : Câblage de l'ouvrage

Annexe D1 : Allure des câbles de fléau

CABLES DE FLEAU

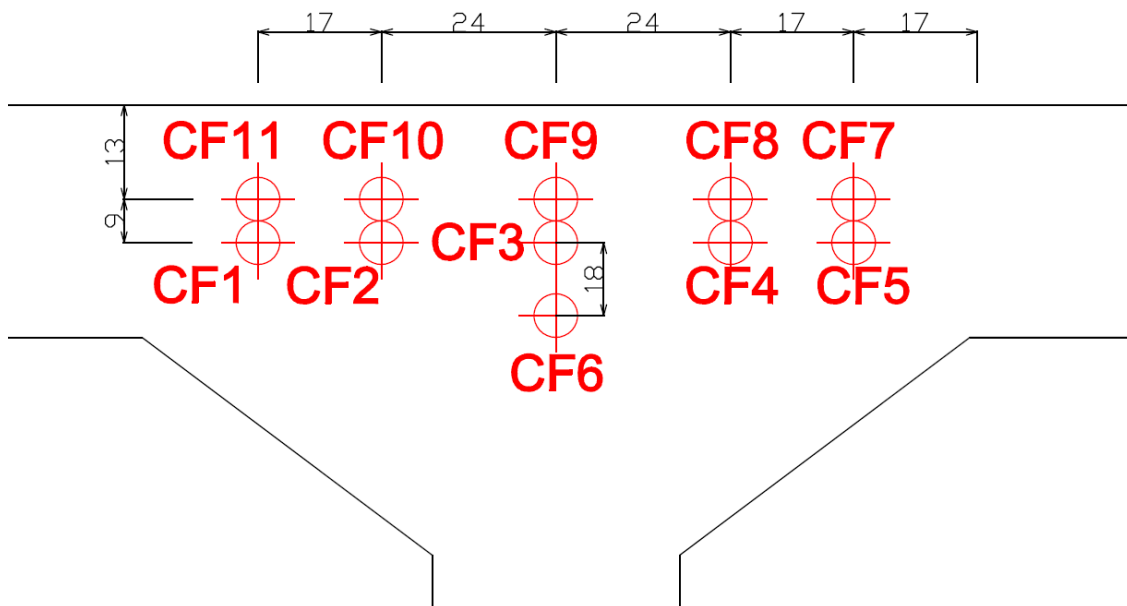


Légende:

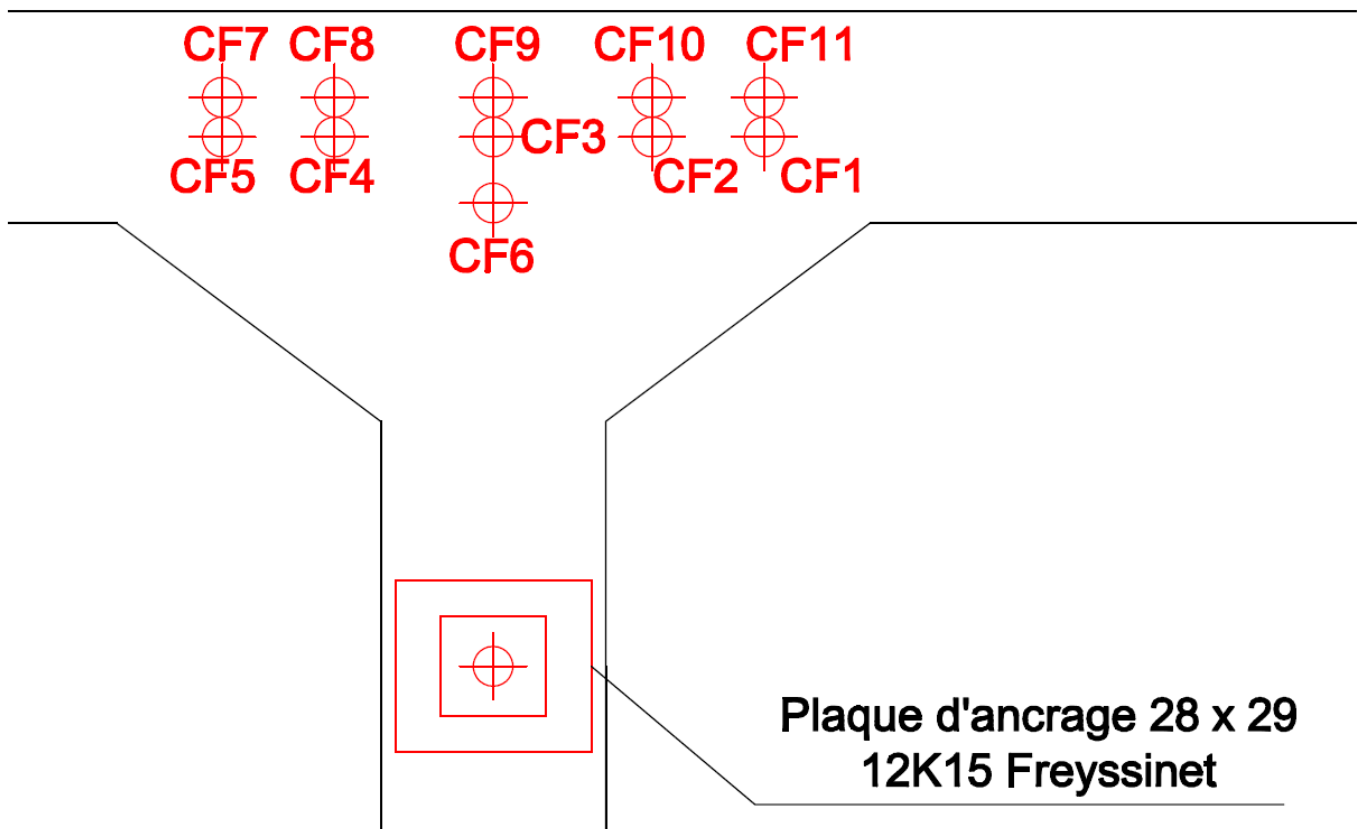
- Limite des voussoirs
- Câbles de fléau
- CF : Câbles de fléau

