



Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
International Institute for Water and Environmental Engineering

Fondation ZIE

**ETUDE TECHNIQUE DE CONSTRUCTION D'UN PONT EN BETON
ARME DE 79ML DE LONGUEUR POUR LE FRANCHISSEMENT DE
LA RIVIERE BAM-BAM A MONGO AU CENTRE DU TCHAD**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN INGENIERIE
DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT**

Option : Génie Civil et Infrastructure

Présenté et soutenu publiquement le 23 Juin 2012 par :

RAMADINGUE GUIRBAYE

Travaux dirigés par :

Dr. ISMAÏLA GUEYE, Enseignant chercheur au 2iE

Département de Génie Civil, UTER-ISM

&

Abderamane Adoum BICHARA, Ingénieur Génie Civil 2iE (2009-2010)

Responsable ouvrages d'art à AZIMUTH CET (TCHAD)

Jury d'évaluation du mémoire (2iE):

Président : Dr Ismaïla GUEYE

Membre et correcteur : M. Abdou LAWANE

Jury d'évaluation du stage (AZIMUTH CET):

M. Abdelhamit Mahamat BILAL

M. Abderamane Adoum BICHARA

PROMOTION 2011-2012

REMERCIEMENTS

Cette œuvre ne pourrait point être bien accomplie sans l'apport et la contribution des personnes physiques ou morales qui, de bout en bout, ont forgé sa réalisation.

Qu'il me soit permis à travers ces quelques lignes, de remercier particulièrement :

- ✍ Mes encadreurs, M. Ismaïla **GUEYE** et M. Abderamane Adoum **BICHARA** pour leur disponibilité, leurs orientations et leurs conseils ;
- ✍ M. Abdelhamit Mahamat **BILAL**, le Directeur Général d'AZIMUTH, pour m'avoir accepté et facilité mon intégration.

DEDICACES

Le fruit de ce travail, je le dédie très spécialement à :

- ☐ Ma très chère mère, Neloum **TOINGAR**, qui m'a donné la vie et la quête du savoir. Qu'elle trouve, à travers ce travail, toute mon expression de gratitude et de joie ;
- ☐ Mon père, M. Guirbaye **NGARADEJJI**, qui n'a cessé de me guider sur la voie du courage, de la sagesse, de la dignité et surtout d'humilité ;
- ☐ Mes cinq (5) frères et sœurs qui, malgré mes longues et répétées absences, ont toujours cru en moi;
- ☐ Tous mes camarades du 2iE qui m'ont permis d'étendre la famille au-delà des frontières ;
- ☐ Tous ces enseignants qui n'ont en aucun moment ménagé leur peine pour m'inculquer leur savoir et leurs connaissances.

RESUME

L'objet de notre étude s'inscrit dans la stratégie de développement du secteur de transport prôné depuis une dizaine d'années maintenant par le gouvernement de la République du Tchad.

Cette étude a plus particulièrement comme objectif la conception et le calcul d'un ouvrage pouvant permettre d'assurer le franchissement de Bam-Bam, une rivière assez importante qui traverse le tronçon Bitkine-Mongo au centre du Tchad.

Ainsi, pour mener à bien cette tâche, on a débuté par des travaux et études préliminaires qui ont essentiellement consisté à faire un recueil des données naturelles et fonctionnelles, éléments incontournables dans le processus de conception d'un ouvrage d'art.

Puis, ayant conçu l'ouvrage (pont de **79ml** avec 5 travées isostatiques de **15,80m de portée**), bien sûr en accord avec les termes de référence, nous avons effectué une étude comparative opposant, d'un point de vue technico-économique, deux variantes de pont : béton précontraint et béton armé. Après analyse, la dernière variante, reconnue pour sa facilité de mise en œuvre, a été choisie.

Enfin, après avoir effectué les études hydrologique et hydraulique classiques inhérentes au calcul d'un pont, on a fait le dimensionnement structural de notre ouvrage qui, au regard des données géotechniques, est stabilisé à la base par des fondations profondes, à savoir des pieux en béton armé de 15m environ de longueur ancrés dans le substratum rocheux.

Le coût total du projet a été estimé à **581 421K CFA** et le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est d'environ **8 mois**.

Mots clés : Pont à poutres, Béton armé, Surcharges, Stabilité, Economie.

ABSTRACT

Since about ten years, the Government of Chad tries to improve the sector of the national road transportation.

It is in this logic that the project of construction of a bridge that must permit to get round the Bam-Bam River that crosses the Bitkine-Mongo road, in the middle of Chad, has been created.

First, we started with the exploratory studies that consisted in collecting the natural and functional data, necessary to our bridge conception.

After conception we got a bridge of 79 meters of length, having 5 bays of 15,80 meters. Then, we made a technical and economic comparison between 2 variants of bridge: prestressed concrete and reinforced concrete. After analysis, we kept the bridge made with reinforced concrete because it is easy to be implemented.

Finally, after hydrological and hydraulic studies, we calculated the bridge. Considering results of countries geotechnical, it will be consolidated by the deep foundations that are pickets in reinforced concrete of 15m of length anchored in the rocky layers.

The total cost of the project has been estimated about **581 421K CFA** and the delay of realization of the bridge is **8 months**.

Key words: Bridge of beams, Reinforced concrete, Overcharges, Stability, Economy.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

BA : Béton Armé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

CRT : Coefficient de Répartition Transversale

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

PHE : Plus Hautes Eaux

PP73 : Document pilote du SETRA pour le calcul des appuis des ponts

PK : Point kilométrique

Q₁₀ et Q₁₀₀ : Débits de période de retour respectivement de 10 ans et 100 ans

Q_p : Débit de projet

RDM : Résistance Des Matériaux

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

2IE : Institut international d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	i
DEDICACES.....	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS.....	v
LISTE DES TABLEAUX	xi
LISTE DES FIGURES.....	xii
PREMIERE PARTIE : INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : CONTEXTE ET OBJECTIFS DU PROJET.....	1
1.1 CONTEXTE.....	1
1.2 OBJECTIFS	2
CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE GLOBALE DE TRAVAIL	2
DEUXIEME PARTIE : SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE ET DONNEES DE BASE DU PROJET	3
CHAPITRE 1 : SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	3
CHAPITRE 2 : DONNEES DE BASE DU PROJET	3
2.1 Données fonctionnelles.....	3
2.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
2.1.2 Considérations d'ordre esthétique et paysager	4
2.1.3 Considérations relatives aux charges et surcharges	4
2.2 Données naturelles.....	4
2.2.1 Climat et pluviométrie.....	4
2.2.2 Topographie et géologie.....	4
2.2.3 Géotechnique	5
TROISIEME PARTIE : ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE	6
CHAPITRE 1 : CALCUL HYDROLOGIQUE	6
1.1 Caractéristiques du bassin versant.....	6
1.2 Période de retour	6
1.3 Calcul du débit de projet Q_{100}	6
CHAPITRE 2 : CALCUL HYDRAULIQUE	9
2.1 Détermination du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE).....	9
2.2 Evaluation du remous.....	9

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

2.3 Calcul des affouillements	9
2.3 Détermination du tirant d'air	10
2.4 Calage de l'ouvrage	10
QUATRIEME PARTIE : GENERALITES SUR LES PONTS ET ANALYSE DES VARIANTES	10
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES PONTS	10
1.1 Définition et terminologie	10
1.2 Analyse fonctionnelle	11
1.2.1 La superstructure	11
1.2.2 Les appareils d'appui	11
1.2.3 L'infrastructure	11
CHAPITRE 2 : ANALYSE DES VARIANTES	12
1.1 Variante n°1 : Pont en béton armé	12
1.2 Variante n°2 : Pont en béton précontraint.....	12
CINQUIEME PARTIE : ETUDE DE PREDIMENSIONNEMENT	13
CHAPITRE 1 : PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE	13
CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE	14
SIXIEME PARTIE : REFERENCES DE CALCUL, CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET DESCRIPTION DES SURCHARGES	16
CHAPITRE 1 : REFERENCES DE CALCUL, CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES.....	16
1.1 Références et règlements de calcul	16
1.2 Caractéristiques des matériaux.....	16
1.3 Hypothèses sur l'environnement	16
CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DES SURCHARGES ET COMBINAISON DES ACTIONS	16
2.1 Description des surcharges	16
2.2 Combinaison d'actions	16
2.2.1 Notations générales	16
2.2.2 Combinaisons d'actions.....	17
SEPTIEME PARTIE : DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL.....	18
CHAPITRE 1 : ETUDE DES POUTRES	18
2.1 Calcul des charges permanentes.....	18
2.2 Calcul des sollicitations.....	19
2.2.1 Sollicitations induites par les charges permanentes	19
2.2.2 Sollicitations dues aux surcharges.....	19
2.2 Calcul des Coefficients de Répartition Transversale (CRT) de GUYON-MASSONNET	19

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

2.3	Calcul des armatures	20
2.3.1	Calcul des sollicitations aux états limites	20
2.3.1	Calcul des sections d'acier	21
CHAPITRE 2 : ETUDE DU HOURDIS		22
2.1	Calcul des sollicitations.....	22
2.1	Calcul des sections d'acier	22
2.3.1	Aux appuis	22
2.3.1	En travée.....	22
2.1	Vérification à l'ELS	23
CHAPITRE 3 : CALCUL DE L'ENTRETOISE.....		23
3.1	Calcul des sollicitations.....	23
3.1.1	Sollicitations dues aux charges permanentes	23
3.1.2	Sollicitations dues aux surcharges.....	23
3.1.3	Sollicitations dues au verinage	24
3.2	Calcul des armatures	24
3.2.1	Armatures longitudinales A_s	24
3.2.2	Armatures de peau A_{peau}	25
3.2.3	Armatures transversales A_t	25
CHAPITRE 4 : ETUDE DES EQUIPEMENTS		26
4.1	Appareils d'appui.....	26
4.2	Joints de chaussée	27
CHAPITRE 4 : ETUDE DES PILES.....		27
4.1	Inventaire des charges.....	27
4.1.1	Charges permanentes	27
4.1.2	Surcharges routières	28
4.1.3	Charges d'exploitation.....	28
4.2	Combinaisons des charges	28
4.3	Ferraillage des piles	29
4.3.1	Ferraillage du chevêtre.....	29
4.3.2	Ferraillage des fûts	29
4.4	Etude des fondations des piles.....	30
4.4.1	Ferraillage des semelles sous piles.....	31
4.4.2	Ferraillage des pieux sous piles	32
CHAPITRE 5 : ETUDE DES CULEES		33

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

5.1 Prédimensionnement	33
5.2 Efforts repris par les culées	33
5.3 Ferrailage des culées	34
5.2.1 Mur de garde-grève.....	34
5.2.2 Corbeau d'appui à la dalle de transition	34
5.2.3 Dalle de transition	34
5.2.4 Mur de retour.....	34
5.2.5 Chevêtre	35
5.2.6 Fûts.....	37
5.2.6 Pieux.....	37
HUITIEME PARTIE : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT ET EVALUATION DU DELAI DE REALISATION DES TRAVAUX.....	38
CHAPITRE 1 : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT	38
CHAPITRE 2 : EVALUATION DU DELAI DE REALISATION DES TRAVAUX	38
NEUVIEME PARTIE : ETUDE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE ET GESTION DE PROJET	39
CHAPITRE 1 : ETUDE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE.....	39
1.1 Etude quantitative.....	39
1.2 Etude estimative.....	39
CHAPITRE 2 : GESTION DE PROJET	39
DIXIEME PARTIE : ASSAINISSEMENT ET ENTRETIEN DU PONT.....	40
CONCLUSION	41
BIBLIOGRAPHIE.....	42
ANNEXES.....	44
ANNEXE 1 : CARTE DE SITUATION DE LA ZONE DU PROJET	45
ANNEXE 2 : LOCALISATION DE L'OUVRAGE.....	46
ANNEXE 3 : CALCUL HYDROLOGIQUE.....	47
Annexe 4 : CALCUL HYDRAULIQUE.....	54
ANNEXE 5: PREDIMENSIONNEMENT.....	59
ANNEXE 6 : REFERENCES ET REGLEMENTS DE CALCUL, CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES.....	62
ANNEXE 7: DESCRIPTION DES SURCHARGES.....	64
ANNEXE 8 : ETUDE DES POUTRES.....	69
ANNEXE 9 : ETUDE DU HOURDIS.....	97
ANNEXE 10 : CALCUL DE L'ENTRETOISE	102

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

ANNEXE 11 : ETUDE DES PILES	111
ANNEXE 12 : ETUDE DES CULEES.....	122
ANNEXE 13 : PLANNING PREVISIONNEL.....	134
ANNEXE 14 : ETUDE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE	135
ANNEXE 15 : DONNEES GEOTECHNIQUES.....	138
ANNEXE 16 : PLAN GENERAL DU PONT	140
ANNEXE 17 : DESSIN D'EXECUTION DES POUTRES.....	141
ANNEXE 18 : DESSIN D'EXECUTION DU HOURDIS.....	142
ANNEXE 19 : DESSIN D'EXECUTION DES PREDALLES.....	143
ANNEXE 20 : DESSIN DE COFFRAGE DES PILES	144
ANNEXE 21 : DESSIN D'EXECUTION DE CHEVETRE DES PILES	145
ANNEXE 22 : DESSIN D'EXECUTION DES SEMELLES SOUS PILES	146
ANNEXE 23 : DESSIN DE COFFRAGE DES CULEES	147
ANNEXE 24 : POSITIONNEMENT DES PIEUX.....	148
ANNEXE 25 : DESSIN D'EXECUTION DES PIEUX SOUS CULEES	149
ANNEXE 26 : DISPOSITIF DE DESCENTE D'EAU	150

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Evaluation de la crue de projet Q_{100}	8
Tableau 2 : Avantages et inconvénients des ponts en béton armé.....	12
Tableau 3 : Avantages et inconvénients des ponts en béton précontraint	12
Tableau 4: Prédimensionnement des éléments de la superstructure.....	14
Tableau 5: Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure	15
Tableau 6: Combinaisons des sollicitations aux états limites pour le calcul des ouvrages routiers	17
Tableau 7: Coefficients de pondération des charges	17
Tableau 8: Récapitulatif des coefficients K de Guyon-Massonnet.	18
Tableau 9 : Sollicitations dues aux charges permanentes pour les poutres	19
Tableau 10: Récapitulatif des moments affectés des coefficients K de Guyon-Massonnet	20
Tableau 11: Sollicitations de calcul pour les poutres	20
Tableau 12: Moments fléchissants après combinaison.....	22
Tableau 13: Vérification des contraintes dans le hourdis.....	23
Tableau 14: Sollicitations dans l'entretoise.....	23
Tableau 15: Armatures de cisaillement A_t dans l'entretoise	26
Tableau 16: Charges permanentes piles.	27
Tableau 17: Surcharges routières piles.....	28
Tableau 18: Charges d'exploitation piles.	28
Tableau 19: Charges totales combinées pour les piles	29
Tableau 20: Sollicitations maximales dans le chevêtre	29
Tableau 21: Sollicitations maximales dans chaque fût.....	30
Tableau 22: Efforts repris par les semelles sous piles	31
Tableau 23: Sollicitations maximales dans chaque pieu	32
Tableau 24 : Sollicitations maximales dans chaque culée.....	33
Tableau 25: Sollicitations maximales dans le chevêtre de culée.....	35
Tableau 26 : Moments de torsion dans le chevêtre des culées	36
Tableau 27: Sollicitations totales dans le fût des culées.....	37
Tableau 28: Sollicitations totales dans les pieux sous culée	37
Tableau 29 : Estimatif des travaux et coût total du projet	39

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Terminologie des ponts..... 11
Figure 2: Eléments de la superstructure de l'ouvrage. 13
Figure 3: Eléments de l'infrastructure de l'ouvrage..... 15

PREMIERE PARTIE : INTRODUCTION GENERALE

L'essor économique d'un pays, aussi puissant soit-il, passe inéluctablement par la mise en place et l'amélioration continue des infrastructures d'une manière générale, et celles de transport plus particulièrement. Ainsi, les pays dits développés sont ceux-là qui ont pu initier, entre autres, des politiques cohérentes visant à promouvoir le secteur sensible des transports. Et sont qualifiées de nations sous-développées celles qui éprouvent encore un certain mal à fournir des efforts dans ce sens. Délibérément ou pas, cela relève d'un autre débat. Dans cette deuxième (2^{ème}) catégorie d'Etats, se retrouve, très malheureusement, le Tchad, un pays dont le mirage de l'or de noir ne cesse d'enfouir dans les abysses de la misère.

CHAPITRE 1 : CONTEXTE ET OBJECTIFS DU PROJET

1.1 CONTEXTE

Le gouvernement de la République du Tchad, ayant pris connaissance de cet état de fait, a élaboré depuis cinq (05) ans, un vaste programme de promotion des infrastructures routières sur l'ensemble du territoire. Le projet de construction et de bitumage du tronçon de la route Bitkine Mongo située dans la région du Guera, en est une bonne illustration.

Il s'agit d'un tronçon d'un linéaire total de 58 km qui se trouve dans une zone accidentée et de plusieurs passages d'eau, dont la rivière Bam-Bam, véritable casse-tête pour l'Etat, les voyageurs et les riverains, qu'il faudra franchir. Dans son ouvrage titré « *Etude des bassins représentatifs de 1 000km² en Afrique tropicale* », l'ingénieur hydrologue Français **Pierre TOUCHEBOEUF de LUSSIGNY** a justement évoqué ce bassin de Bam-Bam avec ses différentes caractéristiques géologiques, morphologiques et pédologiques ainsi que ses incertitudes hydrologiques, mettant déjà en lumière cette « force » dévastatrice que pourrait représenter cette rivière. C'est au regard de toutes ces importantes problématiques construites autour de ce grand passage d'eau que le thème de notre stage de mémoire, intitulé « **Etude Technique de construction d'un ouvrage d'art type Pont de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad** », trouve toute sa pertinence.

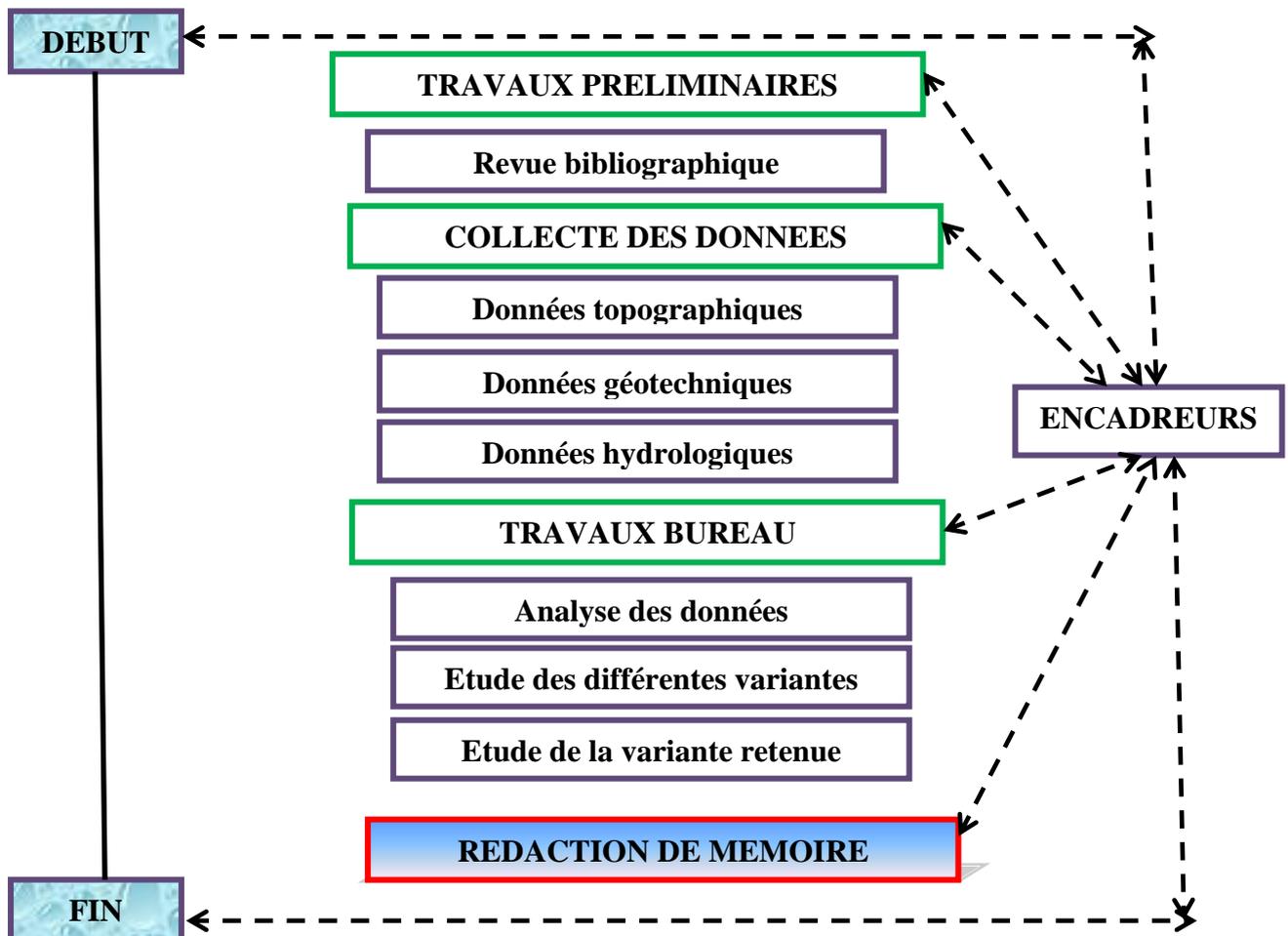
1.2 OBJECTIFS

Il est exigé de cette étude de faire ressortir, en fin de compte, des détails qui pourront permettre de construire un pont ayant une bonne aptitude technique fonctionnelle dans la durée, tout en cherchant à concilier préservation de l'environnement et souci économique. Ces objectifs ne peuvent être atteints que si les actions suivantes sont bien menées dans le cadre de cette étude :

- Etudes hydrologiques pour évaluer le débit que doit évacuer l'ouvrage et hydrauliques afin de déterminer ses sections ;
- Analyse des différentes variantes d'ouvrages ;
- Etude technique de dimensionnement structural de la variante retenue ;
- Proposition en vue d'une étude d'impact environnementale ;
- Estimation du délai, du coût total et d'une ébauche de mode de gestion de projet ;
- Organisation de l'assainissement et de l'entretien de l'ouvrage.

CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE GLOBALE DE TRAVAIL

L'organisation de notre mémoire a obéi à la logique de cet organigramme :



DEUXIEME PARTIE : SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE ET DONNEES DE BASE DU PROJET

CHAPITRE 1 : SITUATION GEOGRAPHIQUE

D'un point de vue administratif et géographique, la zone de projet se situe dans la région du Guera au centre du Tchad, avec comme chef-lieu de région la ville de Mongo située à 530km de N'Djamena la capitale. Ses coordonnées sont : **12°11'** de latitude Nord et **18°41'** de longitude Est.

La rivière Bam-Bam se situe au **PK 44** sur le tronçon Mongo-Bitkine, distant d'environ 58km. Pour des détails relatifs à la situation de la zone du projet et à la localisation de l'ouvrage, se référer aux deux cartes en **annexes 1 et 2 Pages 45 et 46** du présent rapport.

CHAPITRE 2 : DONNEES DE BASE DU PROJET

Etant donné qu'il est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

2.1 Données fonctionnelles

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière ou ferroviaire. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de ladite opération et consignés dans les termes de références du projet.

2.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- ☛ L'ouvrage comporte **cinq (05) travées isostatiques** de **15,80m**. L'entraxe des poutres est de 2,40 m. Elles sont reliées par des entretoises.
- ☛ Le tracé en plan de l'ouvrage est droit et perpendiculaire au lit du fleuve.
- ☛ Son profil en long présente une pente par travée de 1,30% afin de faciliter l'évacuation des eaux pluviales et le profil en travers est symétrique avec un toit sur l'axe longitudinal de pente égale à 2,5% de chaque côté.
- ☛ La coupe transversale comporte deux voies de circulation de **3,50 m** de largeur et une surlargeur de 0,50 m, une bordure T2 séparant la chaussée du trottoir large de 1 m.

- ☛ L'ouvrage a une longueur totale de **79 m** et une largeur totale de **10,40 m**.

2.1.2 Considérations d'ordre esthétique et paysager

Il s'agit de l'insertion de notre ouvrage dans son environnement. On ne se limitera pas seulement à la recherche de la solution la plus économique pour résoudre le problème: on se doit également de répondre aux attentes de la société tant en matière paysagère qu'en matière de respect de l'environnement. Ainsi, autant l'appui d'un architecte compétent est hautement important améliorer l'aspect d'ensemble du pont, autant des études d'impact environnemental doivent rigoureusement être menées pour préserver le milieu naturel de la zone de Mongo (Voir plus loin le volet Etudes d'Impact sur l'Environnement).

2.1.3 Considérations relatives aux charges et surcharges

En plus des charges dites poids propres de l'ouvrage et charges permanentes, il existe deux (2) autres catégories de charges dites charges d'exploitation. Il s'agit des :

- ☛ Charges normales dites charges routières utilisées pour tous les types de ponts.

Elles comprennent trois (03) cas de charges dont le système A(L), le système B composé de trois (03) sous-systèmes (Bc, Bt et Br) et les surcharges du trottoir ;

- ☛ Les charges exceptionnelles.

Elles sont utilisées pour les ouvrages où peuvent circuler les convois spéciaux de natures militaires (M80 et M120) ou exceptionnelles (transport à haut niveau de service D240 et E360).

2.2 Données naturelles

2.2.1 Climat et pluviométrie

La zone du projet, comme la plupart des régions du Tchad, est caractérisée par deux (2) saisons : une saison sèche de Novembre à Mai et une saison pluvieuse de Juin à Octobre.

La température moyenne diurne varie de 33 °C en décembre à 42 °C en avril. La pluviométrie moyenne annuelle est comprise entre 600 mm et 800 mm, avec un maximum entre Juillet et Août. Les précipitations sont rigoureusement nulles de novembre à mars. Le régime des pluies est à la limite du type tropical et du type sahélien. En fait, la dégradation hydrographique, qui est la marque du régime sahélien, est déjà assez avancée dans le cas de Bam-Bam.

2.2.2 Topographie et géologie

L'altitude décroît depuis 600 m sur la bordure méridionale jusqu'à 400 m à l'exutoire du bassin. Quelques affleurements granitiques très localisés culminent vers 780 m. Dans la partie

méridionale, les sols sableux ou sablo-argileux dominant; ils sont généralement couverts d'un tapis de graminées peu épais. La moitié Nord est plus imperméable; les sols argilo-sableux ou argileux supportent une végétation de graminées dense et des acacias assez nombreux. La densité arborée devient forte sur les terrasses inondées qui bordent l'OUADI Bam-Bam et ses affluents.

2.2.3 Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. La campagne de reconnaissance géotechnique à l'endroit de l'emplacement de l'ouvrage projeté, effectuée par le Laboratoire des Bâtiments et Travaux Publics (LBTP) de N'Djamena a concerné :

✎ Sondages carottés

Six (06) sondages ont été réalisés à la sondeuse mécanique et descendus vers 20,00m de profondeur. La coupe géotechnique du terrain rencontré révèle l'existence de l'argile limoneuse grise et du sable grossier dans les premiers mètres et l'affleurement des **roches granitiques** s'observe quand on atteint les **15m** de profondeur.

✎ Essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique a permis d'évaluer la résistance à la rupture des couches constituant le sous-sol.

Six (06) essais ont été réalisés et descendus à une profondeur de 17 m. Les résistances en pointe, qui évoluent en dents de scie, ainsi que les contraintes admissibles en fonction de la profondeur, sont consignées dans deux (02) tableaux qui se trouvent en **annexes 15 Pages 138 et 139**.

Conclusion : Au regard des résultats des deux (02) essais observés, toute solution de **fondation superficielle devra être évitée**. Ayant constaté 5 refus de sondages sur les 6 essais, il est fortement recommandé d'adopter pour le pont un système de fondation sur pieux de 15m et ancrés à une profondeur de 2 m dans l'arène granitique.

TROISIEME PARTIE : ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

Les objectifs poursuivis dans ce volet d'études sont de déterminer :

- Les caractéristiques du bassin versant drainé par le cours d'eau au point de franchissement ;
- Le comportement des crues;
- Les niveaux d'eau caractéristiques, pour des occurrences annuelles, décennales, centennales ;
- Le tirant d'air pour diminuer le risque d'obstruction de l'ouvrage par des détritits, corps flottants, branchages, souches, etc ;
- Les éventuelles modifications des écoulements dues au projet, notamment en périodes de crues.

CHAPITRE 1 : CALCUL HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique a pour objectif la détermination des caractéristiques hydrologiques (la section d'écoulement, le débit de dimensionnement, la hauteur des plus hautes eaux) qui entreront en compte dans le calcul de l'ouvrage de franchissement.

1.1 Caractéristiques du bassin versant

- Les caractéristiques du bassin versant sont les suivantes :
- Superficie en km^2 : 897,63 (Donnée fournie) ;
- Périmètre en km : 416,11 (Donnée fournie) ;
- Pente moyenne en % : 1.48 (Evaluée avec la formule de GRESILLON (**Voir Annexe3 Page 47**)).

1.2 Période de retour

Au regard de l'importance du bassin versant, l'ouvrage sera dimensionné pour une période de retour de 100 ans.

1.3 Calcul du débit de projet Q_{100}

Les méthodes employées pour évaluer l'apport du bassin versant sont celles décrites dans le manuel pour l'estimation des crues décennales et les apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche : « *Crues et apports : Bulletin du FAO* ». Pour le calcul du débit d'apport, deux (02) méthodes déterministes sont généralement utilisées. Il s'agit de :

- ✓ la méthode **CIEH** (Comité Interafricain d'études Hydrauliques) ;
- ✓ la méthode **ORSTOM** (de l'Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération).

Le choix de la méthode dépend généralement de la superficie du bassin versant. Si la superficie est comprise entre 120 et 350 km², la méthode CIEH est conseillée tandis que pour les superficies comprises entre 350 et 1500 km², on doit opter pour la méthode ORSTOM. Dans notre cas, la superficie du bassin versant vaut 897,63 km², donc nous allons utiliser la méthode ORSTOM pour l'évaluation de débit de calcul de notre ouvrage.

Dans cette méthode, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de crue décennale est défini par la relation suivante :

$$Q_{r10} = A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * S / T_{b10}$$

A : est le coefficient d'abattement ;

P₁₀ : est la hauteur de pluie décennale ;

K_{r10} : est le coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale ;

α₁₀ : est le coefficient de pointe correspondant à la crue décennale ;

S : est la superficie du bassin versant ;

T_{b10} : est le temps de base correspondant à la crue décennale.

La méthode ORSTOM se limite au calcul de la crue décennale, le choix de la période de retour de notre projet est de 100 ans. On utilise donc la relation $Q_{100} = C * Q_{10}$ du manuel FAO permettant de passer de la crue décennale Q₁₀ à la crue centennale Q₁₀₀.

$$Q_{100} = C * Q_{10}$$

C représente le coefficient de majoration supérieur à 1 et est donné par la formule suivante :

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * (T_b/24)^{0,12} / K_{r10}$$

Où P₁₀₀ représente la pluie centennale et T b est le temps de base en heures.

Les résultats de cette étude hydrologique, dont les détails sont donnés en **annexe 3 Page 50**, sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1: Evaluation de la crue de projet Q_{100}

Désignation	Unités	Résultats
Pente moyenne I	‰	0,9
Indice de compacité I_{com}		3,92
Rectangle équivalent L	Km	204
Coefficient d'abattement A	-	0,60
Précipitation moyenne P_{m10}	Mm	100
Le plus long parcours hydraulique L_P	km	582
Dénivelée D	m	471
Indice global de pente I_g	m/km	2,31
Indice global de pente corrigé I_{gcor}	m/km	1,85
Temps de base T_{b10}	h	63,77
Coefficient de ruissellement K_{r10}	%	44,02
Lame ruisselée décennale L_{r10}	mm	44,02
Volume de ruissellement décennal V_{r10}	m^3	39 513 673
Débit moyen décennal Q_{mr10}	m^3/s	172,11
Débit maximum décennal Q_{r10}	m^3/s	447,49
Crue de projet Q_{100}	m^3/s	619

Conclusion : on retiendra un débit centennal $Q_{100}=619m^3/s$ pour le dimensionnement de notre pont.

CHAPITRE 2 : CALCUL HYDRAULIQUE

Le calcul hydraulique permet de déterminer les conditions d'écoulement de l'eau sous l'ouvrage. Cela passe par l'évaluation du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) qui permettra de caler l'ouvrage, l'estimation des remous sur l'ouvrage et le calcul des affouillements. Et tout ceci dans le respect des contraintes de vitesse : une vitesse trop importante provoquera de l'érosion aux abords de l'ouvrage et une très petite vitesse occasionnera des dépôts. On retiendra $V_{\max}=3.5\text{m/s}$ et $V_{\min}=0.5\text{m/s}$.

2.1 Détermination du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE)

Des enquêtes auprès des riverains ont permis d'estimer la valeur du PHE qui, en moyenne, vaudrait **4,00m**. En se basant sur le profil en long du cours d'eau, la côte du PHE est de **407,46m**.

2.2 Evaluation du remous

Le passage du débit de crue provoque un étranglement de la section d'écoulement, ce qui entraîne une surélévation du niveau d'eau à l'amont du pont. La présence des piles participe aussi à la surélévation du niveau d'eau. C'est cette surélévation du niveau d'eau qu'on appelle le **remous**. Il faut savoir la maîtriser afin de bien caler la ligne rouge.

Le calcul du remous, qui intègre les caractéristiques de vitesse et le comportement du cours d'eau notamment, a donné une valeur de 0,22 m. La côte finale du PHE est donc : $407,46\text{m} + 0,22\text{ m} = \mathbf{407,68\text{ m}}$. Pour plus des questions d'éclaircissement, se référer aux détails en **annexe 4 Page 54**.