Remarque: Un numéro de câble indique une paire de câbles

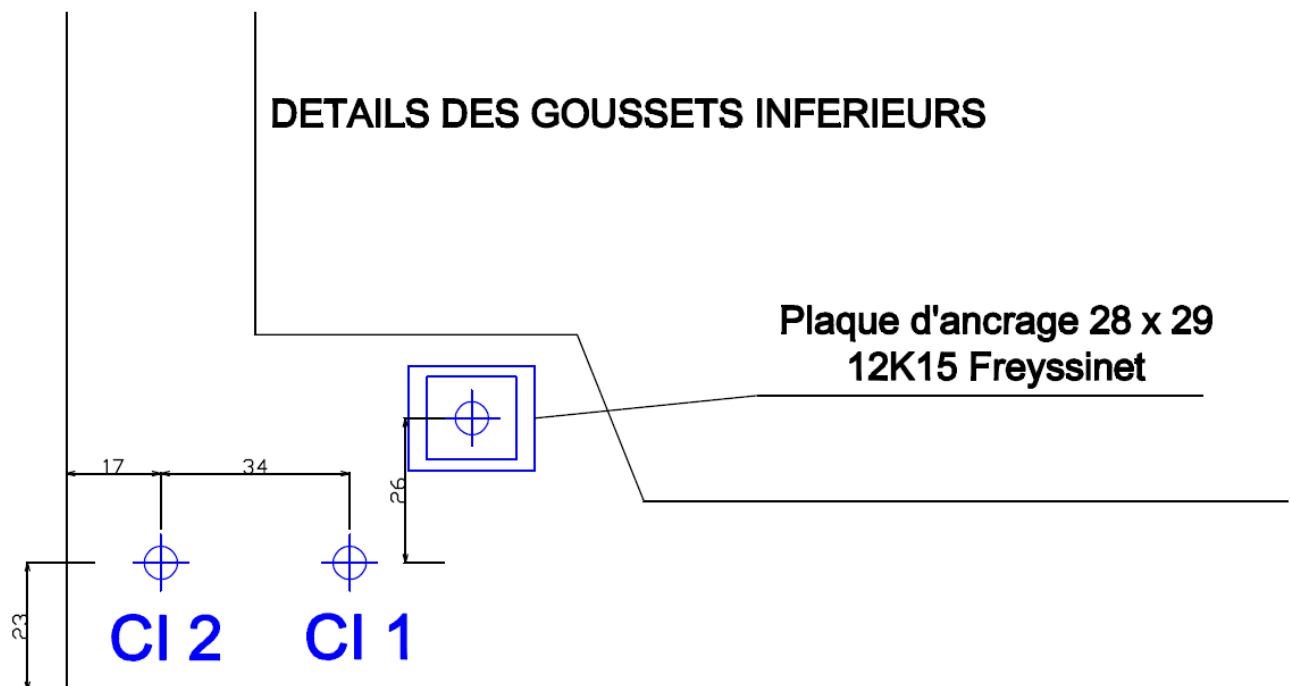
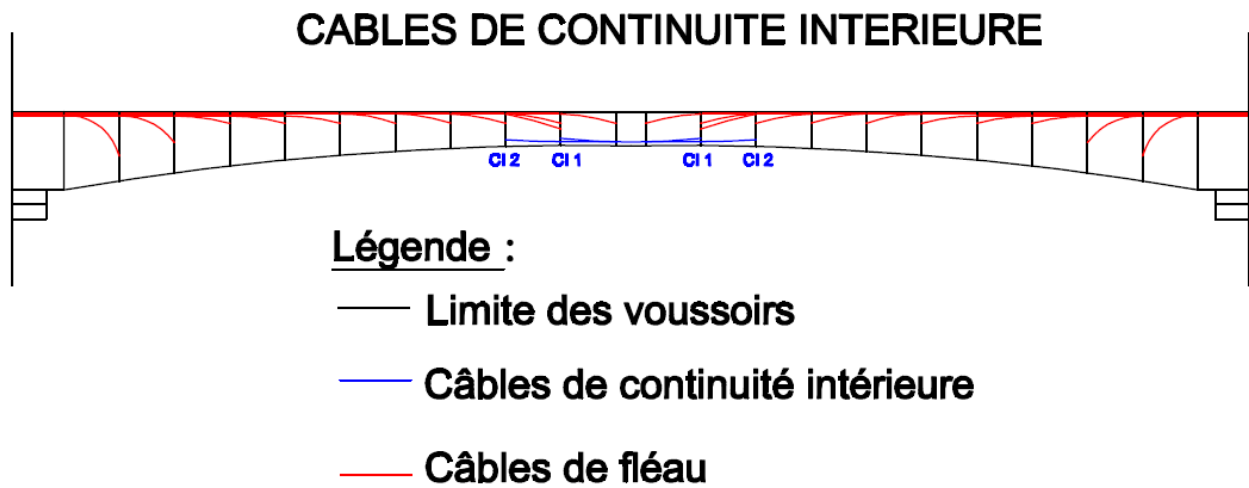
DETAILS DES GOUSSETS SUPERIEURS



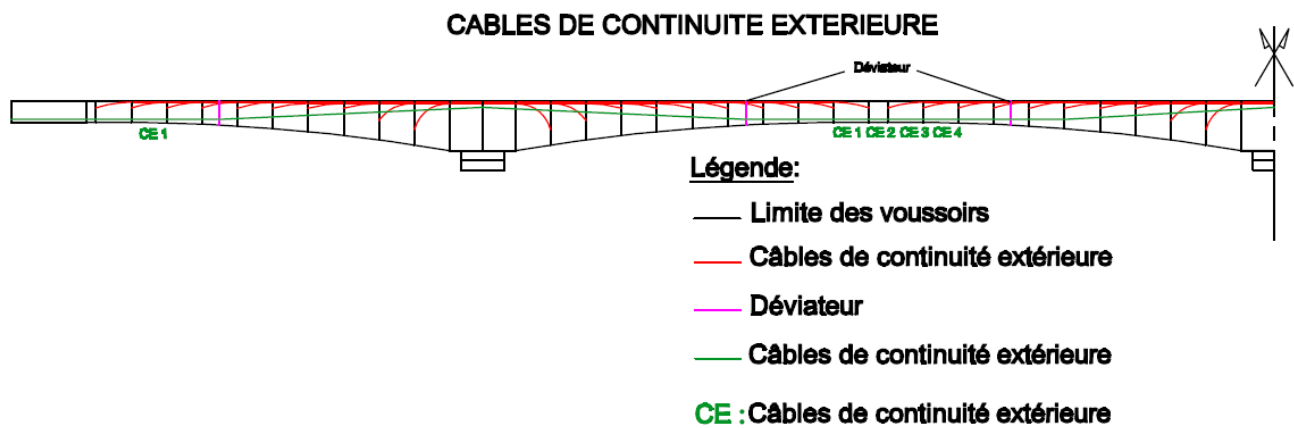
Annexe D2 : Ancrage des câbles



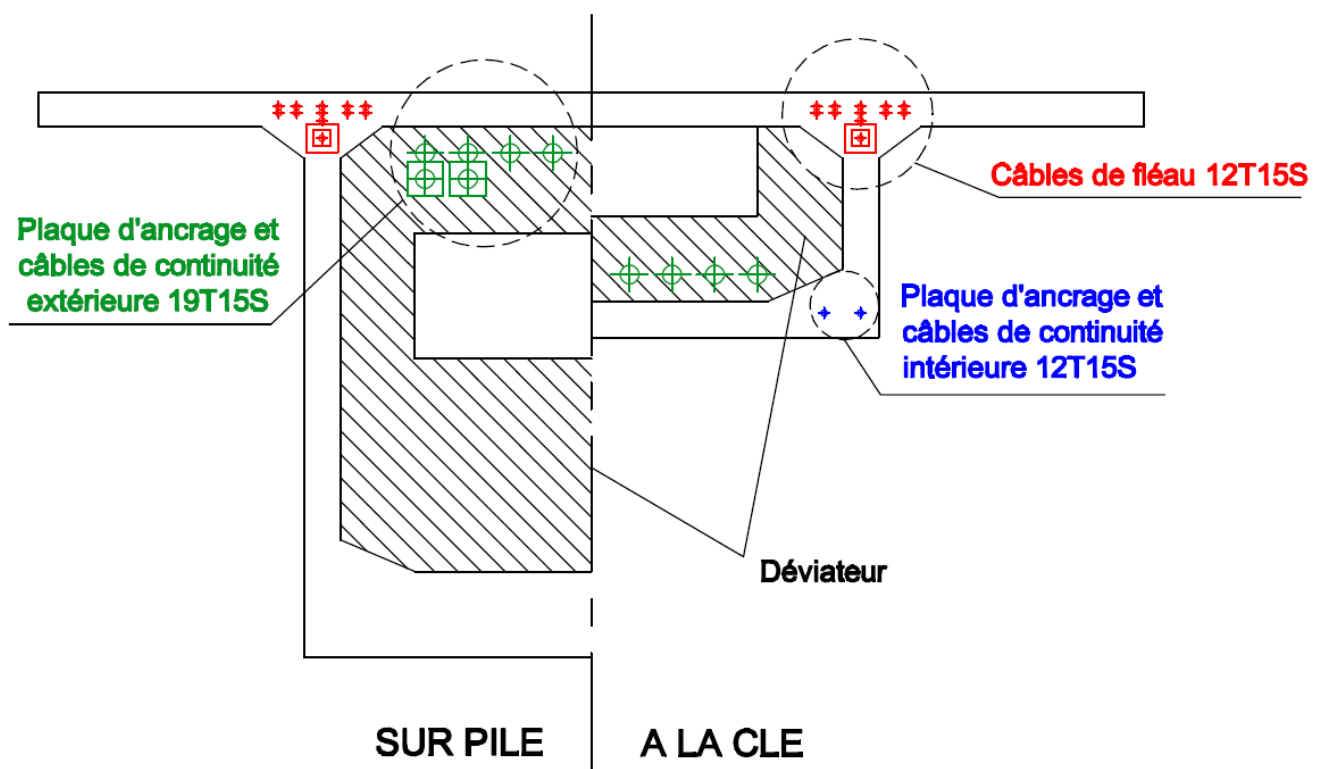
Annexe D2 : Allure des câbles de continuité intérieure



Annexe D3 : Allure des câbles de continuité extérieure

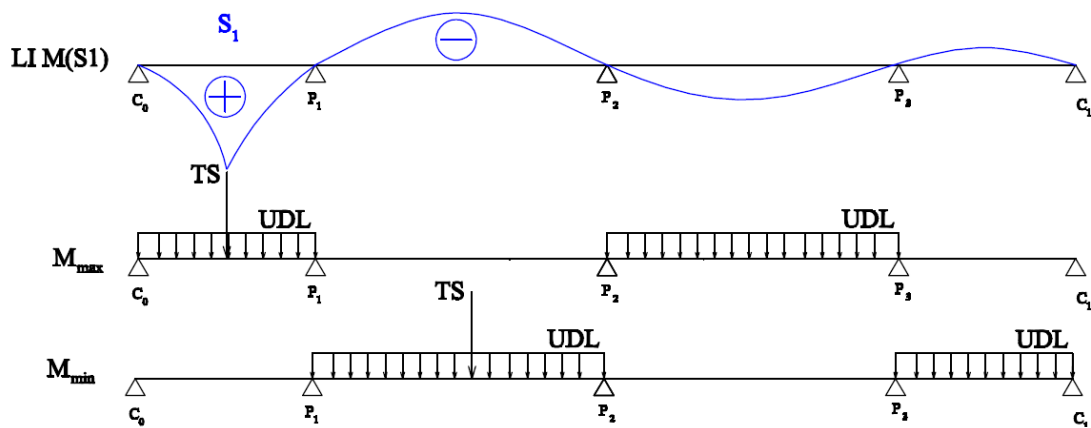


PASSAGE DES CABLES AU DROIT DE LA PILE ET A LA CLE

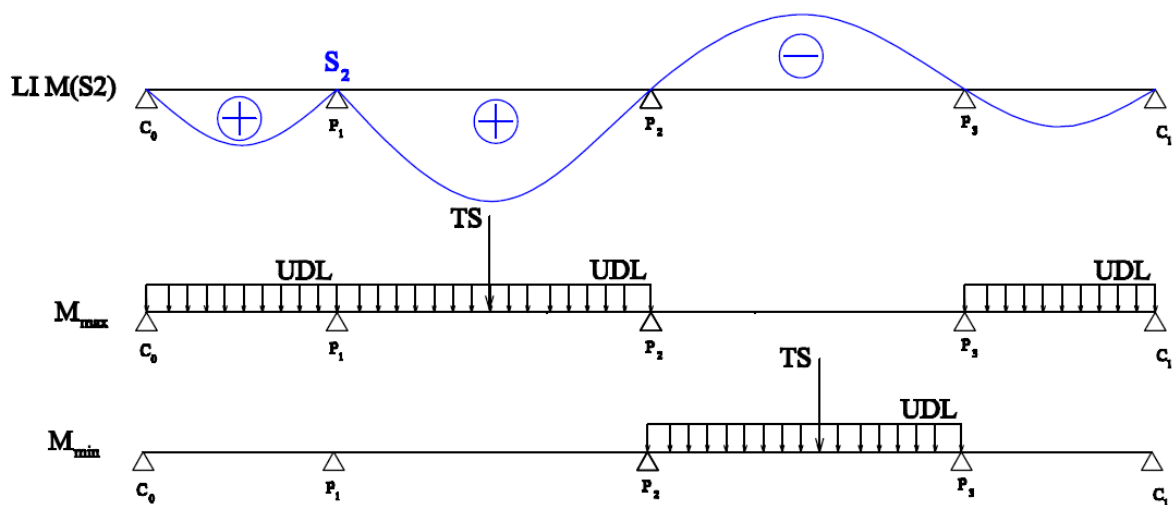


Annexe E : Cas de chargement pour l'enveloppe des moments

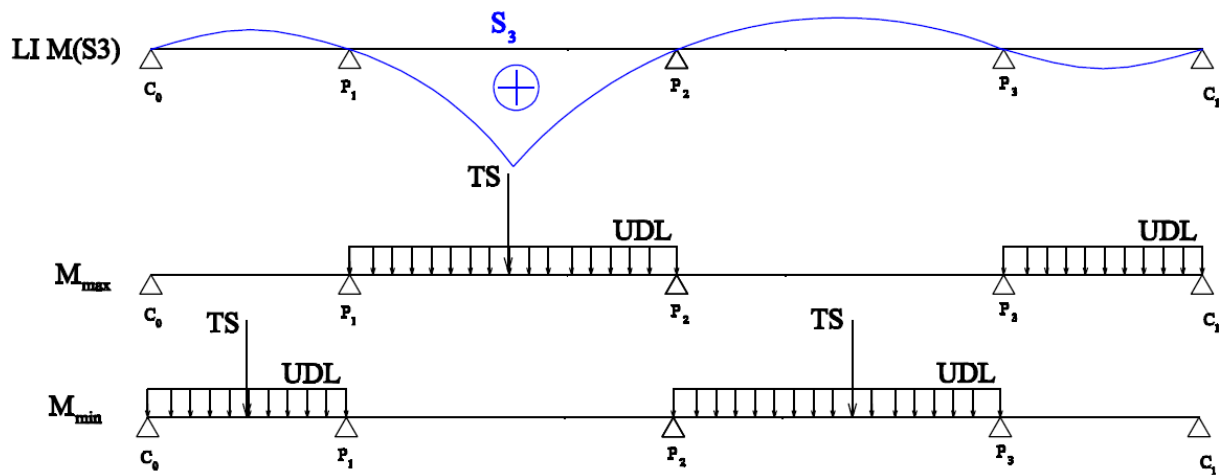
Annexe E1 : Section d'étude N°01



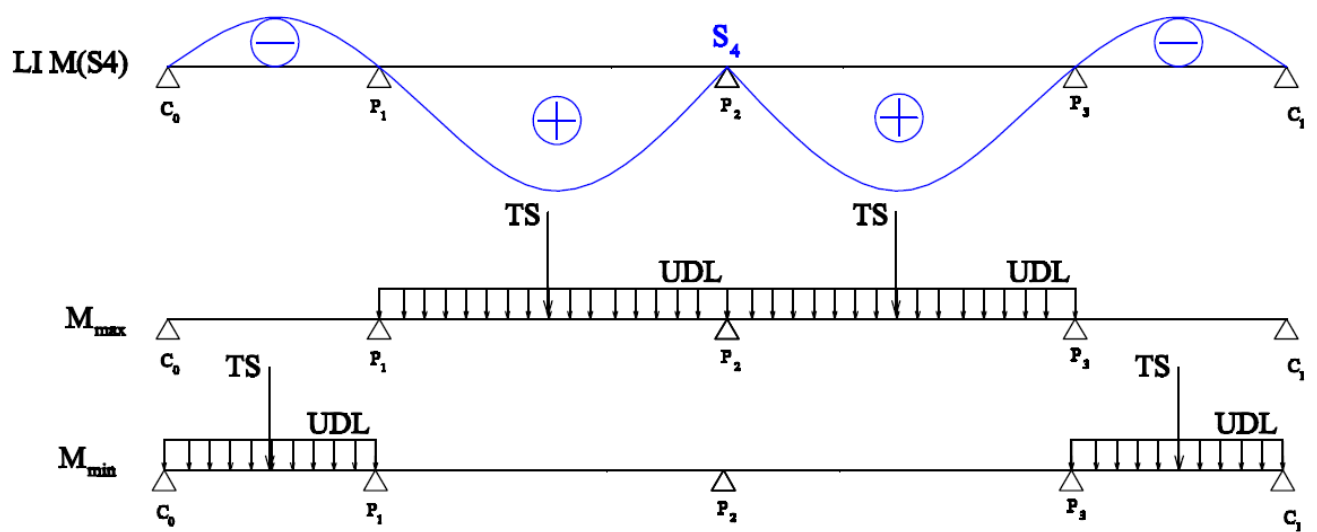
Annexe E2 : SECTION D'ETUDE N°02



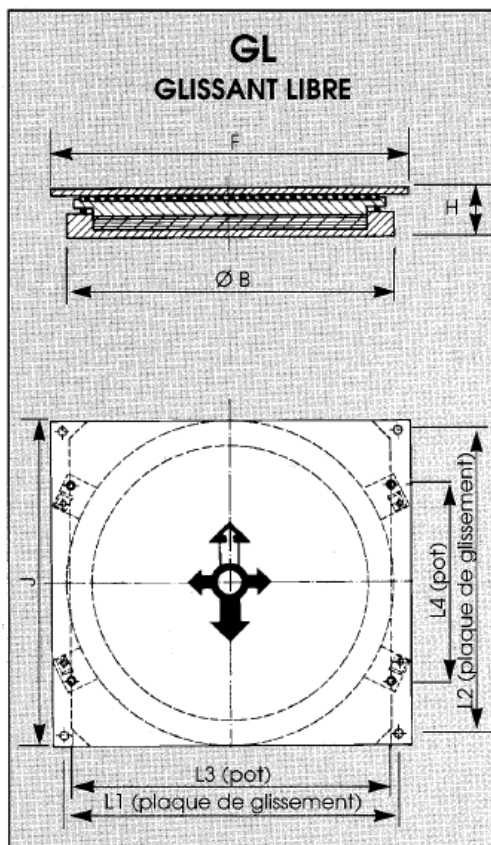
Annexe E3 : Section d'étude N°03



Annexe E4 : Section d'étude N°04

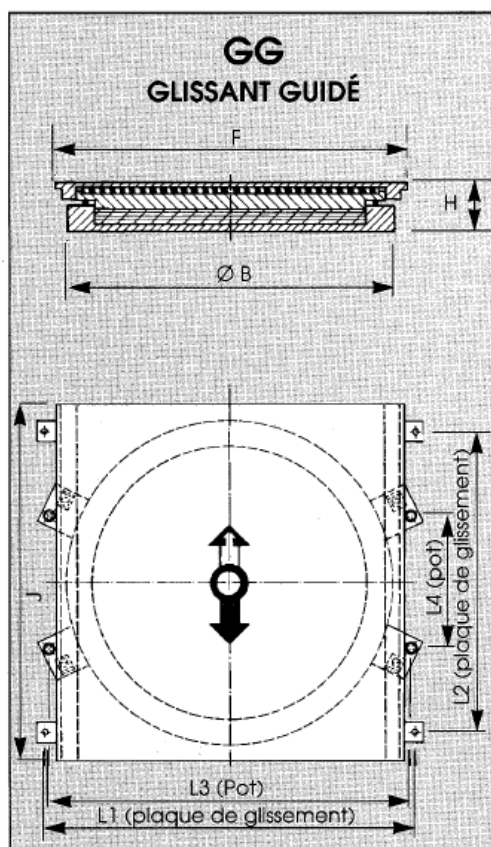


Annexe F : Différents types des appareils d'appui



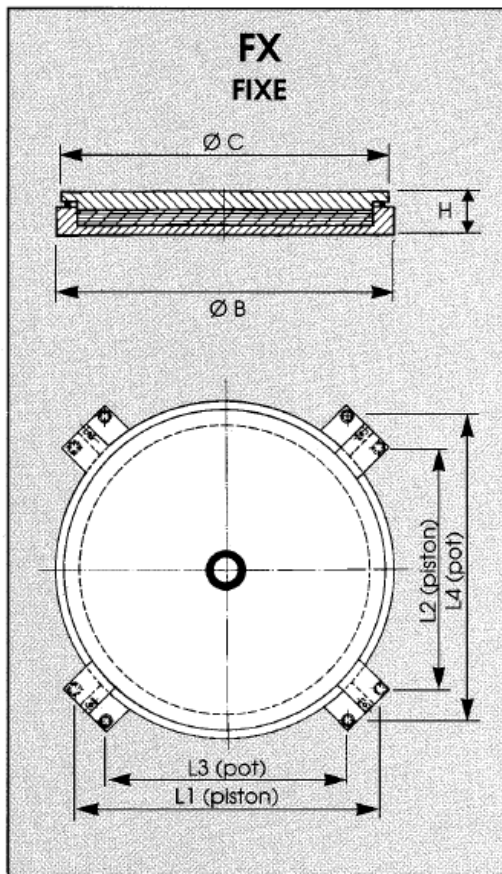
CHARGE VERTICALE (kN)	σ elast.	H (mm)	B (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	J (mm)	F (mm)	Fixations
1 000	30 MPa	66.0	253	317	267	298	205	300	350	M12
	40 MPa	71.0	253	287	237	256	256	270	320	M12
2 000	30 MPa	75.5	357	417	367	400	235	400	450	M12
	40 MPa	85.0	357	377	327	347	308	360	410	M12
3 000	30 MPa	79.5	451	497	447	477	287	480	530	M12
	40 MPa	84.5	438	457	407	430	334	440	490	M12
4 000	30 MPa	84.0	505	527	477	502	347	510	560	M12
	40 MPa	84.0	505	527	477	502	347	510	560	M12