2.3 Calcul des affouillements

Du point de vue de dimensionnement hydraulique, le pont est confronté aux risques d'affouillements, autour des piles, qui constituent une des causes les plus fréquentes d'accidents sur ces ouvrages. L'affouillement est lié à la diminution de la section d'écoulement au droit de l'ouvrage, ce qui augmente la vitesse d'écoulement. Ainsi, afin de garantir la sécurité et assurer la fiabilité dans le calage des fondations des piles, l'évaluation de ces phénomènes revêt d'une importance toute particulière.

Plusieurs formules permettent de calculer ces affouillements On en a principalement utilisé cinq (05) : **LACY, DUNN, EDF, BRENSERS** et **STRAUB (Voir détail annexe 4 Page 56)**.

Les résultats obtenus sont :

$$\curvearrowright \text{Hauteur d'Affouillement pour les Piles (HAP)} = H_G + H_L + H_R = 0,99 + 0,83 + 1,45 = \mathbf{3,27\text{m}};$$

➤ Hauteur d'affouillement pour les culées (HAC)= $H_G+H_R=0,99+1,45=2,44m$.

Conclusion : Les fondations de l'ouvrage doivent impérativement tenir compte de ces deux (2) valeurs pour être à l'abri des affouillements.

2.3 Détermination du tirant d'air

Des débris et des corps flottants sont régulièrement transportés par un cours d'eau. Ce qui présente comme risque une obstruction de la section d'écoulement sous le pont. L'ouvrage est dans ce cas en danger l'ouvrage car le tablier du pont n'est pas dimensionné pour supporter des charges horizontales importantes. En plus toute submersion du pont entraîne l'interruption du trafic et des risques de destruction des remblais d'accès. Le tirant d'air est prévu pour diminuer le risque d'obstruction partielle ou totale du pont. Il dépend des risques de charriage et de l'importance de l'ouvrage.

Nous prévoyons pour notre pont un tirant d'air de **1,5 m (Annexe 4 Page 58)**.

2.4 Calage de l'ouvrage

On aboutit à la côte de l'ouvrage par l'addition des termes suivants déjà évalués :

Cote ouvrage= cote initiale PHE + Remous + Tirant d'air + Hauteur (chevêtre) + Hauteur (tablier)

Côte initiale des PHE = 407,46 m ; Remous X = 0,22 m ; Tirant d'air = 1,50 m ; Hauteur (chevêtre) = 1,00 m ; Hauteur (tablier) = 1,20 m ; Revêtement = 0,05 m ; Chape=0,02 m.

Ce qui donne une **cote finie** de l'ouvrage égale à **411,45 m**.

QUATRIEME PARTIE : GENERALITES SUR LES PONTS ET ANALYSE DES VARIANTES

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES PONTS

1.1 Définition et terminologie

Un pont est un ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel (cours d'eau, brèche...) ou artificiel (voie de communication). Sa composition structurale comprend trois (03) parties à savoir :

- La superstructure qui supporte le trafic ;
- Les appareils d'appui ;

- L'infrastructure servant de support à la superstructure.

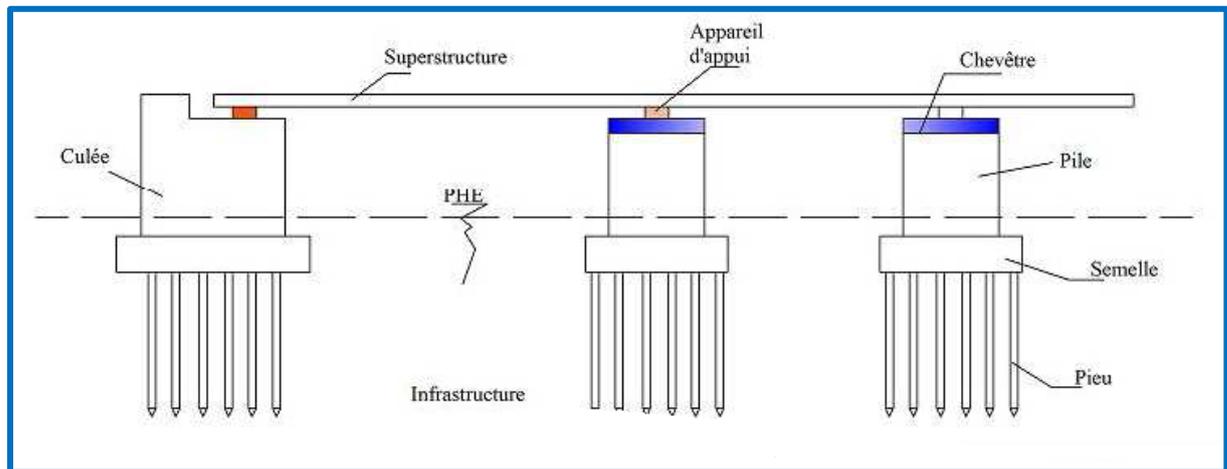


Figure 1: Terminologie des ponts.

1.2 Analyse fonctionnelle

1.2.1 La superstructure

La superstructure comprend le tablier (composé de la dalle, des poutres longitudinales et des poutres transversales ou entretoises), les contreventements et les équipements du pont (trottoirs et glissières de sécurité, corniches etc....).

1.2.2 Les appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des dispositifs permettant d'amortir les déplacements ou les vibrations du tablier sous l'effet des différences de température ou l'application des surcharges du trafic. Ils sont interposés entre le tablier et les chevêtres.

1.2.3 L'infrastructure

L'infrastructure comprend les appuis et les fondations :

- ✦ Les appuis sont appelés « piles » quand ils sont intermédiaires et « culées » quand ils sont aux extrémités. Ils transmettent les charges verticales venant du tablier au sol par l'intermédiaire des semelles (ou non) et des pieux. Les culées sont conçues pour supporter la poussée des terres ;
- ✦ Les fondations sont directement en contact avec le sol (semelles, pieux) et constituent la partie essentielle de l'ouvrage car leur étude et leur mise en œuvre correcte participent à la bonne tenue de l'ouvrage.

CHAPITRE 2 : ANALYSE DES VARIANTES

Une présentation de variantes consiste à mener une étude comparative entre deux ou plusieurs variantes et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux exigences du projet.

Dans la pratique, on effectue une étude comparative de quatre (4) variantes de pont : mixte, métallique, béton armé et béton précontraint. Mais pour ce cas précis de projet, on écarte les deux (02) premières variantes pour entre autres les raisons suivantes : coût relativement élevé induit par la présence d'acier, risques de corrosion de l'acier sous l'effet de l'humidité et de déformabilité sous l'effet de la variation de la température.

Finalement, cette étude revient à opposer sommairement, dans un tableau mettant en exergue avantages et inconvénients, deux (02) variantes seulement :

Première (1^{ère}) variante : pont à poutres en béton armé de 79 ml ayant cinq (05) travées isostatiques de 15,80ml ;

Seconde (2nde) variante: pont en béton précontraint de 79 ml ayant deux (02) travées isostatiques de 39,50 ml.

1.1 Variante n°1 : Pont en béton armé

Tableau 2 : Avantages et inconvénients des ponts en béton armé

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">✱ Mise en œuvre et entretien faciles✱ Bonne résistance à la compression✱ Echafaudage réduit	<ul style="list-style-type: none">✱ Portée limitée à 30m✱ Coût relativement élevé pour des portées dépassant 20 m✱ Risque de fissuration

1.2 Variante n°2 : Pont en béton précontraint

Tableau 3 : Avantages et inconvénients des ponts en béton précontraint

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">✱ Possibilité d'avoir des portées plus importantes, et par conséquent une réduction des nombres d'appuis souvent très coûteux. ;✱ Suppression des joints entre les	<ul style="list-style-type: none">✱ Incertitude des déformations différées des poutres par fluage du béton et relaxation des armatures de précontrainte ;✱ Nécessité d'un matériel de mise en

travées, ce qui représente un confort pour l'usager ; ✳ Utilisation des éléments préfabriqués	place des poutres très coûteux et d'une main d'œuvre qualifiée ; ✳ Problème d'encombrement des échafaudages
--	--

Conclusion : Au terme de cette succincte analyse, on opte pour la 1^{ère} variante, c'est-à-dire un pont à poutres en béton armé de 79 ml ayant cinq (05) travées isostatiques de 15,80ml. Ce choix est plus particulièrement guidé par la **facilité** dans la **mise en œuvre** et **l'entretien** de l'ouvrage.

CINQUIEME PARTIE : ETUDE DE PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE 1 : PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE

Le pré dimensionnement des différents éléments de la superstructure du pont est fait suivant les instructions du document pilote du **SETRA** concernant les ponts à savoir le **PP73**.

Le tableau 4 suivant résume les dimensions de ces différentes parties de l'ouvrage. Les détails concernant leur pré dimensionnement sont donnés en **annexe n° 5 Page 59**.

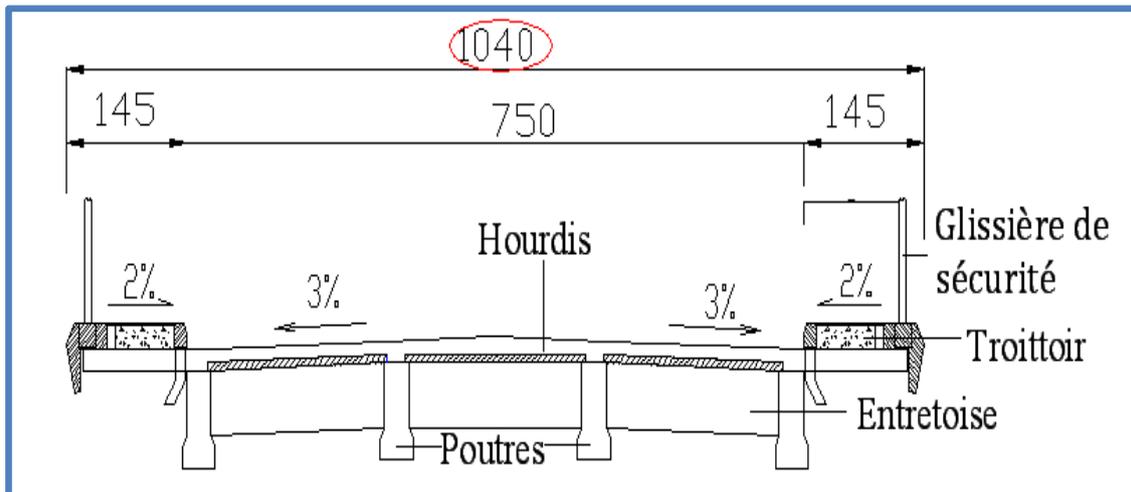


Figure 2: Eléments de la superstructure de l'ouvrage.

Tableau 4: Prédimensionnement des éléments de la superstructure

Eléments	Dimensions		
Poutres	Nombre	N_p	4
	Hauteur Poutre	H_p	1,00 m
	Epaisseur âme	b_o	0,40 m
	Epaisseur talon	b_{ta}	0,30 m
	Hauteur gousset	h_1	0,10 m
	Hauteur talon	h_2	0,20 m
	Espacement poutres	E_p	2,40 m
Hourdis	Epaisseur	E_h	0,20 m
Entretoises	Nombre	N_e	6
	Hauteur	H_e	1,00 m
	Longueur	L_e	2,10 m
	Epaisseur	E_e	0,20 m
Dalle de transition	Epaisseur	h_d	0,30 m

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE

Le pré dimensionnement des différents éléments de l'infrastructure du pont (Voir figure ci-dessous) a été fait conformément aux instructions du document pilote du **SETRA** concernant les ponts à savoir le **PP73**.

Le tableau 5 suivant résume les dimensions de ces différentes parties de l'ouvrage. Les détails concernant leur pré dimensionnement sont donnés en **annexe n° 5 page 60**.

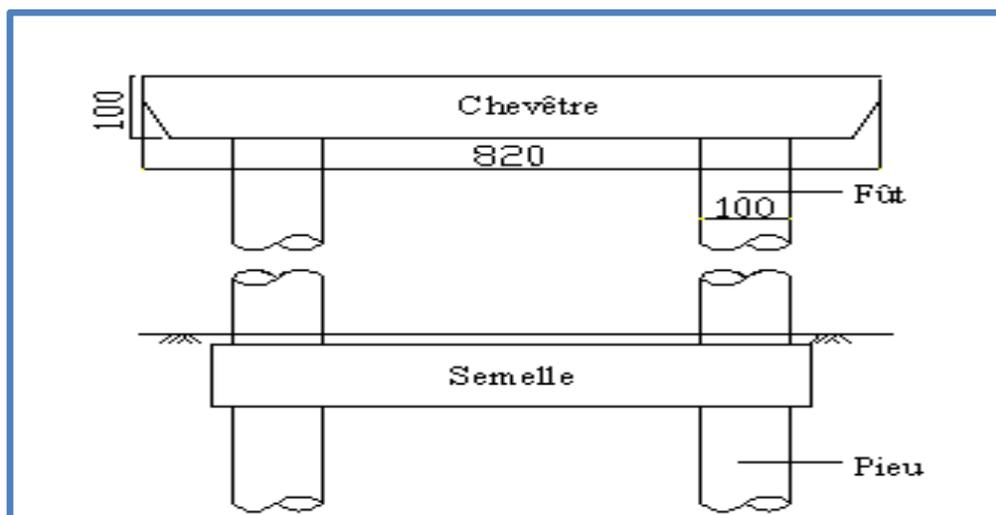


Figure 3: Eléments de l'infrastructure de l'ouvrage.

Tableau 5: Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

Désignation	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur ou Epaisseur (m)	Nombre
Piles				
Fûts	1,00	1,00	6,10	08
Chevêtre	8,20	1,40	1,00	04
Culées				
Sommier d'appui	8,20	1,40	1,00	02
Mur de garde-grève	8,20	0,30	1,30	02
Dalle de transition	8,20	2,85	0,30	02
Mur en retour	8,20	1,35	0,30	02
Fondation				
Semelles (Piles)	A définir après dimensionnement			04
Pieux des piles	1,00	1,00	15,00	08
Pieux des culées	1,00	1,00	15,00	04

SIXIEME PARTIE : REFERENCES DE CALCUL, CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET DESCRIPTION DES SURCHARGES

CHAPITRE 1 : REFERENCES DE CALCUL, CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES

1.1 Références et règlements de calcul

Ce sous chapitre énumère les différentes références et règlements de calculs sur lesquels on va se baser pour dimensionner l'ouvrage. **Détails en annexe 6 Page 62.**

1.2 Caractéristiques des matériaux

Il s'agit ici d'évoquer les caractéristiques des différents matériaux (ciment, béton et acier) qui seront utilisés dans la réalisation de l'ouvrage. **(Annexe 6 Page 62).**

1.3 Hypothèses sur l'environnement

- Environnement : Milieu Agressif ;
- Fissuration : Préjudiciable.

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DES SURCHARGES ET COMBINAISON DES ACTIONS

2.1 Description des surcharges

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le **fascicule 61, titre II** relatives aux surcharges routières. Ce sont : A(l), Bc, Br, Bt, Mc120, Me120, E, Fr, Charges sur remblais qs, les surcharges du trottoir, les charges sur le garde-corps, les actions de l'eau et du vent. Elles sont expliquées en détails en **annexe 7 Page 64.**

2.2 Combinaison d'actions

2.2.1 Notations générales

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_1 : Action variable de base ;

Q_i : Action variable d'accompagnement ;

Q_r : Surcharge routière normale, constituée des systèmes A(l) et B accompagnés de la surcharge du trottoir ;

W : Action du vent.

2.2.2 Combinaisons d'actions

Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent comme suit :

Tableau 6: Combinaisons des sollicitations aux états limites pour le calcul des ouvrages routiers

$$\begin{aligned}
 ELU &\Leftrightarrow 1,35 \times M_G + \max \left\{ 1,60 \max \begin{array}{l} M(A(L)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{array} ; 1,35 \max \begin{array}{l} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(typeE) \end{array} \right\} + 1,60 \times \text{trottoir} \\
 ELS &\Leftrightarrow M_G + \max \left\{ 1,20 \max \begin{array}{l} M(A(L)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{array} ; \max \begin{array}{l} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(typeE) \end{array} \right\} + \text{trottoir}
 \end{aligned}$$

Pour ces cas de charges, et selon les états limites, on utilise une liste de coefficients de pondération qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7: Coefficients de pondération des charges

Type de charge	ELU	ELS
Charges due au vent	1,2	1
Charges permanentes	1,35	1
Charges à caractère normal	1,6	1,2
Charges sur trottoirs	1,6	1
Charges sur remblai	1,6	1,2

SEPTIEME PARTIE : DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL

Ce dossier, assez volumineux, apparait comme l'axe central de l'étude car il regroupe l'essentiel des résultats qui pourraient véritablement justifier l'existence du projet.

Le dimensionnement des différents éléments de notre structure suivra la même ligne de logique observée dans la partie « pré dimensionnement », c'est-à-dire on calculera successivement le tablier (poutres, entretoises et dalle), les chevêtres et les appuis.

CHAPITRE 1 : ETUDE DES POUTRES

Ce chapitre fera ressortir successivement l'inventaire des charges permanentes et routières susceptibles de solliciter les poutres principales, l'étude de la répartition transversale des charges sur les différentes poutres de rive et centrale et enfin la détermination des sollicitations globales et moyennes. Enfin, le calcul du ferrailage des poutres.

2.1 Calcul des charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la poutre et celui des différents éléments supportés par celles-ci, à savoir la prédalle, la dalle, le trottoir et ses accessoires, l'enrobé et l'étanchéité.

Le tableau ci-dessous le récapitule toutes les charges sur les poutres, de rive et intermédiaire, en ml et sur la portée qui est de 15,80 m. Les détails relatifs à la compréhension de ces calculs sont joints en **annexe 8 Page 69** du présent rapport.

Le poids propre total pour une travée entière est résumé ci-dessous :

Tableau 8: Récapitulatif des coefficients K de Guyon-Massonnet.

Eléments	Poids unitaire (t)	Nombre	Poids total (t)
Poutre de rive	57,81	2	115,62
Poutre intermédiaire	46,94	2	93,88
Entretoise	0,735	6	4,41
Poids total d'une travée (t)			213,91

2.2 Calcul des sollicitations

2.2.1 Sollicitations induites par les charges permanentes

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations dues à toutes les charges permanentes, pour les deux (02) types de poutres :

Tableau 9 : Sollicitations dues aux charges permanentes pour les poutres

	Formules	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Moment fléchissant	$M_{\max} = \frac{PL^2}{8}$	114,18 t.m	92,71 t.m
Effort tranchant	$T_{\max} = \frac{PL}{2}$	28,91 t	23,47 t

2.2.2 Sollicitations dues aux surcharges

Dans cette partie, on s'attèlera à évaluer les sollicitations induites par les surcharges décrites plus haut (**sixième partie, chapitre 2, Page 16**). Pour le calcul des poutres, on va utiliser les cinq (5) systèmes de surcharges suivants :

- Le Système A ;
- Le système B avec ses sous-systèmes Bc, Bt et Br ;
- Le système militaire ;
- Le système de convoi exceptionnel ;
- Les surcharges de trottoir.

La méthodologie et les résultats de calcul de différentes sollicitations affectées des coefficients de majoration dynamique, sont consignés **en annexe 8 Page 70**.

2.2 Calcul des Coefficients de Répartition Transversale (CRT) de GUYON-MASSONNET

Le moment fléchissant et l'effort tranchant d'un tablier peuvent être déterminés par les lignes d'influence en n'importe quelle abscisse x le long du tablier. Mais le problème qui se pose est comment répartir ce moment et cet effort entre les poutres ? En d'autres termes connaître les valeurs de sollicitations dans chaque poutre. Plusieurs méthodes ont essayé de répondre à cette question, parmi lesquelles celle de Guyon-Massonnet. Elle permet de déterminer un coefficient correctif appelé « **Coefficient de Répartition Transversale (CRT)** » qui montre la portion des surcharges transmise dans la poutre considérée.

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

L'aperçu général de la méthode de Guyon-Massonnet ainsi que la démarche explicite de calcul des paramètres aboutissant à l'évaluation du CRT (ou K) sont joints en **annexe 8 Page 80** du présent document.

Le tableau suivant récapitule les moments affectés des coefficients K de Guyon-Massonnet.

Tableau 10: Récapitulatif des moments affectés des coefficients K de Guyon-Massonnet

	Charge Permanente	Surcharges civiles				Surcharges militaires			Surch. trottoir
		A	Bc	Bt	Br	Mc120	Me120	E	CG
Moment isostatique affecté du coeff. de majoration dynamique pour une travée MT		305,74	230,15	263,93	43,45	406,73	280,27	415,96	6,79
Moment isostatique par poutre MT1=MT/4		76,44	57,54	65,99	10,86	101,68	70,08	109,39	6,79
Poutre de rive									
Coefficient K1		1,05	1,04	1,05	0,64	1,25	1,16	0,77	1,22
Moment corrigé M_{PR}=MT1*K1	114,18	80,26	59,84	69,29	6,95	127,10	81,29	84,23	8,28
Poutre intermédiaire									
Coefficient K2		1,37	1,34	1,42	1,72	1,31	1,47	1,22	0,12
Moment corrigé M_{PI}=MT1*K2	92,71	104,72	77,10	93,71	18,68	133,20	103,02	103,46	0,81

NB. Toutes ces valeurs sont en t.m

2.3 Calcul des armatures

2.3.1 Calcul des sollicitations aux états limites

A titre de rappel, la combinaison de calcul des sollicitations est celle mentionnée au **chapitre 2 de la sixième partie, page 16.**

Consignons dans le tableau ci-dessous les résultats obtenus après avoir effectué les différentes combinaisons :

Tableau 11: Sollicitations de calcul pour les poutres

	ELS	ELU	
	Moment fléchissant Mser	Moment fléchissant Mu	Effort tranchant Vu
Poutre de rive	249,56	338,67	82,21
Poutre intermédiaire	226,72	306,28	68,88

2.3.1 Calcul des sections d'acier

Les détails de calcul des différentes sections d'acier se trouvent en **annexe 8 page 92**. Nous ne montrons ici que les résultats.

2.3.1.1 Poutres de rive

✎ Armatures longitudinales A_s

$A_s = 96,35 \text{ cm}^2$ et la vérification de la condition de non fragilité donne une section minimale d'acier $A_{s\min} = 35,44 \text{ cm}^2 < A_s$

$$15\text{HA}32 \Rightarrow A_s = 96,51\text{cm}^2$$

✎ Armatures transversales A_t

$$4\text{brins HA}12 \Rightarrow A_t = 4,52\text{cm}^2$$

✎ Espacement St

$$St = 20\text{cm}$$

2.3.1.2 Poutres intermédiaires

✎ Armatures longitudinales A_s

$A_s = 96,48 \text{ cm}^2$ et la vérification de la condition de non fragilité donne une section minimale d'acier $A_{s\min} = 35,44 \text{ cm}^2 < A_s$

$$15\text{HA}32 \Rightarrow A_s = 96,51\text{cm}^2$$

✎ Armatures transversales A_t

$$4\text{brins HA}12 \Rightarrow A_t = 4,52\text{cm}^2$$

✎ Armatures transversales A_t

$$4\text{brins HA}12 \Rightarrow A_t = 4,52\text{cm}^2$$

Espacement St

$$St = 20\text{cm}$$

CHAPITRE 2 : ETUDE DU HOURDIS

Nous allons considérer un panneau de 15,80m de long et 2,40m de largeur, simplement appuyé sur quatre (4) cotés. En nous appuyant sur les règles de RDM appliquées aux dalles, si

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$, l_x = petit côté et l_y =grand côté, alors la dalle porte dans un seul sens.

O a : $l_x = 2,40\text{m}$ et $l_y = 15,80\text{m} \Rightarrow \alpha = \frac{2,40}{15,80} = 0,15 < 0,4$ alors la dalle porte dans un seul sens, celui du petit côté.

2.1 Calcul des sollicitations

Dans notre cas, nous allons calculer les sollicitations (en mètre linéaire) comme une poutre reposant sur deux appuis simples de portée $L = 2,40$ m. Ceci revient à adopter la même méthode de calcul que celle des poutres.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de moments dans le hourdis obtenus après combinaison. Les détails sont en **annexe 9 Page 97**.

Tableau 12: Moments fléchissants après combinaison

	ELS	ELU
	Moment fléchissant Mser	Moment fléchissant Mu
A l'appui	8,92	11,89
En travée	14,26	19,03

2.1 Calcul des sections d'acier

2.3.1 Aux appuis

$A_s = 25,45 \text{ cm}^2$ et la vérification de la condition de non fragilité donne une section minimale d'acier $A_{s\min} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_s$

$$13\text{HA}16 \Rightarrow A_s = 26,14\text{cm}^2$$

2.3.1 En travée

✎ Aciers comprimés A'

$$11\text{HA}10 \Rightarrow A' = 11,64\text{cm}^2$$

✎ Aciers tendus A_s

$$16\text{HA}20 \Rightarrow A_s = 50,27\text{cm}^2$$

2.1 Vérification à l'ELS

Tableau 13: Vérification des contraintes dans le hourdis

	Moment ELS (MN.m)	σ_s (Mpa)	$\sigma_{s,admin}$ (Mpa)	Vérification
Appui	0,089	300,37	400	$\sigma_s < \sigma_{s,admin} \Rightarrow OK$
Travée	0,143	341,37	400	$\sigma_s < \sigma_{s,admin} \Rightarrow OK$

CHAPITRE 3 : CALCUL DE L'ENTRETOISE

Les entretoises ont pour rôle :

- ✎ Assurer l'encastrement des poutres vis-à-vis de la torsion sur appuis, hypothèse fondamentale des méthodes de calcul de la répartition transversale ;
- ✎ Le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le chargement des appareils d'appui à moins de prévoir des dispositifs particuliers de vérinage ne s'appuyant pas sur les entretoises ;
- ✎ La bonne tenue des joints de chaussée surtout au niveau des culées.

3.1 Calcul des sollicitations

3.1.1 Sollicitations dues aux charges permanentes

Comme la dalle porte dans un seul sens donc toutes ces charges ainsi que celles de la chaussée sont supportées par les poutres. Ainsi les entretoises ne reçoivent pas les charges du hourdis et de la chaussée.

3.1.2 Sollicitations dues aux surcharges

Les sollicitations les plus contraignantes sont obtenues avec les systèmes Bc, Bt et Mc120, placés de manière à avoir le cas le plus défavorable.

Le tableau ci-dessous récapitule le calcul de ces sollicitations, dont les détails assez complets figurent en **annexe 10 Page 102**.

Tableau 14: Sollicitations dans l'entretoise

Désignation	Mt (t.m)	Tmax (t)
Charge permanente	0,20	0,37
Bc	11,13	14,65
Bt	9,66	16,05
Mc120	4,56	5,98

Combinaison des charges

ELU \Rightarrow Max [1,35G + 1,605Max (Bc , Bt) ; 1,35G + 1,35Mc120]

ELS \Rightarrow Max [G + 1,2Max (Bc , Bt) ; G + Mc120]

$$\begin{aligned} \mathbf{M_u} &= \mathbf{18,13t.m} \\ \mathbf{T_u} &= \mathbf{26,26t} \\ \mathbf{M_{ser}} &= \mathbf{13,56t.m} \end{aligned}$$

3.1.3 Sollicitations dues au verinage

Le soulèvement du tablier pour le remplacement des appareils d'appui se fait par quatre vérins qui induisent des sollicitations dont l'évaluation permettra de calculer les armatures supérieures de l'entretoise.

Ainsi, après modélisation et calcul avec le logiciel **PYBAR**, on a obtenu les résultats suivants (détails annexe 10 Page 105) :

- \curvearrowright Pour la travée de rive, le moment maximal positif est : $\mathbf{M_{umax} = 46,55 t.m}$;
- \curvearrowright Pour la travée intermédiaire, le moment maximal négatif est : $\mathbf{M_{umax} = -29,19 t.m}$;
- \curvearrowright Les efforts tranchants sont maximaux au droit des appuis : $\mathbf{T_{umax} = 103,8 t}$.

3.2 Calcul des armatures

Les entretoises seront calculées comme des poutres avec une section en T et on a divisé l'entretoise en deux parties :

- \boxtimes Travée de rive : c'est la partie de l'entretoise comprise entre la poutre de rive et la poutre centrale ;
- \boxtimes Travée centrale : c'est la partie de l'entretoise comprise entre les deux poutres centrales.

3.2.1 Armatures longitudinales As

3.2.1.1 Travée de rive

■ Armatures inférieures

On effectuera les calculs à l'ELU \Rightarrow $\mathbf{M_u = 181,03 KN.m}$

$\mathbf{A_s = 14,07 cm^2}$

$$\mathbf{11HA12 \Rightarrow A_{st} = 14,43cm^2}$$

■ **Armatures supérieures**

Mu = 465,50 KN.m

As = 14,07 cm²

$$11HA14 \Rightarrow Ast = 16,94\text{cm}^2$$

3.2.1.2 Travée intermédiaire

■ **Armatures inférieures**

Les mêmes que la travée de rive.

■ **Armatures supérieures**

Mu = 291,90 KN.m

As = 10,12 cm²

$$10HA12 \Rightarrow Ast = 11,30\text{cm}^2$$

3.2.2 Armatures de peau A_{peau}

On prend **3 cm²/ml** de hauteur d'entretoise.

Donc, 0.70*3 = **2.10 cm²**. D'où **5 HA 8**

$$5HA8 \Rightarrow A_{\text{peau}} = 2,51\text{cm}^2$$

3.2.3 Armatures transversales At

Le calcul des efforts tranchants en service et lors du vérinage donne des efforts maximaux au niveau des appuis et au droit des vérins.

En adoptant un espacement régulier St = 20cm, on a :

$$At \leq \frac{0,3*0,2*1,15 (\tau u - 0,3*2,4)}{0,9*400}$$

Avec **τu** la contrainte de cisaillement dans chacune des deux (02) parties de l'entretoise. Détails des calculs à voir en **annexe 10 Page 110**.

Dressons dans le tableau ci-après les résultats de calcul des armatures de cisaillement dans l'entretoise :

Tableau 15: Armatures de cisaillement A_t dans l'entretoise

Partie d'entretoise		Contrainte τ_u (MPa)	Espacement S_t (m)	A_t (cm ²)
De rive	En service	1,09	0,20	071
	Verinage	2,87	0,20	4,12
Intermédiaire	En service	0,98	0,20	0,71
	Verinage	1,76	0,20	1,99

Conclusion :

Pour la partie de rive : section = 4,12cm² ⇒ 6HA10, $A_t = 4,71\text{cm}^2$
Pour la partie intermédiaire : section = 1,99cm² ⇒ un cadre + une épingle HA10.

CHAPITRE 4 : ETUDE DES EQUIPEMENTS

On fait ici une étude succincte des appareils d'appui et du joint de dilatation.

4.1 Appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Ils sont intercalés entre la poutre et le chevêtre.

Il existe essentiellement quatre (04) types d'appareils d'appui qui sont :

- ❑ Les articulations en béton ;
- ❑ **Les appareils d'appui en élastomère fretté ;**
- ❑ Les appareils d'appui spéciaux ;
- ❑ Les appareils d'appui métalliques.

On opte pour les appareils d'appui en élastomère fretté car, en plus de leur coût relativement modéré par rapport aux appareils à pot, ils ont cette facilité à se déformer vis-à-vis des sollicitations. Ils reprennent les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère (marque Néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation.

Il faut quatre (04) appareils pour chaque culée et trente-deux ($4 \times 8 = 32$) au niveau des piles, ce qui fait en tout $(4 \times 2) + (2 \times 4) \times 4 = 40$ **appareils d'appui** en élastomère fretté.

Pour les culées, il est prévu un appui caoutchouteux à plaque de glissement polytétrafluoréthylène et pour les piles des appuis caoutchouteux à planche. (**Bulletin N°4 du SETRA**).

4.2 Joints de chaussée

Pour permettre les phénomènes de retrait et de dilation du pont, on met, à un endroit précis, des éléments transversaux qu'on appelle joint de chaussée.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue alors: Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à **3 000** véhicules, les joints semi lourds pour un trafic entre **1 000** et **3 000** véhicules et les joints légers pour un trafic inférieur à **1 000** véhicules.

Dans notre cas, on va utiliser des joints légers car le trafic moyen journalier est **inférieur à 1 000** véhicules.

CHAPITRE 4 : ETUDE DES PILES

Les piles se distinguent des culées par le fait qu'elles sont à l'air libre sur la plus grande partie de leur hauteur et qu'elles ne transmettent pas des réactions horizontales importantes.

Dans ce chapitre, nous ferons l'inventaire des charges et en effectuerons des combinaisons. Puis, nous ferons la descente des charges. Nous déterminerons par la suite le ferrailage des chevêtres et des fûts et enfin nous ferons une étude complète de la fondation des piles (semelle + pieux).

4.1 Inventaire des charges

4.1.1 Charges permanentes

Tableau 16: Charges permanentes piles.

Désignation	Effort
Poids du tablier	213,91t
Poids du chevêtre	$2,5 \times 8,2 \times 1,40 \times 1,00 = 28,70t$
Poids propre des fûts	$\pi \times 0,5^2 \times 6.10 \times 2,5 \times 2 = 23,94t$
Total	266,55t

4.1.2 Surcharges routières

Dressons dans le tableau ci-dessous les résultats des calculs des surcharges routières pour les piles.

Tableau 17: Surcharges routières piles.

Désignation	Effort
Trottoir	$0,15*1,00*18/2 = 1,35t$
A_L une travée	90,06t
Bc	66,99t
Effort de freinage correspondant à Bc	30,00t
Mc120	67,53t
Total	255,93t

4.1.3 Charges d'exploitation

A la différence du tablier, les piles sont soumises aux effets de l'eau et du vent. Les calculs et les résultats qui en découlent sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 18: Charges d'exploitation piles.