5 000	30 MPa	93.5	565	587	537	572	351	580	630	M16
	40 MPa	94.0	565	577	527	559	371	570	620	M16
6 000	30 MPa	88.0	619	647	607	635	349	650	690	M16
	40 MPa	93.0	619	627	587	610	392	630	670	M16
8 000	30 MPa	96.5	714	747	707	736	383	750	790	M16
	40 MPa	106.5	714	717	677	701	424	720	760	M16
10 000	30 MPa	110.5	798	798	748	774	472	800	850	M20
	40 MPa	125.5	798	768	748	736	528	800	820	M20
12 500	30 MPa	124.0	893	878	848	852	524	900	930	M20
	40 MPa	124.0	893	878	848	852	524	900	930	M20
15 000	30 MPa	137.0	978	948	928	921	574	980	1 000	M20
	40 MPa	142.0	978	928	928	897	611	980	980	M20
17 500	30 MPa	145.0	1 056	1 038	998	1 024	553	1 060	1 100	M24
	40 MPa	145.0	1 056	1 038	998	1 024	553	1 060	1 100	M24
20 000	30 MPa	143.5	1 129	1 108	1 068	1 094	576	1 130	1 170	M24
	40 MPa	143.5	1 129	1 108	1 068	1 094	576	1 130	1 170	M24
25 000	30 MPa	175.0	1 262	1 208	1 208	1 189	677	1 270	1 270	M24
	40 MPa	175.0	1 262	1 208	1 208	1 189	677	1 270	1 270	M24
30 000	30 MPa	172.5	1 382	1 324	1 314	1 304	722	1 390	1 400	M30
	40 MPa	172.5	1 382	1 324	1 314	1 304	722	1 390	1 400	M30

Les dimensions J et F sont données pour un déplacement de 0 mm. Elles doivent être augmentées pour les déplacements réels à prévoir.



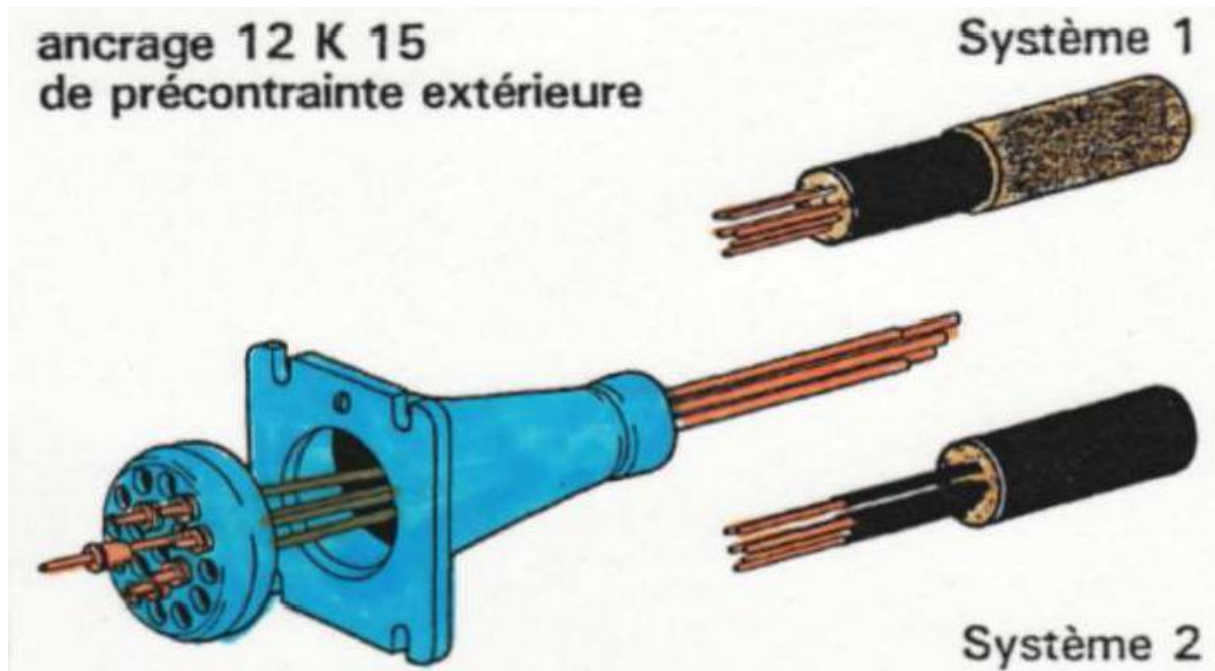
CHARGE VERTICALE (kN)	σ elast.	H (mm)	B (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	J (mm)	F (mm)	Fixations
1 000	30 MPa	71.0	259	394	387	310	197	420	360	M12
	40 MPa	76.0	253	364	357	270	241	390	330	M12
2 000	30 MPa	75.5	367	464	457	370	296	490	430	M12
	40 MPa	85.0	357	424	417	322	334	450	390	M12
3 000	30 MPa	80.0	451	524	517	427	358	550	490	M12
	40 MPa	94.5	438	484	477	381	388	510	450	M12
4 000	30 MPa	89.0	518	614	587	507	365	630	570	M16
	40 MPa	94.0	505	594	567	485	373	610	550	M16
5 000	30 MPa	93.0	582	664	637	556	406	680	620	M16
	40 MPa	93.5	577	654	627	544	413	670	610	M16
6 000	30 MPa	93.0	640	704	677	594	452	720	660	M16
	40 MPa	93.0	640	704	677	594	452	720	660	M16
8 000	30 MPa	111.0	741	813	768	674	517	820	760	M20
	40 MPa	111.0	733	803	758	663	518	810	750	M20
10 000	30 MPa	114.0	825	913	868	780	512	920	860	M20
	40 MPa	128.5	815	873	828	733	561	880	820	M20
12 500	30 MPa	130.5	927	1 043	978	903	506	1 040	980	M24
	40 MPa	145.5	908	1 003	938	857	546	1 000	940	M24
15 000	30 MPa	144.0	1 011	1 093	1 028	946	597	1 090	1 030	M24
	40 MPa	144.0	1 011	1 093	1 028	946	597	1 090	1 030	M24
17 500	30 MPa	142.5	1 097	1 163	1 098	1 015	648	1 160	1 100	M24
	40 MPa	142.5	1 097	1 163	1 098	1 015	648	1 160	1 100	M24
20 000	30 MPa	160.0	1 168	1 277	1 184	1 103	645	1 260	1 200	M30
	40 MPa	160.0	1 172	1 277	1 184	1 102	654	1 260	1 200	M30
25 000	30 MPa	162.5	1 318	1 387	1 294	1 207	762	1 370	1 310	M30
	40 MPa	162.5	1 321	1 387	1 294	1 206	769	1 370	1 310	M30
30 000	30 MPa	184.0	1 441	1 542	1 419	1 349	764	1 510	1 450	M36
	40 MPa	208.0	1 424	1 482	1 359	1 279	846	1 450	1 390	M36

La dimension J est donnée pour un déplacement de 0 mm. Elle doit être augmentée pour le déplacement réel à prévoir.

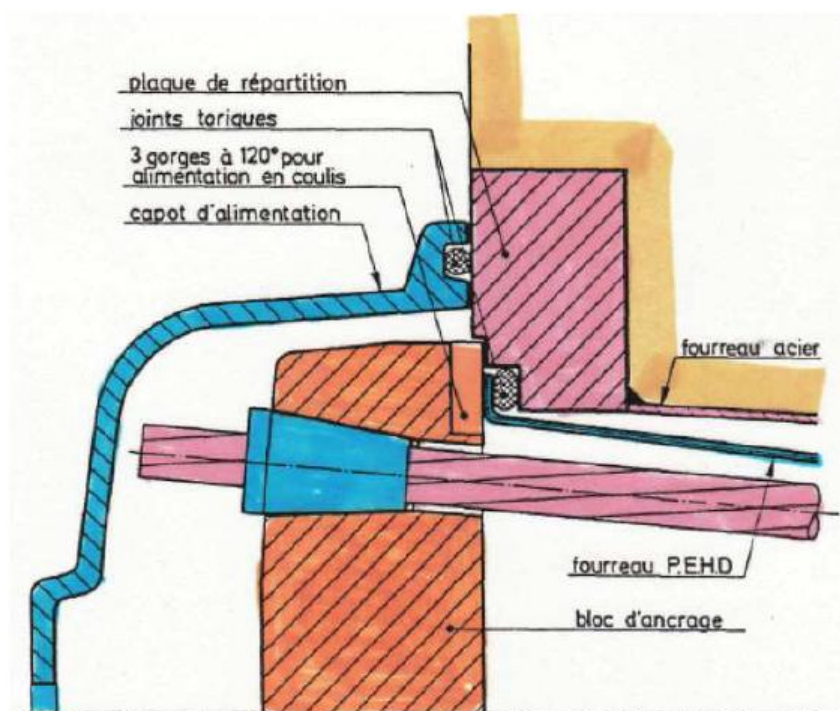


CHARGE VERTICALE (kN)	σ élast.	H. (mm)	B (mm)	C (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	Fixations
1 000	30 MPa	46.5	254	263	302	198	198	302	M12
	40 MPa	46.5	254	263	302	198	198	302	M12
2 000	30 MPa	61.0	367	357	376	271	271	376	M12
	40 MPa	61.0	361	357	372	267	267	372	M12
3 000	30 MPa	65.5	444	438	430	326	326	430	M12
	40 MPa	65.5	444	438	430	326	326	430	M12
4 000	30 MPa	64.5	525	505	495	376	376	495	M16
	40 MPa	64.5	527	505	496	377	377	496	M16
5 000	30 MPa	73.0	580	565	534	415	415	534	M16
	40 MPa	73.0	583	565	536	417	417	536	M16
6 000	30 MPa	77.0	649	619	582	464	464	582	M16
	40 MPa	82.0	641	619	577	458	458	577	M16
8 000	30 MPa	99.5	734	714	664	503	503	664	M20
	40 MPa	99.5	734	714	664	503	503	664	M20
10 000	30 MPa	98.0	824	798	727	566	566	727	M20
	40 MPa	98.0	824	798	727	566	566	727	M20
12 500	30 MPa	115.5	924	893	805	630	630	805	M24
	40 MPa	115.5	924	893	805	630	630	805	M24
15 000	30 MPa	105.0	1 033	993	882	707	707	882	M24
	40 MPa	105.0	1 033	993	882	707	707	882	M24
17 500	30 MPa	122.5	1 111	1 071	937	762	762	937	M24
	40 MPa	122.5	1 111	1 071	937	762	762	937	M24
20 000	30 MPa	130.5	1 169	1 129	1 000	782	782	1 000	M30
	40 MPa	130.5	1 169	1 129	1 000	782	782	1 000	M30
25 000	30 MPa	138.0	1 325	1 285	1 110	892	892	1 110	M30
	40 MPa	138.0	1 330	1 290	1 113	896	896	1 113	M30
30 000	30 MPa	155.0	1 447	1 407	1 203	971	971	1 203	M36
	40 MPa	155.0	1 452	1 412	1 207	975	975	1 207	M36