Désignation	Effort
Vent	$2*1*7,16 = 1,43t$
Pression hydrodynamique	$\frac{1}{2}k\rho_e v^2 bh = \frac{1}{2}*0,7* 13,5^2*1*4,22 = 18,09KN = 1,81t$
Total	3,24t

4.2 Combinaisons des charges

A titre de rappel, les combinaisons utilisées sont les mêmes que pour les ouvrages routiers, déjà énoncées plus haut.

Les combinaisons les plus défavorables aux deux (2) états limites ont donné les résultats suivants :

Tableau 19: Charges totales combinées pour les piles

Total charges permanentes (t)	Total Surcharges (t)	Total Charges d'exploitation (t)	ELU (t)	ELS (t)
266,55	255,93	3,24	774,19	576,91

4.3 Ferrailage des piles

4.3.1 Ferrailage du chevêtre

3.3.1.1 Sollicitations maximales

Le chevêtre se calcul comme une poutre appuyée sur 2 appuis. Selon PP73 (paragraphe 2.2.2). Si les piles sont placées au droit des appareils d'appuis, le chevêtre n'aura à supporter que son poids propre et les efforts de vérinage car les charges du tablier seront transmises directement sur les fûts, ce qui est manifestement le cas le plus défavorable. C'est le cas du présent projet. La modélisation et le calcul, effectués au moyen de PYBAR (**détails annexe 11 Page 113**), ont abouti aux sollicitations suivantes :

Tableau 20: Sollicitations maximales dans le chevêtre

Efforts tranchants maximum (t)		Moments fléchissants maximum (t)	
Tumax < 0	Tumax > 0	Mumax < 0	Mumax > 0
-182,2	182,2	-0,59	205,2

4.3.1.2 Sections d'acier

✂ Armatures de flexion Ast

$A_s = 69,89 \text{ cm}^2$, alors que Selon PP73, $A_{min} = 0.5\%B = 0,5*1,4*1,00/100 = 70\text{cm}^2$

10HA12 $\Rightarrow A_{st} = 11,30\text{cm}^2$

✂ Armatures de cisaillement At

$A_t = 13,07\text{cm}^2$ et $St = 20 \text{ cm}$.

Quatre cadres + une épingle HA 12.

4.3.2 Ferrailage des fûts

La pile de l'ouvrage est constituée de deux (2) fûts circulaires de 1,00m de diamètre. Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts horizontaux et verticaux provenant du

tablier, lesquels engendrent à leur tour un moment à la base du fut. L'étude sera menée donc en **flexion composée**.

4.3.2.1 Sollicitations maximales

Les sollicitations totales défavorables (après combinaison) reprises par chaque fût, et dont les cheminements de calcul figurent en **annexes 11 page 115**, sont les suivantes :

Tableau 21: Sollicitations maximales dans chaque fût

Désignation	ELU	ELS
N (t)	360,66	268,84
M (t.m)	195,28	122,63

4.3.2.2 Sections d'acier

✂ Armatures longitudinales A_s

$A_s = 122,09\text{cm}^2$ et $A_{smin} = 157\text{cm}^2$ (Selon PP73). \Rightarrow

20HA32 $\Rightarrow 160,85\text{cm}^2$

Susceptibilité du fût au flambement :

Pour éviter tout risque de flambement du fût, il faut que l'élanement $\lambda < 50$, $\lambda = l_f/i$, avec l_f la longueur de flambement et i le rayon de giration.

Après calcul (détails en annexes XX Page XX), on trouve : $\lambda = 4,58/0,145 = \mathbf{31,59}$

Conclusion : $\lambda = 31,59 < 50 \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

✂ Armatures de cisaillement A_t

$A_t \geq 7,41\text{cm}^2 \Rightarrow$ On prendra des cerces **HA12, espacement = 10cm**.

4.4 Etude des fondations des piles

Les fondations constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement la charge de ce dernier au sol. Le calcul des fondations se base sur l'évaluation de la capacité portante du sol.

En prenant en considération les résultats des essais géotechniques (voir **Données naturelles**, Deuxième partie, Chapitre 2), on a décidé d'opter pour le type de fondation **pieux sous semelle de liaison** pour les piles de l'ouvrage.

4.4.1 Ferrailage des semelles sous piles

Pour déterminer le ferrailage de la semelle de liaison sur pieux par la méthode dite de FREMY qui est préférée par des nombreux concepteurs car elle semble donner des résultats plus proches des observations expérimentales. **Pour les détails, voir annexe 11 Page 117.**

4.4.1.1 Efforts repris par les semelles

Les efforts défavorables repris par les semelles de liaison sous piles sont les suivants :

Tableau 22: Efforts repris par les semelles sous piles

Total charges permanentes (t)	Total Surcharges (t)	Total Charges d'exploitation (t)	ELU (t)	ELS (t)
266,55 + Poids remblai = 285,67	255,93	3,24	800,00	596,03

4.4.1.2 Sections d'acier

✎ Prédimensionnement

Le prédimensionnement a donné : **L = 6,60 m et l = 1,20 m.**

✎ Section d'aciers inférieurs (résistants) Ai

$$A_i = 24HA25 \Rightarrow 117,81 \text{ cm}^2$$

✎ Aciers de répartition

Il est nécessaire d'ajouter les armatures suivantes pour équilibrer les éventuels efforts de torsion :

- Armatures supérieures $A_s = 0,10 * A_i$, soit environ **15HA10** ;
- Cadres verticaux et horizontaux espacés de 15 à 20 cm :

$$\text{Prenons } \frac{A_v}{S_v} = \frac{A_h}{S_h} = 0,002 * 80 = 0,16 \text{ cm.}$$

La distance entre les A_s et les A_i est de 140cm environ : en prenant 7 intervalles de 20cm, on trouve **$A_h = 3,20 \text{ cm}^2$** , ce qui, avec 8 brins (4 dans chaque face), donne **8HA8** ;

En plaçant les cadres verticaux tous les 15cm, il vient **$A_v = 2,4 \text{ cm}^2$, soit 5HA8.**

- Enfin des épingles reliant les armatures des 2 faces.

4.4.2 Ferrailage des pieux sous piles

Conformément aux exigences des résultats des essais géotechniques, les pieux seront ancrés à une profondeur de 15m, dans la roche granitique. Ils ont un diamètre de 1,00m. Ils ont pour rôle de transmettre au sol support l'ensemble des charges. Ils seront calculés en flexion composée.

4.4.2.1 Sollicitations maximales

Les sollicitations totales défavorables (après combinaison) reprises par chaque pieu, et dont les cheminements de calcul figurent en **annexe 11 Page 119**, sont les suivantes :

Tableau 23: Sollicitations maximales dans chaque pieu

Désignation	ELU	ELS
N (t)	433,15	261,37
M (t.m)	186,15	142,32

4.4.2.2 Sections d'acier

✂ Armatures longitudinales A_s

$A_s = 191,59\text{cm}^2$ et $A_{s\text{min}} = 157\text{cm}^2$ (Selon PP73), donc on garde $A_s = 191,59\text{cm}^2$.

⇒

$$20\text{HA}32 \Rightarrow 160,85\text{cm}^2$$

✂ Armatures transversales A_s

On adopte des cerces **HA14**, espacement = **10cm**.

4.4.2.3 Justification des pieux

Elle consiste à vérifier que la sollicitation axiale de calcul, y compris les éventuels frottements négatifs, reste inférieure à Q_{max} déterminée dans les deux états limites (ELU et ELS).

La vérification vis à vis des états limites ultimes est donc faite par rapport à la charge limite Q_u et la vérification vis à vis des états limites de service par rapport à la charge critique de fluage Q_c .

Vérification à l'ELU (Voir annexe 11 Page 120)

La sollicitation axiale totale est : $2,31 + 4,33 = 6,64\text{MN}$

La charge admissible nette $Q_{\text{admnette}} = \frac{Q_u}{3} = \frac{26,93}{3} = 8,98\text{ MN}$

Conclusion : La sollicitation axiale, y compris les frottements négatifs, est inférieure à la charge admissible nette \Rightarrow ok.

Vérification à l'ES (Voir annexe 11 Page121)

La sollicitation axiale totale est : $2,31 + 2,61 = 4,92$ MN

La charge admissible nette $Q_{adm\text{nette}} = \frac{Q_c}{3} = \frac{15,03}{3} = 5,01$ MN

Conclusion : Les charges de fluage en compression, y compris les frottements négatifs, sont inférieures à la charge admissible nette \Rightarrow ok.

CHAPITRE 5 : ETUDE DES CULEES

On appelle culée l'appui intermédiaire des ponts. Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, à savoir :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation ;
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui ;
- La limitation des déplacements verticaux (tassement).

Dans ce chapitre, nous effectuerons un pré dimensionnement des éléments de l'appui, ensuite nous ferons l'inventaire des charges sollicitant les culées. Puis nous effectuerons la descente des charges. Enfin, nous calculerons les différents éléments constitutifs de cet appui, à savoir le chevêtre, la dalle de transition, le corbeau, le garde-grève, le mur retour, le fût et les pieux.

5.1 Prédimensionnement

La méthodologie adoptée pour le prédimensionnement des différents éléments de la culée, ainsi que les résultats des calculs sont en **annexe 12 Page 122**.

5.2 Efforts repris par les culées

Les sollicitations totales défavorables (après combinaison) reprises par chaque culée, et dont les cheminements de calcul figurent en **annexe 12 Page 123**, sont les suivantes :

Tableau 24 : Sollicitations maximales dans chaque culée

Désignation	ELU	ELS
P(t)	771,58	710,332
M _R (t.m)	1147,02	1005,54
M _S (t.m)	5922,24	5333,36

5.3 Ferrailage des culées

Les hypothèses relatives aux matériaux (béton et acier) sont les mêmes que décrites plus haut.

5.2.1 Mur de garde-grève

5.2.1.1 Sollicitations

Le moment total dans la section d'encastrement du mur garde-grève :

$$\text{À l'ELU : } M = 1,35M_t + 1,6M_p + 1,6M_f = 9,66 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } M = M_t + M_p + M_f = 6,10 \text{ t.m/ml}$$

Pour des questions d'éclaircissement liées à ces calculs, **voir annexe 12 Page 124.**

5.2.1.1 Sections d'acier

✂ **Aciers verticaux dans le mur A_v**

$$A_v = 8,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$$

$$6\text{HA } 14/\text{ml} \Rightarrow 9,24\text{cm}^2$$

✂ **Aciers horizontaux dans le mur A_h**

On respecte le ferrailage minimal préconisé par le PP73, soit **des armatures HA10 avec un espacement $e = 15\text{cm}$ sur les deux faces.**

5.2.2 Corbeau d'appui à la dalle de transition

On adopte le ferrailage type défini au paragraphe 2.2.6 de la pièce 1.3.2 du PP73. Soit des **armatures horizontales 8 HA 10** et des armatures de peau **HA 10 espacées de 10 cm.**

5.2.3 Dalle de transition

5.2.2.1 Sollicitations

Réaction des surcharges $R_{\text{Totale}} = 10,26 \text{ t/ml}$

5.2.1.1 Sections d'acier A

$$A = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$$

$$4\text{HA}12/\text{ml} \Rightarrow 4,52\text{cm}^2$$

5.2.4 Mur de retour

5.2.4.1 Sollicitations

✂ **Forces verticales**

$$\text{Effort tranchant : } T = 2,5a \cdot h \cdot e/2 + 0,3a + 4 = 6,24 \text{ t}$$

$$\text{Moment d'axe vertical : } M_v = 2,5a^2h \cdot e/6 + 0,3a^2/2 + 4(a-1) = 9,94 \text{ t.m}$$

✂ Forces horizontales

Effort tranchant : $H = (h/3 + 0,5) ah/2 + 2 = 4,13 \text{ t}$

Moment d'axe horizontal: $M_h = (h/3 + 0,5) \cdot a^2 h/6 + 2(a-1) = 5,34 \text{ t.m}$

5.2.4.2 Sections d'armatures

Ah : 3HA14/ml $\Rightarrow 4,62 \text{ cm}^2$

Av: 8HA14/ml $\Rightarrow 12,32 \text{ cm}^2$

5.2.5 Chevêtre

5.2.5.1 Sollicitations

Les moments et efforts tranchants dans le chevêtre des culées sont les suivants :

Tableau 25: Sollicitations maximales dans le chevêtre de culée

Désignation		Charges	Moment fléchissant (t.m)		Effort tranchant (t)	
			> 0	< 0	T+	T-
Repartie	Poids propre	3,50t/ml	1,09	-2,98	3,50	-7,00
	Mur GG	0,98t/ml	0,27t	-0,71	0,98	-1,90
	DT+Corbeau	2,28t/ml	1,27	-3,05	2,28	-4,56
	Bc	9,67t/ml	2,91	-7,27	9,67	-19,34
Concentrée	Mur retour	10,13t	3,11	-6,82	3,11	-6,22
	Vérins	57,81t	7,54	-21,89	34,65	-39,01
Total			13,28	-35,45	44,52	-58,69

5.2.5.1 Sections d'armatures

Armatures supérieures : $A_s = 14,51 \text{ cm}^2$

- Armatures inférieures : $A_i = 14,51 \text{ cm}^2$

- Armatures de non fragilité : $A_{min} = 15,57 \text{ cm}^2$

Donc on prend pour les deux armatures, la valeur minimale **$A_s = A_i = 15,57 \text{ cm}^2$** .

- Armatures d'effort tranchant : $A_t / (b_0 \times S_t) = u / (0,8 \times f_e)$

Avec, $V_u = 58,69 \text{ t}$ et, $\tau_u = V_u / (b_0 \times d) = 0,44 \text{ MPa}$. D'où **$A_t / S_t = 17,42 \text{ cm}^2/\text{m}$**

✍ **Justification du chevêtre vis-à-vis de la torsion**

Evaluation des efforts

Le tableau suivant donne les valeurs des moments de torsion pour chaque charge, ainsi que le moment total de torsion dans le chevêtre :

Tableau 26 : Moments de torsion dans le chevêtre des culées

Charge (t)		Excentricité e (m)	Moment de torsion (t.m)
Repartie	Corbeau	-1,01	-0,14
	Mur de garde-grève	-0,70	-0,69
	Dalle de transition	-1,80	-3,85
	Bc	-1,80	-17,41
Concentrée	Mur en retour	-1,80	-18,23
	Tablier	0,50	53,48
	Vérin	0,50	28,911
Moment de torsion C			42,07

Armatures

On se réfère au **PP73, pièce 1.3.2 paragraphe 2.2.5.**

Armatures longitudinales : $\Rightarrow A_l = 16,47 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $\Rightarrow A_t/St = 5,88 \text{ cm}^2$

Remarque : Ces armatures sont à cumuler avec celles déterminées pour la flexion du chevêtre tout en respectant les règles de ferrailage minimal préconisé par le PP73, et qui disent :

▣ Armatures longitudinales : $A_l \geq 0.5\%B = (0,5*1,40*1)/100 = 70,00 \text{ cm}^2$

Cette valeur est supérieure à la somme des aciers en flexion et en torsion ($15,57+16,47 = 32,04\text{cm}^2$).

Donc on adopte $A_l = 70,00\text{cm}^2$

15HA25 $\Rightarrow 73,63\text{cm}^2$

- ☐ Armatures transversales: $A_t/St \geq 0,2\%B = 28\text{cm}^2/\text{ml}$ qui est supérieur au cumul des valeurs de sections en flexion et torsion $\Rightarrow A_t/St = 28\text{cm}^2/\text{ml}$

5.2.6 Fûts

5.2.6.1 Sollicitations

Le calcul des sollicitations maximales dans le fût des culées a donné les valeurs ci-après :

Tableau 27: Sollicitations totales dans le fût des culées

Désignation	ELU	ELS
N (t)	480,81	358,40
M (t.m)	260,34	163,48

- ☐ Armatures longitudinales : **20HA32 \Rightarrow 160,85cm²**

Susceptibilité du fût au flambement

La démarche adoptée pour évaluer la susceptibilité du fût de culée au flambement est la même que celle du fût des piles.

Ainsi, après calcul (détail **annexe 12 Page 130**), on a : $\lambda = 20,69 < 50 \Rightarrow$ **Pas de risque de flambement.**

- ☐ Armatures transversales \Rightarrow cerces HA12, espacement = 10cm.

5.2.6 Pieux

Les sollicitations à considérer pour l'évaluation des sections d'armatures à utiliser pour ferrailer les pieux sous culée sont :

Tableau 28: Sollicitations totales dans les pieux sous culée

Désignation	ELU	ELS
P (t)	385,79	355,17
M _R (t.m)	573,51	502,77
M _S (t.m)	2961,12	2666,68

5.2.6.2 Sections d'armatures

- ☐ Armatures longitudinales : **24HA32 \Rightarrow 193,02cm²**

☐ Armatures transversales : On adopte des **cerces HA14, espacement = 10cm.**

Pour plus de détails relatifs au calcul des sections d'acier dans les pieux des culées, prière se référer à **l'annexe 12 Page 131.**

5.2.6.3 Justification des pieux

La méthodologie suivie est la même qu'adoptée pour justifier les pieux sous piles. Ainsi, après calculs, on conclut que les sollicitations axiales, y compris les frottements négatifs, sont inférieures à la charge admissible nette ⇒ ok.

HUITIEME PARTIE : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT ET EVALUATION DU DELAI DE REALISATION DES TRAVAUX

CHAPITRE 1 : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

La réalisation d'un projet, quel qu'il soit, engendre des impacts sur le milieu naturel et sur l'environnement au sens large, d'où la pertinence de l'idée de mener une étude d'impact environnemental.

Un accent bien particulier doit être mis sur l'utilisation optimale des ressources naturelles, la préservation des aquifères et milieux aquatiques, la conservation de la dynamique fluviale, la sauvegarde de la faune et de la flore et la commodité de voisinage ou la santé publique.

CHAPITRE 2 : EVALUATION DU DELAI DE REALISATION DES TRAVAUX

Afin de faciliter la tâche au maître d'ouvrage, au contrôleur et à l'entreprise attributaire, cette étude a été complétée par une élaboration du délai prévisionnel d'exécution des travaux qui s'étend sur 08 mois environ. La durée des gros œuvres occupe la majorité du temps et s'étend jusqu'à 05 mois. **(Voir les détails du planning en annexe 13 Page 133)**

NEUVIEME PARTIE : ETUDE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE ET GESTION DE PROJET

CHAPITRE 1 : ETUDE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE

1.1 Etude quantitative

L'étude quantitative, dont les résultats se trouvent en **annexe 14 Page 135**, a permis d'avoir des quantités respectives de **995 m³** de Béton B30 et **122 127 Kg** d'acier.

1.2 Etude estimative

L'estimatif du pont se résume comme suit :

Tableau 29 : Estimatif des travaux et coût total du projet

N°	Désignations des postes	Montants (K FCA)
1	Installation du chantier et Terrassements	100 000
2	Tablier	197 677
3	Piles	39 663
4	Culées	47 925
5	Fondations	96 615
	Equipements du pont	9 510
	Aménagements et assainissement	29 242
	TOTAL TRAVAUX HT	438 631
	TVA (18%)	7 853
	TOTAL TRAVAUX TTC	517 584
	Etude d'impact sur l'environnement	13 099
	Etudes géotechniques	6 000
	Etudes techniques	20 000
	Contrôle des travaux	15 000
	TOTAL ETUDES HT	54 099
	TVA (18%)	9 738
	TOTAL ETUDES TTC	63 837
	MONTANT TOTAL DU PROJET	581 421

Conclusion: Le coût total de réalisation de l'ouvrage est d'environ **517 584K CFA TTC**. En y incluant les frais d'études techniques et de contrôle de chantier, on obtient une enveloppe financière globale pour la mise en place du projet de l'ordre de **581 421K CFA TTC**.

CHAPITRE 2 : GESTION DE PROJET

Que ce soit les petites, les moyennes ou les grandes entreprises, la gestion de production lors de l'exécution des chantiers engendre de nombreuses difficultés. Souvent, les responsables ne

disposent que de peu de moyens ou de moyens inadaptés pour connaître les informations en temps réel des paramètres principaux qui doivent leur permettre une gestion convenable. D'où la nécessité de faire le point sur les **principes et les méthodes de la gestion financière** de ce chantier de pont pour éviter que ce projet se termine avec une perte. Ces principes doivent être basés sur la maîtrise des éléments suivants : **quantité, coût, qualité, délai et contrôle.**

En fin d'opération (clôture du chantier de pont et bilan), les statistiques et les résultats antérieurs récupérés permettront de constituer une base de données de prix et la mémoire de l'entreprise.

DIXIEME PARTIE : ASSAINISSEMENT ET ENTRETIEN DU PONT

Pour éviter une stagnation prolongée des eaux de pluie sur le tablier, il sera réservé un trou dans les bordures, de chaque côté de la chaussée, pour y installer des souillards. Ces derniers seront munis d'un dispositif de descente d'eau qui permettra d'évacuer les eaux hors du tablier. Les détails de dessin sont en **annexe 25 Page 150**, « **Dispositif de descente d'eau** ».

D'un point de vue d'entretien de l'ouvrage, le contrôle de l'ouvrage est organisé de façon régulière et surtout après chaque crue importante afin de détecter les anomalies ou dégradations éventuelles.

L'entretien courant consiste en la réparation des dégradations diverses qui peuvent se produire sur les remblais d'accès et en l'enlèvement régulier tous les détritiques (branchages et autres ...) qui se déposent à l'entrée du pont et qui peuvent peu à peu diminuer la section d'écoulement et rendre l'ouvrage inefficace. Il existe aussi une surveillance spécialisée qui concerne les structures du pont (état du béton, capacité des piles, des poutres et du tablier).

CONCLUSION

Au terme de cette étude visant à concevoir et calculer un pont en béton armé de 79ml, qui tienne dans la durée, tout en ne pas perdant de vue le tandem économie-préservation de l'environnement, pour le franchissement de la rivière Bam-Bam, nous en sommes arrivé à dégager les grands traits, tirer les enseignements et effectuer des analyses suivantes :

Principes de base pour le choix et la conception d'un pont :

Le choix d'un pont, aussi délicat et judicieux soit-il, est guidé par des considérations aussi bien d'ordre technique, économique qu'environnemental. On a opté pour un pont en béton armé au détriment de celui en béton précontraint d'abord en priorité par sa facilité de mise en œuvre. Les données tant naturelles que fonctionnelles sont déterminantes au moment d'aborder la conception. Il y va de sa pérennité et de l'allègement de l'enveloppe financière allouée au projet.

Bilan et résultats principaux :

On retiendra principalement que le volume total du béton B30 obtenu est de **995 m³** et que la quantité des aciers s'élève à **122 127 Kg**. Le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de **8 mois** et le coût global du projet peut être évalué à **581 421K FCFA TTC**.

Analyse et discussion des résultats :

- 1) Le volume total du béton B30 est de 995 m³ et la quantité prévisionnelle des aciers est évaluée à 122 127 Kg. Ce qui fait un rapport Acier / B30 de **122,74**. Les témoignages et les expériences des professionnels du terrain font ressortir ce chiffre : il faut prendre **120 kg** d'acier pour 1 m³ de B30. A la lumière de ces 2 rapports, on peut dire que le choix des hypothèses énoncées au début de l'étude pour la conception et le pré dimensionnement, ainsi que celui des caractéristiques des matériaux choisies, est judicieux ;
- 2) L'ancien pont en poutres en béton armé, construit en 1990 sur le fleuve Chari à N'Djamena, long de 90m, a été réalisé en 12 mois avec une enveloppe budgétaire totale d'environ 700 000K CFA. Au regard de la conclusion sur les résultats de cet ouvrage, on peut affirmer que le délai prévisionnel de réalisation de 8 mois et le coût

global du projet qui se chiffre à environ 585 000K CFA sont plutôt des résultats réalistes pour un ouvrage pont en béton armé de cette envergure (79ml).

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages, cours et articles

André C. (1996), **La gestion financière des chantiers**, 2^{ème} édition, METHODES ;
Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, 1^{ère} STI, **Cours de technologie de pont** ;
Fascicule 61 (1980), **Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art, Titre II :**
Programmes de charges et épreuves des ponts-poutres ;
FOAD 2iE, **Cours de fondations profondes ;**

FOAD 2iE, **Cours Pont et ouvrages d'art** ;

Guyon-Massonnet, **Tableau numérique** ;

Jean-Armand C. **Projet et construction des ponts** ;

Jean P. & Jean R. (2002-2007), **Pratique du BAEL 91, Cours avec exercices corrigés.**

Jean-Pierre M. (2000), **Béton armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, EYROLLES** ;

Mongi B.O. (Juin 2003), **Cours d'ouvrages d'art, tome 2 : Dimensionnement, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, 2003** ;

Nguyen V. (1981), **Hydraulique routière** ;

SETRA (1992), **Ponts cadres et portiques**

SETRA (2007), **Cours d'eau et pont** ;

SETRA, **PP73**;

Walid F. & Walid Z. (Juin 2010), « **Etude de construction du Pont Fanaye y compris sa route d'accès** », *Projet de fin d'études, Ecole nationale d'ingénieurs de Tunis, 2010.*

Sites internet

[http://fr.wikipedia.org/wiki/Mongo_\(Tchad\)](http://fr.wikipedia.org/wiki/Mongo_(Tchad))

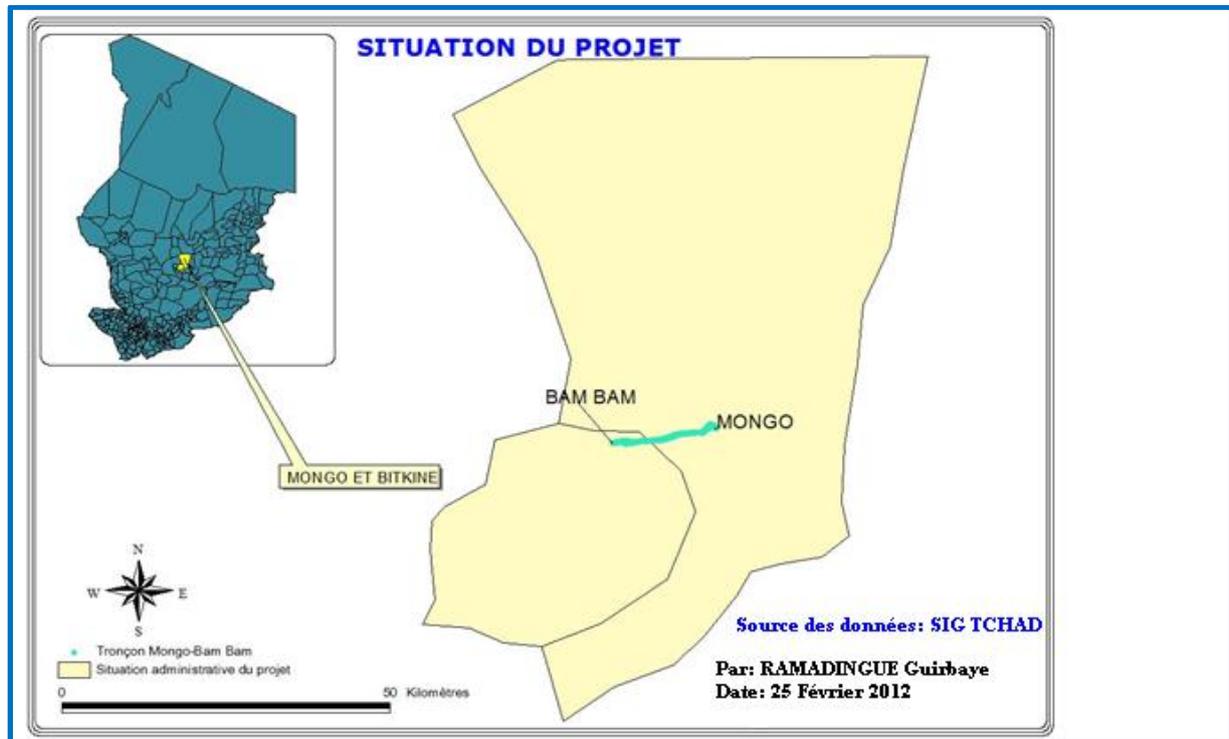
ANNEXES

ANNEXE 1 : CARTE DE SITUATION DE LA ZONE DU PROJET



(Source : Division Géographique de la direction des archives des affaires étrangères, 2004).

ANNEXE 2 : LOCALISATION DE L'OUVRAGE



ANNEXE 3 : CALCUL HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique a pour objectif la détermination des caractéristiques hydrologiques (la section d'écoulement, le débit de dimensionnement, la hauteur des plus hautes eaux) qui entreront en compte dans le calcul de l'ouvrage de franchissement. On utilisera une période de retour de 100 ans pour le dimensionnement de notre ouvrage.

Débit de crue décennal Q10

Pour l'estimation de l'apport du bassin versant, les méthodes employées sont celles décrites dans le manuel pour l'estimation des crues décennales et les apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche « Crues et apports : Bulletin du FAO ». Pour le calcul du débit d'apport, deux méthodes déterministes sont généralement utilisées. Il s'agit de :

- ✓ la méthode **CIEH** (Comité Interafricain d'études Hydrauliques) ;
- ✓ la méthode **ORSTOM** (de l'Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération).

Le choix de la méthode dépend généralement de la superficie du bassin versant. Si la superficie est comprise entre 120 et 350 km², la méthode CIEH est conseillée tandis que pour les superficies comprises entre 350 et 1500 km², on doit opter pour la méthode ORSTOM. Dans notre cas, la superficie du bassin versant vaut 442,63km², donc nous allons utiliser la méthode ORSTOM pour l'évaluation de débit de calcul de notre ouvrage.

Dans cette méthode, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de crue décennale est défini par la relation suivante :

$$Q_{r10} = A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * S / T_{b10} \quad (1)$$

A : est le coefficient d'abattement ;

P10 : est la hauteur de pluie décennale ;

Kr10 : est le coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale ;

α_{10} : est le coefficient de pointe correspondant à la crue décennale ;

S : est la superficie du bassin versant ;

Tb10 : est le temps de base correspondant à la crue décennale.

$$Q_{10} = 1.03 \times Q_{r10}$$

$$Q_{r10} = A \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times S/T_{b10}$$

$$A = 1 - ((161 - 0.042P_{an})/1000) \times \log S$$

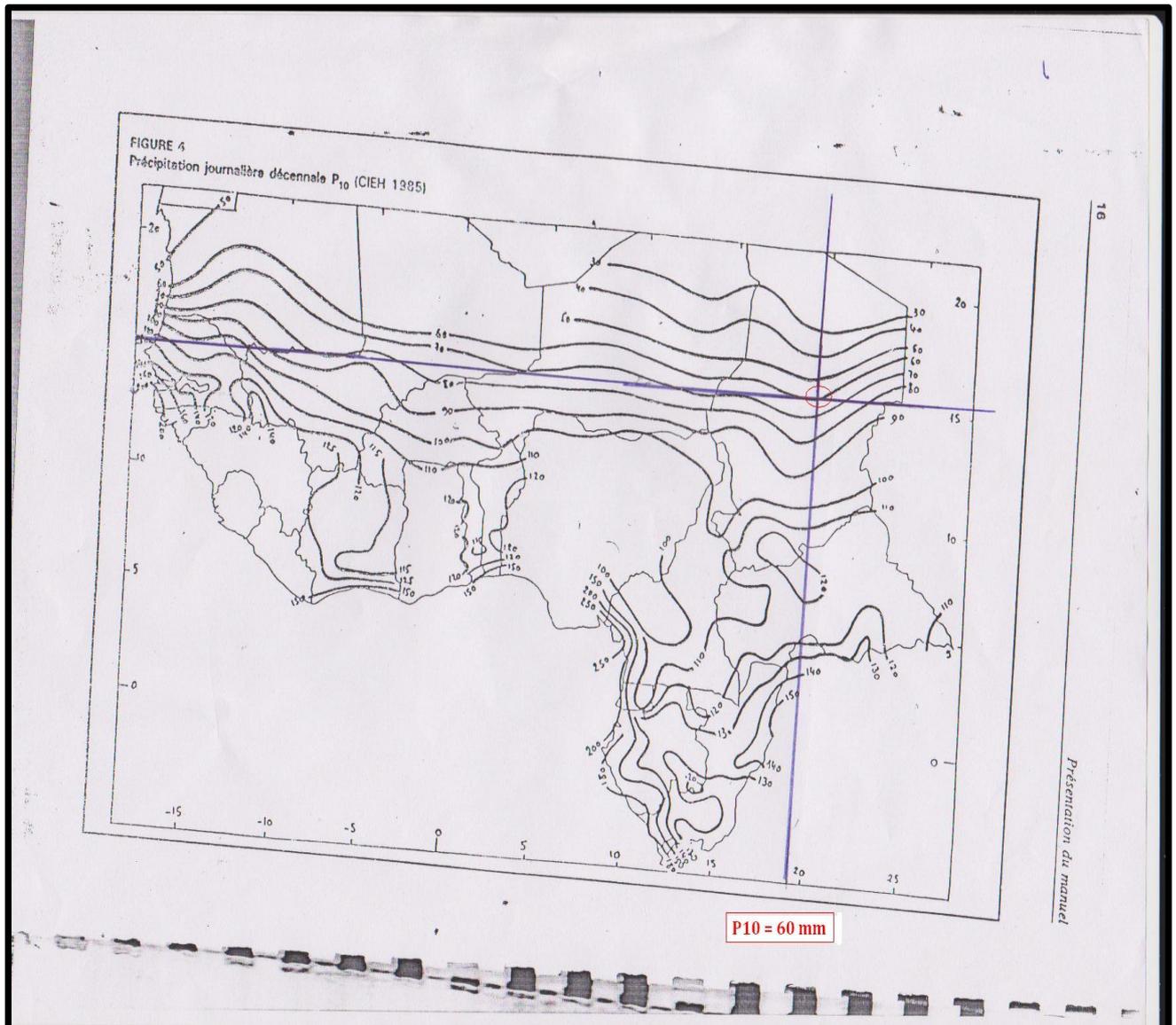
$$C = 1 + (P_{100} - P_{10})/P_{10} \times (T_b/24)^{0.12} \times 1/K_{r10}$$

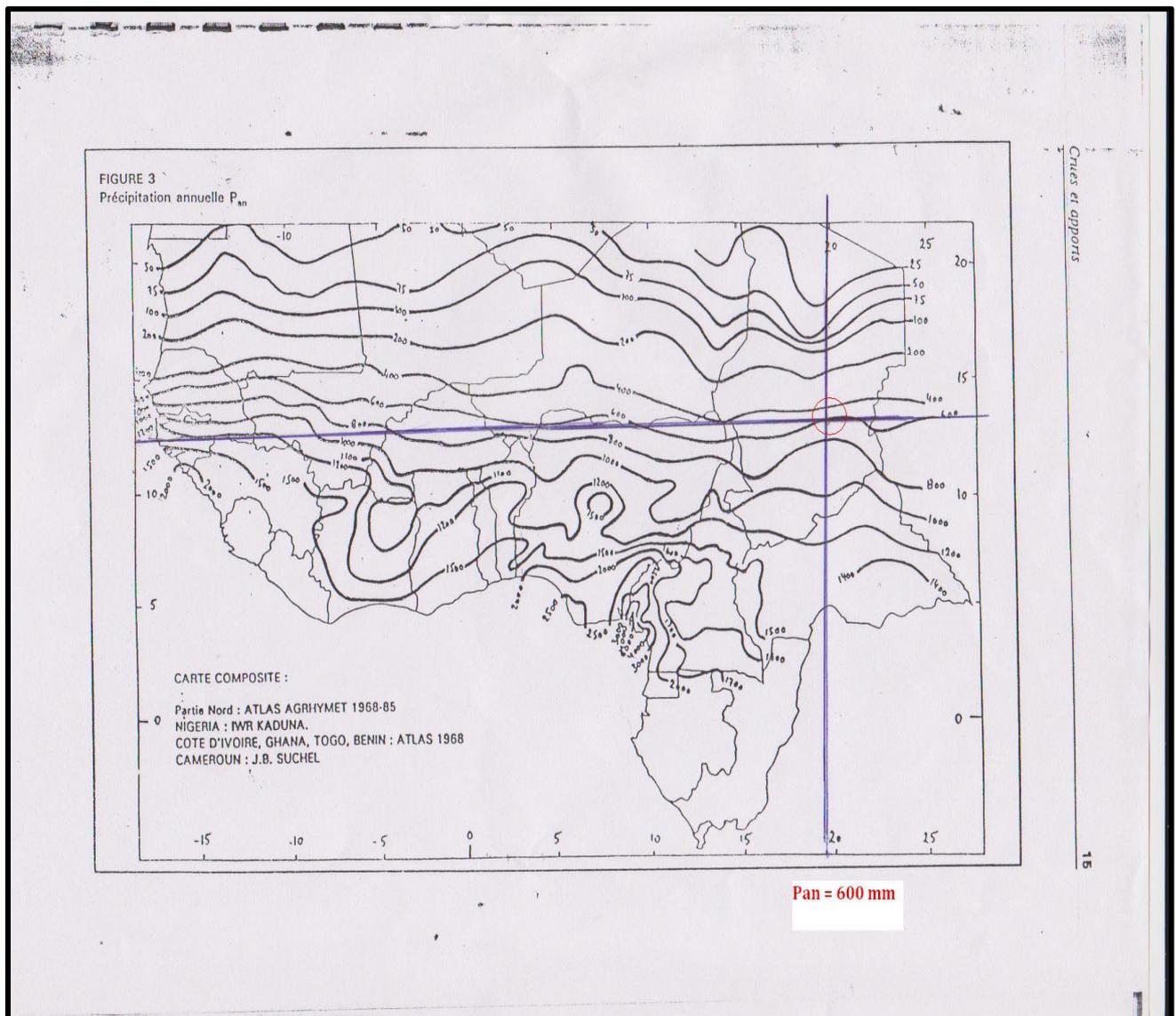
Détermination des précipitations

En utilisant l'abaque de CIEH et connaissant les coordonnées géographiques de notre localité d'étude, nous pouvons obtenir par projection la précipitation annuelle P_{an} et la pluie décennale P_{10} .