Annexe G : Exemple d'ancrage des câbles 12T15

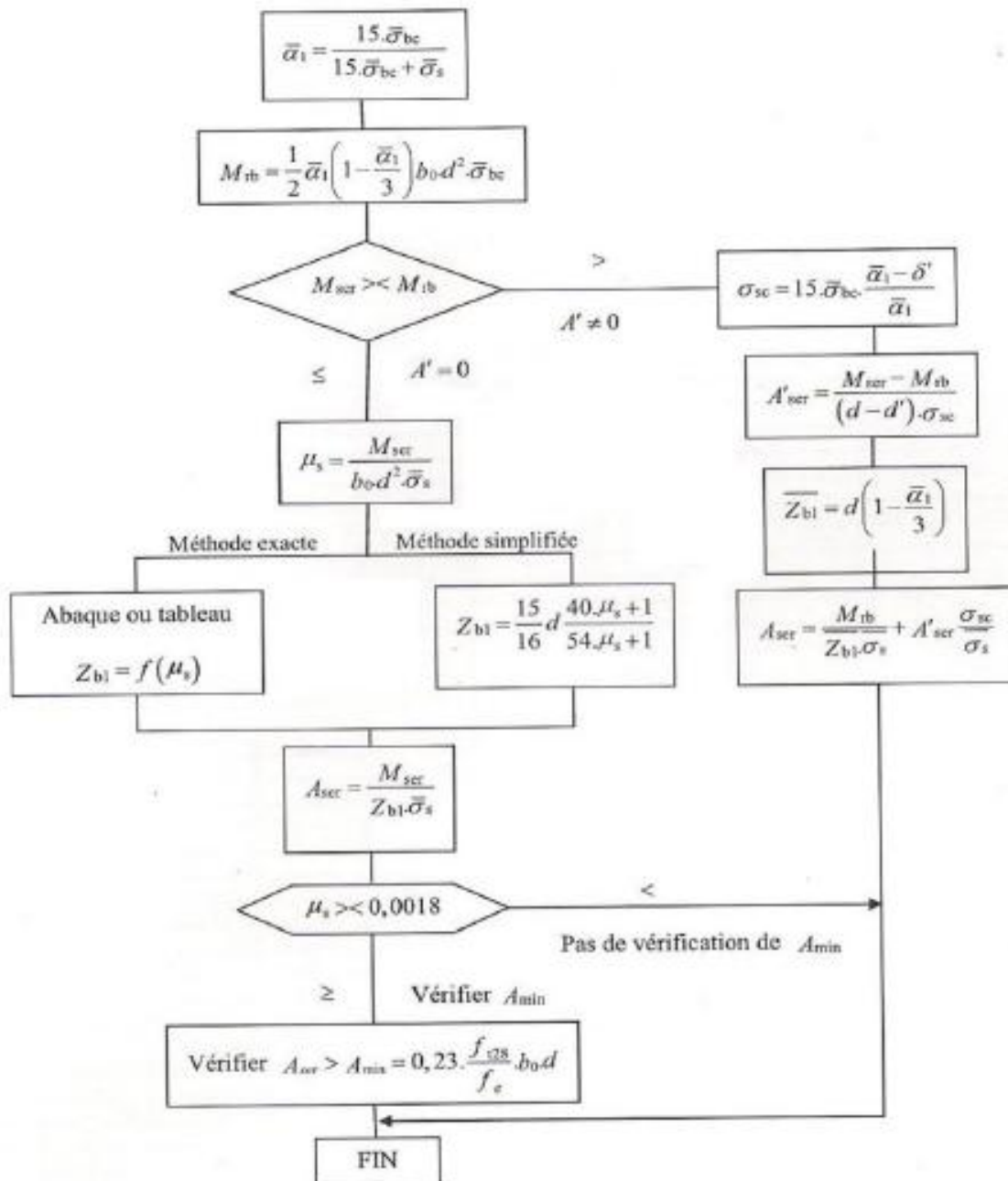


Système 1 : torons nus - Système 2 : torons protégés (gainés graissés ou gainés cirés)



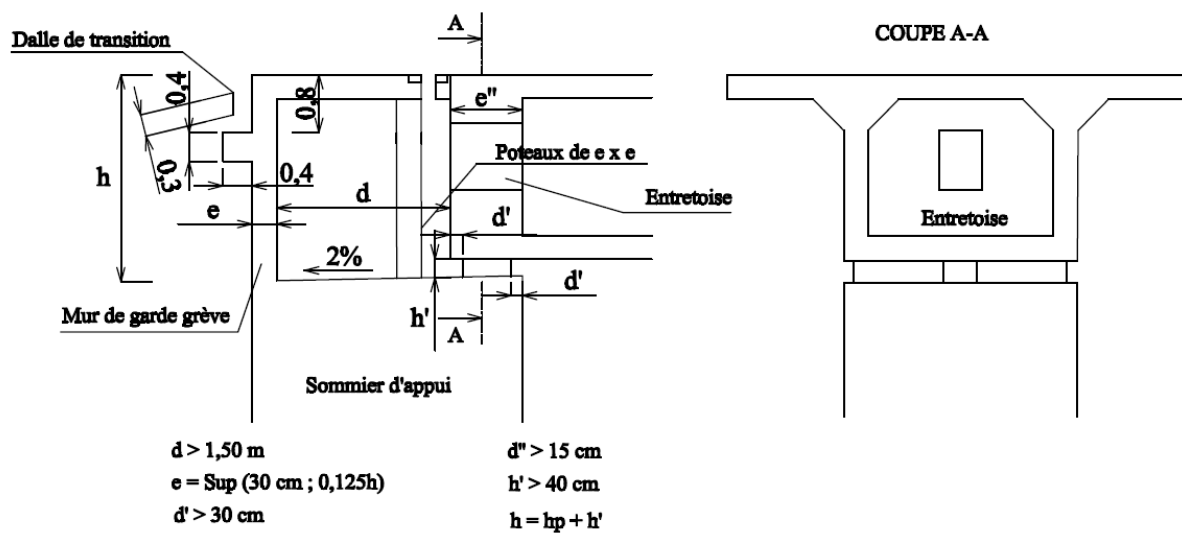
Détail de l'ancrage et de son capot

Annexe H : Organigramme de calcul des armatures à L'ELS



Annexe I : Détails pour la conception de la culée

Annexe I1 : Dimensionnement de la culée



Annexe I2 : Longueur de la chambre de tirage en [m]

Unité		19T15S			27T15S			37T15S		
Fournisseur	Système	Lv	Lt	Lv + Lt	Lv	Lt	Lv + Lt	Lv	Lt	Lv + Lt
Freyssinet	C avec vérin C1000F	1,28	1,11	2,39	1,29	1,12	2,41	1,25	1,08	2,33
SEEE	FUT	1,07	1,25	2,33	1,18	1,40	2,58	1,20	1,40	2,60
Spie Précontrainte	SB	1,14	1,20	2,34	1,16	1,25	2,41	1,18	1,38	2,56

Annexe J : Sous détails de prix

ANNEXE J1 : Béton Q400

Prix N°	2									
Désignation	Béton Q400									
Rendement R	20	m3/j	K	1,66						
Composante des prix			Déboursé unitaire				Part de déboursé			TOTAL [Ar]
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Main d'œuvre	Matériaux	Matériels		
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	h	8	900,00	7 200,00			
	Chef labo	Hj	1	h	1	11 000,00	11 000,00			
	Opérateur labo	Hj	1	h	8	800,00	6 400,00			
	Chef de chantier	Hj	2	h	1	1 050,00	2 100,00			
	Chef d'équipe	Hj	1	h	8	950,00	7 600,00			
	Ouvrier spécialisé	Hj	1	h	8	900,00	7 200,00			
	Manœuvre	Hj	10	h	8	600,00	48 000,00			
Total Main d'œuvre										89 500,00
Matériaux	Ciment	kg	400	kg	8000	570,00		4 560 000,00		
	Gravillon	m ³	0,85	m ³	17	36 000,00		612 000,00		
	Sable	m ³	0,45	m ³	9	14 000,00		126 000,00		
	Eau	L	180	L	3600	15,00		54 000,00		
Total Matériaux										5 352 000,00
Matériels	Outillage	Fft	1	Fft	1	100000,00			100 000,00	
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	56 000,00			336 000,00	
	Bétonnière	Mj	1	j	1	110 000,00			110 000,00	
	Camion benne	Mj	1	j	1	135 000,00			135 000,00	
Total Matériels										681 000,00
							Déboursé Sec DS		6 122 500,00	
							$PVHT = K \times \left(\frac{DS}{R}\right)$		508 167,50	
							Arrondi		510 000,00	

ANNEXE J2 : Acier HA

Prix N°	3								
Désignation	Acier HA								
Rendement R	600	kg	K	1,66					
Composante des prix			Déboursé unitaire			Part de déboursé			TOTAL [Ar]
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Main d'œuvre	Matériaux	Matériels	
Mains d'œuvre	Façonage								
	Chef de chantier	Hj	1	h	1	1 200,00	1 200,00		
	Chef d'équipe	Hj	1	h	3	1 100,00	3 300,00		
	Ferrailleur	Hj	10	h	8	1 000,00	80 000,00		
	Manceuvre	Hj	10	h	8	800,00	64 000,00		
	Montage								
	Chef d'équipe	Hj	1	h	3	1 200,00	3 600,00		
	Ferrailleur	Hj	5	h	8	1 100,00	44 000,00		
	Manceuvre	Hj	5	h	8	800,00	32 000,00		
Total Main d'œuvre									228 100,00
Matériaux	Aciers	kg	1	kg	600	3 000,00		1 800 000,00	
	Fils récuits	kg	0,05	kg	30	2 000,00		3 000,00	
Total Matériaux									1 803 000,00
Matériels	Outillage	Fft	1	Fft	1	50 000,00		50 000,00	
Total Matériels									50 000,00
							Déboursé Sec DS		2 081 100,00
							$PVHT = K \times \left(\frac{DS}{R}\right)$		5 757,71
							Arrondi		5 800,00

Annexe K : Calcul de la VAN

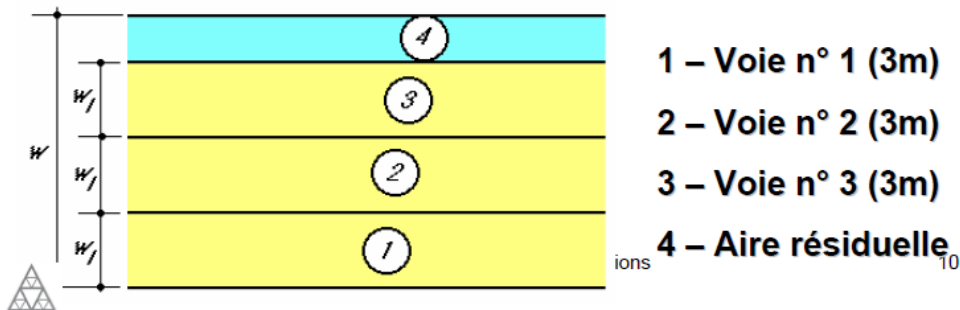
Année	Recette [Ariary]	Dépense [Ariary]	Amortissement	Flux net	Coefficient d'actualisation	Flux nets actualisés	Cumul des flux actualisés
1	2 280 440 000,00		1 053 436 723,20	3 333 876 723,20	0,8929	2 976 675 645,71	2 976 675 645,71
2	2 394 462 000,00			2 394 462 000,00	0,7972	1 908 850 446,43	4 885 526 092,14
3	2 514 185 100,00			2 514 185 100,00	0,7118	1 789 547 293,53	6 675 073 385,67
4	2 639 894 355,00			2 639 894 355,00	0,6355	1 677 700 587,68	8 352 773 973,35
5	2 771 889 072,75	277 188 907,28		2 771 889 072,75	0,5674	1 572 844 300,95	9 925 618 274,30
6	2 910 483 526,39			2 910 483 526,39	0,5066	1 474 541 532,14	11 400 159 806,44
7	3 056 007 702,71			3 056 007 702,71	0,4523	1 382 382 686,38	12 782 542 492,83
8	3 208 808 087,84			3 208 808 087,84	0,4039	1 295 983 768,48	14 078 526 261,31
9	3 369 248 492,23			3 369 248 492,23	0,3606	1 214 984 782,95	15 293 511 044,26
10	3 537 710 916,85	285 504 574,49		3 537 710 916,85	0,3220	1 139 048 234,02	16 432 559 278,28
11	3 714 596 462,69			3 714 596 462,69	0,2875	1 067 857 719,39	17 500 416 997,68
12	3 900 326 285,82			3 900 326 285,82	0,2567	1 001 116 611,93	18 501 533 609,61
13	4 095 342 600,11			4 095 342 600,11	0,2292	938 546 823,69	19 440 080 433,29
14	4 300 109 730,12			4 300 109 730,12	0,2046	879 887 647,20	20 319 968 080,50
15	4 515 115 216,63	294 069 711,73		4 515 115 216,63	0,1827	824 894 669,25	21 144 862 749,75
16	4 740 870 977,46			4 740 870 977,46	0,1631	773 338 752,43	21 918 201 502,18
17	4 977 914 526,33			4 977 914 526,33	0,1456	725 005 080,40	22 643 206 582,58
18	5 226 810 252,65			5 226 810 252,65	0,1300	679 692 262,87	23 322 898 845,45
19	5 488 150 765,28			5 488 150 765,28	0,1161	637 211 496,44	23 960 110 341,90
20	5 762 558 303,54	302 891 803,08		5 762 558 303,54	0,1037	597 385 777,92	24 557 496 119,81
21	6 050 686 218,72			6 050 686 218,72	0,0926	560 049 166,80	25 117 545 286,61
22	6 353 220 529,66			6 353 220 529,66	0,0826	525 046 093,87	25 642 591 380,48
23	6 670 881 556,14			6 670 881 556,14	0,0738	492 230 713,01	26 134 822 093,49
24	7 004 425 633,95			7 004 425 633,95	0,0659	461 466 293,44	26 596 288 386,93
25	7 354 646 915,64	311 978 557,17		7 354 646 915,64	0,0588	432 624 650,10	27 028 913 037,04

Annexe L : Principe du découpage de la chaussée- Modèle de charge LM1

Annexe L1 : Principe du découpage de la chaussée

Découpage de la chaussée en voies

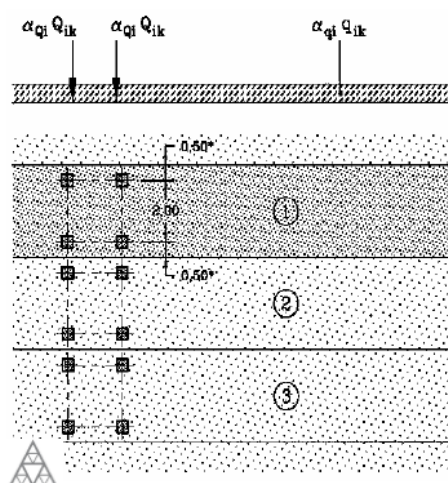
Largeur de chaussée	Nombre de voies conventionnelles	Largeur d'une voie conventionnelle	Largeur de l'aire résiduelle
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_{\ell} = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_{\ell} = 2$	$w / 2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_{\ell} = E(w / 3)$	3 m	$w - 3 \times n_{\ell}$



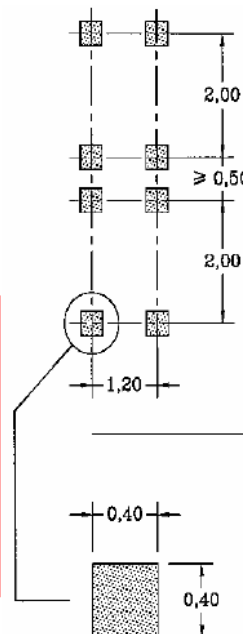
Annexe L2 : Modèle de charge LM1

Modèles de charges pour les ponts routiers

Le modèle de charges principal (LM1)