Notre tronçon d'étude se situe donc entièrement à Mongo, ayant comme coordonnées **12°11'** de latitude Nord et **18°41'** de longitude Est.

Ainsi nous obtenons par projection sur les cartes de précipitation annuelle et de précipitation journalière décennale en zone sahélienne :





$$P_{10} = 60 \text{ mm et } P_{an} = 600$$

Superficie et périmètre du bassin versant

La superficie $S=897,63\text{km}^2$ et le périmètre $P=416,11\text{km}$ nous ont été fournis.

Pente moyenne I

Pour la détermination des pentes des différents bassins versant, nous utiliserons la méthode de GRESILLON qui détermine la pente du bassin versant en fonction de la surface par la relation suivante :

$$I = 0.026 / (S)^{0.5}$$

Soit $I = 0.026 / (897,63)^{0.5} = 9\text{‰}$

Indice de compacité Icom

L'indice de compacité ou coefficient de forme des BV s'exprime par la relation :

$$I_{com} = 0.282 * P * S^{-1/2} \quad (3)$$

P étant le périmètre stylisé du BV en km et S la superficie en km².

$\Rightarrow I_{com} = 0,282 * 416,11 * (897,63)^{-0.5} = 3,92$

Rectangle équivalent L

La longueur L du rectangle équivalent du BV se détermine par l'expression :

$$L = S^{1/2} (I_{com} / 1.128) [1 + (1 - (1.128 / I_{com})^2)^{1/2}] \quad (4)$$

Soit $L = 897.63^{0.5} * (3,92 / 1,128) * [1 + (1 - (1,128 / 3,92)^2)^{0.5}] = 204\text{km}$

Coefficient d'abattement A

Il se calcule par la formule suivante :

$$A = 1 - [((161 - 0.042 * P_{an}) / 1000)] * \log S \quad (5)$$

Soit $A = 1,67$

Précipitation moyenne Pm10

L'estimation de la précipitation journalière décennale moyenne Pm10 sur le BV est donnée par :

$$P_{m10} = A * P_{10} \quad (6)$$

$\Rightarrow P_{m10} = 100 \text{ mm}$

Le plus long parcours hydraulique LP

Le plus long parcours hydraulique L_p est le parcours hydraulique en mètre « m » perpendiculaire à l'exutoire.

$L_p = 582\text{km}$

Dénivelée D

La dénivelée D (m) du BV se calcule par la relation suivante :

$$D = I * L_p * 90\% \quad (7)$$

D=471m

I.1.1.9 Indice global de pente I_g

L'indice global de pente I_g du BV se détermine par :

$$I_g = D/L \quad (8)$$

$\Rightarrow I_g=2,31\text{m/km}$

Indice global de pente corrigé I_{gcor}

L'indice global de pente corrigé I_{gcor} a pour expression :

$$I_{gcor} = [(n-1) * I_g + IT] / n \quad (9)$$

Dans cette expression, IT représente la pente moyenne du bassin versant exprimé en m et n, un coefficient dépendant du rectangle équivalent L de chaque BV.

Les différentes valeurs de n sont réparties comme suit :

- n = 2 pour L < 5km ;
- n = 3 pour 5km < L < 25km ;
- n = 4 pour 25km < L < 50km ;
- n = 5 pour L > 50km.

Pour notre cas, on prendra n = 5 car L=204km > 50km

Soit **$I_{gcor}=1,85\text{m/km}$**

Temps de base T_{b10}

Le temps de base de la crue décennale est le temps compris entre le début et la fin du ruissellement rapide.

Selon le manuel du FAO, on a : $T_{b10} = a_1 \cdot S^{0,35} + b_1$

En zone tropicale, $a_1=325$ et $b_1=315$.

$T_{b10} = 325 * 897,63^{0,35} + 315 = 3826,30\text{mn}$, soit **63,77h** ou encore **229578s**.

Coefficient de ruissellement Kr10

Le coefficient de ruissellement K_{r10} est fonction de la nature du sol et de la pluie annuelle. Dans notre cas de figure, on prendra par dominance du sol argileux conformément au rapport géotechnique ressortissant les caractéristiques du sol le long de l'axe de notre ouvrage.

En se basant sur livre d'hydrologie tropicale nous pouvons déterminer le coefficient de ruissellement décennal par la formule suivante :

$$\text{Zones argileuses : } K_{r10} = 300 * P_{an}^{(-0.3)} = 300 * 600^{(-0.3)} = \mathbf{44,02\%}$$

Lame ruisselée décennale Lr10

La lame ruisselée décennale Lr10 se détermine par la formule :

$$\boxed{L_{r10} = K_{r10} * P_{m10}} \quad (10)$$

$$\Rightarrow L_{r10} = 0,4402 * 36 = \mathbf{44,02mm}$$

Volume de ruissellement décennal Vr10

Le volume de ruissellement décennal est :

$$\boxed{V_{r10} = L_{r10} * S} \quad (11)$$

$$\Rightarrow V_{r10} = 44,02.10^{-3} * 897,63.10^6 = \mathbf{39513673m^3}$$

Débit moyen décennal Qmr10

$$\boxed{Q_{mr10} = V_{r10} / T_{b10}}$$

$$Q_{mr10} = 39513673 / 229578 = \mathbf{172,11m^3/s}$$

Débit maximum décennal Qr10

Le débit maximum de ruissellement décennal s'exprime par la relation suivante :

$$\boxed{Q_{r10} = Q_{mr10} * \alpha_{10}} \quad (13)$$

α_{10} coefficient de pointe décennal. Il est, dans de nombreux cas, assimilé à une constante. Il est égal à 2,6, quelle que soit la superficie du bassin versant.

$$Q_{r10} = 172,11 * 2,6 = \mathbf{447,49m^3/s}$$

Passage de la crue décennale à la crue du projet (centennale) Q100

La méthode ORSTOM se limite au calcul de la crue décennale, le choix de la période de retour de notre projet est de 100 ans. On utilise donc la relation $Q_{100} = C * Q_{10}$ du manuel FAO permettant de passer de la crue décennale Q_{10} à la crue centennale Q_{100} .

$$Q_{100} = C * Q_{10}$$

C représente le coefficient de majoration supérieur à 1 et est donné par la formule suivante :

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * (Tb/24)^{0,12} / Kr_{10}$$

Où P_{100} représente la pluie centennale et T b est le temps de base en heures

$$C = 1 + \frac{113,7 - 100}{100} * (63,77/24)^{0,12} / 0,4402 = 1,38$$

D'où $Q_{100} = 447,49 * 1,38 = 619 \text{ m}^3/\text{s}$

Conclusion : on retiendra un débit centennal $Q_{100} = 619 \text{ m}^3/\text{s}$ pour le dimensionnement de notre pont.

Annexe 4 : CALCUL HYDRAULIQUE

L'objectif de l'étude hydraulique est l'attribution à la structure d'un gabarit capable d'évacuer le débit de crue évalué dans la partie « calcul hydrologique ». En un mot, elle permet de déterminer les conditions d'écoulement de l'eau sous l'ouvrage. Cela passe par l'évaluation du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) qui permettra de caler l'ouvrage, l'estimation des remous sur l'ouvrage et le calcul des affouillements. Et tout ceci dans le respect des contraintes de vitesse : une vitesse trop importante provoquera de l'érosion aux abords de l'ouvrage et une très petite vitesse occasionnera des dépôts. On retiendra $V_{max}=3.5m/s$ et $V_{min}=0.5m/s$.

Détermination du niveau des Plus Hautes Eaux

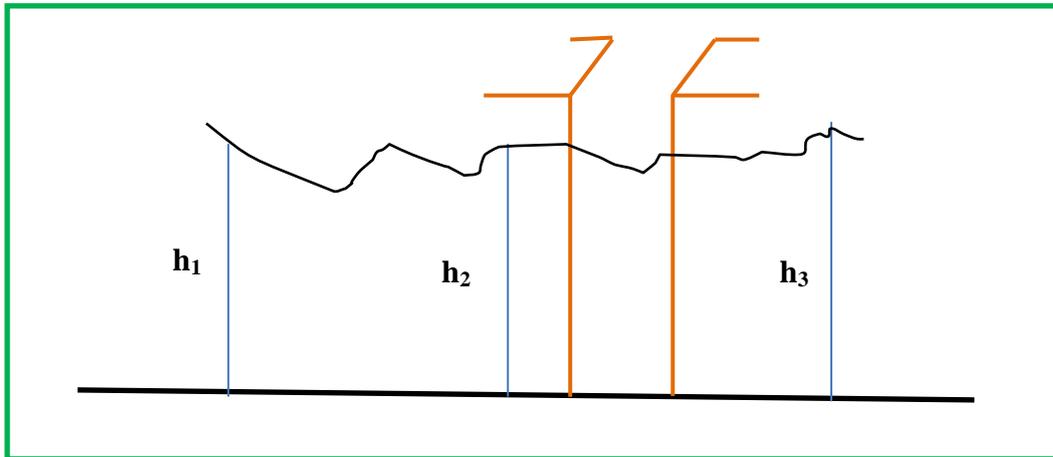
Les différentes méthodes d'estimation du niveau des Plus hautes Eaux sont basées sur :

- Données du terrain ;
- Données enregistrées ;
- Calcul de la relation niveau-débit.

Les données enregistrées par la Direction des Ressources en Eau et de la Météorologie (DREM) du Tchad n'ayant pas été mises à jours, on a eu recours aux résultats des enquêtes réalisées auprès des riverains. Ainsi, après cette investigation, le PHE peut, en moyenne, être estimé à **4,00m**. Ce qui donne une côte PHE de **403,51m**.

Evaluation du remous

Le débit de la crue de projet correspond à la pointe de l'hydrogramme de la crue de projet ; il s'agit d'un débit qui est observé pendant un temps relativement court. A son passage, ce débit provoque un étranglement de la section d'écoulement, ce qui entraîne une surélévation du niveau d'eau à l'amont du pont. La présence des piles participe aussi à la surélévation du niveau d'eau. C'est cette surélévation du niveau d'eau qu'on appelle le remous. Il faut savoir la maîtriser afin de bien caler la ligne rouge.



D'après les hypothèses de calcul, la charge spécifique H se conserve car la contraction ne provoque pas d'importantes pertes de charge.

$$\text{Ce qui se traduit par : } H_2=H_3 \Rightarrow h_2 + \frac{V_2^2}{2g} = h_3 + \frac{V_3^2}{2g}$$

$$\text{L'expression du remous s'écrit alors : } X=h_2-h_1=h_2-h_3=\frac{V_3^2-V_2^2}{2g}.$$

g =accélération de la pesanteur= 10m/s^2

V_2 est la vitesse de l'eau due au remous d'exhaussement et V_3 , qui est la vitesse sous le pont, se déduit de l'équation de continuité.

✂ Caractéristiques du cours d'eau

Section mouillée $S=697,22\text{m}^2$

Périmètre mouillé $P=442,24\text{m}$

Largeur au miroir $B=290,13\text{m}$

Avec un débit $Q_{100}=619\text{m}^3/\text{s}$, on a : $V_1=619/697,22=0,89\text{m/s}$

✂ Equation de continuité

Au niveau du pont, le débit de crue est donné par l'équation de continuité suivante :

$$Q = V_3 * L * \mu * h_3$$

Avec :

$$Q=Q_{100}=619 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

L= Débouché linéaire du cours pont=79m ;

μ =Coefficient de contraction=0,90 en moyenne ;

$h_3=h_1$ =PHE=4,00m.

$$\Rightarrow V_3 = \frac{Q}{L \cdot \mu \cdot h_3} = \frac{Q}{L \cdot \mu \cdot h_1} = \frac{619}{79 \cdot 0,90 \cdot 4} = 2,18 \text{ m/s.}$$

La valeur finale du remous s'obtient par itération: Ne connaissant pas V_2 , on débute m'itération en posant $V_1=V_2=0,888$ m/s. On calcule X, puis on ajoute à cette valeur d'exhaussement le PHE. Puis on recommence la manœuvre, comme le montre le tableau ci-dessous

V2 (m/s)	X(m)	x+h1(m)
0,888	0,1974	4,1974
2,074	0,0218	4,0218
2,165	0,0026	4,0026
2,175	0,0003	4,0003
2,176	0,0000	4,0000
2,176	0,0000	4,0000
2,177	0,0000	4,0000
2,177	0,0000	4,0000
2,177	0,0000	4,0000
Total	0,22	

Le remous X vaut donc **0,22m** et le niveau final du PHE est de $407,51+0,222=407,73$ m.

Calcul des affouillements

Du point de vue de dimensionnement hydraulique, le pont est confronté aux risques d'affouillements, autour des piles, qui constituent une des causes les plus fréquentes d'accidents sur ces ouvrages. L'affouillement est lié à la diminution de la section d'écoulement au droit de l'ouvrage, ce qui augmente la vitesse d'écoulement. Ainsi, afin de garantir la sécurité et assurer la fiabilité dans le calage des fondations des piles, l'évaluation de ces phénomènes revêt d'une importance toute particulière.

La profondeur totale d'affouillement prévisible est la somme de la profondeur d'affouillement général et de la profondeur d'affouillement local ainsi que de l'affouillement dû au rétrécissement. Donc les fondations de l'ouvrage devraient être descendues à une profondeur suffisante pour être à l'abri des affouillements.

Plusieurs formules permettent de calculer ces affouillements On utilisera les cinq (5) formules suivantes : LACY, DUNN, EDF, BRENSERS et STRAUB.

Affouillement général H_G

● Formule de LACY

$$H_{G1} = 0,48 * (Q_{100})^{0,36} - (S/B) = H_{G1} = 0,48 * (619)^{0,36} - (697,22/290,13) = \mathbf{0,90m}$$

● Formule de DUNN

$$H_{G2} = 0,249 * Q^{0,8} (d_{50})^{-0,12} * L^{-0,8} \quad (H_{G3}=0 \text{ si } H_{G3}<0)$$

$$H_{G3} = 0,249 * (619)^{0,8} * (5^{-0,12}) * (79)^{-0,8} = \mathbf{1,07m}$$

● Formule d'EDF

$$H_{G3} + H_{eau} = 0,73 * \left(\frac{Q_{100}}{B} \right)^{2/3} (d_{50})^{-1/6} \quad (H_{G4}=0 \text{ si } H_{G4}<0)$$

$$H_{G3} = 0,73 * \left(\frac{619}{201,13} \right)^{2/3} (5)^{-1/6} - 4 = -3,07m < 0 \Rightarrow H_{G4} = \mathbf{0}$$

$$\text{Finalement, } H_G = (H_{G1} + H_{G2})/2 = \mathbf{0,99m}$$

$H_G = 0,99m$

Affouillement local H_L

● Formule de DUNN

$$H_{L1} = 0,277 * (V * D)^{0,619} = 0,277 * (0,888 * 697,22)^{0,619} = \mathbf{0,26m}$$

● Formule de BRENSERS

$$H_{L2} = 1,4 * D, \text{ avec } D \text{ le diamètre des piles. } D = 1,00m.$$

$$\Rightarrow H_{L2} = 1,4 * 1 = \mathbf{1,40m}$$

$$\text{Finalement, } H_L = (H_{L1} + H_{L2})/2 = \mathbf{0,83m}$$

Affouillement dû au rétrécissement de la section H_R

L'affouillement dû au rétrécissement de la section est donné par la formule de STRAUB :

$$DL_{nR} = \text{Débouché linéaire non rétréci} = 79m ;$$

$$DL_R = \text{Débouché linéaire rétréci} = 77,5m.$$

$$H_R = 0,48 * Q^{0,36} * \left((DL_{nR} - DL_R)^{9/14} - 1 \right)$$

$$\Rightarrow H_R = \mathbf{1,45m}$$

$$\text{Hauteur d'Affouillement pour les Piles (HAP)} = H_G + H_L + H_R = 0,99 + 0,83 + 1,45 = \mathbf{3,27m};$$

➤ Hauteur d'affouillement pour les culées (HAC)= $H_G+H_R=0,99+1,45=2,44m$.

Conclusion : Les fondations de l'ouvrage doivent impérativement tenir compte de ces deux (2) valeurs pour être à l'abri des affouillements.

Le tirant d'air

Des détritiques et des corps flottants sont régulièrement transportés par un cours d'eau. Ce qui présente comme risque une obstruction de la section d'écoulement sous le pont. L'ouvrage est dans ce cas en danger l'ouvrage car le tablier du pont n'est pas dimensionné pour supporter des charges horizontales importantes. En plus toute submersion du pont entraîne l'interruption du trafic et des risques de destruction des remblais d'accès. Le tirant d'air est prévu pour diminuer le risque d'obstruction partielle ou totale du pont. Il dépend des risques de charriage et de l'importance de l'ouvrage.

Dans son livre « *Hydraulique routière* », Nguyen VAN TUU conseille de considérer les valeurs suivantes :

- ✚ **1 m** en zone désertique ou subdésertique ;
- ✚ **1,5 m** en zone de savane ;
- ✚ **2 m** en zone à végétation arbustive dense ;
- ✚ **2,50 m** en zone forestière.

Mongo étant dans une zone de savane, nous prévoyons pour notre pont un tirant d'air de **1,5m**.

Calage de l'ouvrage

On aboutit à la côte de l'ouvrage par l'addition des termes suivants déjà évalués :

Cote ouvrage = cote initiale PHE + Remous + Tirant d'air + Hauteur (chevêtre) + Hauteur (tablier)

Cote initiale des PHE=407,51m ; Remous X = 0,22m ; Tirant d'air = 1,50m ; Hauteur (chevêtre) = 1,00m ; Hauteur (tablier) = 1,15m ; Revêtement = 0,05m ; Chape=0,02m.

Ce qui donne une **cote finie** de l'ouvrage égale à **411,45m**.

ANNEXE 5: PREDIMENSIONNEMENT

Ce pré dimensionnement se base sur des normes déjà établies et publiées par le SETRA pour la détermination des dimensions économiques des ouvrages d'art dits courants.

Il suivra cette logique : Poutres-Hourdis- Entretoises-Chevêtres-Piles-Culées-Fondation

Poutres

a) Hauteur H_p

L'élancement des poutres dépend de la portée et des contraintes admissibles du béton qui les compose. Ainsi, pour un béton dosé à 400kg/m^3 ayant une résistance à la compression f_{c28} de 30Mpa, l'élancement de la poutre s'obtient par : $\frac{1}{17} \leq \frac{H_p}{L} \leq \frac{1}{15}$, où H_p désigne la hauteur de la poutre sans hourdis et L la portée.

Avec notre portée qui est de 15,80m, on a : $0,93 \leq H_p \leq 1,05$.

On adopte une hauteur de poutre **$H_p = 1,00\text{m}$** .

b) Epaisseur de l'âme b_0

Optons pour la forme en I dans la section médiane car elle permet d'avoir un rendement mécanique satisfaisant.

L'épaisseur de l'âme des poutres est généralement comprise entre 20 cm et 60 cm, cette largeur est variable linéairement à partir des appuis sur le quart de la portée, et constante sur la moitié centrale. Ainsi, l'épaisseur de l'âme des poutres dans la section courante sera prise égale à : **$b_0 = 0.30\text{ m}$** .

Puis, elle augmentera progressivement pour atteindre la valeur : **$b_0 = 0,40\text{ m}$** au niveau des appuis le but étant de résister aux efforts tranchants maximaux au niveau des appuis.

c) La hauteur du talon h'

La hauteur de talon h' doit être suffisante pour loger les différentes nappes des aciers longitudinaux. Prenons **$h' = 20\text{cm}$** .

d) Nombre de poutres N

Le tableau ci-dessous donne le nombre minimal de poutres en fonction de la largeur du tablier.

$L_{\text{Tablier}} \text{ (m)}$	<6	6-9	9-11	11-14
Nombre de poutres	2	3	4	5

Dans notre cas, la largeur du tablier vaut 10,40m. On a donc **N=4 poutres (2 de rives et 2 intermédiaires)**.

Hourdis

L'épaisseur h du hourdis doit vérifier la relation suivante : $16\text{cm} \leq h \leq 25\text{cm}$.

Choisissons une hauteur h de hourdis égale à **20cm**.

Entretoises

L'entretoise a pour rôle principal la répartition des efforts dans les poutres.

Sa hauteur h_e varie comme suit : $0,6H_p < h_e < 0,9H_p$

Retenons une hauteur d'entretoise de **70cm**.

Epaisseur: **20cm**

Longueur: **2,10m**

Chevêtres

Le chevêtre est la partie supérieure d'une pile. Il supporte le tablier par l'intermédiaire d'un ou plusieurs appareils d'appui. Il doit être dimensionné de manière à assurer la diffusion des efforts dans les piles et permettre la mise en place et le positionnement des appareils d'appui et les vérins.

Longueur chevêtre L : 8,20m

La hauteur H et l'épaisseur b doivent vérifier les conditions suivantes :

$L/30 \leq H \leq L/5$ et $H/b \leq 10$.

Soit $H=1,00\text{m}$ et $b=20\text{cm}$.

Piles

Nous optons pour des piles de type colonnes pour les raisons suivantes :

- La simplicité de coffrage et de ferrailage ;
- Solution moins coûteuse.

On choisit un diamètre de colonne **$D=1,00\text{m}$** .

Culées

Les culées, composées de mur de retour (hauteur fonction du prolongement de la pente du talus depuis l'axe du voile porteur) et de mur garde-grève, ne sont rien d'autres que des appuis d'extrémité. Leurs principales fonctions sont :

- Permettre l'accès sur l'ouvrage
- Transférer les efforts aux fondations et limiter les déplacements verticaux

- Limiter les déplacements horizontaux
- Soutenir les terres.

Fondations

Les fondations dépendent essentiellement du type de sol, donc des données géotechniques ; par conséquent, elles seront définies après dimensionnement.

ANNEXE 6 : REFERENCES ET REGLEMENTS DE CALCUL, CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES

Références et règlements de calcul

On se considérera les principaux documents suivants comme base de prescriptions de nos calculs :

- Règles BAEL 91, modifiée 99 ;
- Fascicule n° 61, Titre II : concernant les charges d'exploitation - Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'art ;
- Fascicule 62, titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil ;
- Fascicule 65-A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé et en béton précontraint ;
- Bulletin technique numéro 1 de la DOA du SETRA relatif au calcul des hourdis de ponts ;
- Bulletin technique numéro 4 concernant les appareils d'appui et document LCPC-SETRA relatif à leur environnement (recueil des règles d'art) ;
- Documents Techniques Unifiés (DTU 13.1 et 13.2 pour les Fondations) ;
- Euro code 3 : calcul des structures métalliques (Gardes corps notamment) ;

Caractéristiques des matériaux

a) Ciment

Le ciment utilisé pour la réalisation du tablier et des chevêtres sera du CPA 45.

Celui utilisé pour les fondations, les fûts de piles et les culées droites sera en CHF ou CLK.

b) Béton

Tablier : poutre - hourdis - entretoises

- Type de béton : B30
- Dosage : 400 kg/m³
- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ kN/m}^2$
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,4 \text{ kN/m}^2$
- Module d'élasticité instantanée : $E_i = 11000 * f_{c28}^{1/3}$
- Module d'élasticité différée : $E_v = E_i/3$
- Raccourcissement unitaire dû au retrait : $\epsilon = 2E-04$
- Variation de température : $\Delta t = 15^\circ\text{C}$

Autres : Culées - Chevêtres - Piles - Fondations

- Type de béton : B30
- Dosage : 350 kg/m³
- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ kN/m}^2$
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,4 \text{ kN/m}^2$

c) Acier

- Acier à haute adhérence (HA) : Fe E 400 Fe
- Acier doux (DX) : Fe E215 Fe

Hypothèses sur l'environnement

- Environnement : Milieu Agressif
- Fissuration : Préjudiciable

Classification du pont

Les ponts sont rangés en 3 classes, en fonction de leur largeur roulable L_r ou de leur destination :

Classe	Largeur roulable L_r
I	$L_r > 7\text{m}$
II	$5.5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
III	$L_r < 5.5\text{m}$

On a une largeur roulable L_r de 7,50m ; donc notre ouvrage est de classe I.

ANNEXE 7: DESCRIPTION DES SURCHARGES

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le fascicule 61, titre II relatives aux surcharges routières.

Le système de charges A(l)

Le système de charges A(l) représente une charge uniformément répartie sur une longueur l (m) mesurée entre le point 0 et la ligne d'influence de l'effet calculé.

La charge supportée par la chaussée est uniforme, et a une intensité A(L) égale au produit de la valeur A(l) par les coefficients appropriés a_1 et a_2 . On a donc :

$$A_1(L) = \max. [a_1 * a_2 * A(l); (400 - 0.2L)] \text{ en Kg/m}^2 \text{ avec } A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \text{ kg/m}^2$$

a_1 est fonction du nombre de voie et de la classe du pont. $a_2 = v_0 / v$, avec v_0 = largeur d'une voie = 3,50 m et $v = Lc/2$, Lc étant la largeur chargeable.

Le système de surcharges B

Le système de surcharges de type B, ou système de charges ponctuelles, est composé de trois (3) sous systèmes différents :

- ☀ Sous système Bc ;
- ☀ Sous système Br ;
- ☀ Sous système Bt.

Chacun de ces cas de charges sont pondérés par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{Q}}$$

L= Longueur de l'élément ou portée de la travée (m) ;

G= Charges permanentes sur élément (t);

Q= Surcharges maximum B relatives à l'élément (t).

Sous système Bc

Il est composé de camions de 30T. Transversalement, on peut disposer autant de files de 2 camions que de voies de circulation et longitudinalement, on ne doit dépasser 2 camions par file. En plus du coefficient de majoration dynamique, ces charges sont affectées des coefficients de pondération $bc=1,10$.

Sous système Br

La surcharge prise en compte dans ce cas de figure est une roue isolée de 10t qui peut prendre n'importe quelle position sur la largeur roulable.

Sa zone d'impact est formée par un rectangle, chargé d'une façon uniforme, et ayant 0,60m de côté transversal et 0,30m de côté longitudinal.

Sous système Bt

Un tandem de sous-système Bt est composé de 2 essieux de 16t chacun. Ces 2 essieux, à roues simples munies de pneumatiques, possèdent les caractéristiques suivantes :

- ☀ la surface d'impact de chaque roue est de : $(0,60 \times 0,25) \text{ m}^2$
- ☀ on peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems Bt et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1
- ☀ Un coefficient bt, déterminé en fonction de la classe de pont (voir tableau ci-dessus), est affecté aux valeurs de charges du sous-système Bt.

Classe du pont	I	II
bt	1,0	0,9

Les charges militaires

Les charges militaires sont constituées de deux (2) classes de convoi : **M 80 et M 120.**

Les effets induits par les charges M 120 sont plus importants (donc plus défavorables) que ceux provoqués par M 80, nous nous en tiendront, dans toute la suite, aux cas des charges causés par le convoi de type M 120.

Le type de convoi M120 comprend deux (2) types de charges : Mc 120 et Me 80.

☞ Convoi Mc 120

Un véhicule type Mc 120 se compose de deux (2) chenilles. On lui associe les caractéristiques ci-après :

- ☀ Masse totale : 110 t
- ☀ Longueur d'une chenille : 6,10 m
- ☀ Largeur d'une chenille : 1,00 m
- ☀ Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m

✎ Convoi Me 120

Il regroupe deux (2) essieux distants de 1,80 m d'axe en axe. On considère chaque essieu comme un rouleau. Un essieu, pris individuellement, porte une masse de 33 tonnes, et son aire d'impact est un rectangle chargé d'une manière uniforme, et dont le côté transversal mesure 4,00m et le côté longitudinal vaut 0,15 m.

Les surcharges exceptionnelles

Les charges exceptionnelles sont constituées par le convoi de type D et le convoi de type E circulant seul sur toute la largeur du pont. Dans le cadre du présent projet, nous allons utiliser le convoi de type E 360 car il le plus défavorable.

✎ Type E 360

Le type de convoi E 360 comporte deux (2) remorques de 200t chacune. L'aire d'impact de cette surcharge est un rectangle, uniformément chargé, et qui a pour dimensions $L=15m$ et $l=3,30m$.

Les efforts de freinage Fr

La force de freinage est développée par l'un des 2 systèmes A(l) ou Bc et est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation. Cette force Fr est le maximum des deux effets A(l) et Bc.

✎ Freinage induit par le système A(l) ou Fr(A)

Il est donné par la relation suivante : $\frac{A(l)}{(20 + 0,0035 \cdot xS)}$ S étant la surface chargée (m^2).

✎ Freinage induit par le système Bc ou Fr (Bc)

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids. Soit : $Fr (Bc)=300t$.

L'effort de freinage maximum $Fr_{max} = \max \left[\frac{A}{(20 + 0,0035 \cdot xS)} ; 30t \right]$

Charges sur remblais d'accès qs

Au niveau des culées, on prévoit une charge uniformément sur les remblais, et qui a une valeur de **1t/m²**.

Les murs de front et garde grève seront soumis à une poussée p due au poids du remblai, et une poussée q induite par les surcharges. **$P=K_p\gamma h$**

Où h est la hauteur du remblai en m ;

γ est le poids volumique du remblai en kN/m³

K_p est le coefficient de poussée due au poids propre du remblai.

La poussée q due aux surcharges q_s du remblai se calcule comme suit : **$q=K_qq_s$**

Avec K_q le coefficient de poussée due aux surcharges du remblai. $K_q = \frac{K_p}{\cos(\beta-\lambda)}$

β est l'angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale. Dans les remblais près des culées, **$\beta=0$** . λ est l'angle que forment le parement et la verticale. Généralement le mur de front est vertical donc **$\lambda=0$** .

Les surcharges du trottoir

Ce type de surcharges est divisé en 2 charges : charges locales et charges générales.

☞ Charges locales

Ces charges sont utilisées pour la justification du tablier. On va considérer successivement :

- Une surcharge uniforme de **450Kg/m²** qui sera à prendre en compte pour le calcul du hourdis et des entretoises ;
- Une roue isolée de 6T et ayant une surface d'impact carrée de 0,25m de côté et disposée de sorte à obtenir une position la plus défavorable possible.

☞ Charges générales

Elles sont prises en compte pour la justification des poutres et ont une valeur de **150Kg/m²** répartie d'une façon uniforme.

Les charges sur le garde-corps

Prenons la charge verticale p sur le garde-corps vaut **1KN/ml**.

Les actions du vent

Dans nos pays, il n'y a pas de neige donc les actions climatiques se résument essentiellement à l'effet du vent. Suivant le fascicule 61, on estime que le vent souffle horizontalement et perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée perpendiculairement une pression de **2KN/m²**.

L'action de l'eau

Elle se manifeste sur les piles et les culées de l'ouvrage.

✎ La pression hydrostatique p

Le diagramme de pression est triangulaire. On a : $p = \gamma_e h$

Avec : γ_e le poids volumique de l'eau (10 kN/m^3) ;

h le niveau des plus hautes eaux (m).

On en déduit alors la force hydrostatique $F_s = \frac{1}{2} \gamma_e b h^2$ (kN), avec b la largeur de l'obstacle (m) ;

✎ La pression hydrodynamique p'

Par sa vitesse, l'eau exerce en sa surface libre sur les piles et culées une pression hydrodynamique p' qui décroît avec la profondeur de l'eau et s'annule au niveau du lit du cours d'eau. Cette pression s'exprime par : $p' = k \rho_e v^2$ (kN/m²).

Avec : k le coefficient de forme dépendant du type de pile (voir le tableau ci-dessous);

v la vitesse de l'eau en m/s;

ρ_e la densité de l'eau.

Type de pile	carrée	circulaire	Avec avant bec
Coefficient de forme	1,44	0,70	0,52

Finalement, la force hydrodynamique F_d correspondante vaut : $F_d = \frac{1}{2} k \rho_e v^2 b h$ (KN), b étant la largeur de l'obstacle (m) et h la hauteur de l'eau (m).

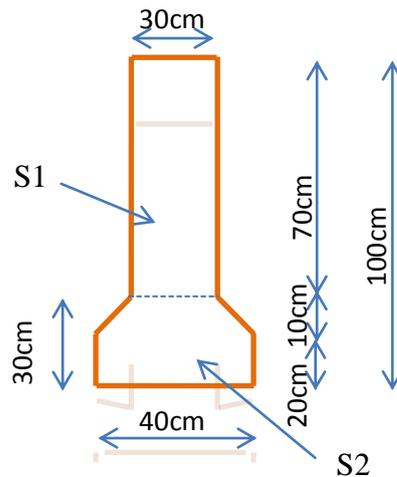
ANNEXE 8 : ETUDE DES POUTRES

Calcul des charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la poutre et celui des différents éléments supportés par celles-ci, à savoir la prédalle, la dalle, le trottoir et ses accessoires, l'enrobé et l'étanchéité.

a) Poids propre des poutres P_p

Les poutres de rive et intermédiaires ont toutes la même section, présentée comme suit :



● Calcul de la section droite de poutre S_p

$$S_1 = 0,30 \times 0,70 = 0,21 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0,40 \times 0,30) + [(0,40 + 0,30) / 2 \times 0,1] = 0,047 \text{ m}^2$$

$$S_p = 0,21 + 0,047 = 0,28 \text{ m}^2$$

● Calcul du poids propre de la poutre au ml P_p

$$P_p = S_p \times 2,5 \text{ t/m}^3 = 0,28 \times 2,5 = 0,700 \text{ t/ml}$$

NB. Dans tout ce qui suit, pour obtenir le poids propre, on fera le produit de la section par le poids volumique du béton armé qui est de $2,5 \text{ t/m}^3$.

b) Poids propre de la prédalle P_{pr}

- Poutres de rive



$$P_{pr}=1,09*0,08*2,5=0,218t/ml$$

- *Poutres intermédiaires*



$$P_{pr}=2,18*0,08*2,5=0,436t/ml$$

c) **Poids propre du hourdis P_h**

- *Poutres de rive*



$$P_h=1,20*0,20*2,5=0,600t/ml$$

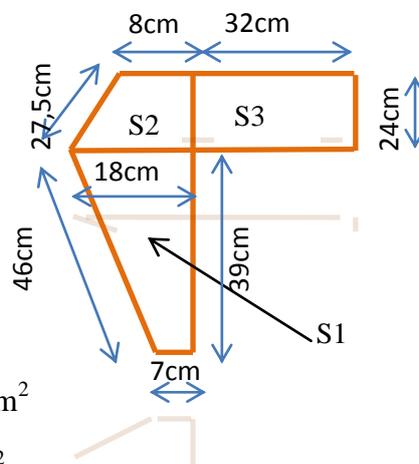
- *Poutres intermédiaires*



$$P_h=2,40*0,20*2,5=1,200t/ml$$

d) **Poids propre des éléments du trottoir**

- *Corniche*



$$S_1 = (0,07+0,18)*0,39/2=0,049m^2$$

$$S_2 = (0,18+08)*0,24/2=0,031m^2$$

$$S_3 = 0,24*0,32=0,077m^2$$

$$S=0,049+0,031+0,077=0,157\text{m}^2$$

$$P_c=0,157*2,50=0,393\text{t/ml}$$

- *Contre corniche*

$$S=(0,14*0,15)+[(0,15+0,12)*0,10/2]=0,021+0,014=0,035\text{m}^2$$

$$P_{cc}=0,035*2,50=0,088\text{t/ml}$$

- *Béton de remplissage*



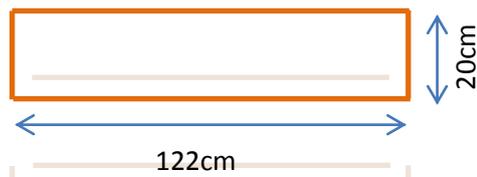
$$P_{BR}=0,70*0,22*2,50=0,385\text{t/ml}$$

- *Bordure de chaussée*

$$P_{BC}=0,20*0,22*2,50=0,110\text{t/ml}$$

- *Dalle d'encorbellement*

C'est la dalle encastrée dans les poutres de rive et qui supporte les éléments du trottoir.



$$P_{enc}=1,22*0,20*2,50=0,610\text{t/ml}$$

- *Garde-corps GC*

Le poids du garde-corps P_{GC} vaut 0,10t/ml (voir Description des charges 2.8, page 40).

e) Poids propre de l'enrobé

Nous prévoyons, comme enrobé, du béton bitumineux (BB) de 5cm d'épaisseur. Le poids volumique est $2,2\text{t/m}^3$.

- *Poutre de rive*

$$P_{enr}=1,20*0,05*2,2=0,132\text{t/ml}$$

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

- *Poutres intermédiaires*

$$P_{\text{ent}}=2,40*0,05*2,2=0,264\text{t/ml}$$

f) Poids chape d'étanchéité

- *Poutre de rive*

$$P_{\text{et}}=1,20*0,02*2=0,048\text{t/ml}$$

- *Poutres intermédiaires*

$$P_{\text{et}}=2,40*0,02*2=0,096\text{t/ml}$$

g) Poids propre des entretoises

On prévoit des entretoises d'about aux extrémités de chaque travée.

$$P_{\text{ent}}=0,70*0,20*2,10*2,50=0,735\text{t}$$

Dressons dans le tableau ci-dessous le récapitulatif de toutes les charges sur les poutres, de rive et intermédiaire, en ml et sur notre portée qui est de 15,80m :

Poutre de rive (Poids des éléments en t)		Poutre intermédiaire (Poids des éléments en t)	
Poutre	0,700	Poutre	0,700
Prédalle	0,218	Prédalle	0,436
Hourdis	0,600	Hourdis	1,200
Corniche	0,393		
Contre corniche	0,088		
Béton de remplissage	0,385		
Bordure	0,110		
Garde-corps	0,100		
Dalle d'encorbellement	0,610		
Enrobé	0,132	Enrobé	0,264
Etanchéité	0,048	Etanchéité	0,096
Poids total en ml	3,659	Poids total en ml	2,971
Poids total sur toute la travée	57,81	Poids total sur toute la travée	46,94

Le poids propre total pour une travée entière est résumé ci-dessous :

Eléments	Poids unitaire (t)	Nombre	Poids total(t)
Poutre de rive	57,81	2	115,62
Poutre intermédiaire	46,94	2	93,88
Entretoise	0,735	6	4,41
Poids total d'une travée (t)			213,91

Calcul des sollicitations

Dans cette partie, on s'attèlera à évaluer les sollicitations induites par les surcharges décrites plus haut (chapitre 2, Pages 34-39). Pour le calcul des poutres, on va utiliser les cinq (5) systèmes de surcharges suivants :

- Le Système A ;
- Le système B avec ses sous-systèmes Bc, Bt et Br ;
- Le système militaire ;
- Le système de convoi exceptionnel ;
- Les surcharges de trottoir.

Système A(l)

✎ Calcul de A(L)

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \text{ kg/m}^2$$

a_1 est fonction du nombre de voie et de la classe du pont. On a 2 voies et un pont de 1^{ère} classe donc $a_1=1$. $a_2 = v_0 / v$, avec $v_0 =$ largeur d'une voie = 3,50 m, $v = Lc/2$.

$Lc =$ Largeur chargeable = $7,50 - (2 \times 0,50) = 7,00\text{m}$. Donc, $v = 7,00/2 = 3,50$ et $a_2 = 3,50/3,50 = 1$.

Finalemnt, avec une longueur chargeable $l = 15,80\text{m}$ (portée), on a : $A(l) = 1524,96\text{kg/m}^2$ et

$$A(L) = \max. [1 \cdot 1 \cdot 1524,96 ; (400 - 0,2 \cdot 15,80)] = \max. [1524,96 ; 396,84]$$

$$A(L) = 1524,96\text{kg/m}^2 \text{ ou } 1,52\text{t/m}^2.$$

En chargeant sur la largeur roulable, on a $A(L) = 7,50 \cdot 1,52 = 11,4\text{t/ml}$

✎ Calcul des sollicitations

On va évaluer l'effort tranchant maximal et le moment fléchissant maximal.

☐ **Moment fléchissant maximal M_{\max}**

$$M_{\max} = \frac{A \cdot L^2}{8} = \frac{11,4 \cdot 15,80^2}{8} = 355,74 \text{t.m}$$

☐ **Effort tranchant maximal T_{\max}**

$$T_{\max} = \frac{A \cdot L}{2} = \frac{11,4 \cdot 15,80}{2} = 90,06 \text{t}$$

Système Bc

✂ **Calcul du coefficient de majoration dynamique**

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

NB. Pour toute la suite, les différents coefficients de majoration dynamique seront évalués avec la formule ci-dessus.

En se basant sur le principe du fascicule 61 titre II, on a deux (2) files de deux (2) camions de 30 tonnes (voir Page 35). Soit $S' = 120$ tonnes.

Les charges de ce système sont affectées d'un coefficient de pondération bc, qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposées transversalement :

Classe du pont	Nombre de files disposées transversalement				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
II	1,00	1,00	-	-	-
II	1,00	0,80	-	-	-

On a un pont de classe I et deux (2) files de camions disposées transversalement, donc $bc = 1,10$.

Finalement, $S = 120 \cdot 1,10 = 132$ tonnes.

$G = \text{Poids total d'une travée} = 213,91$ tonnes.

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

L=15,80m.

D'où :

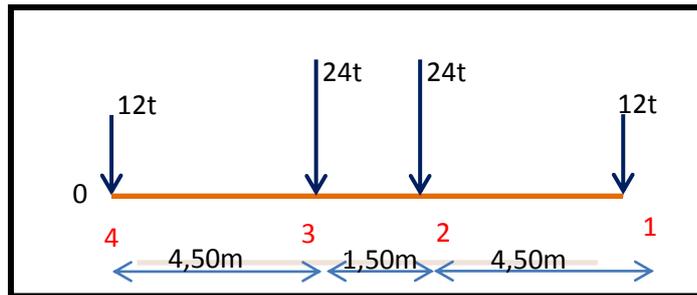
$$\delta_{bc} = 1,18$$

✎ **Calcul des sollicitations**

On dispose deux (2) files de deux (2) camions chacune.

▣ **Moment fléchissant maximal M_{max}**

Selon le livre ECS, le moment fléchissant maximum développé par le convoi Bc dans une travée indépendante est atteint avec le chargement ci-dessous :



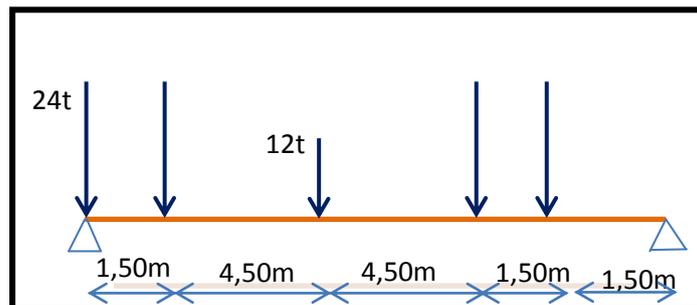
Ce qui donne, obtenu à 0,375m de l'axe, s'écrit : $M_{max} = P (0,75L + \frac{0,422}{L} \cdot 3,375)$, avec L la portée.

$$\Rightarrow M_{max} = 24(0,75 \cdot 15,80 + \frac{0,422}{15,80} \cdot 3,375) = 195,04t.m$$

$$M_{max} = 195,04t.m$$

▣ **Effort tranchant T_{max}**

L'effort tranchant maximum sur appui dû au convoi Bc est obtenu par la disposition suivante des essieux :



Ce qui correspond à $T_{max} = P (4,5 - \frac{27}{L}) = 24 (4,5 - \frac{27}{15,80}) = 66,99t$

$$T_{max} = 66,99t$$

Système Bt

✎ **Calcul du coefficient de majoration dynamique**

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

On a deux (2) tandems de deux (2) essieux de 16t, donc $S=16*4*bt$, bt étant le coefficient de pondération qui vaut 1 pour les ponts de 1^{ère} classe.

$$S=16*4*1=64t \text{ et } G=213,91t.$$

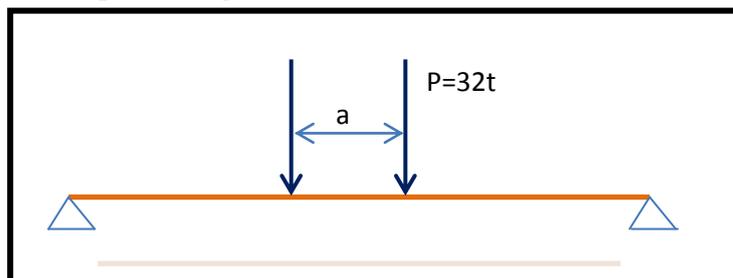
⇒

$$bt = 1,14$$

✍ Calcul des sollicitations

📐 Moment fléchissant maximal M_{\max}

Deux (2) essieux sont disposés longitudinalement.



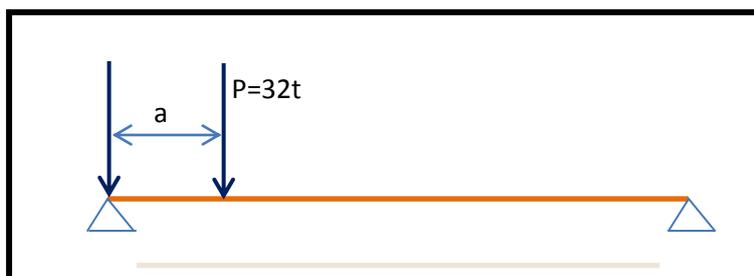
$$M_{\max} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right)^2 = \frac{32*15,80}{2} \left(1 - \frac{1,35}{2*15,80}\right)^2 = 231,52t.m$$

⇒

$$M_{\max} = 231,52t.m$$

📐 Effort tranchant T_{\max}

L'effort tranchant est maximum lorsque l'une des charges est placée sur appui.



$$T_{\max} = P \left(2 - \frac{a}{L}\right) = 32 \left(2 - \frac{1,35}{L}\right) = 61,27t$$

⇒

$$T_{\max} = 61,27t.m$$

Systeme Br

✍ Calcul du coefficient de majoration dynamique

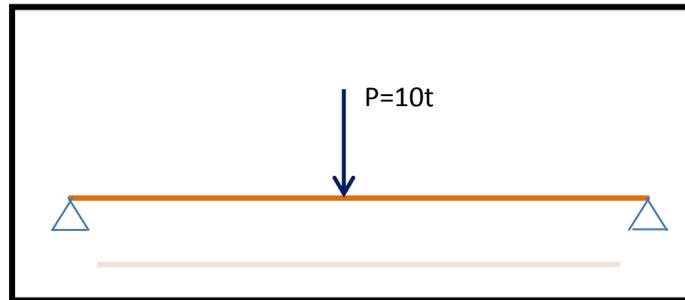
Charge isolée de 10t. Pas de pondération pour le système Br donc $S=10t$.

D'où

$$\delta_{br} = 1,10$$

☐ Moment fléchissant maximal M_{\max}

Le moment fléchissant maximum est obtenu lorsque la roue se trouve à l'axe transversal de la travée, comme l'illustre la figure ci-dessous :



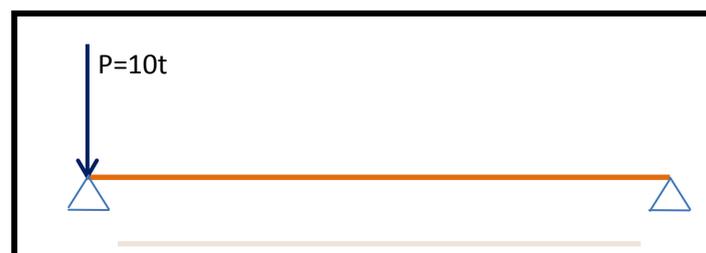
$$M_{\max} = \frac{PL}{4} = \frac{10 \cdot 15,80L}{4} = 39,50t.m$$

⇒

$$M_{\max} = 39,50t.m$$

☐ Effort tranchant T_{\max}

L'effort tranchant dans le cas du système Br est maximum quand la roue est sur l'appui.



Soit $T_{\max} = P = 10t$

$$T_{\max} = 10t$$

Surcharges militaires

● Convoi militaire Mc120

✂ Calcul du coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Mc120} = 1,16$$

S=110t donc

☐ Moment fléchissant maximal M_{\max}

Le moment fléchissant le plus défavorable intervient quand la résultante P du convoi est située dans l'axe longitudinal de la travée.

$$\text{Ce qui donne : } M_{\max} = \frac{PL}{4} \left(1 - \frac{b}{2L}\right)$$

Avec b la distance longitudinale entre les deux (2) essieux. b= 6,10m et P=S=110t

$$\Rightarrow M_{\max} = \frac{PL}{4} \left(1 - \frac{b}{2L}\right) = \frac{110 \cdot 15,80}{4} \left(1 - \frac{6,10}{2 \cdot 15,80}\right)$$

$$M_{\max} = 350,63 \text{ t.m}$$

☐ Effort tranchant T_{\max}

$$T_{\max} = P \left(1 - \frac{b}{L}\right) = 110 \left(1 - \frac{6,10}{15,80}\right)$$

$$T_{\max} = 67,53 \text{ t}$$

● Convoi militaire Me120

Pour ce cas de surcharge, on adopte la même démarche qu'avec le système Bt, à deux (2) différences près : a=1,80m et P=33t.

✂ Calcul du coefficient de majoration dynamique

S=66t ⇒

$$\delta_{Me120} = 1,14$$

☐ Moment fléchissant maximal M_{\max}

Le moment fléchissant M_{\max} est donné, pour ce cas de surcharge, par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right)^2 = \frac{33 \cdot 15,80}{2} \left(1 - \frac{1,80}{2 \cdot 15,80}\right)^2$$

$$M_{\max} = 245,85 \text{ t.m}$$

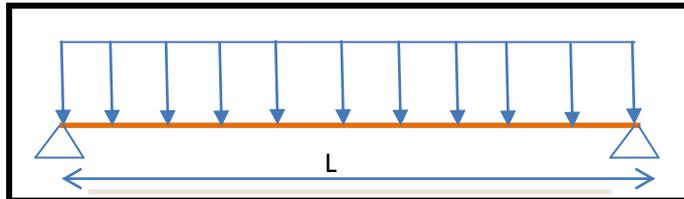
☐ Effort tranchant T_{\max}

$$T_{\max} = P \left(2 - \frac{a}{L}\right) = 33 \left(2 - \frac{1,80}{15,80}\right) = 62,04t$$

$$T_{\max} = 62,04t$$

Convoi exceptionnel de type E

Le schéma statique de ce type de surcharge peut être matérialisé comme suit :



☐ Moment fléchissant maximal M_{\max}

$M_{\max} = \frac{PL^2}{8}$, avec $P=p/L'$, p étant le poids d'une remorque=200t et L' la longueur du rectangle représentant la surface d'impact.

D'où $P=200/15=13,33t/ml$

$$\Rightarrow M_{\max} = \frac{13,33 \cdot 15,80^2}{8}$$

$$M_{\max} = 415,96t.m$$

☐ Effort tranchant T_{\max}

$$T_{\max} = \frac{PL}{2} = \frac{13,33 \cdot 15,80}{2}$$

$$T_{\max} = 105,31t$$

Surcharges des trottoirs

Pour la justification des poutres, on considérera les charges générales (voir Page 43).

La largeur du trottoir étant de 1,50m, on a : $P=1,45 \cdot 0,50=0,2175t/ml$.

☐ Moment fléchissant maximal M_{\max}

$$M_{\max} = \frac{PL^2}{8} = \frac{0,2175 \cdot 15,80^2}{8}$$

$$M_{\max} = 6,79t.mm$$

☐ Effort tranchant T_{\max}

$$T_{\max} = \frac{PL}{2} = \frac{0,2175 \cdot 15,80}{2}$$

$$T_{\max} = 1,72t$$

Sollicitations dues aux poids propres des poutres

Le tableau ci-dessus calcule les sollicitations induites par le poids propre des poutres de rive et intermédiaires. En rappel, les poids des deux (2) types de poutres sont :

Poutres de rive : P=3,659t

Poutres intermédiaires : P=2,971t

	Formules	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Moment fléchissant	$M_{\max} = \frac{PL^2}{8}$	114,18t.m	92,71t.m
Effort tranchant	$T_{\max} = \frac{PL}{2}$	28,91t	23,47t

Récapitulons dans le tableau ci-après les différentes sollicitations affectées des coefficients de majoration dynamique.

Surcharges		Coeff de majoration dynamique	Moment fléchissant (t.m)		Effort tranchant (t)	
			Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Civiles	A	-	355,74	355,74	90,06	90,06
	Bc	1,18	195,04	230,15	66,99	79,05
	Bt	1,14	231,52	263,93	61,27	69,85
	Br	1,10	39,50	43,45	10,00	11,00
Militaires	Mc120	1,16	350,63	406,73	67,53	78,33
	Me120	1,14	245,85	280,27	62,04	70,73
Exceptionnelles	Type E	-	415,96	415,96	105,31	105,31
Trottoirs	C. générales	-	6,79	6,79	1,72	1,72

Calcul des Coefficients de Répartition Transversale (CRT) de GUYON-MASSONNET

Le moment fléchissant et l'effort tranchant d'un tablier peuvent être déterminés par les lignes d'influence en n'importe quelle abscisse x le long du tablier. Mais le problème qui se pose est comment répartir ce moment et cet effort entre les poutres ? En d'autres termes connaître les valeurs de sollicitations dans chaque poutre. Plusieurs méthodes ont essayé de répondre à

cette question, parmi lesquelles celle de Guyon-Massonnet. Elle permet de déterminer un coefficient correctif appelé « Coefficient de Répartition Transversale (CRT) » qui montre la portion des surcharges transmise dans la poutre considérée.

Aperçu général de la méthode Guyon Massonnet

C'est la méthode la plus répandue et est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles. Elle suppose que l'entretoise est de rigidité finie, cas courant des tabliers en béton.

Paramètres fondamentaux

On considère une travée indépendante de portée L , de largeur $2b$ dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de n poutres longitudinales (portée L , espacement b_1) de m entretoises (portées $2n$, espacement L_1) intermédiaires, disposées transversalement.

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion : $B_P = E \cdot I_P$
- Leur rigidité à la torsion : $C_P = G \cdot K_P$

Les entretoises sont elles aussi identiques et sont caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion : $B_E = E \cdot I_E$
- Leur rigidité à la torsion : $C_E = G \cdot K_E$

E = Module de Young

G = Module de torsion = $\frac{E}{2(1+\nu)}$, ν = Coefficient de Poisson.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\text{Rigidité de flexion : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E \cdot I_P}{b_1} \\ \rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E \cdot I_E}{L_1} \end{array} \right.$$

$$\text{Rigidité de torsion : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{G \cdot K_P}{b_1} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G \cdot K_E}{L_1} \end{array} \right.$$

On suppose que le coefficient du matériau constitutif est nul ($\nu=0$) donc $G=\frac{E}{2}$.

Pour arriver à complètement définir le comportement du pont, on va évaluer les deux (2) importants paramètres suivants :

Le paramètre de torsion :
$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p + \rho_E}}$$

Le paramètre d'entretoisement :
$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

On calcule par la suite le coefficient K obtenu grâce aux tableaux numériques de Guyon-Massonnet, et qui finalement, dépend de :

- La valeur du paramètre de torsion α ;
- La valeur du paramètre d'entretoisement θ ;
- L'excentricité de la charge e ;
- L'ordonnée de la poutre considérée y .

$$\alpha=0 \Rightarrow K_0=0$$

$$\alpha=1 \Rightarrow K_1=1$$

Pour α quelconque, l'interpolation n'est pas nécessaire. Elle est donnée par les tables de Massonnet. Au même titre que K_0 et K_1 qui elles, sont fonction de θ , e et y .

Enfin, les coefficients K sont divisés par le nombre de poutres pour obtenir le CRT. En d'autres termes, $CRT = \eta = \frac{K}{n}$, n étant le nombre de poutres.

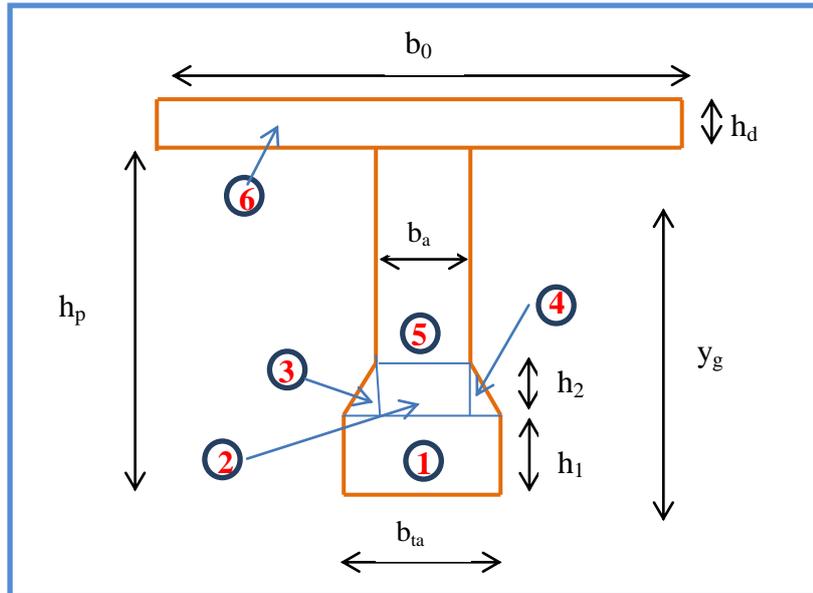
Détermination du CRT

$$2b = \text{Largeur active pour Guyon-Massonnet} = 7,50 + 2 \times 1,45 = 10,40\text{m} \Rightarrow \mathbf{b=5,20m}$$

$$b_1 = b_0 = \text{Distance entre axes des poutres} = 2,40\text{m} \text{ et nombre de poutres } n=4$$

Calcul du moment d'inertie de flexion I_{Gx}

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad



Paramètres de la section de poutre	
h_p	1,00 m
b_0	2,40 m
b_a	0,30 m
h_1	0,20 m
h_2	0,10 m
h_{ta}	0,15 m
b_{ta}	0,40 m
h_d	0,20

$$h_{ta} = h_1 - \frac{h_2}{2} = 20 - \frac{10}{2} = 15 \text{ cm}$$

D'après le théorème de HUYGENS, on a :

$$I_{Gx} = I_{Gi} + S \cdot d^2$$

I_{Gx} = Inertie propre de la poutre (cm^4) ;

I_{Gxi} = Moment d'inertie de l'élément considéré (cm^4) ;

S = Surface de l'élément considéré (cm^2) ;

d = Distance entre la position du centre de gravité y_g et l'axe de l'élément considéré (cm).

$$y_g = \frac{(40 \cdot 20 \cdot 10) + (30 \cdot 10 \cdot 15) + \left(10 \cdot \left(\frac{5}{2}\right) \cdot 23,33\right) + \left(10 \cdot \left(\frac{5}{2}\right) \cdot 23,33\right) + (70 \cdot 30 \cdot 62,5) + (20 \cdot 240 \cdot 105)}{(40 \cdot 10 + 30 \cdot 10 + 5 \cdot 5 + 5 \cdot 5 + 70 \cdot 30 + 20 \cdot 240)} \Rightarrow y_g = 84,64 \text{ cm}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calculs aboutissant à l'inertie de la poutre I_{Gx} .

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

N° de section	b (cm)	h (cm)	S (cm ²)	Y _{Gi} (cm)	M _{/ox}	I _{Gxi}	d (cm)	I _{Gx} (cm ⁴)
1	40	20	800	10	0000	30 000	74,64	5044016,64
2	30	10	300	25	7500	2500	59,64	1069578,88
3	5	10	25	23,33	874,875	208,33	61,31	141834,23
4	5	10	25	23,33	874,875	208,33	61,31	141834,23
5	30	70	2100	62,5	121875	686562,5	22,14	1642412,72
6	240	20	4800	105	504000	160000	20,36	2149472,08
			∑S=8050		∑M=644124,75		∑I _{Gx} = 10189148,78	

$$I_{GX} = 10189148,78 \text{ cm}^4 = 0,01089 \text{ m}^4$$

4.3.3.3 Calcul des

rigidités de torsion γ_P et γ_E

$$\rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{I_{P*E}}{b_1} = \frac{0,01089}{2,40} E = 0,00454 * E = 4,54 \cdot 10^{-3} * E$$

$$\rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E * I_E}{L_1} = \gamma_E = \frac{h d^3}{12} E = \frac{0,20^3}{12} E = 0,000667 = 0,667 \cdot 10^{-3} E$$

Calcul du moment d'inertie de torsion K_P

Le moment d'inertie de la section de poutre est la somme des moments d'inertie des trois (éléments) qui la composent. On a :

T_1 = Moment d'inertie de l'élément 1 (Partie horizontale) ;

T_2 = Moment d'inertie de l'élément 2 (Partie verticale) ;

T_3 = Moment d'inertie de l'élément 3 (Talon).

$$T_1 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} b_0 (h_d)^3 \Rightarrow T_1 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 2,40 (0,20)^3$$

$$T_1 = 0,0032$$

$$T_2 = K \left(2 * \frac{h_p}{b_a} \right) * h_p * (b_a)^3 = K \left(2 * \frac{1,00}{0,30} \right) * 1,00 * (0,30)^3 = K(6,33) * 0,02565$$

Calculons $K(6,33)$ à l'aide de la formule de VIPP : $K(6,33) = \frac{1}{3} - \left(0,051 + \frac{0,168}{6,33} \right) e^{-0,13 * 6,33}$

$$\Rightarrow K(6,33)=0,299$$

$$T_2=0,299*0,02565$$

$$\boxed{T_2=0,0077m^4}$$

$$\bullet T_3=K\left(\frac{b_{ta}-b_a}{h_{ta}}\right)*(b_{ta}-b_a)*(h_{ta})^3 = K\left(\frac{0,40-0,30}{0,15}\right)*(0,40-0,30)*(0,15)^3=K(1)*0,000506$$

Avec VIPP, $K(1)=0,141$

$$T_3=0,141*0,000506$$

$$\boxed{T_3=0,000071m^4}$$

$$K_P = \sum T_i = T_1 + T_2 + T_3 = 0,0032 + 0,0077 + 0,000071$$

$$\boxed{K_P=0,010971m^4}$$

4.3.3.5 Calcul des rigidités de

torsion Y_P et Y_E

$$Y_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{G * K_P}{b_1} = \frac{K_P}{2b_1} E = \frac{0,010971}{2 * 2,40} E = 0,00229 E = \mathbf{2,29 \cdot 10^{-3} E}$$

$$Y_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G * K_E}{L_1} = \frac{h d^3}{12} E = \frac{0,20^3}{12} E = 0,000667 = \mathbf{0,667 \cdot 10^{-3} E}$$

4.3.3.6 Calcul des paramètres fondamentaux α et θ

$$\alpha = \frac{Y_P + Y_E}{2\sqrt{\rho_P * \rho_E}} = \frac{2,29 \cdot 10^{-3} E + 0,667 \cdot 10^{-3} E}{2\sqrt{4,54 \cdot 10^{-3} E * 0,667 \cdot 10^{-3} E}} = \frac{2,957}{3,480} = \mathbf{0,85}$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{Y_P}{Y_E}} = \frac{5,20}{15,80} \sqrt[4]{\frac{2,29 \cdot 10^{-3} E}{0,667 \cdot 10^{-3} E}} = \frac{7,08}{15,80} = \mathbf{0,45}$$

$$\boxed{\alpha=0,85 \text{ et } \theta=0,45}$$

Calcul de CRT pour la poutre de rive N°1

↪ Courbe de K

- Interpolation suivant α

SATTLER propose les relations suivantes, en fonction de la valeur de θ :

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} \quad \text{si } 0 \leq \theta \leq 0,1$$

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1-e\theta)} \text{ si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \text{ avec } \theta_0 = \frac{0,065-\theta}{0,663}$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha} \quad \text{si } \theta \geq 1$$

K_0 et K_1 sont donnés par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y .

On a $\theta=0,45 \Rightarrow K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1-e\theta)}$, avec $\theta_0 = \frac{0,065-0,45}{0,663} = -0,58$

D'où $K = K_0 + (K_1 - K_0) 0,85^{(1-e-0,58)} = 0,63K_0 + 0,37K_1$

- Interpolation suivant y (la position de la poutre)

$$y = 3,45\text{m et } b = 5,20\text{m} \Rightarrow y = \frac{3,45}{5,20}b = 0,66b$$

Les tableaux de Massonnet donnent les valeurs de K pour :

$$K_{0,50b} = K_{/y=b/2} \text{ et } K_{0,75} = K_{/y=3b/4}$$

$$K_{0,66b} = K_{0,50} + (K_{0,75} - K_{0,50}) \frac{0,66-0,50}{0,75-0,50}$$

$$K_{0,66b} = 0,2 K_{0,50} + 0,8 K_{0,75}$$

$$K_{/y=0,66b} = 0,2K_{/y=b/2} + 0,8K_{/y=3b/4}$$

- Interpolation suivant θ

$\theta = 0,45$. En utilisant les tableaux numériques de Massonnet, on a, pour $3b/4$:

● $K_0 = 0,2 * 1,7857 + 0,8 * 2,1063 = 0,35714 + 1,68504 = \mathbf{2,0022}$

● $K_1 = 0,2 * 1,2405 + 0,8 * 1,3013 = 0,2481 + 1,0410 = \mathbf{1,2891}$

$\Rightarrow K = 0,63K_0 + 0,37K_1 = 0,63 * 2,0022 + 0,37 * 1,2891 = \mathbf{1,66}$

En procédant de la même manière, on trouve les valeurs suivantes de K_0 , K_1 et K_α qu'on récapitule dans le tableau ci-dessous :

e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K ₀	K _{b/2}	-0,5152	-0,1402	0,2380	0,6242	1,0194	1,4148	1,7857	2,1063	2,4061
	K _{3b/4}	-1,0640	-0,6060	-0,1402	0,3495	0,8811	1,4671	2,1063	2,7708	3,4340
	K _{0,66b}	0,0132	-0,0254	-0,1114	-0,1366	-0,0148	0,2547	0,9732	2,0022	3,8031
K ₁	K _{b/2}	0,6142	0,6881	0,7748	0,8804	1,0032	1,1318	1,2405	1,3013	1,3400
	K _{3b/4}	0,5202	0,5969	0,6881	0,8029	0,9458	1,1152	1,3013	1,4809	1,6291
	K _{0,66b}	0,0798	0,1125	0,2148	0,3996	0,6331	1,4472	2,0114	1,2891	1,7257
K _α	K	0,0378	0,0245	0,0077	0,0618	0,1479	0,6960	1,3573	1,7835	3,0345

NB. Les valeurs de K_0 et K_1 pour $K_{b/2}$ et $K_{3b/4}$ ont été directement recopiées des tableaux de Massonnet (les deux (2) premières lignes pour chaque K). Ensuite on a effectué une interpolation sur y pour obtenir $K_{0,80b}$.

Les valeurs trouvées de K arrondies à deux (2) chiffres après la virgule sont consignées dans le tableau ci-après :

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K	0,04	0,02	0,01	0,06	0,15	0,70	1,36	1,78	3,03

Ces valeurs nous permettront de tracer la courbe $K=K(e)$ qui représente la ligne d'influence (Li) de K pour la poutre de rive N°1.

↗ Détermination du CRT

- Charge A_L

On place la charge A_L suivant les règlements de chargement de la manière la plus défavorable. Ainsi, à cause de la variation du coefficient a_1 et de la longueur de chargement L_{A1} , on essaye deux cas différents : une (1^e) et deux (2) voies chargées.

Rappel caractéristiques du pont :

- Largeur roulable $L_{ch} = 7,50m$;
- On a deux (2) voies \Rightarrow largeur d'une voie $V = 3,75m$;
- Pont de 1^{ère} classe.

1^{er} cas : une voie chargée, de largeur $L_{A1}=1*V=3,75m$

Pont de 1^{ère} classe et une voie donc $a_1 = 1,0$.

Le coefficient pour ce cas de chargement de A_1 est l'aire S_{A1} de la Li correspondant à la charge divisée par la largeur de chargement L_{A1} .

$$\begin{aligned}
 \text{En d'autres termes, } K_{A1} &= \frac{S_{A1}}{L_{A1}} \\
 &= \frac{1}{L_{A1}} \left[\frac{1}{2}K (e=b-Ltr) + K (e=\frac{b}{2}) + \frac{1}{2}K (e=b-(Ltr + V)) \right] \frac{b}{4} \\
 &= \frac{1}{L_{A1}} \left[\frac{1}{2}K (e=3b/4) + K (e=\frac{b}{2}) + \frac{1}{2}K (e=b/4) \right] \frac{b}{4} \\
 &= \frac{1}{3,75} \left[\frac{1}{2}1,78 + 1,36 + \frac{1}{2}0,70 \right] \frac{5,20}{4}
 \end{aligned}$$

$$K_{A1} = 0,90$$

Le CRT η_{A1} est: $\eta_{A1} = \frac{K_{A1}}{n} = \frac{0,90}{4} = 0,23$

$$a_1 * \eta_{A1} * L_{A1} = 1 * 0,23 * 3,75 = 0,86$$

2^{ème} cas : 2 voies chargées, de largeur $L_{Al}=2*V=7,50m$

Pont de 1^{ère} classe et deux (2) voies $\Rightarrow a_1 = 1,0$

$$K_{Al} = \frac{SAI}{LAI}$$
$$= \frac{1}{LAI} \left[\frac{1}{2}K(e=3b/4) + K(e=b/2) + K(e=b/4) + K(e=0) + \frac{1}{2}K(e=-b/4) \right] \frac{b}{4}$$
$$= \frac{1}{7,50} \left[\frac{1}{2}1,78 + 1,36 + 0,70 + 0,15 + \frac{1}{2}0,06 \right] \frac{5,20}{4}$$

$$K_{Al} = 0,54$$

Le CRT η_{Al} est: $\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{0,54}{4} = 0,14$

$$a_1 * \eta_{Al} * L_{Al} = 1 * 0,14 * 7,50 = 1,05$$

Conclusion :

$$\eta_{Al} = 0,14 \text{ avec } a_1 = 1 \text{ et } L_{Al} = 7,50m$$

- **Charge η_{tr}**

$L_{tr} = 1,45m$ et le cas est le plus défavorable revient à charger deux (2) voies.

$$K_{tr} = \frac{Str}{Ltr}$$
$$= [K(e=b) + K(e=b-Ltr)] \frac{Ltr}{Ltr} + [K(e=-b+Ltr) + K(e=-b)] \frac{Ltr}{Ltr}$$
$$= [K(e=b) + K(e=3b/4) + K(e=-3b/4) + K(e=-b)]$$
$$= [3,03 + 1,78 + 0,02 + 0,04]$$

$$K_{tr} = 4,88$$

$$\eta_{tr} = \frac{K_{tr}}{n} = \frac{4,88}{4} = 1,22$$

Conclusion :

$$\eta_{tr} = 1,22 \text{ avec } L_{tr} = 7,50m$$

- **Charge Bc**

Le cas le plus défavorable est le cas où on a deux (2) files de camions Bc, avec $bc=1,10$.

$$K_{Bc} = \sum_{i=1}^4 Ki = (K_1 + K_2 + K_3 + K_4)$$

Les valeurs de K sont directement lues sur le graphique, chaque coefficient étant la projection de l'essieu sur la ligne d'influence Li de K tracée.

$$K_{Bc} = (2,20 + 1 + 0,80 + 0,13) = 2,07$$

$$\eta_{Bc} = \frac{KBc}{n} = \frac{4,14}{4} = 1,04$$

$$\eta_{Bc} = 1,04 \text{ avec } bc=1,10$$

- Charge Bt

$$K_{Bt} = \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_5 + K_6)$$

Les valeurs de K sont directement lues sur le graphique, chaque coefficient étant la projection de l'essieu sur la ligne d'influence Li de K tracée.

$$K_{Bt} = (2,54 + 1,67) = 4,21$$

$$\eta_{Bt} = \frac{KBt}{n} = \frac{4,21}{4} = 0,38$$

$$\eta_{Bt} = 1,05 \text{ avec } bc=1,00$$

- Charge Br

$K_{Br} = 2,54$ (valeur directement lue sur le graphique).

$$\eta_{Br\ 120} = \frac{KBr}{n} = \frac{2,54}{4} = 0,55$$

$$\eta_{Br} = 0,64$$

- Charge Mc 120

$K_{Mc} = [\frac{1}{2} (K_7 + K_8) + \frac{1}{2} (K_9 + K_{10})] \frac{LMc}{LMC}$, avec $L_{MC} = 2,30m$ et valeurs de K directement lues sur le graphique.

$$K_{Mc} = (2,60 + 1,38 + 0,74 + 0,27) = 4,99$$

$$\eta_{Mc\ 120} = \frac{KMc}{n} = \frac{4,99}{4} = 1,25$$

$$\eta_{Mc\ 120} = 1,25 \text{ avec } L_{Mc} = 2,30m$$

- Charge Me 120

$K_{Me} = [(K_{11} + K_{12}) + (K_3 + K_4)] \frac{LMc}{LMC}$, avec $L_{MC} = 1,65m$ et valeurs de K directement lues sur le graphique.

$$K_{Me} = (2,40 + 1,38 + 0,64 + 0,22) = 4,64$$

$$\eta_{Me\ 120} = \frac{KMc}{n} = \frac{4,64}{4} = 1,16$$

$$\eta_{Me\ 120} = 1,16 \text{ avec } L_{Mc} = 1,65m$$

- Type E

$$K_E = \sum_{i=1}^2 K_i = (K_{13} + K_{14})$$

$$K_E = (2,20 + 0,88) = 3,08$$

$$\eta_E = \frac{K_E}{n} = \frac{3,08}{4} = 0,77$$

$$\eta_E = 0,77 \text{ avec } l=1,30\text{m}$$

Pour la poutre de rive N°1, résumons dans le tableau ci-dessous les différentes valeurs de CRT obtenues pour les différents types de surcharges.

surcharges	Al	qtr	Bc	Bt	Br	Mc 120	Me 120	E
CRT	1,05	1,22	1,04	1,05	0,64	1,25	1,16	0,77

Calcul de CRT pour la poutre intermédiaire N°2

En adoptant la même méthodologie que pour la poutre de rive, on a les résultats suivants :

surcharges	Al	Q _{tr}	Bc	Bt	Br	Mc 120	Me 120	E
CRT	1,37	0,12	1,34	1,42	1,72	1,31	1,47	1,22

Tableau récapitulatif des coefficients K de Guyon-Massonnet

Surcharges	K pour Poutre de rive	K pour poutre intermédiaire
Al	1,05	1,37
Q _{tr}	1,22	0,12
Bc	1,04	1,34
Bt	1,05	1,42
Br	0,64	1,72
Mc 120	1,25	1,31
Me 120	1,16	1,47
E	0,77	1,22

Tableau récapitulatif des moments affectés des coefficients K de Guyon-Massonnet

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

Surcharges	K pour Poutre de rive	K pour poutre intermédiaire
Al	1,05	1,37
Q _{tr}	1,22	0,12
Bc	1,04	1,34
Bt	1,05	1,42
Br	0,64	1,72
Mc 120	1,25	1,31
Me 120	1,16	1,47
E	0,77	1,22

NB. Toutes ces valeurs sont en t.m

Tableau récapitulatif des efforts tranchants affectés des coefficients de majoration dynamique (Rappel).

	Charge Permanente	Surcharges civiles				Surcharges militaires			Surch. trottoir
		A	Bc	Bt	Br	Mc120	Me120	E	CG
Moment isostatique affecté du coeff. de majoration dynamique pour une travée MT		305,74	230,15	263,93	43,45	406,73	280,27	415,96	6,79
Moment isostatique par poutre MT1=MT/4		76,44	57,54	65,99	10,86	101,68	70,08	109,39	6,79
Poutre de rive									
Coefficient K1		1,05	1,04	1,05	0,64	1,25	1,16	0,77	1,22
Moment corrigé M_{PR}=MT1*K1	114,18	80,26	59,84	69,29	6,95	127,10	81,29	84,23	8,28
Poutre intermédiaire									
Coefficient K2		1,37	1,34	1,42	1,72	1,31	1,47	1,22	0,12
Moment corrigé M_{PI}=MT1*K2	92,71	104,72	77,10	93,71	18,68	133,20	103,02	103,46	0,81

NB. Toutes ces valeurs sont en t.

Calcul des armatures dans les poutres

Calcul des sollicitations aux états limites

Rappelons ci-après la combinaison des sollicitations pour le cas de calcul des ouvrages routiers :

$$\begin{aligned}
 ELU &\Leftrightarrow 1,35 \times M_G + \max \left\{ 1,60 \max \begin{array}{l} M(A(L)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{array} ; 1,35 \max \begin{array}{l} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(typeE) \end{array} \right\} + 1,60 \times \text{trottoir} \\
 ELS &\Leftrightarrow M_G + \max \left\{ 1,20 \max \begin{array}{l} M(A(L)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{array} ; \max \begin{array}{l} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(typeE) \end{array} \right\} + \text{trottoir}
 \end{aligned}$$

Consignons dans le tableau ci-dessous les résultats obtenus après avoir effectué les différentes combinaisons :

	ELS	ELU	
	Moment fléchissant Mser	Moment fléchissant Mu	Effort tranchant Vu
Poutre de rive	249,56	338,67	82,21
Poutre intermédiaire	226,72	306,28	68,88

NB. Toutes ces valeurs sont en t.m pour les moments et t pour les efforts tranchants.

Calcul des sections d'aciers

On considérera la section droite des poutres comme une section en T, le hourdis représentant la table de compression.

☞ Rappel sur les caractéristiques du béton et des aciers

Résistance F_{c28} du béton à 28 jours à la compression : 30MPa ;

Résistance F_{t28} du béton à 28 jours à la traction : 2,4MPa ;

Résistance F_e de l'acier : 400MPa ;

Enrobage c : 3cm.

☞ Rappel dimensions poutres

Hauteur de la table de compression h_0 : 20cm ;

Hauteur de la poutre H_p : 95cm ;

Epaisseur du talon b_0 : 45cm.

Calcul de la section d'armatures longitudinales A_s

☀ **Poutre de rive**

⊕ **Tableau des résultats**

Désignation	Formules	Résultats
Hauteur utile d	$d = H_p + h_0 - C - 5$	1,07m
Contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_s, \eta = 1,6$	$\min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times ft_{28}} \end{array} \right.$	215,56MPa
Contrainte limite du béton à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma} = 0,6 \times F_{c28}$	18MPa
Moment de résistance de la section M_{tser}	$M_{tser} = \frac{\bar{\sigma}_s \left(d - \frac{h_0}{3} \right)}{30(d - h_0)} b \times h_0^2$	0,796MN.m
Bras de levier Z_b	$Z_b = 0,93 \times d$	0,995m
Section d'acier A_s	$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s}$	96,35cm²

⊕ **Vérification de la contrainte de non fragilité**

Cette vérification nous amène à évaluer la section minimale d'acier A_{smin} .

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times ft_{28}}{F_e} b \times d = \frac{0,23 \times 2,4}{400} 2,40 \times 1,07$$

$$\Rightarrow A_{smin} = 35,44 \text{cm}^2$$

Conclusion : $A_s = 96,35 \text{cm}^2 > A_{smin} = 35,44 \text{cm}^2$ donc on retient comme armatures longitudinales 12HA32, ce qui équivaut à une section réelle de $96,51 \text{cm}^2$.

$12\text{HA}32 \Rightarrow A_s = 96,51 \text{cm}^2$

Calcul de la section d'armatures d'âme A_t

⊕ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement τ_u vaut : $\tau_u = \frac{V_u}{B \times d}$, avec B = largeur d'âme = 30cm et d la hauteur utile réelle = 107cm.

$$\tau_u = \frac{822,1}{0,3 \times 1,07} \times 10^{-3} = 2,56 \text{MPa}.$$

La contrainte limite de cisaillement en fissuration préjudiciable τ_{lim} est :

$$\tau_{lim} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} * F_{C28} ; 4\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15}{1,5} * 30 ; 4\text{MPa} \right) = 3\text{MPa}.$$

$$\tau < \tau_{lim} \Rightarrow \text{OK}$$

⊕ Section d'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} At < \min (h/35; At_{lim}; b/10) = \min (950/35; 14; 300/10) \Rightarrow At < \min (27; 14; 30) \\ At = A_s/3 = 32/3 = 10,67\text{mm} \end{array} \right.$$

Nous adopterons des HA12 comme armatures d'âmes et prévoyons 4 brins, soit $4,52\text{cm}^2$.

$$4\text{brins HA12} \Rightarrow At = 4,52\text{cm}^2$$

⊕ Espacement St

A l'état de non fragilité, on a :

$$\begin{aligned} St_{max} &= \min (0,9d ; 0,4\text{m} ; At*Fe/(0,4*B)) = \min (0,9*1,07; 0,4; 4,52*10^{-4}/(0,4*0,3)) \\ &= \min (0,96; 0,40; 0,60) \end{aligned}$$

$$St_{max} = 0,40\text{m} = 40\text{cm} \quad (1)$$

L'état limite des aciers soumis à une contrainte de cisaillement est donné par :

$$\frac{At*Fe}{B*St} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3F_{t28}*K)}{0,9} \Rightarrow St \leq \frac{0,9*At*Fe}{B*\gamma_s (\tau_u - 0,3F_{t28}*K)}$$

Pas de reprise de bétonnage donc $K=1$.

$$St \leq \frac{0,9*4,52*400}{30*1,15 (2,56 - 0,3*2,4*1)} = 25,63\text{cm}$$

$$St \leq 25,63\text{cm} \quad (2)$$

Conclusion: Considérant (1) et (2), alors nous retenons un espacement St de 20cm:

$$St = 20\text{cm}$$

🔸 **Poutre intermédiaire**

⊕ **Tableau des résultats**

Désignation	Formules	Résultats
Hauteur utile d	$d = H_p + h_0 - C - 5$	1,07m
Contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_s, \eta = 1,6$	$\min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \end{cases}$	215,56MPa
Contrainte limite du béton à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma} = 0,6 \times F_{c28}$	18MPa
Moment de résistance de la section Mtser	$M_{tser} = \frac{\bar{\sigma}_s \left(d - \frac{h_0}{3} \right)}{30(d - h_0)} b \times h_0^2$	0,796MN.m
Bras de levier Zb	$Z_b = 0,93 \times d$	0,995m
Section d'acier As	$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s}$	96,48cm²

⊕ **Vérification de la contrainte de non fragilité**

Cette vérification nous amène à évaluer la section minimale d'acier A_{smin} .

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{F_e} b \times d = \frac{0,23 \times 2,4}{400} 2,40 \times 1,07$$

$$\Rightarrow A_{smin} = 35,44 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_s = 96,48 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 35,44 \text{ cm}^2$ donc on retient comme armatures longitudinales 15HA32, ce qui équivaut à une section réelle de 96,51 cm².

$12HA32 \Rightarrow A_s = 96,51 \text{ cm}^2$

NB. On aurait bien pu choisir 14HA32, ce qui équivaut à 112,59cm² < 105,71cm². Mais par souci d'harmonisation des sections d'armatures pour faciliter la mise en œuvre, on a décidé d'adopter les mêmes sections d'acier pour les poutres de rive et les poutres intermédiaires.

Calcul de la section d'armatures d'âme At

⊕ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement τ_u vaut : $\tau_u = \frac{V_u}{B \times d}$, avec B= largeur d'âme = 30cm et d la hauteur utile réelle = 107cm.

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

$$\tau_u = \frac{688,8}{0,3 \cdot 1,07} \cdot 10^{-3} = 2,15 \text{MPa.}$$

La contrainte limite de cisaillement en fissuration préjudiciable $\tau_{u\text{lim}}$ est :

$$\tau_{u\text{lim}} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} \cdot F_{c28} ; 4 \text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15}{1,5} \cdot 30 ; 4 \text{MPa} \right) = 3 \text{MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_{u\text{lim}} \Rightarrow \text{OK}$$

⊕ Section d'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} At < \min (h/35 ; At_{\text{lim}} ; b/10) = \min (950/35 ; 14 ; 300/10) \Rightarrow At < \min (27 ; 14 ; 30) \\ At = As/3 = 32/3 = 10,67 \text{mm} \end{array} \right.$$

Nous adopterons des HA12 comme armatures d'âmes et prévoyons 4 brins, soit $4,52 \text{cm}^2$.

$$4 \text{brins HA12} \Rightarrow At = 4,52 \text{cm}^2$$

⊕ Espacement St

A l'état de non fragilité, on a :

$$\begin{aligned} St_{\text{max}} &= \min (0,9d ; 0,4\text{m} ; At \cdot Fe / (0,4 \cdot B)) = \min (0,9 \cdot 1,07 ; 0,4 ; 4,52 \cdot 10^{-4} / (0,4 \cdot 0,3)) \\ &= \min (0,96 ; 0,40 ; 0,60) \end{aligned}$$

$$St_{\text{max}} = 0,40 \text{m} = 40 \text{cm} \quad (1)$$

L'état limite des aciers soumis à une contrainte de cisaillement est donné par :

$$\frac{At \cdot Fe}{B \cdot St} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 F_{t28} \cdot K)}{0,9} \Rightarrow St \leq \frac{0,9 \cdot At \cdot Fe}{B \cdot St \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 F_{t28} \cdot K)}$$

Pas de reprise de bétonnage donc $K=1$.

$$St \leq \frac{0,9 \cdot 4,52 \cdot 400}{30 \cdot 1,15 (2,15 - 0,3 \cdot 2,4 \cdot 1)} = 32,98 \text{cm}$$

$$St \leq 32,98 \text{cm} \quad (2)$$

Conclusion: Considérant (1) et (2), alors nous retenons un espacement St de 20cm:

$$St = 20 \text{cm}$$

ANNEXE 9 : ETUDE DU HOURDIS

Calcul des coefficients dynamiques

Rappel de formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

G = Poids total de la dalle = $15,80 \times 0,20 \times 2,5 \times 7,50 = 59,25t$

S = Surcharge maximale (Bc, Bt, Br, Mc120 et Me120) qu'on peut disposer.

Récapitulons les résultats de calcul des différents de coefficients de majoration dynamique :

Surcharges	Caractéristiques	Surcharge S (t)	Charges permanentes sur poutres (t)	Coefficient de majoration dynamique δ
Bc	Deux files	132	59,25	1,562
Bt	Deux tandems	64	59,25	1,475
Br	Une roue	10	59,25	1,371
Mc120	Un char	110	59,25	1,537
Me120	Un rouleau	66	59,25	1,478

Calcul des sollicitations

Nous allons considérer un panneau de 15,80m de long et 2,40m de largeur, simplement appuyé sur quatre (4) cotés. En nous appuyant sur les règles de RDM appliquées aux dalles, si

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$, l_x = petit côté et l_y = grand côté, alors la dalle porte dans un seul sens.

O a : $l_x = 2,40m$ et $l_y = 15,80m \Rightarrow \alpha = \frac{2,40}{15,80} = 0,15 < 0,4$ alors la dalle porte dans un seul sens, celui du petit côté.

Dans notre cas, nous allons calculer les sollicitations (en mètre linéaire) comme une poutre reposant sur deux appuis simples de portée $L = 2,40$ m. Ceci revient à adopter la même méthode de calcul que celle des poutres.

Le tableau ci-dessous récapitule la démarche adoptée et les résultats des calculs obtenus.

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

Charges	Efforts	Formules	Résultats
Charges permanentes	Mmax	$\frac{pL^2}{8}$	0,562t.m
	Tmax	$\frac{pL}{2}$	0,936t
Système Bc	Mmax	$\frac{PL}{2}(1-\frac{a}{L})^2$	7,319t.m
	Tmax	$P(2-\frac{a}{L})$	11,900t
Système Bt	Mmax	$\frac{PL}{2}(1-\frac{a}{L})^2$	9,759t.m
	Tmax	$P(2-\frac{a}{2L})$	15.867t
Système Br	Mmax	$\frac{PL}{4}$	6,000t.m
	Tmax	P	10,000t
Système Mc120	Mmax	$P*\frac{L}{4}(1-\frac{b}{2L})$	4,283t.m
	Tmax	$p(1-\frac{b}{2L})$	7,209t
Système Me120	Mmax	$\frac{pL^2}{8}$	5,940t.m
	Tmax	$\frac{pL}{2}$	9,900t

Calcul des sollicitations majorées

Surcharges		Coeff de majoration dynamique	Moment fléchissant (t.m)		Effort tranchant (t)	
			Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Permanent	G	-	0,562	0,562	0,936	0,936
	Bc	1,562	7,319	11,43	11,90	18,59
Civiles	Bt	1,475	9,759	14,39	15.867	23,40
	Br	1,371	6,000	8,23	10,000	13,71
Militaires	Mc120	1,537	4,283	6,58	7,209	11,08
	Me120	1,478	5,940	8,78	9,900	14,63

Combinaison des moments fléchissants

Cette combinaison s'opère de la même façon qu'on a faite avec les poutres, à savoir :

	Charges permanentes	Surcharges civiles	Surcharges militaires
ELU	1,35*G	1,60*Bt	1,35*Me120
	1,35*G	1,60*Bc	
ELS	G	1,20*Bt	Me120
		1,20*Bt	

Pour l'estimation des sections d'armatures, ces efforts seront par la suite multipliés par **0,5** pour le calcul du ferrailage de l'appui et **0,8** pour le ferrailage en travée.

Cela nous permet d'avoir le tableau suivant de combinaisons de moments fléchissants :

	ELS	ELU
	Moment fléchissant Mser (t.m/ml)	Moment fléchissant Mu (t.m/ml)
Sur appuis	8,92	11,89
En travée	14,26	19,03

Calcul des armatures principales

Caractéristiques du béton et des aciers

- La résistance de l'acier Fe = 400 Mpa
- La résistance du béton à 28 jours à la compression Fc28 = 30 Mpa
- La résistance du béton à 28 jours à la traction est Ft28 = 2,4 Mpa
- Fissuration non préjudiciable
- L'enrobage c est pris égale à 3 cm

Dimensions de la dalle

- Épaisseur de la dalle ho = 20 cm
- Largeur de la dalle b = 100 cm

Calcul des armatures longitudinales

- ⊗ Aux appuis
- ⊕ Section d'acier A_s

Désignation	Formules	Résultats
Hauteur utile d	$d \text{ choisi} = \min(0,9h_0 ; h-c-3)$	0,14 m
Contrainte limite du béton σ_{bu}	$\frac{0,85 * Fc28}{\theta * \gamma_b}$	20 MPa
Contrainte limite de l'acier σ_s	$\frac{Fe}{1,15}$	347,83 MPa
Moment ultime du béton μ	$\frac{Mu}{bd^2 \sigma_{bu}}$	0,303 < $\mu_{lim} = 0,391$
β_u	$0,8\alpha = 1 - (1 - 2\mu)^{0,5}$	0,372
Section d'acier A_s	$\beta_u * b * d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$	25,45 cm²

⊕ Vérification de la contrainte de non fragilité

Cette vérification nous amène à évaluer la section minimale d'acier A_{smin} .

$$A_{smin} = \frac{0,23 * f_{t28}}{Fe} b * d = \frac{0,23 * 2,4}{400} 1,00 * 0,14$$

$$A_{smin} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Conclusion: $A_s = 25,45 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1,93 \text{ cm}^2$ donc on retient comme armatures longitudinales 13HA16, ce qui équivaut à une section réelle de $26,14 \text{ cm}^2$.

$13HA16 \Rightarrow A_s = 26,14 \text{ cm}^2$

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

- ☀ En travée
- ⊕ Section d'acier As

Désignation	Formules	Résultats
Hauteur utile d	$d \text{ choisi} = \min (0,9h_0 ; h-c-3)$	0,14 m
Contrainte limite du béton - σ_{bu} ,	$\frac{0,85 * F_{c28}}{\theta * \gamma_b}$	20 MPa
Contrainte limite de l'acier - σ_s	$\frac{F_e}{1,15}$	347,83 MPa
Moment ultime du béton μ	$\frac{Mu}{bd^2 \sigma_{bu}}$	0,485 $> \mu_{lim}=0,391 \Rightarrow$ introduction des aciers comprimés
Section d'acier comprimé A'	$\beta'_u * b * d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$	8,45 cm²
Section d'acier As	$\beta_u * b * d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$	50,04 cm²

☐ A'

$$11HA10 \Rightarrow A' = 11,64\text{cm}^2$$

☐ As

$$25HA16 \Rightarrow A_s = 50,26\text{cm}^2$$

Vérification de l'acier à l'ELS

Il s'agira de vérifier les contraintes σ_b et σ_s à des hauteurs $y_1 = -3(Z-d)$, respectivement sur appuis et en travée.

- Sur appuis : $y_1 = -3(Z-d) = 0,17 = 8\text{cm}$
- Sur travée : $y_1 = -3(Z-d) = 0,08\text{m} = 17\text{cm}$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \left(d - \frac{y_1}{3} \right)}$$

	Moment ELS (MN.m)	σ_s (Mpa)	$\sigma_{s,admin}$ (Mpa)
Sur appui	0,089	300,37	400
En travée	0,143	341,37	400

Conclusion : Sur appuis comme en travée, $\sigma_s < \sigma_{s,admin} \Rightarrow \text{ok}$.

ANNEXE 10 : CALCUL DE L'ENTRETOISE

Les entretoises ont pour rôle :

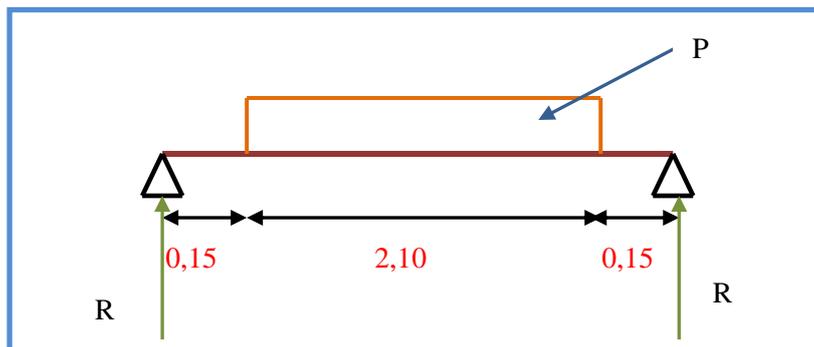
- ✎ Assurer l'encastrement des poutres vis-à-vis de la torsion sur appuis, hypothèse fondamentale des méthodes de calcul de la répartition transversale ;
- ✎ Le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le chargement des appareils d'appui à moins de prévoir des dispositifs particuliers de vérinage ne s'appuyant pas sur les entretoises ;
- ✎ La bonne tenue des joints de chaussée surtout au niveau des culées.

Calcul des sollicitations

Nous calculerons l'entretoise en poutre bi-encastree pour les moments sur appuis et en poutre isostatique, avec un coefficient multiplicateur de 0,8 pour les moments en travée.

Sollicitations dues aux charges permanentes

- Poids propre de l'entretoise P



$$P = 0,70 \cdot 0,20 \cdot 2,50 = 0,35 \text{ t/ml}$$

$$R = P \cdot 2,10 / 2 = 0,368 \text{ t}$$

$$M_o = R \cdot 2,4 / 2 - P \cdot 2,1 / 2 \cdot 2,1 / 4 = 0,249 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot 0,249 = 0,199 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 0,368 \text{ t}$$

- Charges dues à l'hourdis et à la chaussée

Comme la dalle porte dans un seul sens donc toutes ces charges ainsi que celles de la chaussée sont supportées par les poutres. Ainsi les entretoises ne reçoivent pas les charges du hourdis et de la chaussée.

Sollicitations dues aux surcharges

● Le système Bc

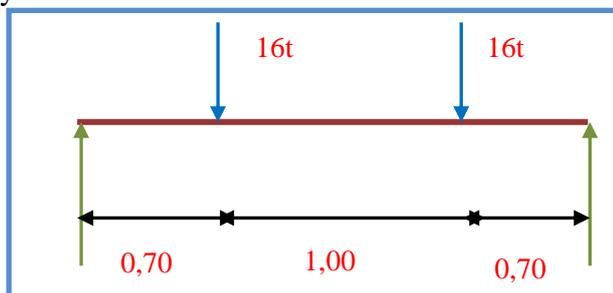
Pour le moment, le cas le plus défavorable est de placer les charges symétriquement sur l'entretoise.

Ce qui donne $M_0 = 13,913t.m \Rightarrow M_t = 11,13t.m$

Pour l'effort tranchant, le cas le plus défavorable est de placer le premier essieu à une distance de $d=1m$ de l'appui.

$T = 14,652t$

● Le système Bt



$M_0 = 12,08t.m \Rightarrow M_t = 9,66t.m$

Pour l'effort tranchant, le cas le plus défavorable est de placer le premier essieu à une distance de $d=0,85m$ de l'appui.

$T = 16,045m$

● Le système Mc120

La surcharge de $55t$ est uniformément répartie sur un rectangle de $1m$ de largeur et de longueur : $l = 0.5 + [(2.4/2) - 0.5] = 1.20 m$

D'où $q = 55 * 1.20 / 6.1 * 1 = 10.82 t/ml$

$R = q * l / 2 = 5.41 t$

$M_0 = 5,700t.m \Rightarrow M_t = 4,56t.m$

$T = 5,983t$

Tableau récapitulatif

Désignation	Mt (t.m)	Tmax (t)
Charge permanente	0,20	0,37
Bc	11,13	14,65
Bt	9,66	16,05
Mc120	4,56	5,98

Combinaison des charges

ELU \Rightarrow Max [1,35G + 1,605Max (Bc , Bt) ; 1,35G + 1,35Mc120]

ELS \Rightarrow Max [G + 1,2Max (Bc , Bt) ; G + Mc120]

Finalement, on a:

$$\begin{aligned} \mathbf{Mu} &= \mathbf{18,13t.m} \\ \mathbf{Tu} &= \mathbf{26,26t} \\ \mathbf{Mser} &= \mathbf{13,56t.m} \end{aligned}$$

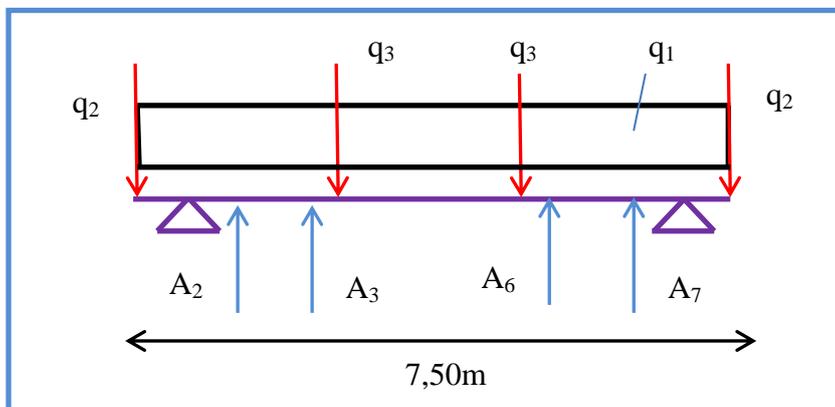
Sollicitations dues au « verinage »

Le soulèvement du tablier pour le remplacement des appareils d'appui se fait par quatre vérins qui induisent des sollicitations dont l'évaluation permettra de calculer les armatures supérieures de l'entretoise.

Hypothèses de calcul :

- On suppose que les vérins sont des appuis simples.
- On suppose qu'il n'y a pas de surcharges lors du changement des appareils d'appui.

Le schéma de calcul est le suivant :



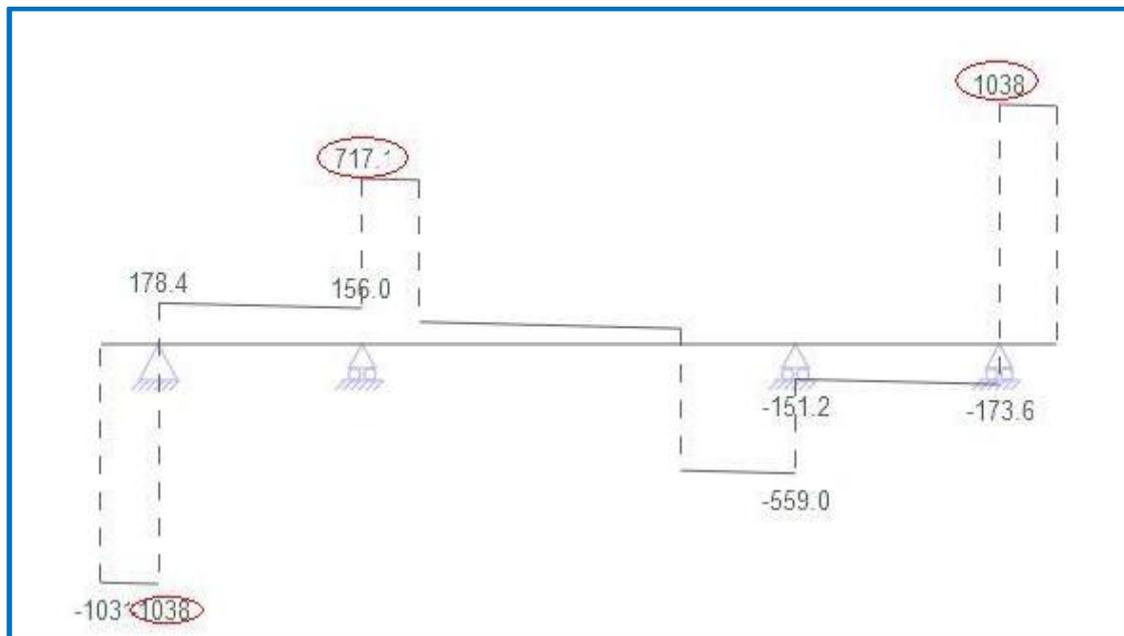
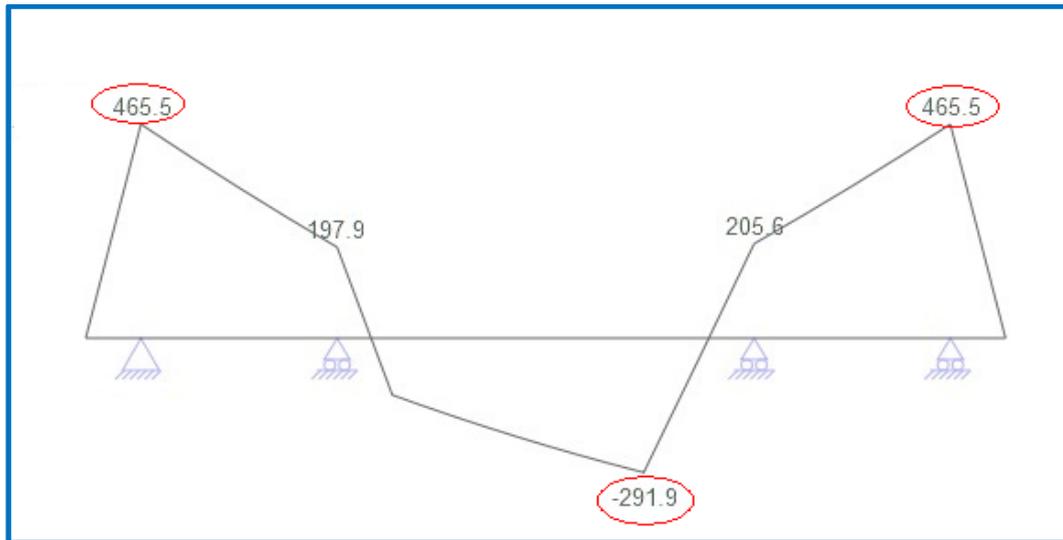
Le poids par mètre linéaire de l'entretoise y compris l'hourdis et les superstructures qui lui sont associés vaut : $q_1 = 0.660 + 0.35 = \mathbf{1.01 \text{ t/ml}}$

Le poids supporté par une poutre y compris l'hourdis et les superstructures qui lui sont associés vaut :

-Pour la poutre de rive : $q_2 = \mathbf{57.81 \text{ t}}$ (voir calcul des poutres)

-Pour la poutre intermédiaire : $q_3 = \mathbf{46.94 \text{ t}}$ (Voir calcul des poutres)

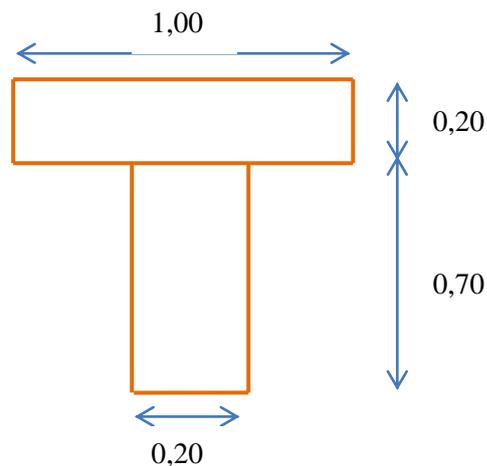
Ainsi, après modélisation et calcul avec le logiciel **PYBAR**, on a les diagrammes suivants :



- Pour la travée de rive, le moment maximal positif est : $M_{max}=46,55t.m$;
- Pour la travée intermédiaire, le moment maximal négatif est : $M_{max}=-29,19t.m$
- Les efforts tranchants sont maximaux au droit des appuis : $T_{max} = 103,8t.$

Calcul des armatures

Les entretoises seront calculées comme des poutres avec une section en T



On a divisé l'entretoise en deux parties :

- Travée de rive : c'est la partie de l'entretoise comprise entre la poutre de rive et la poutre centrale.

- Travée centrale : c'est la partie de l'entretoise comprise entre les deux poutres centrales.

Armatures longitudinales

- Travée de rive
- Armatures inférieures

On effectuera les calculs à l'ELU $\Rightarrow \mathbf{Mu = 181,03KN.m}$

Désignation	Formules	Résultats
Contraintes de calcul		
Contrainte limite de l'acier F_{su}	$\frac{F_e}{1,15}$	347,83 MPa
Moment ultime du béton μ	$\frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$	0,0042
vérification	Il faut que $\mu < \mu_l$	0,0042 < 0,186 : Vérifié
Coefficient de la fibre neutre α	$1,25 * (1 - (1 - 2\mu)^{0,5})$	0,0053
Ordonnée de la fibre neutre y	$\alpha * d$	0,064
Détermination du mode de calcul	Si $y < (1,25 \times h_0) \Rightarrow$ Calcul rectangulaire Si $y > (1,25 \times h_0) \Rightarrow$ calcul en T	$y < 0,25 \Rightarrow$ Calcul rectangulaire
Paramètres caractéristiques de la section		

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

Désignation	Formules	Résultats
Contraintes de calcul		
Moment repris par la table Mtu	$(b-b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - (h_0/2))$	5,28MN.m
Moment repris par la nervure Mnu	Mu-Mtu	-5,10MN.m
Moment critique réduit résiduel μ	$M_{nu} / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$	-0,118
Vérification	Il faut que $\mu < \mu_l$	Vérifié donc aciers simples
Section d'aciers tendus		
Coefficient de la fibre neutre α	$1,25 \cdot (1 - (1 - 2\mu)^{0,5})$	-0,140
Bras de levier du couple interne Zb	$d \cdot (1 - 0,4 \alpha)$	1,27m
Section théorique des aciers tendus Ast	$(M_{tu} / ((d - (h_0/2)) \cdot F_{su})) + (M_{nu} / (Z_b \cdot F_{su}))$	14,07cm²

11HA12 \Rightarrow Ast = 14,43cm²

■ Armatures supérieures

Mu = 465,50Kn.m

Désignation	Formules	Résultats
Contraintes de calcul		
Contrainte limite de l'acier Fsu	$\frac{F_e}{1,15}$	347,83 MPa
Moment ultime du béton μ	$\frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$	0,011
vérification	Il faut que $\mu < \mu_l$	0,011 < 0,186 : Vérifié
Coefficient de la fibre neutre α	$1,25 \cdot (1 - (1 - 2\mu)^{0,5})$	0,014
Ordonnée de la fibre neutre y	$\alpha \cdot d$	0,017
Détermination du mode de calcul	Si $y < (1,25 \times h_0) \Rightarrow$ Calcul rectangulaire Si $y > (1,25 \times h_0) \Rightarrow$ calcul en T	$y < 0,25 \Rightarrow$ Calcul rectangulaire
Paramètres caractéristiques de la section		
Moment repris par la table Mtu	$(b-b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - (h_0/2))$	5,28MN.m
Moment repris par la nervure Mnu	Mu-Mtu	-4,81MN.m

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

Désignation	Formules	Résultats
Contraintes de calcul		
Moment critique réduit résiduel μ	$M_{nu}/(b*d^2*f_{bu})$	-0,111
Vérification	Il faut que $\mu < \mu_l$	Vérifié donc aciers simples
Section d'aciers tendus		
Coefficient de la fibre neutre α	$1,25*(1-(1-2\mu)^{0,5})$	-0,132
Bras de levier du couple interne Z_b	$d*(1-0,4\alpha)$	1,14m
Section théorique des aciers tendus A_{st}	$(M_{tu}/((d-(h_o/2))*F_{su})) + (M_{nu}/(Z_b*F_{su}))$	16,87cm²

11HA14 \Rightarrow $A_{st} = 16,94\text{cm}^2$

- Travée intermédiaire
- Armatures inférieures

Les mêmes que pour la travée de rive.

- Armatures supérieures

$M_u = 291,9\text{KN.m}$

Désignation	Formules	Résultats
Contraintes de calcul		
Contrainte limite de l'acier F_{su}	$\frac{F_e}{1,15}$	347,83 MPa
Moment ultime du béton μ	$\frac{M_u}{b*d^2*f_{bu}}$	0,0068
vérification	Il faut que $\mu < \mu_l$	0,0068 < 0,186 : Vérifié
Coefficient de la fibre neutre α	$1,25*(1-(1-2\mu)^{0,5})$	0,009
Ordonnée de la fibre neutre y	$\alpha*d$	0,011
Détermination du mode de calcul	Si $y < (1,25 \times h_o) \Rightarrow$ Calcul rectangulaire Si $y > (1,25 \times h_o) \Rightarrow$ calcul en T	$y < 0,25 \Rightarrow$ Calcul rectangulaire
Paramètres caractéristiques de la section		
Moment repris par la table M_{tu}	$(b-b_o)*h_o*f_{bu}*(d-(h_o/2))$	5,28MN.m

Désignation	Formules	Résultats
Contraintes de calcul		
Moment repris par la nervure Mnu	Mu-Mtu	-4,99MN.m
Moment critique réduit résiduel μ	$Mnu/(b*d^2 *fbu)$	-0,115
Vérification	Il faut que $\mu < \mu_l$	Vérifié donc aciers simples
Section d'aciers tendus		
Coefficient de la fibre neutre α	$1,25*(1-(1-2\mu)^{0,5})$	-0,137
Bras de levier du couple interne Zb	$d*(1-0,4 \alpha)$	1,27m
Section théorique des aciers tendus Ast	$(Mtu/ ((d-(ho/2))*Fsu)) + (Mnu/ (Zb*Fsu))$	10,12cm²

$$10HA12 \Rightarrow Ast = 11,30cm^2$$

Armatures de peau

On prend **3 cm²/ml** de hauteur d'entretoise.

Donc, $0,70*3 = 2,10 cm^2$. D'où **5 HA 8**

$$5HA8 \Rightarrow A_{peau} = 2,51cm^2$$

Armatures transversales

Le calcul des efforts tranchants en service et lors du vérinage donne des efforts maximaux au niveau des appuis et au droit des vérins.

🌀 Calcul des contraintes de cisaillement

La contrainte limite $\tau_{lim} = \text{Min} (0,15 \times f_c 28 / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$.

Le calcul des différentes contraintes de cisaillement se fait d'après cette expression : $\tau_u = \frac{T_u}{b_o * d}$

avec T_u l'effort tranchant.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des 2 parties de l'entretoise (de rive et intermédiaire).

Partie de l'entretoise		Effort tranchant T_u	Epaisseur b_o	Contrainte τ_u
De rive	En service	0,2626	0,20	1,09
	Verinage	1,03	0,20	4,29
Intermédiaire	En service	0,2626	0,20	1,09
	Verinage	0,717	0,20	1,76

Conclusion : Toutes ces valeurs de contrainte de cisaillement sont inférieures à la contrainte limite $\tau_{lim} = 3\text{MPa}$, sauf pour le « verinage » partie de rive.

🌀 **Calcul des sections d'acier A_t**

L'état limite des aciers soumis à une contrainte de cisaillement est donné par :

$$\frac{A_t * F_e}{B * S_t} \geq \frac{Y_s (\tau_u - 0,3 F_t 28 * K)}{0,9} \Rightarrow A_t \leq \frac{B * S_t * Y_s (\tau_u - 0,3 F_t 28 * K)}{0,9 * F_e}$$

Pas de reprise de bétonnage donc $K=1$.

En adoptant un espacement régulier $S_t = 20\text{cm}$, on a :

$$A_t \leq \frac{0,3 * 0,2 * 1,15 (\tau_u - 0,3 * 2,4)}{0,9 * 400}$$

Dressons dans le tableau ci-après les résultats de calcul des armatures de cisaillement dans l'entretoise :

Partie d'entretoise		Contrainte τ_u (MPa)	Espacement S_t (m)	A_t (cm ²)
De rive	En service	1,09	0,20	071
	Verinage	2,87	0,20	4,12
Intermédiaire	En service	0,98	0,20	0,71
	Verinage	1,76	0,20	1,99

Conclusion :

Pour la partie de rive : section = $4,12\text{cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}10$, $A_t = 4,71\text{cm}^2$

Pour la partie intermédiaire : section = $1,99\text{cm}^2 \Rightarrow$ un cadre + une épingle HA10.

ANNEXE 11 : ETUDE DES PILES

Les piles se distinguent des culées par le fait qu'elles sont à l'air libre sur la plus grande partie de leur hauteur et qu'elles ne transmettent pas des réactions horizontales importantes.

Dans ce chapitre, nous ferons l'inventaire des charges et leurs combinaisons. Puis, nous effectuerons la descente des charges. Par la suite, nous vérifierons les semelles des piles. Et enfin nous déterminerons le ferrailage des chevêtres, des fûts et des semelles.

Inventaire des charges et surcharges

Charges permanentes

Le tableau ci-dessous récapitule les charges permanentes :

Désignation	Effort
Poids du tablier	213,91t
Poids du chevêtre	$2,5*8,2*1,40*1,00 = 28,70t$
Poids propre des fûts	$\pi*0,5^2*6.10*2,5*2 = 23,94t$
Total	266,55t

Surcharges routières

Désignation	Effort
Trottoir	$0,15*1,00*18/2 = 1,35t$
A _L une travée	90,06t
B _c	66,99t
Effort de freinage correspondant à B _c	30,00t
Mc120	67,53t
Total	255,93t

Charges d'exploitation

Désignation	Effort
Vent	$2*1*7,16 = 1,43t$
Pression hydrodynamique	$\frac{1}{2}k\rho_e v^2 bh = \frac{1}{2}*0,7* 13,5^2*1*4,22 = 18,09KN = 1,81t$
Total	3,24t

Combinaison des charges

Total charges permanentes (t)	Total Surcharges (t)	Total Charges d'exploitation (t)	ELU (t)	ELS (t)
266,55	255,93	3,24	774,19	576,91

Ferraillage des piles

Ferraillage du chevêtre

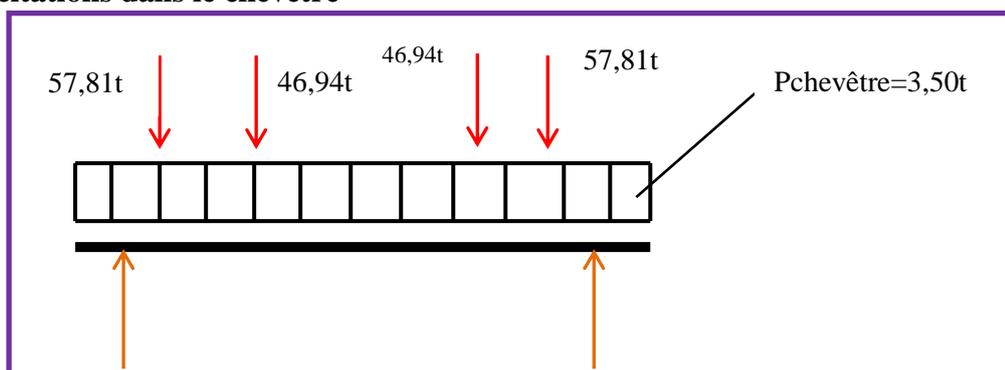
✂ Charges appliquées au chevêtre

Le chevêtre se calcule comme une poutre appuyée sur 2 appuis. Selon PP73 (paragraphe 2.2.2), Si les piles sont placées au droit des appareils d'appuis, le chevêtre n'aura à supporter que son poids propre et les efforts de verinage car les charges du tablier seront transmises directement sur les fûts, ce qui est manifestement le cas le plus défavorable. C'est le cas du présent projet.

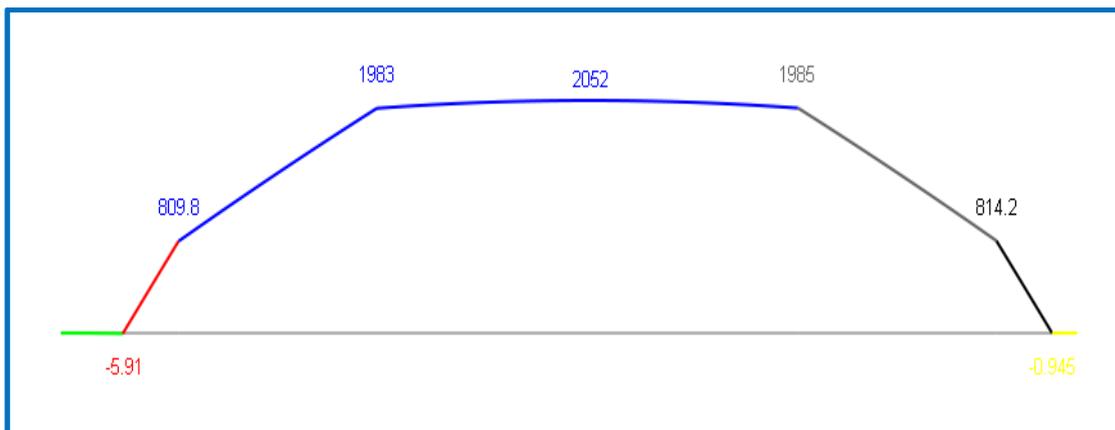
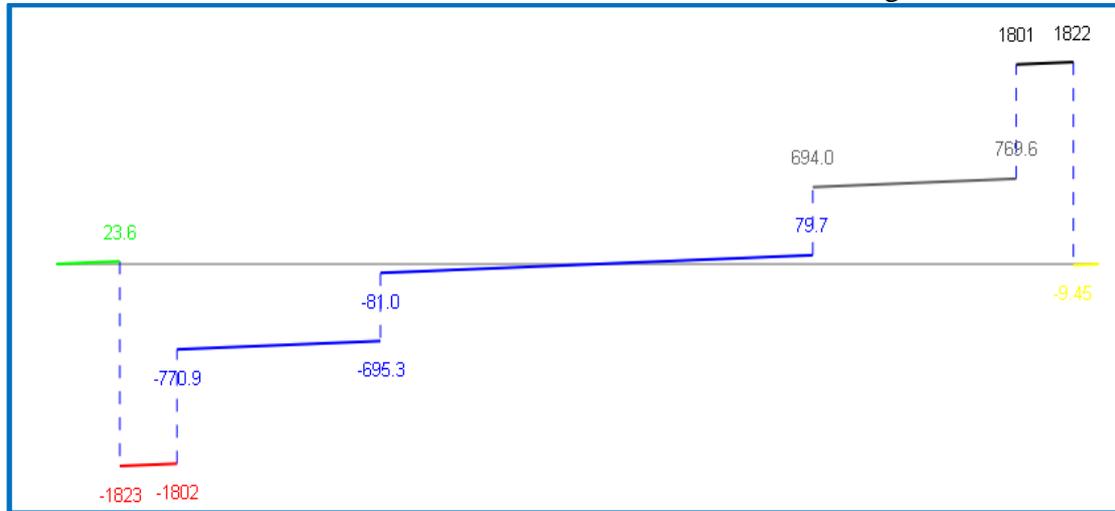
Finalement, le chevêtre supporte les charges suivantes :

- Poids propre du chevêtre : 5,00 t/ml
- Verinage : 57,81t et 46,94t (Voir Calcul des poutres).

✂ Sollicitations dans le chevêtre



La modélisation et le calcul de la structure avec PYBAR a donné les diagrammes suivants :



Les résultats des sollicitations maximales sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Efforts tranchants maximum (t)		Moments fléchissants maximum (t)	
Tumax<0	Tumax>0	Mumax<0	Mumax>0
-182,2	182,2	-0,59	205,2

🔗 Ferrailage du chevetre

Armatures de flexion Ast:

Le calcul a été comme une poutre en flexion simple.

Désignation	Formules	Résultats
Hauteur utile d	0,9h	0,90 m
Contrainte limite du béton fbc	$\frac{0,85 * Fc28}{\theta * \gamma_b}$	17 MPa
Contrainte limite de l'acier σ_s	$\frac{Fe}{1,15}$	347,83 MPa
Moment ultime du béton μ	$\frac{Mu}{fbc * b * d^2}$	0,106 < $\mu_{lim}=0,391$
β_u	$0,8\alpha=1-(1-2\mu)^{0.5}$	0,112
Section d'acier As	$\beta_u * b * d \frac{fbc}{\sigma_s}$	68,97 cm²

Vérification condition de non fragilité :

Selon PP73, Amin = 0.5%B = 0,5*1,4*1,00/100 = 70cm²

⇒

15HA25 ⇒ Ast = 73,63cm²

Armatures de cisaillement At:

$At / (b * St) = \tau_u / (0,8 * fe)$

Avec $\tau_u = Tu / (bo * d) = 1,494$ MPa.

D'où en adoptant un espacement de 20cm :

At = 13,07cm².

⇒

Quatre cadres + une épingle HA 12.

Ferraillage des fûts

La pile de l'ouvrage est constituée de deux (2) fûts circulaires de 1,00m de diamètre. Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts horizontaux et verticaux provenant du tablier, lesquels engendrent à leur tour un moment à la base du fut. L'étude sera menée donc en **flexion composée**.

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

✂ **Efforts repris par le fût**

Désignation	Efforts verticaux N (t)	Efforts horizontaux H (t)	Bras de levier Z (m)	Moment M (t.m)
Poids propres	23,94		-	
Poids du tablier	213,91		-	
Poids du chevêtre	28,70		-	
Trottoir	1,35		-	
Al	90,06		-	
Bc	66,99		-	
FrBc		30,00	7,56	226,80
Mc120	67,53		-	
Vent		1,43	7,56	10,81
Pression de l'eau		1,81	4,22	7,64
Total	492,48	33,24		245,25

✂ **Combinaison des charges**

Désignation	Charges permanentes	Surcharges routières	Charges d'exploitation	ELU	ELS
N (t)	266,55	225,93	-	721,33	537,67
M (t.m)	-	30,00	3,24	390,56	245,25

Etant donné que nous avons deux (2) fûts par pile, chaque fût prendra la moitié de la charge totale. Ce qui donne le tableau ci-dessous :

Désignation	ELU	ELS
N (t)	360,66	268,84
M (t.m)	195,28	122,63

🔧 Ferrailage des fûts

● Armatures longitudinales

Le calcul de section des armatures longitudinales a été fait par le module Expert du logiciel ROBOT en flexion composée.

On trouve la section d'armature $A_s = 122,09\text{cm}^2$.

Section d'acier minimale A_{smin}

D'après les recommandations du PP73, et en raison du risque de choc sur les colonnes (charriage dans le canal, choc d'un engin de chantier), la section minimale d'armatures longitudinales correspond à un taux de 2% de la section du béton, soit :

$A_{smin} = (\pi \cdot 0,5^2 / 4) \cdot 2 / 100 = 157 \text{ cm}^2$. $\Rightarrow A_s = 122,09\text{cm}^2$. On adopte $A_{smin} = 157\text{cm}^2$ par fût.

$$20\text{HA}32 \Rightarrow 160,85\text{cm}^2$$

Susceptibilité du fût au flambement

Pour éviter tout risque de flambement du fût, il faut que l'élancement $\lambda < 50$.

$\lambda = l_f / i$, avec l_f la longueur de flambement et i le rayon de giration.

$$l_f = 0,75l_0 = 0,75 \cdot 6,10 = 4,58\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \text{Moment d'inertie} = 1 \cdot 1^4 / 64 = 0,016\text{m}^4 \quad \text{et} \quad B = \text{Section du fût} = \pi \cdot (0,50)^2 = 0,785\text{m}^2.$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{0,016}{0,785}} = 0,145$$

$$\text{D'où } \lambda = 4,58 / 0,145 = 31,59$$

Finalemnt, $\lambda = 31,59 < 50 \Rightarrow$ **Pas de risque de flambement.**

● Ferrailage transversal

L'effort horizontal maximal appliquée à chaque fût est égale à : $V_u = V_u \text{ max} / 2 = 152,50\text{t}$

Dans le cas des sections circulaires, on a :

$$\tau_u = 1,4V_u / (b_0d) \quad \text{avec, } b_0 = 1,00 \text{ m et } d = 0,90 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 2,37\text{MPa} < \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Ok.}$$

Les armatures transversales minimales: $A_t / (b_0 \cdot \delta t) \geq \tau_u / (0,8 \cdot f_e)$

C'est à dire $A_t \geq \tau_u \cdot (b_0 \cdot \delta t) / (0,8 \cdot f_e)$

Si on prend $\delta t = 10\text{cm}$, alors : $A_t \geq 2,37 \cdot (1,00 \cdot 0,10) / (0,8 \cdot 400)$

$$\Rightarrow A_t \geq 7,41\text{cm}^2$$

On prendra des **cerces HA12, espacement = 10cm.**

✂ Ferrailage des semelles sous les piles

Pour déterminer le ferrailage de la semelle de liaison sur pieux, on utilise la méthode dite de FREMY qui est préférée par des nombreux concepteurs car elle semble donner des résultats plus proches des observations expérimentales.

La disposition de la semelle doit répondre aux impératifs suivants :

- Centrage des pieux sous les efforts, pour assurer autant que possible, la meilleure diffusion possible des charges par symétrie, afin d'éviter les tassements différentiels transversaux ;
- Résistance aux efforts horizontaux ;
- Minimisation de la surface totale de la semelle et ses efforts afin d'éviter les dépenses inutiles.

✂ Efforts repris par les semelles

Total charges permanentes (t)	Total Surcharges (t)	Total Charges d'exploitation (t)	ELU (t)	ELS (t)
266,55 + Poids remblai = 285,67	255,93	3,24	800,00	596,03

✂ Ferrailage des semelles

Données

Dimensions du fût : Diamètre = $a = 1,00\text{m}$; Longueur = $6,10\text{m}$; Entraxe fûts = $b = 5,20\text{m}$.

Entraxe pieux = $b' = 5,20\text{m}$, diamètre des pieux = $1,00\text{m}$.

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $P_{ser} = 5,96\text{MN}$; $P_u = 8,00\text{MN}$.

Fissuration préjudiciable.

Pré dimensionnement

Hauteur utile d :

$$0,5(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq 0,7(b' - \frac{b}{2}) = 0,5(5,2 - \frac{5,2}{2}) \leq d \leq 0,7(5,2 - \frac{5,2}{2}) \Rightarrow 1,30 \leq d \leq 1,80\text{m}$$

On choisit $h = 1,50\text{m}$, soit $d = h - 5\text{cm} = 1,45\text{m}$, valeur comprise dans l'intervalle ci-dessus.

$$\theta = \text{Arctg} \frac{4d}{2b' - b} = \text{Arctg} \frac{4 \cdot 1,45}{2 \cdot 5,20 - 1} = 78,11^\circ$$

Largeur de la semelle bs:

Le critère de résistance du béton donne: $bs \geq \frac{Pu}{0,2dfc28} = \frac{8}{0,2*1,45*30} = 0,920m$.

Les pieux ayant un diamètre de 1,00m, en faisant déborder la semelle de 10cm de chaque côté, on prendra **bs = 1,20m**.

Longueur de la semelle Bs:

Elle est égale à b plus 2 demi diamètres de pieux, plus, de chaque côté, la largeur des crochets et leur enrobage, soit : $520 + 100 + 2*(15+5) = 6,60m$

Poids propre Pp:

$Pp = 6,60*1,20*1,50*0,025 = 0,297MN$

Poids total Pt

$Pt = Pu + Pp = 8 + 0,297 = 8,297MN$

Section d'aciers inférieurs (résistants) Ai

$$Ai = \frac{Pt b'}{4d\sigma_s} * \text{Max} \left[1,1 \left(1 - \frac{b}{2b'} \right); \left(1 - \frac{b^2}{2b'^2} \right) \right] = \frac{8,297*5,20}{4*1,45*347,83} * \text{Max} \left[1,1 \left(1 - \frac{5,20}{2*5,20} \right); \left(1 - \frac{5,20^2}{2*5,20^2} \right) \right]$$

$$Ai = 0,02139 * 0,55 = 0,011762m^2 = 117,62cm^2$$

$Ai = 24HA25 \Rightarrow 117,81cm^2$

Vérification des sections de béton

$$\frac{Pt}{0,9fc28\sin^2\theta} = \frac{8,297}{0,9*30*\sin^2 78,11} = 1,02m^2 \quad (1)$$

$$\text{Section des 2 fûts} = 1,57m^2$$

$$\text{Section des 2 pieux} = 1,57m^2$$

(2) et (3) sont supérieures à (1) donc **vérifié**.

Aciers de répartition

Il est nécessaire d'ajouter les armatures suivantes pour équilibrer les éventuels efforts de torsion :

- Armatures supérieures $As = 0,10*Ai$, soit environ 15HA10 ;
- Cadres verticaux et horizontaux espacés de 15 à 20cm :

$$\text{Prenons } \frac{Av}{Sv} = \frac{Ah}{Sh} = 0,002 * 80 = 0,16cm.$$

La distance entre les As et les Ai est de 140cm environ : en prenant 7 intervalles de 20cm, on trouve $Ah = 3,20cm^2$, ce qui, avec 8 brins (4 dans chaque face), donne 8HA8 ;

En plaçant les cadres verticaux tous les 15cm, il vient $A_v = 2,4\text{cm}^2$, soit 5HA8.

- Enfin des épingles reliant les armatures des 2 faces.

Etude des pieux

Conformément aux exigences des résultats des essais géotechniques, les pieux seront ancrés à une profondeur de 15m, dans la roche granitique. Ils ont un diamètre de 1,00m. Ils ont pour rôle de transmettre au sol support l'ensemble des charges. Ils seront calculés en flexion composée.

✂ Efforts repris par le fût

Désignation	Efforts verticaux N (t)	Efforts horizontaux H (t)	Moment M (t.m)
Poids propres	58,88		
Poids des fûts	23,94		
Poids de la semelle	29,70		
Poids du remblai	62,25		
Poids du tablier	213,91		
Poids du chevêtre	28,70		
Trottoir	1,35		
Al	90,06		
Bc	66,99		
FrBc		14,78	221,70
Mc120	67,53		
Pression de l'eau		3,31	24,83
Poussée des terres		5,12	38,40
Total	643,31	23,21	284,93

$M_S / M_R = 284,93 / 23,11 = 12,33 > 3 \Rightarrow$ **PILE STABLE.**

✂ Combinaison des charges

Désignation	ELU	ELS
N (t)	866,29	616,24
M (t.m)	372,29	284,93

Etant donné que nous avons deux (2) pieux par pile, chaque pieu prendra la moitié de la charge totale. Ce qui donne le tableau ci-dessous :

Désignation	ELU	ELS
N (t)	433,15	261,37
M (t.m)	186,15	142,32

✎ **Ferraillage des pieux**

● **Armatures longitudinales**

Le calcul de section des armatures longitudinales en flexion composée, avec les données du tableau de combinaison de charges ci-dessous a abouti à une section d'armatures longitudinales $A_s = 191,59 \text{ cm}^2$.

Section d'acier minimale A_{smin}

Selon PP73, la section minimale d'armatures longitudinales correspond à un taux de 2% de la section du béton, soit :

$$A_{smin} = (\pi * 0,5^2 / 4) * 2 / 100 = \mathbf{157 \text{ cm}^2} > A_s = 122,09 \text{ cm}^2 < A_s \text{ donc on garde } A_s = \mathbf{191,59 \text{ cm}^2}.$$

$$\mathbf{24HA32 \Rightarrow 193,02 \text{ cm}^2}$$

● **Ferraillage transversal**

On adopte des **cerces HA14, espacement = 10cm.**

✎ **Justification des pieux**

Elle consiste à vérifier que la sollicitation axiale de calcul, y compris les éventuels frottements négatifs, reste inférieure à Q_{max} déterminée dans les deux états limites (ELU et ELS).

La vérification vis à vis des états limites ultimes est donc faite par rapport à la charge limite Q_u et la vérification vis à vis des états limites de service par rapport à la charge critique de fluage Q_c .

Vérification à l'ELU

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}, \text{ avec :}$$

Q_u = Charges limites en compression ;

Q_{pu} = Effort limite mobilisable sous la pointe de l'élément de fondation ;

Q_{su} = Effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du pieu.

La stratigraphie du sous-sol traversée par nos pieux est à prédominance sableuse et argileuse. Ainsi, après calculs, on obtient, pour le pieu de la pile P2 considérée, les charges suivantes :

$$\sum Q_{pu} = 19\,232 \text{ KN} = \mathbf{19,23 \text{ MN}} \text{ et } \sum Q_{su} = 7\,727,81 \text{ KN} = \mathbf{7,73 \text{ MN}}$$

$$\Rightarrow Q_u = \mathbf{26,93 \text{ MN}}$$

Les frottements négatifs, induits par la présence du remblai sur semelle, ont une valeur de $2309,62 \text{ KN} = \mathbf{2,31 \text{ MN}}$

La sollicitation axiale de calcul découle de la descente des charges effectuée plus haut. Elle vaut : $N_u = 433,15 \text{ t} = \mathbf{4,33 \text{ MN}}$

La sollicitation axiale totale est : $2,31 + 4,33 = \mathbf{6,64 \text{ MN}}$

La charge admissible nette $Q_{adm\text{nette}} = \frac{Q_u}{3} = \frac{26,93}{3} = \mathbf{8,98 \text{ MN}}$

Conclusion : La sollicitation axiale, y compris les frottements négatifs, est inférieure à la charge admissible nette \Rightarrow ok.

Vérification à l'ES

Les charges de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc} d'un élément de fondation profonde sont évaluées, à défaut d'essai en place, à partir de Q_{pu} et de Q_{su} par les relations suivantes.

▣ Pour les éléments de fondation mis en œuvre par excavation du sol :

$$Q_c = 0,5 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su}$$

$$Q_{tc} = 0,7 \cdot Q_{su}$$

▣ Pour les éléments de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol

$$Q_c = 0,7 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su} = 0,7 \cdot Q_u$$

$$Q_{tc} = 0,7 \cdot Q_{su}$$

Notre fondation est mise en œuvre par excavation du sol donc on va utiliser :

$$Q_c = 0,5 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su} = (0,50 \cdot 19,23) + (0,70 \cdot 7,73) = \mathbf{15,03 \text{ MN}}$$

La sollicitation axiale de calcul à l'ELS vaut : $N_{ser} = 308,12 \text{ t} = \mathbf{3,08 \text{ MN}}$

La sollicitation axiale totale est : $2,31 + 2,61 = \mathbf{4,92 \text{ MN}}$

La charge admissible nette $Q_{adm\text{nette}} = \frac{Q_c}{3} = \frac{15,03}{3} = \mathbf{5,01 \text{ MN}}$

Conclusion : Les charges de fluage en compression, y compris les frottements négatifs, sont inférieures à la charge admissible nette \Rightarrow ok.

ANNEXE 12 : ETUDE DES CULEES

On appelle culée l'appui intermédiaire des ponts. Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, à savoir :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation ;
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui ;
- La limitation des déplacements verticaux (tassement).

Dans ce chapitre, nous effectuerons un pré dimensionnement des éléments de l'appui, ensuite nous ferons l'inventaire des charges sollicitant les culées. Puis nous effectuerons la descente des charges. Enfin, nous calculerons les différents éléments constitutifs de cet appui, à savoir le chevêtre, la dalle de transition, le corbeau, le garde-grève, le mur retour, le fût et les pieux.

Pré dimensionnement

On s'intéresse du dimensionnement de la culée la plus haute.

● Chevêtre

Déjà fait dans la partie calcul des piles.

● Mur garde-grève

Hauteur : $H = 1,30$ m.

Épaisseur (couronnement) : $E = 0,30$ m (selon SETRA).

Longueur : $L = 10$ m.

● Mur en retour

Largeur : $l = 1,35$ m.

Longueur : $L = 8,20$ m.

Épaisseur : $E = 30$ cm

● Dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de **30cm**, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de **10%**.

● Fûts

Les fûts ont un diamètre $D = 1,00$ m et une profondeur de $4,00$ m en moyenne.

● Pieux

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

Les résultats des essais géotechniques (Cf. Etude des Fondations Piles) ont recommandé d'ancrer les pieux dans le substratum rocheux, soit une profondeur d'environ 15,00m. Ces pieux ont le même diamètre que celui du fût, à savoir 1,00m.

Efforts et moments repris par la culée

Nous présentons dans le tableau ci-dessous les différents efforts et moments repris par la par la base du pieu :

Désignation	P(t)	Zx(m)	Zy(m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
Tablier	213,91	-	10,28		2197,93
Corbeau	3,15	-	10,03		31,58
Chevêtre	28,70		9,75		279,83
Mur garde-grève	9,75	-	10,15		98,815
Mur en retour	10,13	-	10,15		102,82
Poids du fût	7,85		9,50		89,58
Poids du pieu	29,44		7,50		220,80
Dalle de transition + Remblai	37,49	-	10,15		380,53
Surcharges Remblai	42,27	-	10,15		429,04
Trottoir	21,33	-	-		
Al	90,06	-	-		
Bc	66,99	-	10,28		688,32
FrBc	15	10,28	-	154,17	
Mc120	67,53	-	10,28		693,87
Poussée des terres sur le mur GG+Chevêtre	60,24	20,55	-	618,97	
Retrait et dilatation	18	20,55	-	184,95	
Total	690,55			958,09	5213,11

NB. Z = Bras de levier ; M_R = Moment renversant ; M_S = Moment stabilisant.

M_S / M_R = 5213,11 / 958,09 = 5,44 > 3 ⇒ CULEE STABLE.

Combinaison des charges

Les combinaisons les plus défavorables pour les 2 états sont :

Désignation	ELU	ELS
P(t)	771,58	710,332
M _R (t.m)	1147,02	1005,54
M _S (t.m)	5922,24	5333,36

Ferraillage des culées

Les hypothèses relatives aux matériaux (béton et acier) sont les mêmes que décrites en début du dossier « Dimensionnement des éléments de structure ».

Mur garde-grève

Sollicitations

a) La poussée des terres :

Le moment dû à la poussée des terres derrière le mur est : **$Mt = \gamma \times Ka \times h^3 / 6$**

Avec : $\gamma = 2.10 \text{ t/m}^3$, $Ka = 0.34$ et $h = 1.30 \text{ m}$

Soit : **$Mt = 0,40 \text{ t.m/ml}$**

La poussée d'une charge locale située derrière le mur :

Le moment fléchissant maximum est obtenu pour le système Bc. Il a pour valeur :

$$Mp = 12K / (0,75+2h) \int_0^{1,44} (h - x) / (0,25 + x) \cdot dx$$

Le coefficient K a pour valeur : $K = Ka \times bc \times \gamma = 0.45$

Avec $bc = 1,1$, $\delta = 1$ et $\gamma = 1,2$ coefficient de pondération.

Soit : **$Mp = 2,42 \text{ t.m/ml}$**

b) Effet de freinage d'un essieu lourd du camion Bc :

$$Mf = 6 \times 1,2 \times h / (0,25+2h) = 3,28 \text{ t.m/ml}$$

c) Combinaisons de calcul :

Le moment total dans la section d'encastrement du mur garde-grève :

$$\text{À l'ELU : } M = 1,35Mt + 1,6Mp + 1,6Mf = 9,66 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } M = Mt + Mp + Mf = 6,10 \text{ t.m/ml}$$

✎ Armatures

a) Aciers verticaux dans le mur :

- **Sur la face arrière (en contact avec les terres) :**

Les données sont : $M = 9,66 \text{ t.m/ml}$, $b = 1,00 \text{ m}$ et $h = 0,30 \text{ m}$.

Après calcul avec $M_u = 5,79 \text{ t.m}$, on obtient : $A = 8.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit

$$6\text{HA } 14/\text{ml} \Rightarrow 9,24\text{cm}^2$$

- **Sur la face avant :**

On respecte le ferrailage minimal préconisé par le PP73, soit **des armatures HA12 avec un espacement $e = 20\text{cm}$** .

b) Aciers horizontaux dans le mur :

On respecte le ferrailage minimal préconisé par le PP73, soit **des armatures HA10 avec un espacement $e = 15\text{cm}$ sur les deux faces**.

Corbeau d'appui de la dalle de transition

On adopte le ferrailage type défini au paragraphe **2.2.6 de la pièce 1.3.2 du PP73**. Soit des **armatures horizontales 8 HA 10** et des armatures de peau **HA 10 espacées de 10 cm**.

Dalle de transition

✎ Sollicitations

a) Réaction de charge permanente :

Poids propre : $2,5 * 0,3 = 0,75 \text{ t/m}^2$

Revêtement : $0,08 * 2,2 = 0,176 \text{ t/m}^2$

Remblai : $2,10 * 0,25 = 0.525 \text{ t/m}^2$

D'où $g = 4,135 \text{ t/ml de largeur de dalle}$

b) Réaction des surcharges :

On appliquera le système Bt avec des valeurs pour les charges (voir PP73) moins défavorables que celles proposées par le PP73 (pièce 1.3.2 paragraphe 2.2.2.3).

Ces charges, affectées d'un coefficient de majoration dynamique de 1,27, engendrent une réaction $R_{Bt} = 6,128 \text{ t/ml}$.

Finalement, $R_{Totale} = R_{Bt} + g = 6,128 + 4,135 = 10,26 \text{ t/ml}$ de largeur de dalle de transition.

✎ Armatures

Le moment total est égale à : $M = R_{Totale} * 2,85/7,50 = 3,90 \text{ t.m/ml}$

Ce qui nécessite une section d'armatures $A = 3.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$4\text{HA}12/\text{ml} \Rightarrow 4,52\text{cm}^2$$

Mur de retour

Nous calculons le mur sous les actions suivantes

- Poids propre y compris les superstructures
- Poussée horizontale répartie
- Charges concentrées vers l'extrémité

Les caractéristiques du mur sont :

- longueur théorique : $a = 2,85 \text{ m}$
- Hauteur du mur : $h = 1,30 \text{ m}$
- Epaisseur du mur : $e = 0,30 \text{ m}$

Sollicitations

a) Forces verticales :

Elles sont constituées par le poids propre du mur, y compris les superstructures et la charge concentrée de **4 t** à l'extrémité.

Les forces verticales exercent à l'encastrement du mur :

- Un effort tranchant : $T = 2,5a \cdot h \cdot e/2 + 0,3a + 4 = 6,24 \text{ t}$
- Un moment d'axe vertical : $M_v = 2,5a^2h \cdot e/6 + 0,3a^2/2 + 4(a-1) = 9,94 \text{ t.m}$

b) Forces horizontales :

Par convention, elles sont constituées d'une force concentrée de **2t** et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité uniforme égale à **$h/3 + 0.5$ (en t/m²)**.

Les forces horizontales exercent à l'encastrement du mur :

- Un effort tranchant : $H = (h/3 + 0,5) ah/2 + 2 = 4,13 \text{ t}$
- Un moment d'axe horizontal: $M_h = (h/3 + 0,5) \cdot a^2h/6 + 2(a-1) = 5,34 \text{ t.m}$

Armatures

- Armatures pour le moment d'axe horizontal : $A = 4,26 \text{ cm}^2$, soit **3 HA 14**.
- Armatures pour le moment d'axe vertical : $A = 11,49 \text{ cm}^2$, soit **8 HA 14**.

$$A_h : 3\text{HA}14/\text{ml} \Rightarrow 4,62\text{cm}^2$$

$$A_v : 8\text{HA}14/\text{ml} \Rightarrow 12,32\text{cm}^2$$

- Armatures verticales : Les armatures verticales sont proposées par le PP73, soit des **cadres HA 10 tous les 30 cm.**
- Ferrailage minimal : D'après le PP73, le ferrailage minimal à prévoir dans le mur sera de **2 cm²/ml** sur les deux faces et dans les deux directions horizontales et verticales. Ce qui nous donne pour tout le mur $2 \times 2,85 = 5,70 \text{ cm}^2$, soit 8HA10 pour chaque face suivant la longueur du mur et $2 \times 1,30 = 2,60 \text{ cm}^2$, soit 4HA10 suivant la hauteur du mur.

Chevêtre

Justification du chevêtre vis-à-vis de la flexion

a) Charges appliquées au chevêtre

- Poids propre du chevêtre $P_c : 1,40 \times 2,5 \times 1 = 3,50 \text{ t/ml}$

- Poids du garde-grève $P_{gg} : 0,30 \times 1,3 \times 2,5 = 0,98 \text{ t/ml}$

$$\Rightarrow P_1 = P_c + P_{gg} = 3,50 + 0,98 = 4,48 \text{ t/ml}$$

- Corbeau arrière $P_{co} : 0,35 \times 2,5 \times 0,16 = 0,14 \text{ t/ml}$

- Dalle de transition $P_{dt} : 0,30 \times 2,5 \times 2,85 = 2,14 \text{ t/ml}$

$$\Rightarrow P_2 = P_{co} + P_{dt} = 0,14 + 2,14 = 2,28 \text{ t/ml}$$

- Surcharges B_c sur dalle de transition : **$P_3 = 9,67 \text{ t/ml}$**

- Mur en retour : **$P_4 = 10,13 \text{ t}$**

- Charges dues aux vérins (Charges concentrées) : **$V_1 = 57,81 \text{ t}$ et $V_2 = 46,94 \text{ t}$** (Voir Calcul des Poutres).

b) Sollicitations dans le chevêtre

- Cas 1 : surcharge B_c sur la dalle de transition : **P_1, P_2, P_3, P_4**

- Cas 2 : vérinage du tablier : **P_1, P_2, P_4, V_1, V_2**

Les sollicitations enveloppes sont obtenues à partir des max des deux cas.

Désignation		Charges	Moment fléchissant (t.m)		Effort tranchant (t)	
			> 0	< 0	T+	T-
Repartie	Poids propre	3,50t/ml	1,09	-2,98	3,50	-7,00
	Mur GG	0,98t/ml	0,27t	-0,71	0,98	-1,90
	DT+Corbeau	2,28t/ml	1,27	-3,05	2,28	-4,56
	B_c	9,67t/ml	2,91	-7,27	9,67	-19,34
Concentrée	Mur retour	10,13t	3,11	-6,82	3,11	-6,22
	Vérins	57,81t	7,54	-21,89	34,65	-39,01
Total			13,28	-35,45	44,52	-58,69

b) Armatures

- Armatures supérieures : $A_s = 14,51 \text{ cm}^2$
- Armatures inférieures : $A_i = 14,51 \text{ cm}^2$
- Armatures de non fragilité : $A_{min} = 15,57 \text{ cm}^2$

Donc on prend pour les deux armatures, la valeur minimale $A_s=A_i = 15,57 \text{ cm}^2$.

- Armatures d'effort tranchant : $A_t / (b_0 \times S_t) = u / (0,8 \times f_e)$

Avec, $V_u = 58,69 \text{ t}$ et, $\tau_u = V_u / (b_0 \times d) = 0,44 \text{ MPa}$. D'où $A_t/S_t = 17,42 \text{ cm}^2/\text{m}$

🔗 Justification du chevêtre vis-à-vis de la torsion

Le moment de torsion dans le chevêtre sera justifié vis-à-vis des charges verticales. On ne considérera pas les efforts horizontaux dus à la poussée des terres sur le mur garde-grève et le chevêtre car en phase de construction la culée n'est pas encore remblayée. On prendra en compte l'effet induit par le tablier.

a) Evaluation des efforts

Le tableau suivant donne les valeurs des moments de torsion pour chaque charge, ainsi que le moment total de torsion dans le chevêtre :

Charge (t)		Excentricité e (m)	Moment de torsion (t.m)
Repartie	Corbeau	-1,01	-0,14
	Mur de garde-grève	-0,70	-0,69
	Dalle de transition	-1,80	-3,85
	Bc	-1,80	-17,41
Concentrée	Mur en retour	-1,80	-18,23
	Tablier	0,50	53,48
	Vérin	0,50	28,911
Moment de torsion C			42,07

b) Armatures

On se réfère au PP73, pièce 1.3.2 paragraphe 2.2.5 :

On a : $l_c = 1,40 \text{ m}$ et $h_c = 1,00 \text{ m}$

Contrainte tangentielle de torsion τ_b :

Elle est donnée par la formule : $\tau_b = C / (2bn\Omega) = 3,6C / (a^2 (b-a/6))$

Or on a $h_c = 1,00 \text{ m}$; $b = l_c = 1,40 \text{ m}$ et $C = 42,07 \text{ t.m}$.

Donc, $\tau_b = 6,31 \text{ MPa} < 3,5f_{t28} = 8.40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$.

Armatures longitudinales A_l :

$A_l = C \cdot p / (2 \cdot \Omega \cdot \sigma_a) = 2,4C / (a \cdot \sigma_a) \cdot (3b+2a) / (6b-a)$, avec, $p = 2b + 2 \cdot 5a/6$

$$\Rightarrow A_I = 16,47 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales A_t :

$$A_t/S_t = C / (2 * \Omega * \sigma_a) = 0,6 * C / (a * \sigma_a * (b-a/6))$$

$$\Rightarrow A_t/S_t = 5,88 \text{ cm}^2$$

Remarque : Ces armatures sont à cumuler avec celles déterminées pour la flexion du chevron tout en respectant les règles de ferrailage minimal préconisé par le PP73, et qui disent :

☐ Armatures longitudinales : $A_I \geq 0,5\%B = (0,5 * 1,40 * 1) / 100 = 70,00 \text{ cm}^2$

Cette valeur est supérieure à la somme des aciers en flexion et en torsion ($15,57 + 16,47 = 32,04 \text{ cm}^2$).

Donc on adopte $A_I = 70,00 \text{ cm}^2$

$15\text{HA}25 \Rightarrow 73,63 \text{ cm}^2$

☐ Armatures transversales: $A_t/S_t \geq 0,2\%B = 28 \text{ cm}^2/\text{ml}$ qui est supérieur au cumul des valeurs de sections en flexion et torsion.

Donc on adopte $A_t/S_t = 28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$2 \text{ cadres HA}14, e = 15 \text{ cm}$

Ferrailage des fûts

Comme on l'a vu avec les piles, les culées de l'ouvrage sont constituées de deux (2) fûts circulaires de 1,00m de diamètre. Les fûts des culées reçoivent les efforts horizontaux et verticaux provenant du tablier et des autres éléments décrits ci-hauts (Mur en retour, garde-grève, dalle de transition...), lesquels engendrent à leur tour un moment à la base du fût. L'étude sera menée donc en **flexion composée**.

✍ Sollicitations dans le fût

Nous résumons dans le tableau ci-dessous les sollicitations dans le fût. Le principe et la méthodologie étant les mêmes, on n'a pas jugé très utile de suivre la logique déjà démontrée un peu plus haut dans la partie « Ferrailage du fût des piles ».

Désignation	ELU	ELS
N (t)	480,81	358,40
M (t.m)	260,34	163,48

🔗 Ferrailage des fûts

● Armatures longitudinales

Le calcul de section des armatures longitudinales a été fait par le module Expert du logiciel ROBOT en flexion composée.

On trouve la section d'armature $A_s = 151,11\text{cm}^2$.

Section d'acier minimale A_{smin}

D'après les recommandations du PP73, et en raison du risque de choc sur les colonnes (charriage dans le canal, choc d'un engin de chantier), la section minimale d'armatures longitudinales correspond à un taux de 2% de la section du béton, soit :

$A_{smin} = (\pi \cdot 0,5^2 / 4) \cdot 2 / 100 = 157 \text{ cm}^2$. $\Rightarrow A_s = 122,09\text{cm}^2$. On adopte $A_{smin} = 157\text{cm}^2$ par fût.

$$20\text{HA}32 \Rightarrow 160,85\text{cm}^2$$

Susceptibilité du fût au flambement

Pour éviter tout risque de flambement du fût, il faut que l'élancement $\lambda < 50$.

$\lambda = l_f / i$, avec l_f la longueur de flambement et i le rayon de giration.

$$l_f = 0,75l_0 = 0,75 \cdot 4,00 = 3,00\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \text{Moment d'inertie} = 1 \cdot 1^4 / 64 = 0,016\text{m}^4 \quad \text{et} \quad B = \text{Section du fût} = \pi \cdot (0,50)^2 = 0,785\text{m}^2.$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{0,016}{0,785}} = 0,145$$

$$\text{D'où } \lambda = 3,00 / 0,145 = 20,69$$

Finalement, $\lambda = 20,69 < 50 \Rightarrow$ **Pas de risque de flambement.**

● Ferrailage transversal

$\tau_u = 1,4V_u / (b_0d)$ avec, $b_0 = 1,00$ m et $d = 0,90$ m.

Donc : $\tau_u = 2,96\text{MPa} < \text{Min}(0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Ok}$.

Les armatures transversales minimales: $A_t / (b_0 \delta t) \geq \tau_u / (0,8 f_{fe})$

C'est à dire $A_t \geq \tau_u (b_0 \delta t) / (0,8 f_{fe})$

Si on prend $\delta t = 10\text{cm}$, alors : $A_t \geq 2,96 * (1,00 * 0,10) / (0,8 * 400)$

$\Rightarrow A_t \geq 9,25\text{cm}^2$

On prendra des **cerces HA12, espacement = 10cm**.

Etude des pieux

La démarche est la même que celle adoptée pour le calcul des pieux des piles. La différence à signaler ici est que contrairement au cas des piles où les efforts repris par les fûts sont transmis à la semelle qui les « renvoie » ensuite sur les pieux, les sollicitations au niveau des culées supportées par les fûts sont directement transmises aux pieux. Pas donc de semelle de liaison comme on a pu l'observer dans l'étude des appuis intermédiaires.

✎ Combinaison des charges

Désignation	ELU	ELS
P(t)	771,58	710,33
M_R (t.m)	1147,02	1005,54
M_S (t.m)	5922,24	5333,36

Etant donné que nous avons deux (2) pieux par culée, chaque pieu prendra la moitié des sollicitations totales. Ce qui donne le tableau ci-dessous :

Désignation	ELU	ELS
P(t)	385,79	355,17
M_R (t.m)	573,51	502,77
M_S (t.m)	2961,12	2666,68

✎ Ferrailage des pieux

● Armatures longitudinales

Le calcul de section des armatures longitudinales en flexion composée, avec les données du tableau de combinaison de charges ci-dessous a abouti à une section d'armatures longitudinales $A_s = 170,64\text{cm}^2$.

Section d'acier minimale A_{smin}

Selon PP73, la section minimale d'armatures longitudinales correspond à un taux de 2% de la section du béton, soit :

$$A_{smin} = (\pi \cdot 0,5^2 / 4) \cdot 2 / 100 = 157 \text{ cm}^2 > A_s = 122,09\text{cm}^2 < A_s \text{ donc on garde } A_s = 191,59\text{cm}^2.$$

$24\text{HA}32 \Rightarrow 193,02\text{cm}^2$

● Ferrailage transversal

On adopte des cerces HA14, espacement = 10cm

✂ Justification des pieux

Elle consiste à vérifier que la sollicitation axiale de calcul, y compris les éventuels frottements négatifs, reste inférieure à Q_{max} déterminée dans les deux états limites (ELU et ELS).

La vérification vis à vis des états limites ultimes est donc faite par rapport à la charge limite Q_u et la vérification vis à vis des états limites de service par rapport à la charge critique de fluage Q_c .

Vérification à l'ELU

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}, \text{ avec :}$$

Q_u = Charges limites en compression ;

Q_{pu} = Effort limite mobilisable sous la pointe de l'élément de fondation ;

Q_{su} = Effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du pieu.

La stratigraphie du sous-sol traversée par nos pieux est à prédominance sableuse et argileuse.

Ainsi, après calculs, on obtient, pour le pieu de la culée C_0 considérée, les charges suivantes :

$$\sum Q_{pu} = 19\,422 \text{ KN} = 19,42 \text{ MN} \text{ et } \sum Q_{su} = 7\,999,81 \text{ KN} = 8,00 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow Q_u = 27,42 \text{ MN}$$

Les frottements négatifs, induits par la présence des surcharges du remblai, ont une valeur de $2648,78\text{KN} = 2,65 \text{ MN}$

La sollicitation axiale de calcul découle de la descente des charges effectuée plus haut. Elle vaut : $N_u = 395,19t = \mathbf{3,95MN}$

La sollicitation axiale totale est : $2,65 + 3,95 = \mathbf{6,60 MN}$

La charge admissible nette $Q_{adm\ nette} = \frac{Q_u}{3} = \frac{27,42}{3} = \mathbf{9,14 MN}$

Conclusion : La sollicitation axiale, y compris les frottements négatifs, est inférieure à la charge admissible nette \Rightarrow ok.

ANNEXE 13 : PLANNING PREVISIONNEL

CORPS D'ETAT	PERIODE (MOIS)							
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
TRAVAUX PRELIMINAIRES								
Installation du chantier								
Implantation et Terrassements								
Préparation fondation								
GROS ŒUVRE								
Infrastructure								
Superstructure								
EQUIPEMENTS ET AMENAGEMENTS								
Revêtement de chaussée								
Equipements du pont								
Aménagements et Assainissement								
TRAVAUX DE FINITION								
Nettoyage								
Repli de chantier								

Conclusion : Le délai prévisionnel pour la réalisation de l'ouvrage est de **huit (08) mois**.

ANNEXE 14 : ETUDE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE

Etude quantitative

Désignation	Quantité de béton B30 (m ³)	Quantité de fer (kg)
Tablier		
Poutres	142,80	30 330
Hourdis	166,16	29 519
Dalle préfabriquée	81,33	17 248
Entretoises	10,10	1 302
Piles		
Fûts	45,24	6 159
Chevêtre	74,84	4 272
Culées		
Fûts	23,11	4 039
Sommier d'appui	28,48	5 143
Mur garde-grève	5,60	424
Dalle de transition	49	5 968
Mur en retour	15	217
Fondations		
Sous piles	236,68	12 983
Sous culées	113,60	4 523
Total	995	122 127

Etude estimative

N°	Désignations	Unités	Quantités	PU (F CFA)	PT (F CFA)
1	Installation et Terrassements				
1.1	Amené et repli	FF	1,00	30 000 000	30 000 000
1.2	Installation du chantier	FF	1,00	40 000 000	40 000 000
1.3	Implantation et Fouilles	U	1,00	20 000 000	30 000 000
	Sous Total 1				100 000 000
2	Tablier				
2.1	Béton (m ³)	m ³	400,39	200 000	80 078 000
2.2	Fer (Kg)	m ³	78399	1 500	1 17 598 500

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

	Sous total 2				197 676 500
3	Piles				
3.1	Béton (m ³)	m ³	120,08	200 000	24 016 000
3.2	Fer (Kg)	m ³	10431	1 500	15 646 500
	Sous total 3				39 662 500
4	Culées				
4.1	Béton (m ³)	m ³	121,19	200 000	24 238 000
4.2	Fer (Kg)	m ³	15791	1 500	23 686 500
	Sous total 4				47 924 500
5	Fondations				
5.1	Béton (m ³)	m ³	350,28	200 000	70 056 000
5.2	Fer (Kg)	m ³	17506	1 500	26 259 000
	Sous total 5				96 615 000
6	Equipements du pont				
6.1	Glissière de sécurité	ml	158,00	30 000	4 740 000
6.2	Bordures de trottoir de type T2	ml	158,00	15 000	2 370 000
6.3	Gargouille de descente d'eau	U	16,00	150 000	2 400 000
	Sous Total 6				9 510 000
7	Aménagements				
7.1	Revêtement/ joints de chaussée	m ²	821,60	20 000	16 432 000
7.2	Etanchéité	m ²	821,60	10 000	8 216 000
7.3	Remblais	m ³	25,94	10 000	2 594 000
7.4	Assainissement	FF	01	2 000	2 000
	Sous total 7				29 242 000
	Total travaux HT				438 630 500
	TVA (18%)				78 953490
	Total travaux TTC				517 583 990
8	Etudes et contrôle				
8.1	Etude d'impact sur l'environnement*	FF	01	13 098 915	13 098 915
8.2	Etudes géotechniques	FF	01	6 000 000	6 000 000

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

8.3	Etudes	FF	01	25 234 439	20 000 000
8.4	Contrôle des travaux	FF	01	15 140 663	15 000 000
	Sous Total 8				54 098 915
	TVA (18%)				9 737 805
	Total études				63 836 720
	MONTANT TOTAL PROJET				581 420 710

*Le coût des mesures sociales et environnementales est fixé conformément aux dispositions du code de l'environnement notamment dans son **article R122-3** établi par la banque mondiale dans son ouvrage intitulé « *Enquête publique, Edition 1996 révisé en 2007* ». Ce coût est évalué à 3% du coût global du projet en hors taxes.

ANNEXE 15 : DONNEES GEOTECHNIQUES

La campagne de reconnaissance géotechnique à l'endroit de l'emplacement de l'ouvrage projeté, effectuée par le Laboratoire des Bâtiments et Travaux Publics (LBTP) de N'Djamena a concerné :

✂ Sondages carottés

Six sondages ont été réalisés à la sondeuse mécanique et descendus vers 20,00m de profondeur. La coupe géotechnique du terrain rencontré révèle l'existence de l'argile limoneuse grise et du sable grossier dans les premiers mètres et l'affleurement des **roches granitiques** s'observe quand on atteint les **15m** de profondeur.

✂ Essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique a permis d'évaluer la résistance à la rupture des couches constituant le sous-sol.

La valeur de la résistance à la rupture à la pointe à une profondeur donnée est calculée par la formule dite des « HOLLANDAIS ».

Six essais ont été réalisés et descendus à une profondeur de 17m. Les résistances en pointe évoluent en dents de scie obéissant aux valeurs consignées dans le tableau ci-dessous :

N° essai	Variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur (bars)
1	0 à 441 (Refus à 16m)
2	0 à 472,5 (Refus à 14m)
3	0 à 472,5 (Refus à 14m)
4	0 à 472,5 (Refus à 14m)
5	0 à 528,1 (Refus à 11m)
6	0 à 414

Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79m de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad

Les contraintes admissibles en fonction de la profondeur sont reportées dans le tableau ci-dessous :

Profondeur (m)	Contraintes admissibles (bars)						Contraintes admissibles minimales (bars)
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	
1	1,90	1,90	0,81	1,35	1,90	0,54	0,81
2	2,04	2,81	1,28	1,79	1,79	1,02	1,02
3	1,21	2,42	2,66	3,63	3,63	1,21	1,21
4	1,61	1,15	3,68	4,37	8,28	1,84	1,15
5	1,09	2,62	5,46	6,77	5,89	3,05	1,09
6	0,41	3,54	5,21	5,21	5,83	5,62	0,41
7	2,19	1,99	5,78	6,38	6,18	6,38	1,99
8	1,33	3,82	4,77	5,92	8,97	5,53	1,33
9	3,11	5,67	6,40	6,22	10,43	5,67	3,11
10	4,04	6,68	8,27	7,21	14,08	10,20	4,04
11	5,91	5,74	7,60	6,92	Refus	8,78	5,74
12	6,03	6,03	8,47	7,98	-	11,73	6,03
13	6,61	23,62	14,80	22,62	-	11,34	6,61
14	7,29	Refus	Refus	Refus	-	13,22	7,29
15	22,05	-	-	-	-	12,78	12,78
16	Refus	-	-	-	-	12,35	12,35
17	-	-	-	-	-	20,70	20,70

Conclusion : Au regard des résultats des 2 essais observés, toute solution de **fondation superficielle devra être évitée**. Ayant constaté 5 refus de sondages sur les 6 essais, il est fortement recommandé d'adopter pour le pont un système de fondation sur pieux de 15m et ancrés à une profondeur de 2m dans l'arène granitique.

ANNEXE 16 : PLAN GENERAL DU PONT

ANNEXE 17 : DESSIN D'EXECUTION DES POUTRES

ANNEXE 18 : DESSIN D'EXECUTION DU HOURDIS

ANNEXE 19 : DESSIN D'EXECUTION DES PREDALLES

ANNEXE 20 : DESSIN DE COFFRAGE DES PILES

ANNEXE 21 : DESSIN D'EXECUTION DE CHEVETRE DES PILES

ANNEXE 22 : DESSIN D'EXECUTION DES SEMELLES SOUS PILES

ANNEXE 23 : DESSIN DE COFFRAGE DES CULEES

ANNEXE 24 : POSITIONNEMENT DES PIEUX

ANNEXE 25 : DESSIN D'EXECUTION DES PIEUX SOUS CULEES

ANNEXE 26 : DISPOSITIF DE DESCENTE D'EAU