$$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

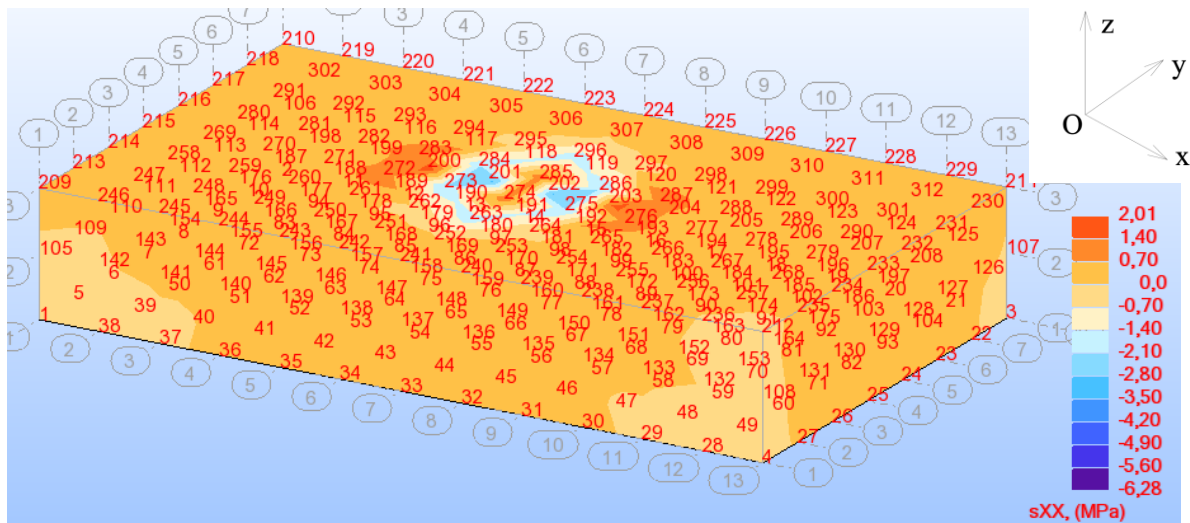
objet de pont - actions



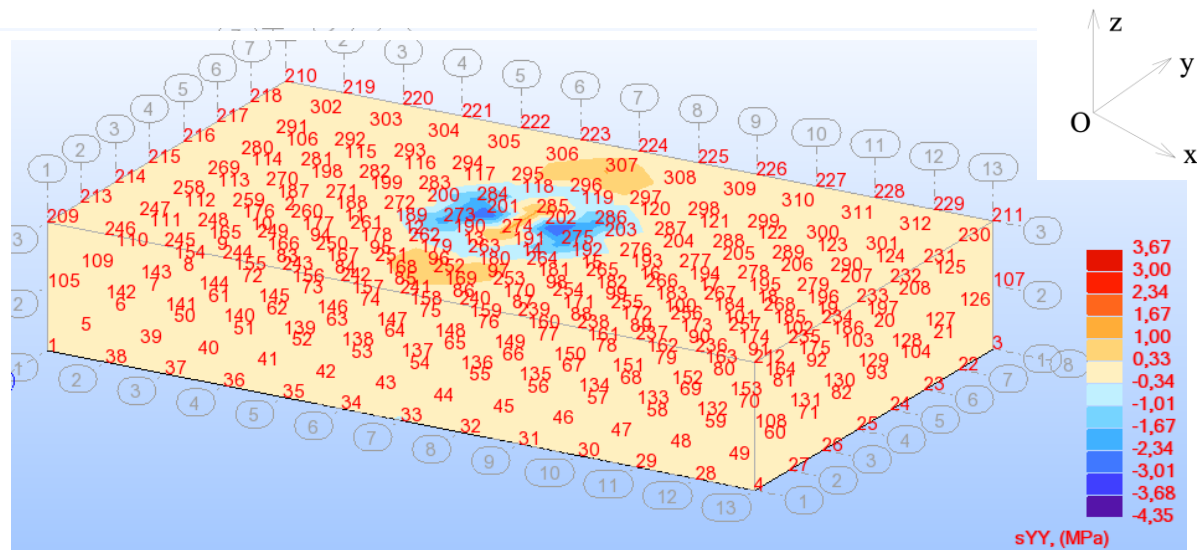
	α_{qi}	α_{gi}	Q_{gi}	q_{gi}	TS	UDL	UDL
Unité	-	-	kN	kN/m	kN/essieu	kN/m ²	kN/m
Vote N°1	0,9	0,7	300	9	270	6,3	18,9
Vote N°2	0,8	1	200	2,5	160	2,5	7,5
Vote N°3	1	1	0	2,5	0	2,5	2,5

Annexe M : Cartographie des contraintes

Annexe M1 : Cartographie des contraintes σ_{xx}



Annexe M2: Cartographie des contraintes σ_{yy}



Annexe N : Programme « DRJ Pertes de tension »

1. Pertes de tensions instantanées						
1.1. Pertes de tensions frottement des câbles sur les gaines						
σ_{p0}	1422	[MPa]		ϕ	0,002	[m ⁻¹]
α	0,09	[rad]		f	0,22	[rad ⁻¹]
Les pertes de tensions par frottement sont données par la formule suivante:						
	$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha + \phi x)})$					
Nous avons les resultats donnés par le tableau suivant :						
x[m]	0	14,75	22,25	29,75	41	
$\Delta\sigma_f$	27,88	68,40	88,56	108,41	137,64	
1.2. Pertes de tensions à l'ancrage						
E_p	190000	[MPa]		Δl_1	1	[mm]
				Δl_2	2	[mm]
Les pertes de tension à l'ancrage sont données par le tableau suivant :						
	$\Delta\sigma_a = E_p \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{L}$					
L[mm]	0	29500	44500	59500	82000	
$\Delta\sigma_a$	-	19,32	12,81	9,58	6,95	
1.3. Pertes de tensions à la non simultanéité de la mise en tension						
k	0,5					
σ_b	4	[MPa]				
		$\Delta\sigma_n = 6k\sigma_b$				
		$\Delta\sigma_n$	12	[MPa]		
La perte instantanée totale est :			$\Delta\sigma_i$	168,96	[MPa]	
			Pourcentage	11,88	[%]	

2. Pertes de tensions différées par retrait						
2.1. Pertes de retrait du béton						
ϵ_r	0,0002			E_p	190000	[MPa]
B	6,635	[m]		u	18,1	[m]
$r(j) = \frac{j}{j + 9r_m}$			r_m	37	[cm]	
La mise en tension ayant lieu à 14 jours d'âge du béton :						
j	14	jours		r(j)	0,041	
La perte de retrait du béton est donnée par la formule suivante :						
		$\Delta\sigma_r = \epsilon_r(1 - r(j))E_p$				
		$\Delta\sigma_r$	36,45	[MPa]		
2.2. Pertes du au fluage du béton						
σ_b	4	[MPa]		E_p	190000	[MPa]
f_{c28}	35	[MPa]				
j [jours]	7	14	28			
f_{cj}	23	30	35			
E_{ij}	31363	34147	35982			
La perte dûe au fluage est donnée par la formule suivante :						
		$\Delta\sigma_f = 2,5\sigma_b \frac{E_p}{E_{i14}}$				
Après calcul, nous avons la vaeur suivante :						
		$\Delta\sigma_r$	55,64	[MPa]		
2.3. Pertes dû à la relaxation des armatures						
ρ_{1000}	2	[MPa]	(TBR)	μ_0	0,43	
$\sigma_{pi}(x)$	1253,04	[MPa]		f_{prg}	1770	[MPa]

Il faut que la condition suivante soit satisfaite :				$0,55 \leq \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} \leq 0,75$				
		$\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$	0,708		La condition est satisfaite			
La perte due à la relaxation des armatures est donnée par la formule suivante :								
		$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$						
Après calcul, nous trouvons :				$\Delta\sigma_p$	41,79	[MPa]		
La perte différée totale est :				$\Delta\sigma_d$	133,89	[MPa]		
		Pourcentage			9,42	[%]		
La perte de tension maximale des câbles est :					302,84	[MPa]		
		Pourcentage			21,30	[%]		
Pour nous mettre en sécurité, nous pouvons prendre une perte de 23% qui est bien comprise entre 20% et 30%.								

Auteur : DERANJANAHARY
Contacts : deranjanahary@gmail.com
Tel : 033 09 275 35
034 73 920 47



Titre du mémoire : « **PROJET DE RECONSTRUCTION DU PONT HYPERSTATIQUE DE KAMORO EN BETON PRECONTRAIT AU PK405+900 SUR LA RN4** »

Nombre de pages : 150

Nombre de figures : 79

Nombre de photos : 2

Nombre de tableaux : 45

Nombre de courbes : 13

Résumé

Le pont hyperstatique construit par encorbellement successif est un des ponts le plus reconnu au monde. Il peut traverser un obstacle de grandes dimensions du fait de la construction de son tablier qui n'a aucun contact avec le sol. Toutefois, le calcul d'une telle structure n'est pas ample. Il faut s'assurer que la résistance de la pile et du voussoir sur pile soient suffisantes car toutes les constructions commencent de ces dernières. Le fléau achevé forme un élément très lourd nécessitant une fondation appropriée.

Avec un modèle de calcul simplifié, il y a un risque de surdimensionnement surtout la quantité des armatures pour le tablier à cause sa géométrie. Par contre, cette géométrie variable de la poutre qui décroît de la pile en travée offre un bon comportement vis-à-vis de l'effort tranchant et un gain sur l'économie du matériau surtout le béton.

Summary

The Hyperstatic Bridge built by successive cantilever is one of the most recognized bridges in the world. It can pass through a large obstacle due to its construction of the deck which has no contact with the ground. However, the calculation of such a structure is not large. It must be ensured that the resistance of the stack of bridge and stack of bridge on the segment is sufficient for all constructs starting thereof. The completed form scourge a heavy element requiring appropriate foundation.

With a simplified calculation model, there is a risk of oversizing especially the amount of reinforcement for the deck because its geometry. By cons, this variable geometry of the beam decreases the span stack provides a good against behavior of the shear and a gain on the above concrete material economy.

Mots-clés : Structure, hyperstatique, fléau, clavage, caisson, cintre, encorbellement, clouage.

Encadreur : Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo