

Analyse Comparative Technico-économique de deux Variantes d'un Pont à poutres (en Béton Précontraint et en Béton Armé) de 370 m de longueur Pour le Franchissement du Cours d'eau de Linia au TCHAD.

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DU MASTER EN
INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
Option : Génie Civil et Infrastructure**

Présenté et soutenu publiquement le 09 juin 2011 par :

BABA HASSANE AHMED HISSEINI

Travaux dirigés par :

Mr. ISMAÏLA GUEYE, Enseignant chercheur au ZiE,

Département de Génie Civil, UTER-ISM

(Infrastructures et Sciences de Matériaux)

Devant le jury d'évaluation composé de:

Suivi externe :

Président : Ismaila GUEYE

Mr. AHMAT SOUGUI

Membres et correcteurs :

Directeur Général de Zénith-BTP

- Raffaele VINAI
- Jean-Hugues THOMASSIN

Promotion 2009-2011

CITATIONS

«A aucun degré, le béton précontraint n'est du béton armé amélioré, il n'y a avec le béton armé, aucune frontière »

E. FREYSSINET

« Dans la poutre en béton précontraint, l'acier n'est pas une armature, c'est une force »

Y. GUYON

DÉDICACE

Je dédie ce précieux travail

- ✚ À mon épouse **NOURA MAHAMAT DAGGO** pour sa compréhension et sa longue patience;
- ✚ À mon père **ELHADJ AHMED HISSEINI**, pour le sacrifice énorme consenti pour mon bien être et mon devenir ;
- ✚ À ma mère **ANNA BABA HASSANE**, pour toute l'affection et le soutien indéfectible dont vous m'avez toujours entourés;
- ✚ À mon oncle **ELHADJ ABDERAHMAN HISSEINI**, pour le soutien et les conseils que vous n'avez jamais cessé de m'apporter ;
- ✚ À tous mes frères, sœurs, amis et camarades pour le soutien moral et les encouragements perpétuels qu'ils m'apportent ;

« *Recevez tous ce travail comme l'expression de mes fraternelles reconnaissances.* »

REMERCIEMENT

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu le tout clément et le très miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, j'exprime mes profondes gratitude et remerciements à tous ceux qui ont contribué au bon déroulement de cette formation. Particulièrement à nos encadreurs :

- ✚ Mr ISMAÏLA GUEYE, Enseignant chercheur au 2iE, pour son assistance, sa disponibilité et le suivi des travaux pour l'encadrement du présent mémoire ;
- ✚ Mr RAFFAELE VINAÏ, Enseignant chercheur au 2iE, pour son assistance et les conseils prodigués au cours des travaux d'encadrement du présent mémoire ;
- ✚ M. AHMAT SOUGUI, Directeur général du bureau Zénith-BTP, qui m'a proposé ce thème de mémoire et pour m'avoir fourni toutes les données disponibles pour l'étude ;
- ✚ L'équipe pédagogique du 2iE pour l'enseignement et leur disponibilité à assurer notre formation professionnelle.

Enfin, toutes les bonnes volontés qui ont fait preuves d'une action prompte au moment de nos difficultés.

RESUME

Le présent rapport de mémoire porte sur l'étude pour la construction d'un pont pour le franchissement du cours d'eau de LINIA au Tchad au Sud Est de la ville de Ndjamena. Cette étude a pour but de faire une comparaison technico-économique entre deux types de ponts à poutres (en béton précontraint et en béton armé). Elle consiste à effectuer une analyse qualitative et quantitative de l'ensemble des éléments en vue de proposer la solution la mieux adaptée du point de vue technique, économique et environnemental.

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

L'analyse des variantes à travers le comportement optimal des éléments à savoir : l'optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les délais de réalisation, les gabarits du site à franchir et la nature de sol support et son hydrologie, a permis de guider le choix du type de pont à construire. A tous ces paramètres, s'ajoute une analyse qualitative et quantitative visant l'économie, la sécurité des usagers et l'esthétique de l'ouvrage.

Au terme de l'analyse, le pont en béton précontraint a été choisi pour des raisons de durabilité et d'esthétique qui l'intègrent facilement à son environnement. Il présente une géométrie plus légère contrairement à l'ouvrage en BA qui est plus massif et présente des risques de tassement. De plus il permet de gagner un temps précieux pendant la phase de réalisation de 11 appuis seulement contre 16 pour le pont en BA. Une évaluation financière élémentaire a donné une différence d'un montant de **105 000 000 FCFA soit 7,8% du coût de réalisation du pont en BP par rapport au pont en BA.**

Le coût du projet a été chiffré au prix hors taxes de : Un milliard Trois Cent Quatre Vingt Huit Millions Sept Cent Six Mille Trois Cent Cinquante Deux Francs (**1 388 706 352 TTC**).

Mots clés :

Béton armé ; Béton précontraint ; Analyse Qualitative Technico-économique ; Dimensionnement ; Ponts.

ABSTRACT

The study focused on a project to build a bridge for crossing the river of Linia in Chad in the southeast of the city of Ndjamena. This study aims to compare technical and economic bridges between two girders (with prestressed concrete and with reinforced concrete). It consists in conducting a qualitative and quantitative analysis of the structural elements of the two bridges leading to propose an economic solution.

The design of a bridge is a synthesis of different disciplines such as statics, dynamics, strength of materials, and foundation design. The specific character of the bridge design is the interdependence of structural elements simultaneously subjected to combined stresses.

The analysis of alternatives for the crossing, behavior of the optimal elements as we know: optimization of the lengths of the spans and induced moments, the proposed cross sections, the number of supports, the reinforcement member, the timeline, the site templates and the nature of the supporting soil and hydrology. To all these parameters, be added a qualitative and quantitative analysis aiming the economy, the safety of tires and the aesthetics of the work.

To the term of the analysis, we opted for the prestressed concrete bridge because of durability and esthetics and also it has more advantage and easy for implementation and saves an enormous time during the implementation phase of the work compared to reinforced concrete bridge whose study led to a number of supports (16 supports) higher than the prestressed concrete (11 supports) thus more expensive. An elementary assessment gave a difference of an amount of **105 000 000 FCFA** wich represent 7,8% of the amount of the brigde.

The cost of the chosen alternative has been encoded to the price of: One billion Tree Hundred Eighty Eight Millions Seven Hundred Six Thousand Tree Hundred Fifty Two (**1 388 706 352 TTC**)

Keywords:

1. Reinforced concrete; Prestressed Concrete; Technico-Economic Analysis; Design; Bridges.

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE	Institut international d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
SETRA	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
BAEL	Béton armé aux états limites
BPEL	Béton précontraint aux états limites
BA	Béton armé
BP	Béton précontraint
SNER	Société Nouvelle Entreprise Routière
CNAR	Centre Nationale d'Appui à la Recherche
PK	Point kilométrique
PHE	Plus haute eaux
DREM	Direction des ressources en eau et de la météorologie
TMJA	Trafic Moyen Journalier Annuel
PL-MJA	Poids Lourds Moyen Journalier Annuel
TTC	Toutes Taxes Comprises

SOMMAIRE

CITATIONS.....	ii
DÉDICACE.....	iii
REMERCIEMENT	iv
RESUME.....	v
ABSTRACT	vi
LISTE DES ABREVIATIONS	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES	xii
CHAPITRE I. INTRODUCTION GENERALE	1
I.1. Introduction	1
I.2. Les objectifs de l'étude	1
I.1.1 Objectif général	1
I.1.2 Objectifs spécifiques.....	2
I.3. Approche méthodologique	2
I.4. Organigramme de la méthodologie	3
CHAPITRE II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	4
II.1 Situation administrative.....	4
II.2 Climat et pluviométrie.....	4
II.3 Position géographique	4
CHAPITRE III. CONTEXTE HISTORIQUE ET GENERALITES SUR LES PONTS	7
III.1 Contexte et historique.....	7
III.1.1 Contexte général du projet	7
III.1.2 Historique de l'ancien pont.....	8
III.2 Généralités sur les ponts.....	8
III.2.1. Définition et composition structurale.....	8
III.2.2. La superstructure.....	9
III.2.3. Les appareils d'appui	9
III.2.4. L'infrastructure	9
CHAPITRE IV. PRESENTATION DU PROJET ET DES VARIANTES.....	10
IV.1. Présentation du projet	10
IV.2. Présentation des variantes.....	10
IV.2.1. Présentation variante n°1	11

IV.2.2. Présentation variante n°2	12
CHAPITRE V. ANALYSE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES	13
V.1. Pré-dimensionnement des variantes	13
V.1.1. Pré-dimensionnement de la variante n°1 : Pont en béton armé	13
V.1.2. Pré-dimensionnement de la variante n°2: Pont en béton précontraint	15
V.2. Analyse qualitative et quantitative des deux variantes.....	17
V.2.1. Avantages et inconvénients.....	17
V.2.2. Analyse technico-économique	19
V.2.3. Analyse qualitative des variantes	21
V.3. Proposition de solution et justification du choix	21
V.3.1. Proposition de solution	21
V.3.2. Justification du choix	22
CHAPITRE VI. ETUDE CONCEPTUELLE ET DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL	
23	
VI.1. Les données de base de l'étude.....	23
VI.1.1. Considérations générales	23
VI.1.2. Les données naturelles	23
2.1. Données géotechniques.....	23
2.2. Données topographiques et implantation.....	24
2.3. Considérations hydrologique, hydraulique et climatique	25
VI.1.3. Les données fonctionnelles	25
3.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	25
3.2. Considérations esthétiques et paysagères	25
3.3. Considérations relatives aux charges	26
VI.2. Dimensionnement de la variante retenue.....	26
VI.2.1. Dimensionnement hydrologique et hydraulique.....	26
2.1.1 Etude hydrologique	26
2.1.2 Etude hydraulique	27
VI.2.2. Dimensionnement structural	28
2.2.1 Récapitulatif des charges.....	30
2.2.2 Récapitulatif des efforts dans les éléments de structure.....	31
2.2.3 Récapitulatif des sections d'armatures	33
2.2.4 Etude de la précontrainte par post- tension :	33

VI.2.3. Les équipements du pont	35
2.3.1. Dimensionnement des appareils d'appui.....	35
2.3.2. Les glissières de sécurité	36
2.3.3. Les joints de chaussées.....	36
CHAPITRE VII. ESTIMATION DES TRAVAUX ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL	39
VII.1 Impacts positifs	39
VII.2 Impacts négatifs	39
VII.3 Mesures d'atténuation.....	40
VII.4 Plan de gestion: surveillance et suivi environnementaux	40
VII.5 Récapitulatif du métré et études quantitatives	41
VII.6 Planning d'exécution des travaux	42
CHAPITRE VIII. CONCLUSION ET RECOMMANDATION.....	43
ENSEIGNEMENT TIRES	43
RECOMMANDATIONS	43
CONCLUSION	44
BIBLIOGRAPHIE	45
LES ANNEXES	46

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Détermination du nombre de poutres	14
Tableau 2: Récapitulatif des sections de la variante 1.....	15
Tableau 3: Récapitulatif des sections de la variante 2.....	17
Tableau 4: Avantages et inconvénients de la variante 1	18
Tableau 5: Avantages et inconvénients de la variante 2	19
Tableau 6: Analyse qualitative des variantes	21
Tableau 7: Résultat des essais géotechniques	24
Tableau 9: Résultats Hydrologiques	27
Tableau 10: Résultats Hydrauliques.....	27
Tableau 12: Récapitulatif des charges.....	31
Tableau 13: Récapitulatif des efforts dans les éléments.....	32
Tableau 14: Récapitulatif des sections d'armatures.....	33
Tableau 15: Perte de charges.....	35
Tableau 16: Choix du joint de chaussée.....	37
Tableau 17 : Formules d'expression du trafic (Source CEBTP 1984).....	38
Tableau 18: Récapitulatif du métré	41
Tableau 19: Récapitulatif des équipements du pont.....	41
Tableau 18: Récapitulatif du devis estimatif.....	42

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte de situation	5
Figure 2: Carte de localisation du projet	6
Figure 3: Eléments constitutifs d'un pont	9
Figure 4: Coupe transversale de l'ouvrage projeté	10
Figure 5: Présentation de la variante n°1	11
Figure 6: Présentation de la variante n°2	12
Figure 7: Quantité du béton en m3 d'éléments porteurs pour chaque variante	20
Figure 8: Coûts élémentaires de chaque variante	20
Figure 9: Coupe géologique du terrain.....	24
Figure 10: Calage de la ligne rouge de l'ouvrage	28
Figure 11: Schéma statique du pont	29
Figure 12: Efforts dus au poids propre	29
Figure 13: Système isostatique à étudier	29
Figure 14: Lignes d'influence	30
Figure 15: Principe de la précontrainte	34
Figure 16: Pertes de précontraintes par frottement	35
Figure 17: Schéma d'un appareil d'appui	36

CHAPITRE I. INTRODUCTION GENERALE

I.1. Introduction

Ce projet s'inscrit dans le programme académique de la formation du cycle master au 2ie, réalisé par les étudiants en fin de formation en vue de l'obtention du diplôme du master en ingénierie : Option Génie Civil et Infrastructure. Dans le cadre de cette formation, il est prévu aux étudiants en fin de cycle de master d'élaborer un mémoire de fin d'étude qui leur permettra de mettre en exergue leurs connaissances théoriques acquises durant ladite formation. A cet effet, les responsables pédagogiques ont constaté qu'en plus de la théorie, les étudiants doivent apprendre à rédiger des projets techniques au terme de leur formation afin de satisfaire aux exigences de compétences et de professionnalisme attendues.

Ayant constaté que la construction des routes connaît des problèmes de franchissement d'obstacles tels que les cours d'eau, les rivières, les dépressions profondes des terrains etc., il nous a paru nécessaire de mener une étude d'un nouveau pont pour le franchissement du cours d'eau de LINIA en vue de remplacer l'ancien pont issu de la période coloniale et qui aujourd'hui ne répond plus au trafic et présente un grand nombre de difficultés aux usagers.

L'objectif général de cette étude est de renforcer le secteur des transports et d'apporter des solutions aux problèmes liés au trafic et au franchissement de l'obstacle dont le cours d'eau de LINIA. Ainsi cette étude présente un intérêt certain car elle permettra de supporter le trafic actuel qui est estimé à 490 véhicules/j, et d'assurer le confort et la sécurité des usagers et de desservir la population de LINIA et de DOORBALI.

I.2. Les objectifs de l'étude

I.1.1 Objectif général

Les objectifs de cette étude sont clairement cités dans les termes de référence du présent mémoire de fin d'étude. Il s'agira de faire une analyse technico-économique de deux variantes de pont à poutres dont l'un est en béton précontraint et l'autre en béton armé et de proposer la solution la mieux adaptée du point de vue technique et économique et d'établir ensuite une étude conceptuelle et le dimensionnement structural des différents éléments porteurs de la variante retenue en vue de sortir les notes de calculs et les plans d'exécution.

I.1.2 Objectifs spécifiques

Afin d'atteindre cet objectif, notre étude devra viser les objectifs spécifiques suivants :

- ✚ Etablir une étude technique et économique des deux variantes de ponts ;
- ✚ Fournir une évaluation qualitative des deux solutions ;
- ✚ Proposer la meilleure solution du point de vue technique et économique ;
- ✚ Faire une étude technique détaillée de la variante retenue.

I.3. Approche méthodologique

La recherche bibliographique prend naturellement une très grande importance dans un rapport de ce genre. Elle sert en effet à organiser notre recherche à la suite des travaux et à identifier les différentes ressources afin d'établir un organigramme et une chronologie de travail pour les chapitres à traiter au cours de notre projet.

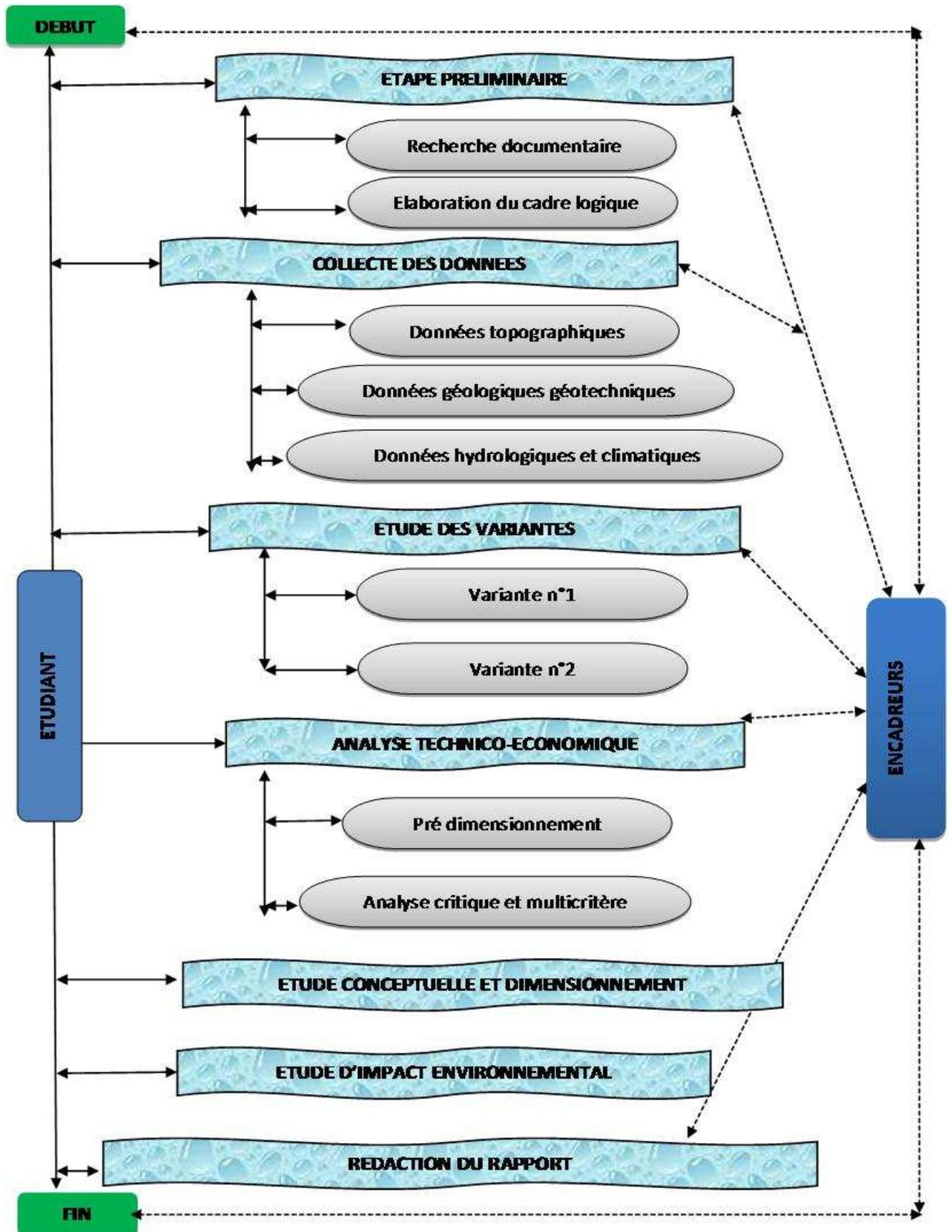
L'étude bibliographique a été très fructueuse. La liste des documents consultés et les références des sites visités sont dressées à la suite de la conclusion du présent rapport dans la page réservée exclusivement à la bibliographie.

Afin de mener à bien cette étude, il a été établi un organigramme de travail suite auquel est joint un chronogramme de travail (voir annexe 1), sur lequel sera basée notre étude afin d'aboutir aux objectifs fixés. Nous avons ensuite consulté des études similaires effectuées par d'autres étudiants, des fichiers de mémoire de fin d'études du cycle d'ingénieur et des thèses de doctorat relatifs à des projets de mêmes types. Des recherches documentaires effectuées ont permis de découvrir des documents relatifs à la construction et à la conception des ponts et ouvrages d'art.

Le rapport sera structuré comme suit :

- ✚ Présentation de la zone d'étude
- ✚ Contexte Historique et Généralités sur les ponts
- ✚ Pré-dimensionnement et analyse des variantes
- ✚ Dimensionnement de la variante retenue
- ✚ Estimation des travaux et impact environnemental
- ✚ Conclusion et recommandation

I.4. Organigramme de la méthodologie



CHAPITRE II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Situation administrative

La zone d'étude se situe dans la région du Chari Baguirmi. Le département du Chari Baguirmi est divisé en 5 sous-préfectures (MANDELIA, LOUMIA, KOUNDOUL, LOUGOUN et LINIA.). Le projet concerne principalement la sous préfecture de LINIA.

Le cours d'eau de Linia communément appelé Bahr Linia sert en effet d'exutoire aux eaux pluviales de la ville de N'DJAMENA.

II.2 Climat et pluviométrie

La zone concernée par le projet est caractérisée par un climat de type sahélo-soudanien avec trois saisons distinctement marquées : une saison chaude de mars à juillet, une saison pluvieuse de juillet à octobre et une saison fraîche durant le reste de l'année.

La température moyenne diurne varie de 33 °C en décembre (14 °C la nuit) à 42 °C en avril (23 °C la nuit). La pluviométrie moyenne annuelle est comprise entre 600 et 800 mm. Le maximum est enregistré entre les mois de juillet / août.

II.3 Position géographique

Le début du projet est situé sur la carte aux points de coordonnées : Latitude 12°3'22.73''N et Longitude 15°18'3.83''E et la fin est située au point de coordonnées : Latitude 12°3'22.60''N et longitude 15°18'5.56''E.

La figure 1 suivante présente la zone de situation du projet étudié dans la carte globale du Tchad et la figure 2 présente le plan de localisation du projet.



Figure 1: Carte de situation

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

La figure 2 suivante montre la localisation de l'ouvrage projeté sur la carte.

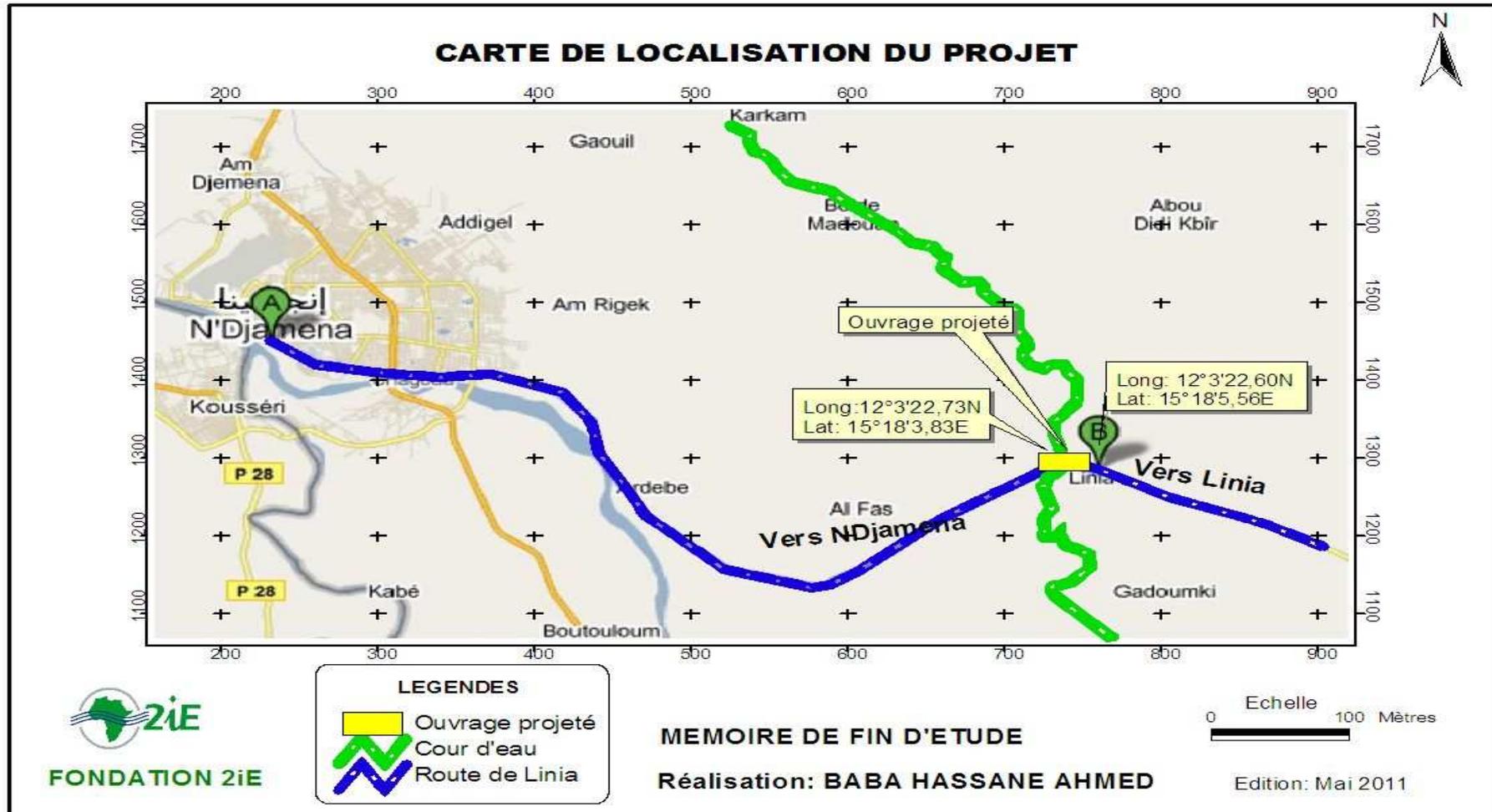


Figure 2: Carte de localisation du projet

CHAPITRE III. CONTEXTE HISTORIQUE ET GENERALITES SUR LES PONTS

III.1 Contexte et historique

III.1.1 Contexte général du projet

Dans le cadre de sa politique gouvernementale de dynamisation et de renforcement de son réseau routier, le gouvernement de la République du Tchad s'est fixé des objectifs suivants :

- ✚ L'aménagement et le bitumage des axes principaux sur lesquels des projets de développement doivent porter ;
- ✚ L'amélioration du niveau de service des routes revêtues du réseau local et urbain ;
- ✚ La réalisation de l'interconnexion avec l'ensemble des localités et provinces;
- ✚ Un meilleur suivi et contrôle des performances dans le secteur des transports routiers ;
- ✚ Une bonne fluidité des échanges du trafic routier;
- ✚ La promotion d'actions de sécurité routière pertinentes et efficaces.

A cet effet, le gouvernement de la République du Tchad a prévu au budget général de l'Etat un crédit pour financer le coût des travaux de construction de la route N'DJAMENA-DOURBALI, section GASSI/LINIA. Le Ministère des Infrastructures et des Transports, représenté par la Direction Générale des Routes, est en charge de la mise en œuvre de la politique du gouvernement en la matière et est donc chargé de la réalisation des travaux de construction de la route N'DJAMENA / DOURBALI (section GASSI-LINIA d'une longueur de 33,500 km) avec un ouvrage de franchissement de 370 ml de longueur. Ce projet répond au souci du gouvernement de faire du réseau routier un facteur d'appui au développement économique et social du pays.

Dans le but d'atteindre ses objectifs, le gouvernement de la République du Tchad a lancé un appel d'offres pour la réalisation desdits travaux. Celle-ci a été confiée à l'Entreprise SNER qui a déjà réalisé la section N'DJAMENA / GASSI soit une longueur de 5,800 km et doit poursuivre avec la section GASSI/LINIA soit une longueur de 27,700 km.

Comme la plupart des projets routiers, celui-ci n'échappera pas à la présence d'obstacles plus précisément au PK 33+500 à l'entrée de la ville de LINIA, un cours d'eau de 370 m de longueur. Il est noté ici la présence d'un ancien pont issu de la période coloniale et qui aujourd'hui présente un grand nombre de difficultés aux usagers.

C'est dans ce cadre d'étude qu'il nous a été confié la réalisation d'une étude comparative technique et économique de deux variantes de pont à poutres en vue de remplacer l'ancien pont. A l'issue de cette étude il sera proposé une solution qui soit techniquement et économiquement mieux adaptée aux contraintes fonctionnelles et dimensionnelles.

III.1.2 Historique de l'ancien pont

L'ancien pont de LINIA est un pont dont la construction remonte à l'époque coloniale (1950). Il arrivait sans doute à jouer un rôle important car à cette époque il n'y avait pas un grand trafic à supporter. Il arrivait à desservir la population et permettait d'éviter l'utilisation des pirogues pour traverser de l'autre côté de la rive. C'est un pont à voie unique constitué de poutres (18 travées de 20,55 m) en béton armé. La structure est composée d'une dalle de 20 cm d'épaisseur qui repose sur des poutres longitudinales de 1,50 m de hauteur reliées par des entretoises de 50 x 15 cm. L'ensemble repose sur des chevêtres qui sont directement en contact avec les appuis grâce à des appareils d'appui en élastomères frettés.

Ce pont présente un avantage certain car il permet de favoriser l'expansion du commerce dans les villes de LINIA et de DOURBALI. Mais vu les conditions actuelles du trafic, l'accroissement de la démographie et la multiplication des véhicules poids lourds, ce pont n'arrive plus à jouer pleinement son rôle car on constate que toute la structure oscille sous l'action des charges de gros camions. En plus le tablier est en très mauvais état. La couche de revêtement au dessus de la dalle a subi une dégradation et n'existe presque plus en certains endroits. On enregistre des pertes de temps liées aux arrêts de véhicules aux abords du pont à cause de la largeur réduite de 3,5 m (voie unique). Ce qui justifie le choix du gouvernement de réaliser les travaux de construction d'un nouveau pont plus large qui pourrait supporter l'état actuel du trafic et en même temps permettre d'assurer les gains de temps de parcours et assurer également le confort et la sécurité des usagers.

III.2 Généralités sur les ponts

III.2.1. Définition et composition structurale

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

 la superstructure qui supporte le trafic ;

- ✚ les appareils d'appui ;
- ✚ l'infrastructure servant de support à la superstructure.

La figure 3 ci-dessous montre les éléments constitutifs d'un pont :

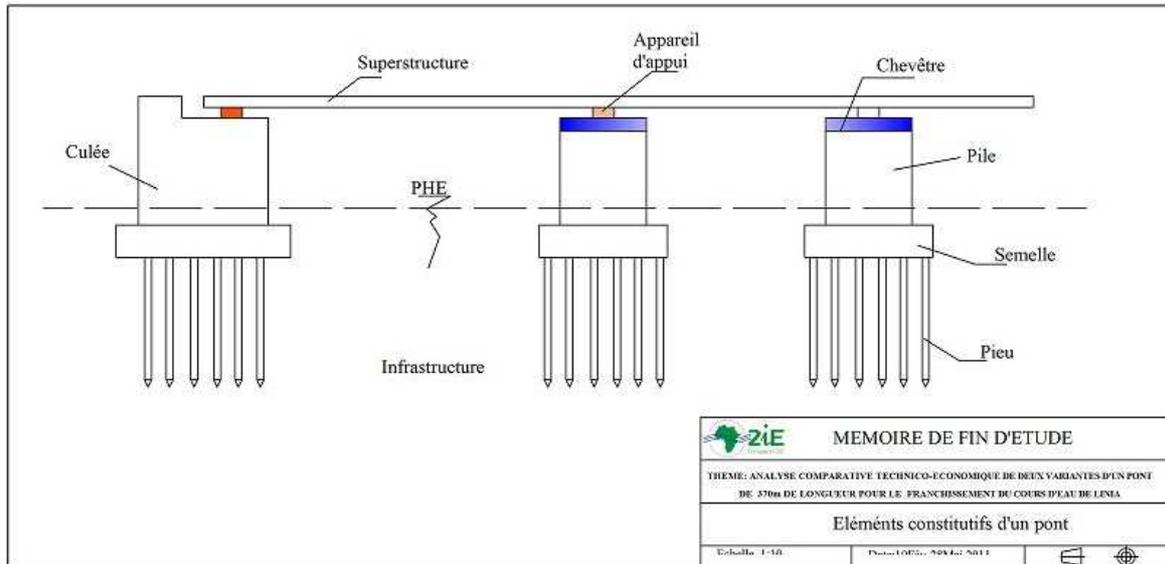


Figure 3: Eléments constitutifs d'un pont

III.2.2. La superstructure

La superstructure est constituée par 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....).

III.2.3. 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.

III.2.4. 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. 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 participe à la bonne tenue de l'ouvrage.

CHAPITRE IV. PRESENTATION DU PROJET ET DES VARIANTES

IV.1. Présentation du projet

Le présent projet concerne l'étude pour la construction d'un pont pour le franchissement du cours d'eau de LINIA. Le Bahar LINIA est un affluent du fleuve Chari et se trouve à 33,500 km de la ville de N'Djamena. Il s'agit de concevoir un pont à poutres sous chaussée ayant les caractéristiques géométriques suivantes :

Les caractéristiques imposées dans les TDR seront respectées à savoir :

- ✚ Deux voies de circulation de 3,5 m avec une sur largeur de 0,50 m de part et d'autre ;
- ✚ Deux trottoirs de 1,00 m chacun ;
- ✚ Espacement des entretoises 2,50 m ;
- ✚ Longueur total de l'ouvrage 370 m.

La figure 4 ci-dessous montre la coupe transversale de l'ouvrage projeté :

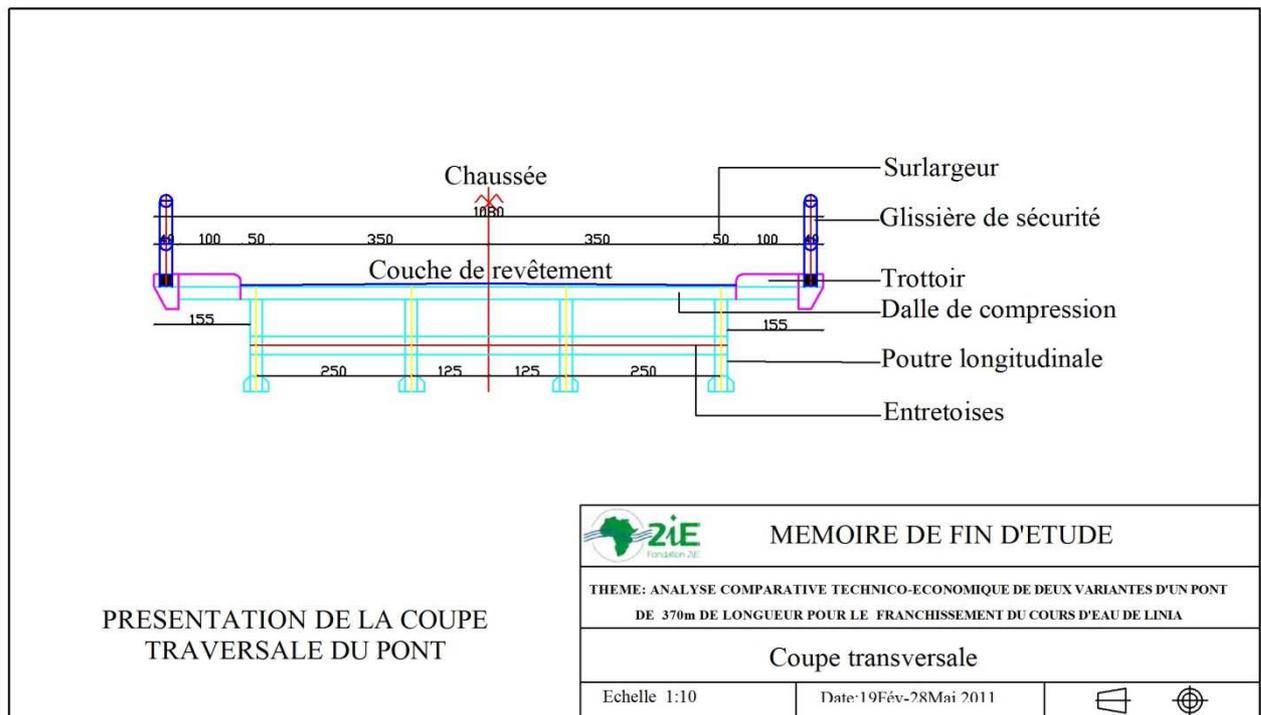


Figure 4: Coupe transversale de l'ouvrage projeté

IV.2. Présentation des variantes

Dans le cadre de ce projet, le recours au pont métallique (en acier) a été écarté dès le départ à cause de son coût relativement élevé et au risque de corrosion de l'acier (sous l'humidité) et à

sa déformabilité sous l'effet de variation de la température (dilatation au chaud et raccourcissement au froid). C'est pourquoi seront étudiés deux types de variantes dont l'une est un pont en béton armé et l'autre un pont en béton précontraint.

IV.2.1. Présentation variante n°1

La variante n°1 est un pont en béton armé de 370 m de longueur. Le béton armé (BA) est un matériau dans lequel le béton travaille en compression et l'acier en traction. Il se distingue du pont métallique par le fait qu'il est moins sensible aux effets dynamiques et ne se corrode pas facilement. Le béton armé est utilisé pour franchir des portées de l'ordre de 15 à 30 m, la portée économique se situe à environ 25 m (règles BAEL91, modifiée 99). C'est pourquoi, il sera retenu pour ce projet 13 travées de 25 m et 2 travées de 22,5 m à chaque extrémité. Il sera constitué donc de 15 poutres en béton armé sous chaussée avec travées isostatiques solidarisées transversalement par le hourdis et les entretoises.

Le tablier sera constitué de deux voies circulables de 3,50 m chacune ayant une surlargeur de 0,50 m de part et d'autre avec deux trottoirs de 1,00 m de part et d'autre et des glissières de sécurité ; le tout reposant sur des poutres à section rectangulaire avec un talon en glacis.

La figure 5 suivante présente une esquisse du profil en long de cette variante.

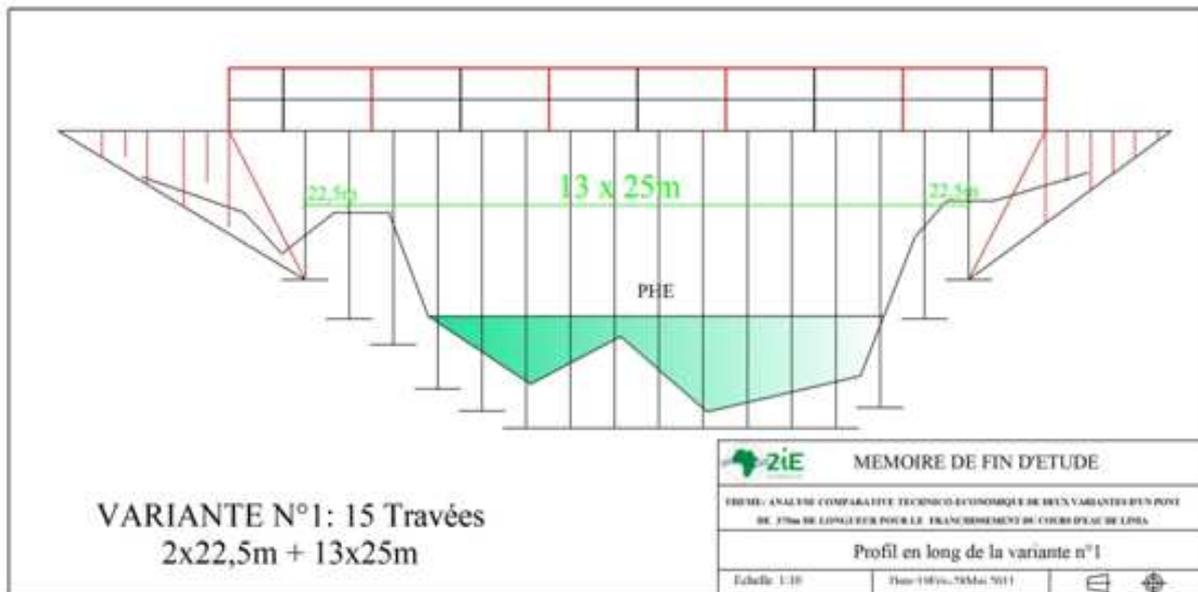


Figure 5: Présentation de la variante n°1

IV.2.2. Présentation variante n°2

La variante n°2 est un pont en béton précontraint (BP). La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans le matériau (béton), avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles des charges qui le sollicitent. Le béton est ainsi rendu capable de résister aux deux types de sollicitations (traction et compression).

Il permet la réalisation des ouvrages sur de grandes portées de l'ordre de 30 à 50 m, la portée économique se situe à environ 40 m (règlement BPEL 91). Ainsi, nous retenons pour ce projet 8 travées de 40 m et 2 travées de 25 m.

Il existe deux procédés de précontrainte: la précontrainte par pré tension (portée variant de 20 à 40 m) et la précontrainte par post tension (portée variant de 30 à 50 m). Dans le présent projet, la précontrainte par post tension sera étudiée à cause de l'avantage qu'elle fournit par rapport à l'utilisation du béton sur de grandes portées.

Les poutres en béton précontraint sous chaussée sont solidarisiées par le hourdis et les entretoises. Le tablier supporte une chaussée à deux voies de circulation de 3,5 m chacune ayant une surlargeur de 0,50 m de part et d'autre et deux trottoirs de 1,00 m chacun.

La figure 6 suivante présente une esquisse du profil en long de cette variante :

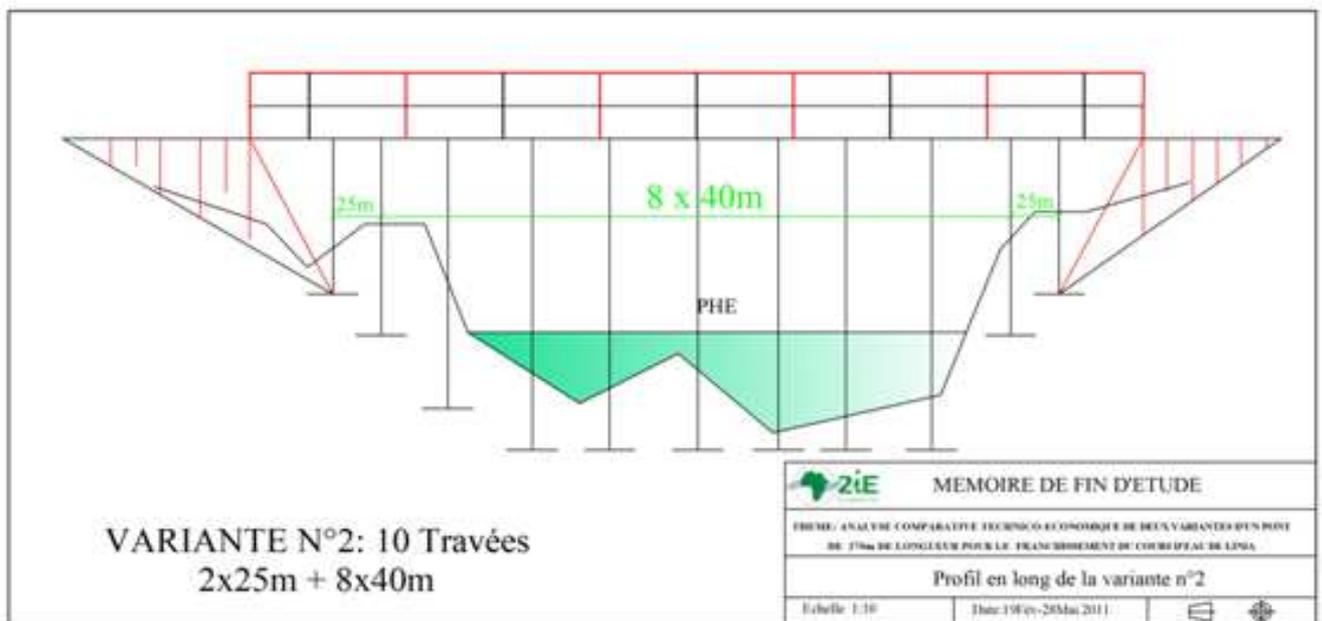


Figure 6: Présentation de la variante n°2

CHAPITRE V. ANALYSE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES

V.1. Pré-dimensionnement des variantes

V.1.1. Pré-dimensionnement de la variante n°1 : Pont en béton armé

Normes et règlements

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. Les calculs seront établis selon les prescriptions des principaux documents ci-dessous :

- ✚ Méthode des abaques du Guide de dimensionnement de chaussées dans les pays tropicaux du CEBTP ;
- ✚ Démarche rationnelle du LCPC-SETRA à travers le document de référence qu'est le Guide technique - conception et dimensionnement des structures de chaussées, LCPC-SETRA 1994.
- ✚ Règles BAEL 91, modifiée 99 ;
- ✚ Règles BPEL 91 ;
- ✚ 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 ;

1) Poutres

a) Hauteur

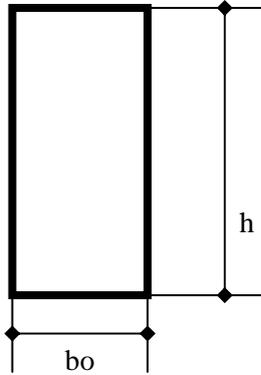
L'élancement des poutres dépend essentiellement de leur portée et des contraintes admissibles du béton qui les constitue. Pour un béton dosé à 400 kg/m^3 avec une résistance $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ (Art A.2.1, 12 BAEL 91 révisé 99), l'élancement de la poutre est défini comme suit:

$\frac{L}{17} \leq Hp \leq \frac{L}{16}$; Hp désigne la hauteur totale de la poutre sans le hourdis et L désigne la portée.

- ✓ Pour une portée de 22,5 m, la formule s'écrit : $1,32 \leq Hp \leq 1,41$. Prendre comme hauteur de poutre $Hp = 1,40$ mètres.

- ✓ Pour une portée de 25 m, la formule s'écrit : $1,47 \leq H_p \leq 1,56$. Prendre donc comme hauteur de poutre $H_p = 1,50$ m pour minimiser la quantité d'acier.

b) Épaisseur de l'âme



$$b_o = \frac{H_t \times \ell \times L \times A(L) \times 0,5}{\tau_{su} \times h}$$

$A(L)$ = surcharge

L = portée

H_t = hauteur poutre + Hourdis

h = hauteur de la poutre

τ_{su} = contrainte de cisaillement du béton

ℓ = écartement entre axe des poutres

- ✓ Pour une portée de 22,5 m, l'on obtient :

$$b_o \geq \frac{1,60 \times 3 \times 22,5 \times 1,335 \times 10^{-2} \times 0,50}{3 \times 1,40} \Rightarrow b_o \geq 17,2 \text{ cm , la valeur minimale à prendre}$$

en compte est $b_o = 30$ cm pour tenir compte de la densité du ferrailage.

- ✓ Pour une portée de 25 m, l'on obtient :

$$b_o \geq \frac{1,70 \times 3 \times 25 \times 1,335 \times 10^{-2} \times 0,50}{3 \times 1,50} \Rightarrow b_o \geq 18,9 \text{ cm La valeur minimale à prendre en}$$

compte est de 30 cm pour tenir compte de la densité de leur ferrailage.

c) Détermination du nombre de poutres

Le nombre de poutres est défini en fonction de la largeur totale du pont comme l'indique le tableau suivant.

Largeur du pont	< 6,00 m	6,00 à 9,00	9,00 à 11,00	11,00 à 14 m
Nombre de poutres	2	3	4	5

Tableau 1: Détermination du nombre de poutres

La largeur du pont comprend la largeur de la chaussée et la largeur des deux trottoirs. Dans notre étude le nombre de poutres est égal à quatre (4) car la largeur totale du pont est de 10,80 m donc comprise entre 9 et 11 m.

2) Hourdis

L'épaisseur du hourdis dépend essentiellement de l'écartement entre les poutres. En général, l'écartement entre est compris entre 2,50 et 3,50 m. Pour ce projet, il est pris un écartement de 3 m entre axe des poutres. Ainsi Pour un écartement $Le = 3$ m, l'épaisseur minimale est donnée par la relation $H_0 = Le/12$ soit $H_0 = 25$ cm.

Pour une portée de 22,5 m				Pour une portée de 25 m				
Éléments	Dimensions			Éléments	Dimensions			
Poutre	Hauteur poutre H_p	h	$= 1,40$ m	Poutre	Hauteur poutre H_p	h	$= 1,50$ m	
	Épaisseur âme	b	$= 30$ cm		Épaisseur talon	Épaisseur âme	b	$= 30$ cm
	Épaisseur talon	b_0	$= 40$ cm			Épaisseur talon	b_0	$= 40$ cm
Entretoise	Hauteur	H_e	$= 60$ cm	Entretoise	Hauteur	H_e	$= 60$ cm	
	Largeur	Le	$= 3$ m		Épaisseur	Largeur	Le	$= 3$ m
	Épaisseur	E	$= 20$ cm			Épaisseur	E	$= 20$ cm
Hourdis	$H_0 = Le/12$	H_0	$= 25$ cm	Hourdis	$H_0 = Le/12$	H_0	$= 25$ cm	

Tableau 2: Récapitulatif des sections de la variante 1

V.1.2. Pré-dimensionnement de la variante n°2: Pont en béton précontraint

1) Poutre

a) Hauteur

L'élancement de la poutre est défini par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq H_p \leq \frac{L}{22}$

✓ Pour une portée de 25 m, la formule s'écrit : $0,83 \leq H_p \leq 1,14$. Prendre comme hauteur de poutre $H_p = 1,10$ mètres.

✓ Pour une portée de 40 m, la formule s'écrit : $1,33 \leq H_p \leq 1,81$. Prendre comme hauteur de poutre $H_p = 1,40$ m pour minimiser la quantité d'acier.

b) Nombre des poutres :

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante :

$$N = \frac{La}{d} + 1 \quad \text{Avec } La : \text{l'entraxe entre les poutres d'extrémité égale à } 7,50 \text{ m pour}$$

notre étude et d : l'entraxe entre deux poutres $1,50 \leq d \leq 2,50$; On prend $d = 2,50$ m.

Prendre donc pour notre étude $N = 4$ poutres

2) La largeur de la table de compression b : $0,6 H_p \leq b$

✓ Pour la poutre de 25 m, $H_p = 1,40$ m donc $0,84 \leq b$, on prend $b = 1,40$ m

✓ Pour la poutre de 40 m, $H_p = 1,90$ m donc $1,14 \leq b$, on prend $b = 1,40$ m

3) Epaisseur de la table de compression :

$12 \leq e_c \leq 15$ On prend $e_c = 12$ cm

4) La largeur de talon L_t : $50 \leq L_t \leq 80$ cm on prend $L_t = 60$ cm

Epaisseur de talon : $e_t > 15$ cm ; Prendre $e_t = 20$ cm

5) Epaisseur de l'âme en travée b_o : $18 \leq b_o \leq 25$, On prend $b_o = 20$ cm

6) Epaisseur de l'âme à l'about b_o : $b_o = 60$ cm

7) Les Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armateurs d'acier et les câbles de précontrainte ($45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$)

✓ Goussets de la table de compression :

$$\tan \alpha = |2 h g. / (h t - b_o)| \leq 3/2$$

En travée : on a $e_1 = 6$ cm

A l'about: on a $e_2 = 4$ cm

✓ Goussets du talon :

$$\alpha = 45^\circ$$

En travée : $e_3 = 21$ cm

8) Hourdis

En général l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30 m. Elle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande.

Pour ce projet, l'espacement entre axes des poutres est 2,50 m, l'épaisseur minimale à prévoir est $H_0 = Le/12$ soit $H_0 = 0,22$ m.

Pour une portée de 25 m				Pour une portée de 40 m			
Éléments	Dimensions			Éléments	Dimensions		
Poutre	Hauteur			Hauteur			
	poutre	h	= 1,10 m	poutre	h	= 1,40 m	
	Épaisseur âme	b	= 20 cm	Épaisseur âme	b	= 20 cm	
	Épaisseur talon	b_0	= 20 cm	Épaisseur talon	b_0	= 20 cm	
Entretoise	Hauteur	HE	= 60 cm	Hauteur	HE	= 60 cm	
	Largeur	L	= 2,50 m	Largeur	L	= 2,50 m	
	Épaisseur	E	= 20 cm	Épaisseur	E	= 20 cm	
Hourdis	$H_0=Le/12$	$H_0=$	22 cm	Hourdis	$H_0=Le/12$	$H_0=$	22 cm

Tableau 3: Récapitulatif des sections de la variante 2

V.2. Analyse qualitative et quantitative des deux variantes

L'objectif est de déterminer du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire au mieux les exigences imposées par le projet et les contraintes existantes. Pour cela il est important de connaître les avantages et inconvénients de chaque type de variante pour pouvoir envisager une solution sur le plan technique et économique qui fera ensuite l'objet d'une étude approfondie en vue de fournir les notes de calcul, les plans d'exécution et établir un devis estimatif et quantitatif.

V.2.1. Avantages et inconvénients

❖ Variante n°1 : le béton armé

Cette variante est caractérisée par des portées intermédiaires de 25 m et 22,5 m aux extrémités pour chaque travée et présente l'avantage de comporter des éléments préfabriqués ce qui permet de réduire le nombre d'échafaudages et d'augmenter le rendement des ouvriers. Cependant il devient très coûteux pour les portées qui dépassent 25 m (30 m au maximum).

Donc, même avec l'utilisation possible de la préfabrication qui peut rendre la réalisation plus rapide, cette variante s'avère coûteuse compte tenu du nombre d'appuis qu'elle nécessite (16 appuis), et qui est relativement plus grand par rapport à une utilisation du béton précontraint (11 appuis). De plus, on sait qu'en béton armé, une grosse partie du béton constituant les poutres ne participe pas à l'encaissement de charges mais au contraire, elle ne fait qu'augmenter les charges permanentes surtout pour des portées importantes.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">- Réduction de consommation d'échafaudage- Possibilité d'utiliser des éléments préfabriqués- Bonne résistance à la compression- Fabrication facile et entretien moindre- Coffrage simple avec possibilité de réemploi	<ul style="list-style-type: none">- Portée limitée au maximum à 30m- Structure continue rigide au tassement différentiel- Coût élevé en raison du nombre d'appui- Risque de fissuration élevé- Consomme plus d'acier à l'exécution

Tableau 4: Avantages et inconvénients de la variante 1

❖ Variante n°2 : le béton précontraint

Pour cette variante le domaine d'emploi des poutres préfabriquées s'étend de 25 à 50 m. Les portées économiques retenues pour cette études sont de 40 m pour les poutres intermédiaires et 25 m aux extrémités. Ce type de tablier est le plus utilisé dans le domaine des ouvrages d'art. Il présente les avantages suivants:

- ✚ Le béton peut être tendu mais dans la limite de la non-fissuration. Il y a donc économie d'armatures passives importante, notamment dans le cas de situations préjudiciables et très préjudiciables. Les pièces sont plus fines que celles en BA.
- ✚ La réduction du temps de construction grâce à la possibilité de la préfabrication des poutres simultanément à la réalisation des fondations et des appuis de l'ouvrage.
- ✚ Une faible sensibilité aux tassements d'appuis.

Cependant, ce processus peut avoir des inconvénients à savoir :

- ✚ Présence des joints de dilatation de chaussée.
- ✚ Au delà de 50 m, l'augmentation rapide du poids des poutres exige des moyens de manutention et de pose exceptionnels qui rendent leur mise en place coûteuse.

- ✚ Nécessite d'un matériel de mise en place des poutres très sophistiqué qui peut être utilisé de façon économique pour un nombre suffisant de poutres (minimum 12)
- ✚ Nécessite une technique de mise en œuvre très élevée (entreprise spécialisée).

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">- Portée variant de 30 à 50 m- Bonne résistance à la compression et à la traction- Réduction de nombre d'appuis- Possibilité d'utiliser des éléments préfabriqués- Limitation de déformation sous chargement extérieur- Excellente résistance à la fissuration	<ul style="list-style-type: none">- Nécessite une technique élevée- Utilisation de matériels sophistiqués- Main d'œuvre qualifiée- Fabrication du béton résistant avant 28j- Pose des gaines pour la mise en tension des câbles- Obligation d'attendre la mise en tension avant de pouvoir décoffrer

Tableau 5: Avantages et inconvénients de la variante 2

V.2.2. Analyse technico-économique

Du côté économique, les 15 travées à réaliser en béton armé présentent un total de 16 appuis, ce qui dépasse largement le nombre prévu à 11 appuis pour le béton précontraint. Ce qui signifie qu'avec le BP, le nombre d'appareils d'appuis est réduit à 11 au lieu de 16 en BA. De plus les portées adoptées (2 x 25 et 8 x 40.00) s'inscrivent effectivement dans la plage des portées les plus économiques pour l'utilisation de la préfabrication de la précontrainte.

Une évaluation élémentaire des quantités du béton des éléments porteurs de chaque variante permettra de faire une estimation du coût en vue de retenir la variante la plus adaptée du point de vue économique de l'ouvrage de franchissement.

La quantité d'acier est fonction de la quantité du béton consommée dans chaque élément porteur. Cette quantité est d'autant plus grande que la quantité du béton est plus grande. Ainsi le coût du projet évolue quand la quantité du béton est grande.

Le graphe de la figure 7 ci-dessous présente pour chaque variante la quantité du béton pour les différents éléments porteurs.

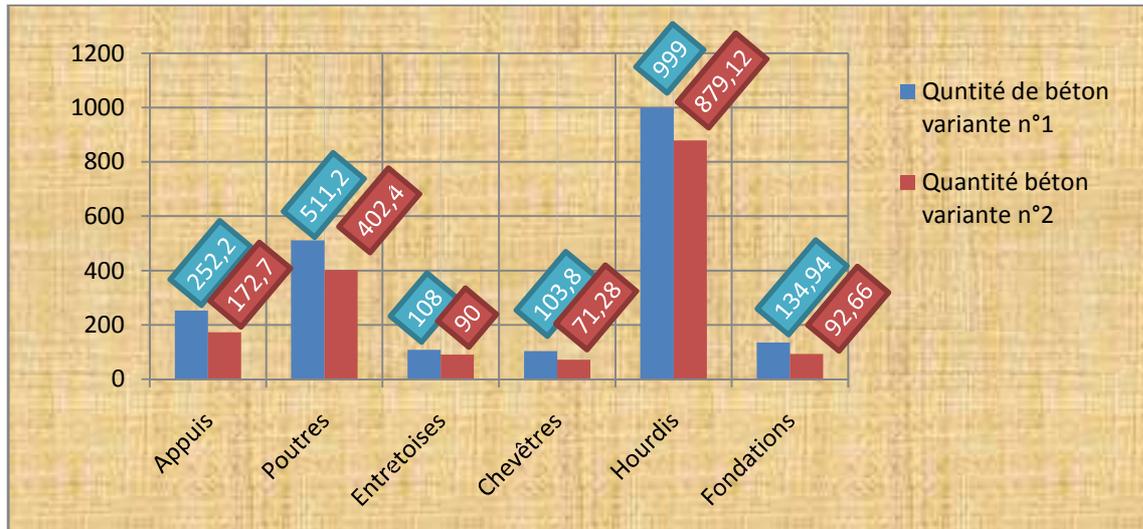


Figure 7: Quantité du béton en m³ d'éléments porteurs pour chaque variante

La différence de volume du béton des appuis de la variante n°1 par rapport à celui de la variante n°2 est de 79,5 m³ soit 31,2%. La multiplication du nombre d'appuis de la variante n°1 pourrait expliquer cela. Au niveau des poutres cette variation est de 21,3%. Cependant la différence se sent aussi au niveau des hourdis car l'épaisseur du hourdis de la variante n°1 est de 25 cm tandis que celle du hourdis de la variante n°2 est de 22 cm.

Une évaluation financière élémentaire est nécessaire pour tirer la conclusion et proposer une solution économique (voir figure 8).

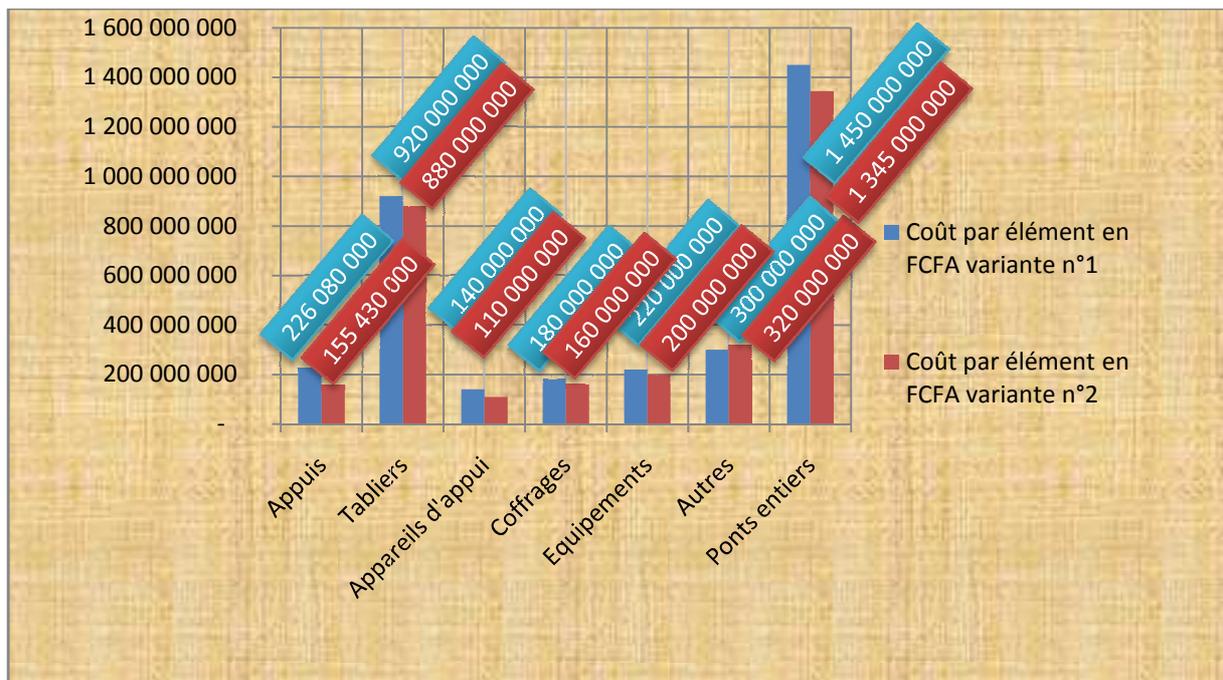


Figure 8: Coûts élémentaires de chaque variante

La différence de prix se sent aussi au niveau de tous les éléments, mais elle est plus élevée au niveau des appuis 70 650 000 F soit 31,2%. Le coût du pont entier est 1 450 000 000FCFA pour le béton armé et 1 345 000 000FCA pour le béton précontraint soit une différence de 105 000 000FCA qui représente environ 7,8% du coût de l'ouvrage.

V.2.3. Analyse qualitative des variantes

Pour cette analyse, quatre critères de comparaison sont très importants à savoir :

- ✓ l'économie (coût du projet);
- ✓ l'entretien (maintenance du pont);
- ✓ l'esthétique (qualité architecturale);
- ✓ l'exécution (technologie de mise en œuvre).

Le choix de l'ouvrage va porter exclusivement sur le fait qu'il soit favorable aux quatre critères de qualifications ci-dessus cités.

Critères de qualifications	Ponts à poutres en béton armé	Pont à poutres en béton précontraint
Economie	-	+
Entretien	+	+
Esthétique	+	+
Exécution	+	+

+ : Favorable

- : Peu favorable

Tableau 6: Analyse qualitative des variantes

V.3. Proposition de solution et justification du choix

V.3.1. Proposition de solution

D'après l'étude précédente, la structure à poutres en béton précontraint s'avère comme la mieux adaptée pour cet ouvrage, car on constate que les inconvénients accompagnant cette solution sont d'importance infime. L'analyse des deux variantes effectuée a démontré que cette variante n°2, c'est-à-dire le pont à poutre en béton précontraint est la plus adaptée du point de vue technique et économique. Les pièces sont plus fines et la quantité de matériaux est moins importante que la solution en béton armé. De par la légèreté de l'ouvrage, il

s'intègre facilement à son environnement par son aspect esthétique. C'est aussi une solution qui n'encombre pas le lit du cours d'eau par le nombre réduit des appuis, il permet de réaliser des poutres sur de grandes portées (portée de 40 m). Ce qui influence directement sur la réalisation des fondations et la pose du nombre d'appareils d'appuis. De part les avantages et inconvénients cités plus haut, cette variante s'avère moins coûteuse. L'estimation des coûts élémentaires des variantes montre que cette variante coûte environ 1 345 000 000FCFA contre 1 450 000 000FCFA de la variante n°1. La différence est de 105 000 000FCFA soit 7,8% du coût de la variante retenu.

De plus l'analyse qualitative a montré que cette variante est favorable pour tous les critères de comparaison (voir tableau 6) contrairement à la variante en béton armé qui ne satisfait pas le critère d'économie.

V.3.2. Justification du choix

En général, lorsque les fondations sont faciles à exécuter, notamment quand on se retrouve en site terrestre où l'on peut accéder facilement, il y a avantage à choisir des portées petites ou moyennes. Inversement, lorsque les fondations sont difficiles à exécuter spécialement quand on se trouve en site aquatique (comme c'est le cas pour notre projet), il faut fonder à grande profondeur, il y a intérêt à réduire le nombre des appuis et donc augmenter les portées. D'où le choix de la variante du pont à poutres en béton précontraint car il permet de franchir des portées plus grandes que celui en BA et ainsi il n'encombre pas le lit du fleuve.

De plus, on sait qu'en béton armé, une grosse partie du béton constituant les poutres ne participe pas à l'encaissement de charges mais au contraire, elle ne fait qu'augmenter les charges permanentes, ce qui représente un massif avec des risques de tassements.

CHAPITRE VI. ETUDE CONCEPTUELLE ET DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL

La démarche conceptuelle d'un projet de pont requiert toute l'attention de l'ingénieur projeteur tout en assurant la permanence du trafic aussi bien sur l'axe de la route considérée que sur le cours d'eau franchi. L'objectif de cette démarche étant bien sûr l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement vis-à-vis de l'ensemble des données de bases du projet. Pour aboutir au meilleur choix, il faut intégrer un certain nombre de contraintes de qualité architecturale et paysagère et épilucher l'ensemble d'éventails de solutions possibles avec leurs différents limites et critères : coût, entretien, exécution et esthétique.

VI.1. Les données de base de l'étude

VI.1.1. Considérations générales

L'étude d'un pont doit prendre en considération les exigences suivantes :

- ✓ Les données naturelles qui regroupent les données géotechniques et topographiques ainsi que les considérations hydraulique, hydrologique et climatique du site ;
- ✓ Les données fonctionnelles qui regroupent le tracé en plan, le profil en long et en travers de la voie portée par l'ouvrage ainsi que les caractéristiques géométriques de l'obstacle franchi ;
- ✓ Les données esthétiques qui vont intégrer l'ouvrage dans l'environnement où il est implanté.
- ✓ Les charges pour lesquelles l'ouvrage sera calculé.

VI.1.2. Les données naturelles

2.1. Données géotechniques

Le choix du type de fondation est fonction de la nature de sol en place. Les travaux de reconnaissance géotechnique menés par le laboratoire de travaux publics (LBTP-TCHAD) comportent deux sondages carottés notés S1 et S2.

Les résultats ont montré l'existence d'un substratum rocheux à des profondeurs variant de 10 m à 15 m.

La coupe géologique du terrain montre une structure irrégulière (voir figure 9).

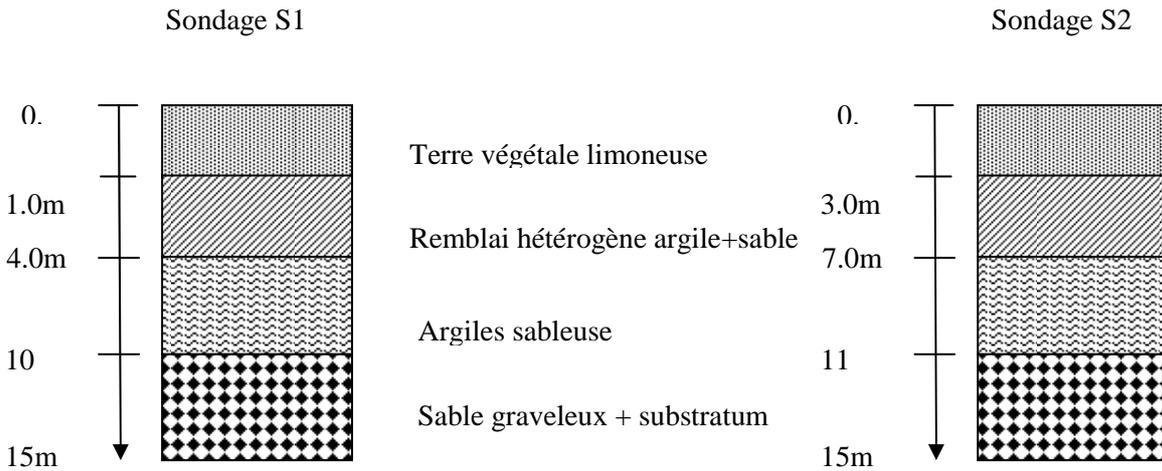


Figure 9: Coupe géologique du terrain

Sondages	Profondeur (m)	Nature de sol	densité apparente	ANALYSE GRANULOMETRIQUE					oedomètre		Limites d'Atterberg	
				100% passant	%d'inférieur à				cra	cc	WL	IP
				à:	5mm	2mm	0,4mm	0,08mm				
S1	4.1-10.0	Argile sableuse	18.7	5mm	100	99.7	94.7	43.7	1.0	0.02	28	12
S2	7.0- 11.3	Argile sableuse	18.1	5mm	100	99.8	94.2	60.4	1.05	0.02	36	18

Tableau 7: Résultat des essais géotechniques

Le tableau 7 montre que le pourcentage d'argile est de 43% pour le sondage S1 et 60,4% pour le sondage S2. Ainsi la nature du sol en place est de faible portance avec risque d'érosion. Dans ce cas, une fondation superficielle n'est pas conseillée. La mauvaise qualité de sol en place nécessite l'utilisation des pieux forés pour les fondations des piles et culées. La prospection a aussi montré que la roche est située à environ 15 m de profondeur. Ainsi les pieux seront ancrés dans la couche résistante (substratum rocheux). Des dispositions seront prises pour éviter les tassements importants dans les zones de remblai (colonnes ballastées).

2.2.Données topographiques et implantation

La connaissance de la topographie du terrain permet d'estimer les mouvements des terres au niveau des culées et de choisir l'emplacement du chantier et de ses accès. L'implantation de l'ouvrage en dépend fortement. La vallée au droit du franchissement est caractérisée par une brèche relativement large d'environ 370 m encadrée par deux terrasses culminant

respectivement à la cote de 299,377 m vers Dourbali et 299,547 m vers Ndjama. Les coordonnées planimétriques des points de rattachement $X_0 = 528121,142$ m et $Y_0 = 1323848,479$ m à l'entrée du pont. Le point de contrôle des opérations d'implantation a pour coordonnées $X = 528121,142$ m et $Y = 1323823,479$ m pris sur l'axe du pont.

2.3.Considérations hydrologique, hydraulique et climatique

L'étude hydrologique consiste à déterminer les caractéristiques hydrologiques (caractéristiques de la section d'écoulement, le débit de dimensionnement, la hauteur des plus hautes eaux) sur le bief et la section d'implantation de l'ouvrage. En début de la saison des pluies et particulièrement au mois d'août, le sens d'écoulement des eaux du Linia est vers le Chari. En ce moment les vitesses sont notables car l'écoulement s'effectue suivant la pente du cours d'eau. Quand le Chari approche des hauteurs d'eaux maximales, il se déverse dans le Linia ce qui inverse le sens de l'écoulement. Les eaux qui transitent ainsi par le Linia vont jusqu'au lac-Tchad. Les vitesses sont moins importantes car l'écoulement se fait en contre pente.

VI.1.3.Les données fonctionnelles

3.1.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage est constitué d'un tablier avec quatre poutres longitudinales en béton précontraint. L'ouvrage comporte dix (10) travées isostatiques dont 2 x 25 m et 8 x 40 m. L'entraxe des poutres est de 2,50 m. Elles sont reliées par des entretoises espacées de 5 m.

- ✓ 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 1,25% 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 coté.
- ✓ La coupe transversale comporte deux voies de circulation de 3,5 m de largeur et une surlargeur de 0,50 m de part et d'autre, une bordure T2 séparant la chaussée du trottoir large de 1 m.
- ✓ L'ouvrage a une longueur totale de 370 m et une largeur totale de 10,80 m.

3.2.Considérations esthétiques et paysagères

Une touche particulière d'architecture donne au pont un aspect esthétique qui va associer l'ouvrage à l'environnement dont il fait partie. Ainsi l'intervention de l'architecte aux cotés

de l'ingénieur est vivement souhaité surtout pour les ouvrages à grandes portées ou si le pont se trouve en milieu urbain.

3.3.Considérations relatives aux charges

En plus des charges dites poids propres de l'ouvrage et charges permanentes, il faut noter deux 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 contiennent trois cas de charges dont le système A(L), le système B composé de trois sous systèmes (Bc, Bt et Br) et les surcharges du trottoir ;
- ✓ Les charges exceptionnelles 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).

VI.2. Dimensionnement de la variante retenue

VI.2.1. Dimensionnement hydrologique et hydraulique

2.1.1 Etude hydrologique

L'étude hydrologique a pour objectif l'estimation du débit de la crue afin de dimensionner l'ouvrage de franchissement du cours d'eau de Linia. Pour se faire, Il faut avoir les caractéristiques du bassin versant qui est une donnée de l'étude afin de déterminer le débit de la crue du projet.

❖ Caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques du bassin versant sont les suivantes :

- ✓ superficie en km² : 284,268
- ✓ Périmètre en km : 99,617
- ✓ hauteur moyenne des pluies en mm/an : 570
- ✓ pente moyenne en % : 1.48

❖ Période de retour

L'ouvrage sera dimensionné pour une période de retour de 100 ans compte tenu de sa dimension relativement grande et de l'importance du bassin versant.

Les intervalles de confiance ont été calculés pour les points connus dont les résultats sont compris entre 696 et 1130 pour une période de retour de 100 ans et 597 et 828 pour 10 ans.

La note de calcul du dimensionnement hydrologique et hydraulique est reliée en annexe n° 3 du présent document.

❖ Calcul du débit du projet

La fréquence de la crue considérée pour le dimensionnement est la crue centennale. Les résultats sont regroupés dans le tableau 8:

RESULTATS ETUDE HYDROLOGIQUE		
Désignations	Unités	Valeurs
Indice de compacité	m/km	1,66
Indice global de pente	m/km	8,31
Longueur du rectangle équivalent	km	30,77
Coefficient d'abattement A	-	0,95
coefficient de ruissellement décennal Kr_{10}	%	15,29
Temps de base	h	51,40
Débit ruisselé décennal	m^3/s	194,93
Débit de pointe décennal Q_{10}	m^3/s	200,77
Coefficient de majoration C	-	1,98
Débit de crue du projet ORSTOM Q_{100}	m^3/s	397,54
Débit de crue du projet CIEH Q_{100}	m^3/s	271,67

Tableau 8: Résultats Hydrologiques

Le débit retenu pour le dimensionnement est $Q_{100} = 400 m^3/s$

2.1.2 Etude hydraulique

La détermination PHE et du remous s'avère nécessaire pour caler le niveau de l'ouvrage et estimer la cote à donner à l'intrados. Le tableau 9 résume les résultats de l'étude hydraulique :

RESULTATS ETUDE HYDRAULIQUE		
Désignations	Unités	Valeurs
Remous X	m	0,2839
Affouillement H	m	2,89
Tirant d'air	m	1,50
Cote Plus Hautes Eaux PHE	m	298,81
Cote ouvrage (cote de calage)	m	303,81
ligne rouge (cote finie)	m	303,86

Tableau 9: Résultats Hydrauliques

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

Cote des PHE = 298,81m Remous maximal = 0,50 m Tirant d'air = 1,50 m

Hauteur (chevêtre) = 0,80 m Hauteur (tablier) = 2,20 m Revêtement = 0,05 m

On remarque que la ligne de cote finie est au dessus de la cote de calage donc l'ouvrage devra être surélevé pour épouser le niveau de la ligne rouge.

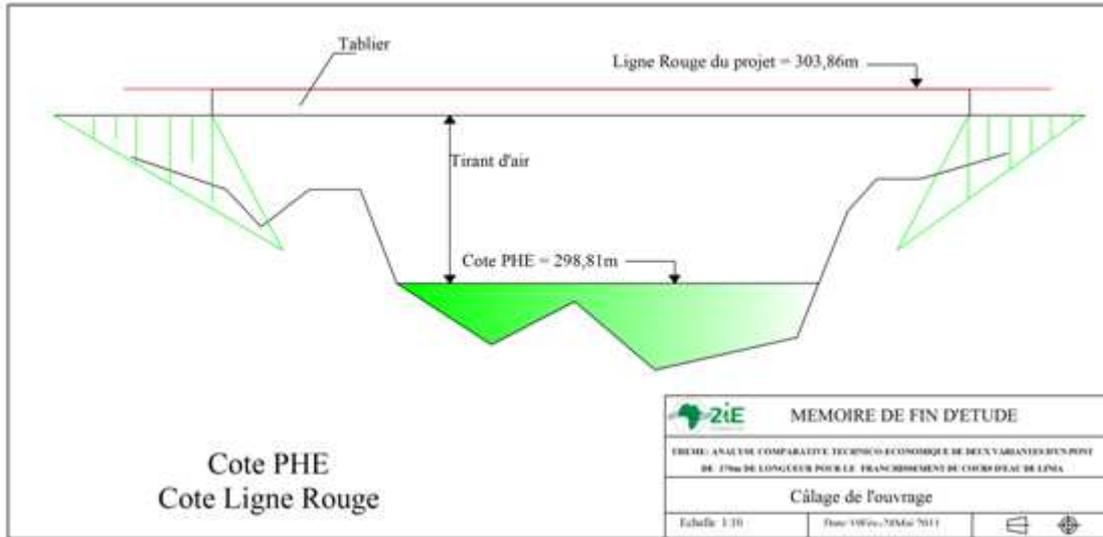


Figure 10: Calage de la ligne rouge de l'ouvrage

VI.2.2. Dimensionnement structural

❖ Hypothèses sur la route d'accès :

- ✚ Charge à l'essieu : 13 tonnes (essieu simple EE13T) ;
- ✚ Durée de vie de la route: 15 ans ;
- ✚ Classe de trafic : T3

❖ Hypothèses sur le pont :

- ✚ Pont de 1 ère classe
- ✚ Largeur roulable : $L_r = 8,00 \text{ m}$
- ✚ Largeur chargeable : $L_c = L_r - 2 \times 0,5 \text{ m} = 7 \text{ m}$
- ✚ Nombre de voies : $n = 2 \text{ voies}$

❖ Schéma statique du pont

Le pont est composé d'un tablier posé sur 11 appuis dont deux culées et neuf piles. La figure 11 suivante présente le schéma statique du pont :

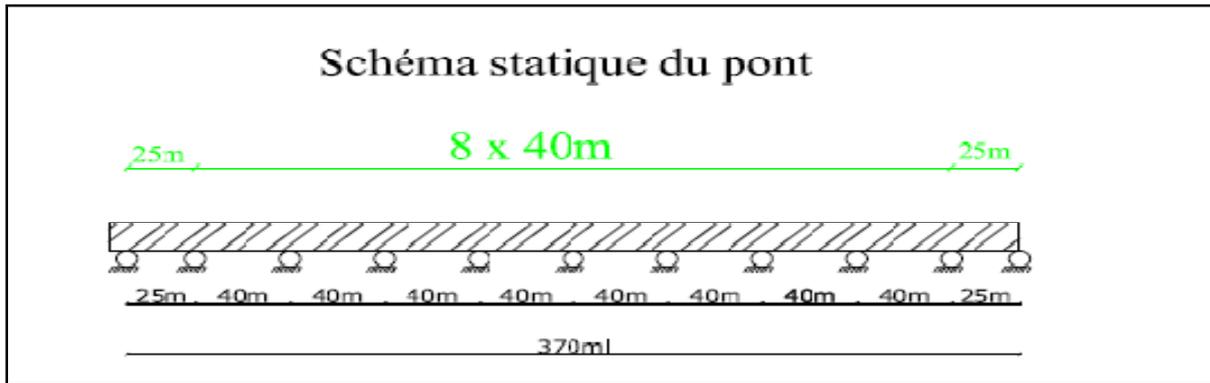


Figure 11: Schéma statique du pont

Le poids propre n'implique qu'une réaction verticale au niveau des appuis. Les efforts dus au poids propre sont représentés par la figure 12 suivante :

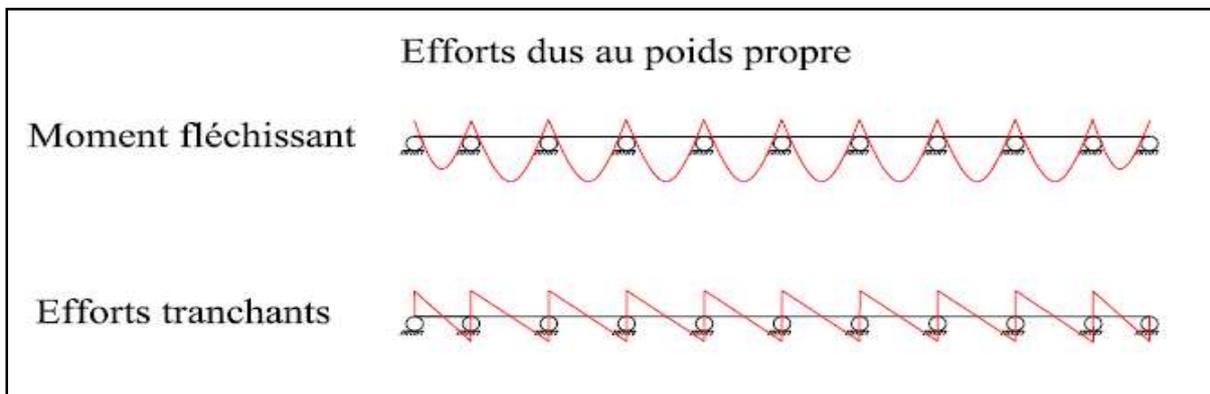


Figure 12: Efforts dus au poids propre

Pour avoir le cas de charges critiques, il faut considérer une seule travée chargée. Le calcul des sollicitations se fera à l'aide des formules usuelles de la RdM (Résistance des Matériaux) sur les poutres isostatiques. Le système statique devient alors une poutre isostatique dont le calcul est simple (voir figure 13).

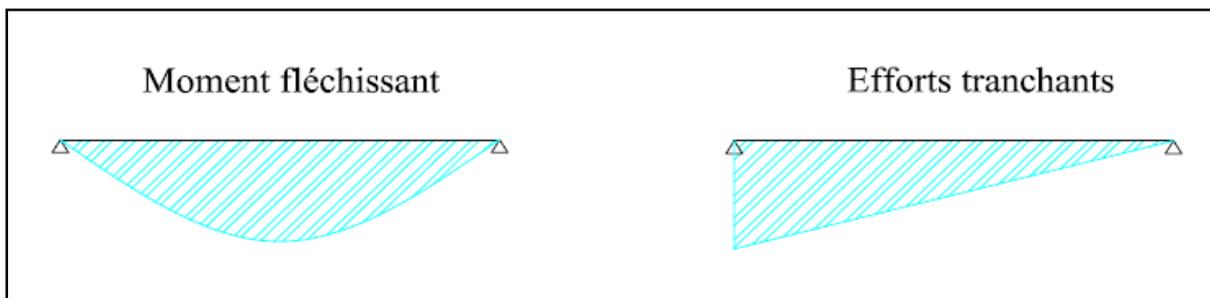


Figure 13: Système isostatique à étudier

❖ Les lignes d'influence

Les sollicitations dues aux charges routières sont obtenues par le tracé des lignes d'influence sur les poutres à diverses sections. Ils sont basés sur le principe des travaux virtuels. Les coordonnées de la ligne d'influence sont en unité de longueur. Les valeurs de sollicitations sont obtenues en multipliant par la charge correspondante.

La figure 14 suivante présente une disposition possible des lignes d'influence :

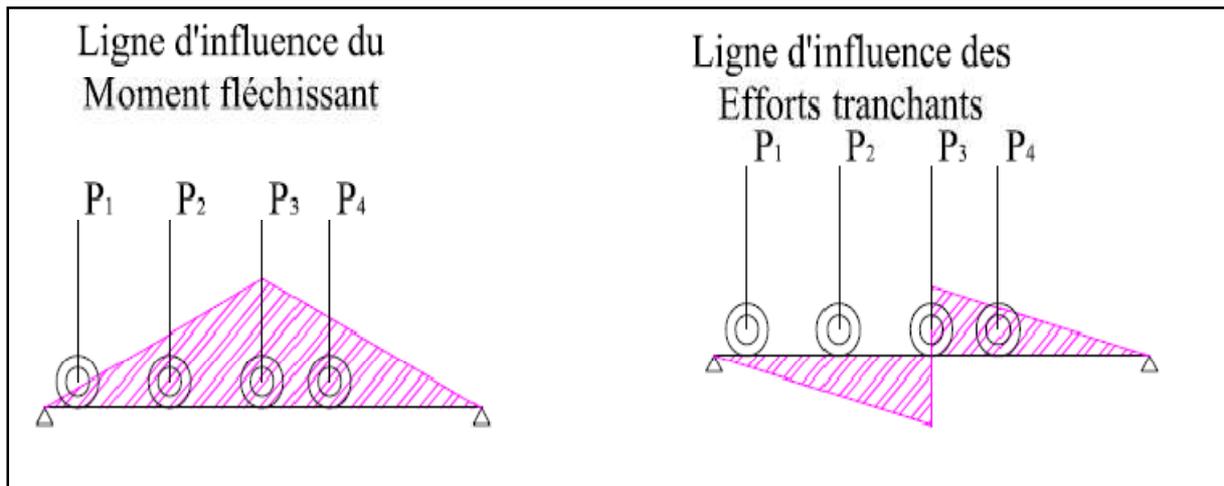


Figure 14: Lignes d'influence

❖ Coefficient de répartition de GUYON MASSONNET

Pour déterminer les efforts dans les poutres, on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges et ceci à travers un coefficient de correction appelé coefficient de répartition transversale (CRT). La méthode utilisée pour la détermination du CRT est la méthode de Guyon-Massonnet. Elle dépend du caractère de la section transversale des éléments à calculer. Les détails de calcul sont établis en annexe 4.

2.2.1 Récapitulatif des charges

Le programme de charges utilisé est le fascicule 61, titre II. Les charges seront placées de manière à produire l'effort le plus défavorable sur les éléments porteurs.

Les différents cas de charges envisagés sont présentés dans le tableau 12 suivant :

Types de charges		Coefficient de majoration		Valeur pour la Travée de 25m en	Valeur pour la Travée de 40m
Permanent		-		179,24 t	263,24 t
A(l)		$a_1= 1$ et $a_2= 0,93$		11,19 kN/m ²	8,58 kN/m ²
		25 m	40 m		
B	Bc	1,15	1,11	1518 kN	1465,2 kN
	Bt	1,10	1,07	704 kN	684,8 kN
	Br	1,07	1,05	107 kN	105 kN
M120	Mc120	1,12	1,10	1232 kN	1210 kN
	Me120	-		-	-
D240		-		2400 kN	2400 kN
E360		-		3600 kN	3600 kN
Effort du vent		-		2 kN/m ²	2 kN/m ²
Pression de l'eau		-		44,99 kN/m ²	44,99 kN/m ²
Garde corps		-		2,5 kN/m	2,5 kN/m
Surcharge du trottoir		-		600 kg/m ²	600 kg/m ²
Effort de freinage		-		30 t	30 t

Tableau 10: Récapitulatif des charges

2.2.2 Récapitulatif des efforts dans les éléments de structure

Après application des charges dans les conditions les plus défavorables, les différentes sollicitations sont présentées dans le tableau 13 ci-dessous :

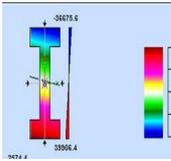
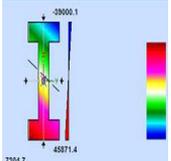
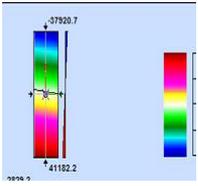
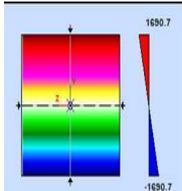
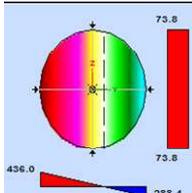
Éléments	Caractéristiques	Efforts tranchants	Moments fléchissants
Poutres	Poutre de 25m L = 25 m Hp = 1,40 m B = 20 cm 	Fx = 646.2 kN Fz = 510.4 kN Fy = 99.5 kN	Mx = 557.7 kN.m My = 4 424.7 kN.m Mz = 74.2 kN.m
	Poutre de 40 m L = 40 m Hp = 1,40 m B = 20 cm 	Fx = 1374.3 kN Fy = 118.3 kN Fz = 318.4 kN	Mx = 399.2 kN.m My = 4 903.7 kN.m Mz = 299.2 kN.m
Entretoises	He = 0,60m b = 20 cm L = 2,50m 	Fx = 65.5 kN Fy = 63.4 kN Fz = 195.7 kN	Mx = 4.8 kN.m My = 474.6 kN.m Mz = 200.0 kN.m
Chevêtre	L = 10,80 m h = 0,80 m b = 1,00m 	Fx = 0.0 kN Fy = -328 kN Fz = -0.0 kN	Mx = 0.0kN.m My = 0.0 kN.m Mz = 1803 kN.m
Pile	Diam = 1,00 m H = 5,00m 	Fx = 57.0 kN Fy = 275 kN Fz = 0.0 kN	Mx = 0.0 kN.m My = 0.0 kN.m Mz = 344 kN.m
Dalle	Panneau de dalle ép=22cm Dim = 2,50 x 25 m ²	Fx = 1131,42 kN Fy = 1791,59 kN Fz = 1432,79 kN	Mx = 66,72 kN.m My = 1126,52 kN.m Mz = 224,94kN.m
Culée	Panneau de voile ép = 80cm hauteur = 5m	Fx = 69,01 kN Fy = 26,59 kN Fz = 31,79 kN	Mx = 458,9kN.m My = 2409,4kN.m Mz = 1808,1 kN.m
Pieux		Tassement = 40,6mm	Charge limite=553,42kN

Tableau 11: Récapitulatif des efforts dans les éléments

Fx: Effort Normal dans la section ; Fy et Fz: Efforts tranchants suivant l'axe Y et Z

Mx: Moment de torsion ; My et Mz: Moments fléchissant suivant Y et Z

2.2.3 Récapitulatif des sections d'armatures

Éléments	Type de sollicitation	Armatures de la section	Disposition des ferrillages
Poutres	Flexion composée	Poutre de 25m 18HA25+12HA12	
		Poutre de 40m 15HA32+4HA25+6HA20	
Entretoises	Flexion simple	4HA12 + 4HA8 en toute section	
Chevêtre	Flexion simple	8x4HA32+8x3HA20	
Pile	Compression simple	AL 7HA25 e = 37cm Cerces HA8 e = 20cm	
Dalle	Flexion composée	HA14 Espacement e=15cm	
Culées, Semelle	Flexion simple	Culée HA25 e= 15 cm semelle HA25 e=15cm	Calculé comme un mur de soutènement.
Pieux	Compression simple	8HA10	Dimensionnés comme des poteaux circulaires

Tableau 12: Récapitulatif des sections d'armatures

2.2.4 Etude de la précontrainte par post-tension :

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour s'appuyer lors de

la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité. On distingue différentes possibilités de post-tension :

- ✓ par câbles ou fils adhérents : cela suppose que le câble puisse glisser dans le béton sans créer des frottements exagérés. Ce procédé peu courant peut utiliser un produit retardateur enduisant les câbles avant le coulage du béton (graisse spéciale, LUBABON.....)
- ✓ par câbles glissants dans des conduits (gaines métalliques, gaines plastique, tubes métalliques).

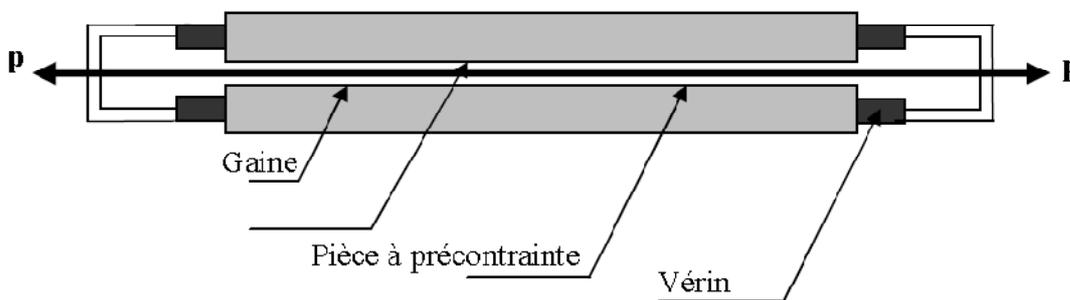
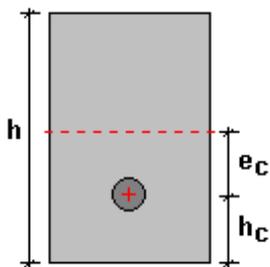


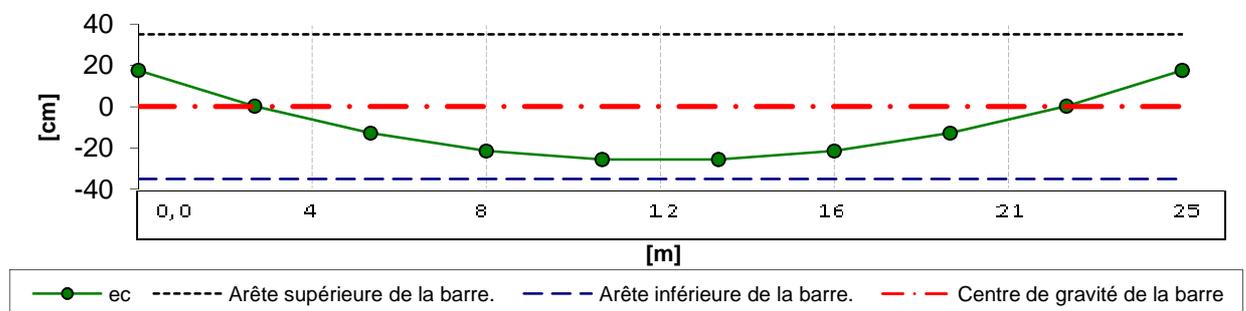
Figure 15: Principe de la précontrainte

Conduit du câble



- e_c Distance entre le câble et le centre de gravité de la section
- h_c Distance entre le câble et les fibres inférieures extrêmes de la section
- h Hauteur de la section

Conduit du câble.



Calcul des pertes

$\Sigma\alpha = 0,258$ [Rad] Somme d'angles pour le conduit de câble entier

$L_p = 25,0$ [m] Longueur du conduit de câble

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot x} \Rightarrow P_o(x) = P_o \cdot e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot x}$$

	X	x	$\alpha =$	P_x	ΔP_x	ΔP_x
	[m]	[m]	[Rad]	[kN]	[kN]	[%]
1	0,0	0,0	0,000	4801,8	0,0	0,0
2	1,3	1,3	0,016	4978,0	22,0	0,4
3	2,7	2,7	0,048	4944,1	55,9	1,1
4	4,0	4,0	0,080	4910,4	89,6	1,8
5	5,3	5,4	0,113	4876,9	123,1	2,5
6	6,7	6,7	0,145	4843,5	156,5	3,1
7	8,0	8,0	0,177	4810,4	189,6	3,8
8	9,3	9,4	0,210	4777,6	222,4	4,4
9	10,7	10,7	0,242	4745,1	254,9	5,1
10	12,0	12,0	0,258	4724,2	275,8	5,5

Tableau 13: Perte de charges

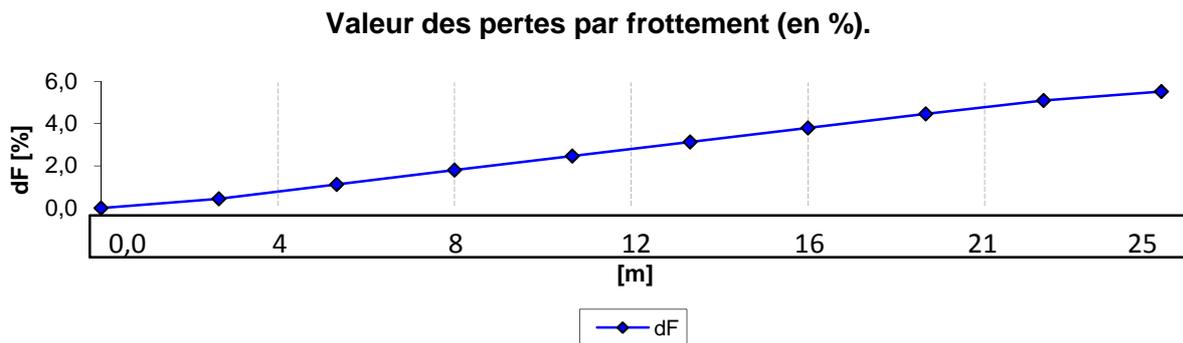


Figure 16: Pertes de précontraintes par frottement

VI.2.3. Les équipements du pont

2.3.1. Dimensionnement des appareils d'appui

Ils sont disposés pour permettre la liaison entre le tablier et ses appuis (pile ou culée). Cette liaison doit assurer deux fonctions :

- ✓ transmettre les charges verticales et horizontales vers les piles ou les culées
- ✓ permettre le libre mouvement du tablier dans les directions choisies que se soient des translations ou des rotations

Il existe plusieurs types d'appareils d'appui mais pour ce projet, il est choisi les appareils en élastomères frettés de type Néoprène de marque A.A.STUP (Procédé de Fressinet) constitué d'une seule frette inférieure d'épaisseur 2 mm et deux frettes extérieures de 1 mm chacune.

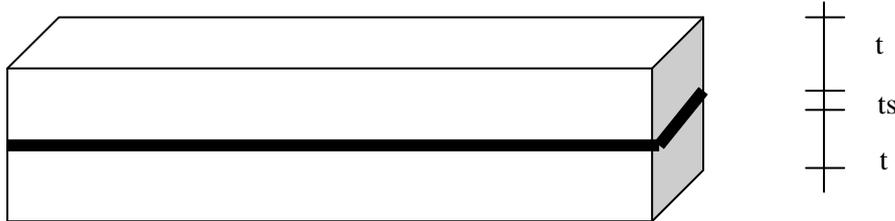


Figure 17: Schéma d'un appareil d'appui

Ils sont constitués par un empilage de feuillets d'élastomères d'épaisseur comprise entre 8 et 20 mm. Ils reprennent les charges verticales, horizontales et les rotations.

t_s = épaisseur de frette (1 mm pour les frettes extérieures et 2 mm pour les frettes inférieures)

t = épaisseur des feuillets ($t=8$; 10 ; 12 ; 20 mm). Le type d'appareil retenue pour ce projet est $60 \times 60 \text{ cm}^2$ avec une épaisseur de 80 mm soit $6t + 2t_s = 6 \times 12 + 4 \times 2 = 80 \text{ mm}$ d'où 6 feuillets de 12mm interposés de 2 mm.

2.3.2. Les glissières de sécurité

Un garde corps (glissière de sécurité) est composé de :

- ✓ La main courante encore appelée lisse qui est généralement lisse comme son nom l'indique (nous avons choisi pour se faire des tubes ronds de 70x2, 5 cm)
- ✓ Une ou plusieurs sous lisses (nous avons choisi pour notre projet une seule sous lisse)
- ✓ Les montants espacés et encastrés dans le tablier (nous avons choisi des IPE 80)

La hauteur H est fonction de la hauteur h du trottoir et elle est donnée par la relation suivante d'après le fascicule 61, titre 2: $H = 0,95 + 0,005h + 0,05$. Le maximum est fixé à 1,20m alors nous fixons la hauteur des glissières de sécurité à 1,20 m.

2.3.3. Les joints de chaussées

Les tabliers des ponts subissent des variations de longueur sous les effets de la température, fluage, retrait et des charges d'exploitation. Pour limiter ces déformations le tablier est coupé

sur sa longueur en plusieurs parties qui peuvent se dilater librement. La jonction entre ces parties est assurée par des joints transversaux qui assurent la continuité du tablier. Le choix du joint est fonction du trafic.

Le tableau 16 suivant résume les intervalles dans lesquels ces choix sont possibles :

Trafic	Type de joint
$PL-MJA \leq 1000 \text{ véh/j}$	Joint léger
$1000 \text{ véh/j} \leq PL-MJA \leq 3000 \text{ véh/j}$	Joint semi lourd
$PL-MJA > 3000 \text{ véh/j}$	Joint lourd

Tableau 14: Choix du joint de chaussée

A l'évolution, le trafic moyen journalier annuel (TMJA) de l'année 2005 (année de référence) est de 348 véhicules/j réparti comme suit :

Véhicules particuliers	Camionnettes	Camions	Ensemble articulé
15	210	77	46

En considérant que le trafic croît de façon exponentielle, le trafic à l'année 2012 sera :

$$TPL_{2012} = TPL_{2005} * (1+i)^n, \text{ avec:}$$

TPL_{2012} = trafic poids lourds de l'année 2012

TPL_{2005} = trafic poids lourds de l'année 2005

i : taux d'accroissement moyen du trafic pris égal à 5% pour les poids lourds

n : la différence entre l'année de mise en service et l'année de l'étude, dans notre cas $n = 7$ ans.

$$D'où \text{ } TPL_{2012} = 348 * (1+0,05)^7 = 489,67 \text{ PL/J}$$

Le choix est orienté pour un joint léger car le PL-MJA est strictement inférieur à 1000 véh/j.

La durée de vie de la route étant de : $n = 15$ ans et le Coefficient d'Agressivité Moyen CAM = 100%

Pour une progression géométrique, le trafic cumulé est donné par la formule :

$$TPL_{2027} = 365 * TPL_{2012} * \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad \text{où :}$$

TPL_{2027} : Trafic cumulé pendant la durée de vie ;

TPL_{2012} : Trafic de l'année de mise en service ;

n : durée de vie de la route.

$$\text{AN: } TPL_{2027} = 365 * 489,671 * \frac{(1+0.05)^{20} - 1}{0.05} = 3856734,42 \text{ PL}$$

$$\text{Trafic équivalent: } NE = 3856734,42 * 1 = 3856734,42 \text{ PL} = 3,86 \cdot 10^6 \text{ PL}$$

Classe de trafic :

Les classes de trafic sont réparties en fonction du nombre de véhicules poids lourds comme présenté dans le tableau suivant :

Nombre de véhicules cumulés	Classe de trafic
$NE < 5 \times 10^5$	T1
$5 \times 10^5 < NE < 1,5 \times 10^6$	T2
$1,5 \times 10^6 < NE < 4 \times 10^6$	T3
$4 \times 10^6 < NE < 1 \times 10^7$	T4
$NE > 1 \times 10^7$	T5

Tableau 15 : Formules d'expression du trafic (Source CEBTP 1984)

Le trafic = $3,86 \times 10^6$ est compris entre $1,5 \times 10^6$ et 4×10^6 . Il donne la **classe T3** selon le guide pratique du CEBTP (1984).

CHAPITRE VII. ESTIMATION DES TRAVAUX ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Dans ce chapitre, il sera abordé l'étude des impacts environnementaux et l'estimation des travaux. Ces impacts sont des modifications qualitatives et fonctionnelles de l'environnement engendrées par un projet ayant un but précis. Ils peuvent être positifs ou négatifs. Cette étude constitue ainsi un instrument de prévention pour la politique de protection de l'environnement. Il sera ensuite proposé des mesures d'atténuation des impacts négatifs sur l'environnement puis un plan de gestion, de surveillance et de suivi environnementaux sera également établi en vue de mieux gérer le projet.

VII.1 Impacts positifs

La phase de réalisation des travaux aura sans doute des impacts positifs sur les activités commerciales locales et la création d'emploi. Durant la phase d'exploitation, de nombreux impacts positifs apparaîtront, dont en particulier:

- ✓ L'amélioration de l'approvisionnement en intrants et la circulation des agents de développement et de santé ;
- ✓ L'accès aux formations sanitaires et scolaires ;
- ✓ L'amélioration des conditions de vie de la population (emploi, achat des biens et services);
- ✓ La retombée économique.

VII.2 Impacts négatifs

Pendant la phase de réalisation des travaux, les principaux impacts négatifs seront dus:

- ✓ à l'aménagement des bases vie et des installations fixes de chantier, potentiellement responsable de destructions, d'érosion et de pollutions des sols, perturbations des eaux superficielles, de pollution induite des eaux souterraines, destructions de végétation et de faune, d'accidents de travail, de transmissions des maladies MST/Sida par échanges entre personnels et populations riveraines ;
- ✓ à l'ouverture ou la reprise des zones d'emprunts et des carrières de matériaux, potentiellement responsable d'érosion et de pollutions des sols, de perturbations des eaux superficielles, de destructions de végétation et d'accidents de travail ;
- ✓ au déroulement des chantiers mobiles (préparation de l'emprise, intervention sur couche de roulement, sur les fossés et drains), potentiellement responsable de nuisances sonores et d'émissions de poussières, de destruction d'habitations et de

biens privés, de destructions d'arbres utilitaires, d'atteinte à l'intégrité et circulation à l'intérieur des agglomérations.

Pendant la phase d'exploitation les principaux impacts négatifs seront dus:

- ✓ à la présence de talus potentiellement responsable d'un accroissement des perturbations des eaux superficielles et d'érosion des sols par ruissellement ;
- ✓ à l'augmentation induite du trafic routier, potentiellement responsable d'un accroissement de la pollution des sols, de la transmission des MST/Sida par augmentation des échanges entre populations en mouvement et riveraine ;
- ✓ à l'augmentation de la vitesse des véhicules, potentiellement responsable d'un accroissement d'accidents de circulation, de blessures et des traumatismes.

VII.3 Mesures d'atténuation

Les mesures proposées pour l'atténuation des impacts négatifs sont réparties en quatre catégories selon leurs natures et leurs opérateurs de mise en œuvre:

- ✓ les démarches de participation publique : informations des populations et consultations publiques à mettre en œuvre par l'emprunteur c'est-à-dire le ministère des infrastructures à travers le Maître d'œuvre ou la direction générale des routes;
- ✓ les « bonnes pratiques environnementales » de l'entreprise : à incorporer dans les dossiers d'appel d'offres et les contrats de marchés des entreprises attributaires sous forme de clauses techniques environnementales ;
- ✓ les mesures techniques de génie civil : qui entraînent des travaux complémentaires à réaliser par l'entreprise et devront par conséquent être ajoutés à ceux prévus par l'appel d'offres initial et chiffrés dans le bordereau des prix ;
- ✓ les mesures d'accompagnement : qui ne relèvent pas des métiers classiques des entreprises de travaux publics telles que les actions de reboisement, les actions de sensibilisation aux maladies MST/Sida, etc.

VII.4 Plan de gestion: surveillance et suivi environnementaux

- ✓ Il incombe au ministère des infrastructures, à travers le Maître d'œuvre de s'assurer que les mesures sont bien exécutées en conformité avec les recommandations de l'évaluation environnementale (surveillance environnementale) et de suivre l'évolution réelle des impacts pour confirmer l'efficacité de ces mesures (suivi des impacts) ;
- ✓ Il est proposé d'attribuer à une ONG l'entière responsabilité de la supervision environnementale du projet. Cependant, s'il s'agit d'un projet d'infrastructure de

transport routier, un représentant de la direction générale des routes sera associé à la supervision. Dans certains cas particuliers, des représentants du Ministère de l'Environnement et de l'Eau (Direction des Forêts et de la Protection de l'Environnement) et du Ministère de la Santé Publique pourront être sollicités ;

- ✓ L'ONG aura pour principales tâches d'incorporer les mesures techniques de génie civil à confier à l'entreprise dans le DAO et à préparer les contrats de marché pour les opérateurs des mesures d'accompagnement non confiées à l'entreprise ;
- ✓ L'ONG sera assistée par la Mission de Contrôle (MDC), qui par sa présence constante sur le terrain au contact de l'entreprise, sera la plus à même de contrôler l'application des mesures environnementales ;
- ✓ La description et l'état d'avancement de ces différentes tâches seront consignés dans un dossier de surveillance environnementale.

VII.5 Récapitulatif du métré et études quantitatives

Le métré est un procédé technique permettant de quantifier les matériaux, matériels et équipement nécessaires à la réalisation de la construction envisagée. Les tableaux 17 et 18 donnent un récapitulatif des quantités de matières nécessaire à la réalisation du pont.

Désignations	Unités	Quantités du béton (en m ³)	Quantité de fer (en kg)
Superstructure	m ³	925	7262
Infrastructure	m ³	428,66	3365

Tableau 16: Récapitulatif du métré

Autres équipements du pont	Unités	Quantités
Glissière de sécurité	ml	740
Bordures de trottoir de type T2	ml	740
Gargouille de descente d'eau	U	74
Câble de précontrainte	ml	1480
Joint de chaussée	ml	108
Revêtement chaussée	m ³	199,8
Appareils d'appui	dm ³	950,4

Tableau 17: Récapitulatif des équipements du pont

Le coût du projet est déterminé grâce au devis estimatif. Ce devis est fonction des quantités déterminées par le métré auxquelles on associe les prix unitaires fixés par les règles en vigueur au pays.

Le coût du projet en toutes taxes comprises est évalué à un montant de : Un milliard Trois Cent Quatre Vingt Huit Millions Sept Cent Six Mille Trois Cent Cinquante Deux Francs (**1 388 706 352 TTC**).

Le coût des mesures sociales et environnementales est fixé conformément aux dispositions du code de l'environnement notamment en 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 soit un montant de 34 430 736 FCFA.

Le tableau 18 donne un récapitulatif du devis estimatif du projet.

N°	Désignations des postes	Montants
1	Installation du chantier et Terrassement	97 000 000
2	Superstructure	540 200 000
3	Infrastructure	245 593 200
4	Equipements du pont	264 898 000
5	Coût des impacts sociaux et environnementaux	34 430 736
	TOTAL GENERAL HT	1 147 691 200
	TVA 18%	206 584 416
	MONTANT TOTAL TTC	1 388 706 352

Tableau 18: Récapitulatif du devis estimatif

VII.6 Planning d'exécution des travaux

Afin de faciliter la tâche au maître d'ouvrage, au contrôleur et à l'entreprise attributaire, cette étude a été complétée par un planning d'exécution des travaux qui s'étend sur 14 mois à commencer du 03 janvier 2012 au 25 avril 2013. La durée des gros œuvres occupe la majorité du temps et s'étend jusqu'à 11 mois. (Voir les détails du planning en annexe 2)

CHAPITRE VIII. CONCLUSION ET RECOMMANDATION

ENSEIGNEMENT TIRES

L'analyse des éléments révélés au cours de cette étude nous amène à tirer les enseignements suivants :

Personnellement cette étude m'a permis:

- ✓ De mettre en pratique les enseignements théoriques acquis au cours de ma formation d'ingénieur au 2iE;
- ✓ D'apprendre à mener une étude de réflexion afin de prendre des décisions sur n'importe quel projet;

Particulièrement j'ai appris aussi:

- ✓ L'intérêt de l'application stricte et intégrale des normes relatives à l'étude et au dimensionnement définies dans le cahier des prescriptions;
- ✓ l'importance du choix et de la qualité des matériaux utilisés ainsi que la rigueur du suivi géotechnique pour les travaux de telle envergure;
- ✓ l'importance du respect des normes environnementales et des dispositions relatives à la plantation des arbres prévue en vue de protéger l'environnement.

RECOMMANDATIONS

Pendant la phase d'étude :

- ✓ sensibiliser la population riveraine à coopérer pleinement lors de l'installation du chantier ;
- ✓ recenser la population qui risque de perdre son champ ou une partie de son terrain au moment de l'installation du chantier en vue d'une éventuelle indemnisation;
- ✓ encourager la population en mettant l'accent sur les avantages que pourrait leur apporter ce projet.

Pendant la phase de construction :

- ✓ aménager des voies de contournement pour éviter de passer dans le chantier ;
- ✓ arroser permanemment les voies d'accès et de contournement pour empêcher la poussière d'asphyxier la population et les travailleurs;

- ✓ veiller au paiement régulier des ouvriers recrutés dans les villages riverains afin de leur permettre de subvenir à leurs besoins;
- ✓ veiller à la réparation des dégradations de la route qui mène vers le chantier.

Pendant la phase d'exploitation :

- ✓ Remettre les voies d'accès dans un état de circulation tout au moins aussi bon qu'avant les travaux ;
- ✓ Financer les travaux de protection de l'environnement ;
- ✓ Instruire le ministère en charge de préserver le patrimoine routier et en particulier le présent projet objet de notre étude ;
- ✓ Veiller à l'application des recommandations dans le cadre des nouveaux projets.

CONCLUSION

En conclusion, compte tenu de l'isolement interne et externe du Tchad, la construction de ce pont contribuera à la lutte contre l'extrême pauvreté qui sévit au Tchad, en ce sens qu'elle permettra d'une part le désenclavement des régions concernées et d'autre part facilitera la mobilité en tous temps des populations. La réalisation de ce projet permettra aux populations rurales d'accéder aux meilleurs services urbains.

En outre, ce projet contribuera également à réduire la pauvreté rurale :

- ✓ en reliant les zones urbaines et rurales entre elles ;
- ✓ en offrant aux pauvres des zones rurales un accès permanent aux marchés, aux services sociaux administratifs des villes environnantes et de la capitale N'Djamena ;
- ✓ en rendant les populations rurales, notamment les femmes et les enfants, moins vulnérables.

En définitive, l'élaboration de ce projet nous a permis à travers les démarches d'une étude technique détaillée de mettre en exergue les connaissances acquises tant en théorie qu'en pratique et de faire une comparaison technico-économique en vue de proposer une solution à moindre coût et facilement réalisable. Ce qui nous a amené à opter pour un pont à poutre en béton précontraint dont le coût global est estimé à Un milliard Trois Cent Quatre Vingt Huit Millions Sept Cent Six Mille Trois Cent Cinquante Deux Francs en toutes taxes (**1 388 706 352 TTC**).

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage :

-  Dr. A. KONIN, 2010, support de cours de béton précontraint ;
-  Dr Ismaila GUEYE, 2010, support de cours de fondations ;
-  Règles B.P.E.L 91, règlements techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint, suivant la méthode des états limites;
-  Règles B.A.E.L 91, modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé, suivant la méthode des états limites
-  Guide de conception des ponts : SETRA ;
-  J.A Calgaro, M.Virlogeux, 1991, Projet de construction des ponts ;
-  Henry Thonier, 1985 Le béton précontraint aux états limite ;
-  Roger Lacoroux, Albert Fuentz, 1975, Le projet de béton précontraint ;
-  GORGES DREUX, 1966 Pratique du béton précontraint ;
-  M. NGUYEN VAN TUU, Hydraulique routière , 1979;
-  Z. LOUHIBI, 2008, manuel de cours de pont Université Sidi Bel Abbes;
-  Cahier des prescriptions communes (fascicule 61 titre II) ;
-  Bulletin n°4 du SETRA, Edition 2002 Appareils d'appui en élastomère fretté ;
-  Mémoire de Fin d'étude ENTP2006 : Travaux dirigé par Bozabé R. KARKA

Site Internet

-  www.civilmania.com
-  www.google.com

Logiciels utilisés

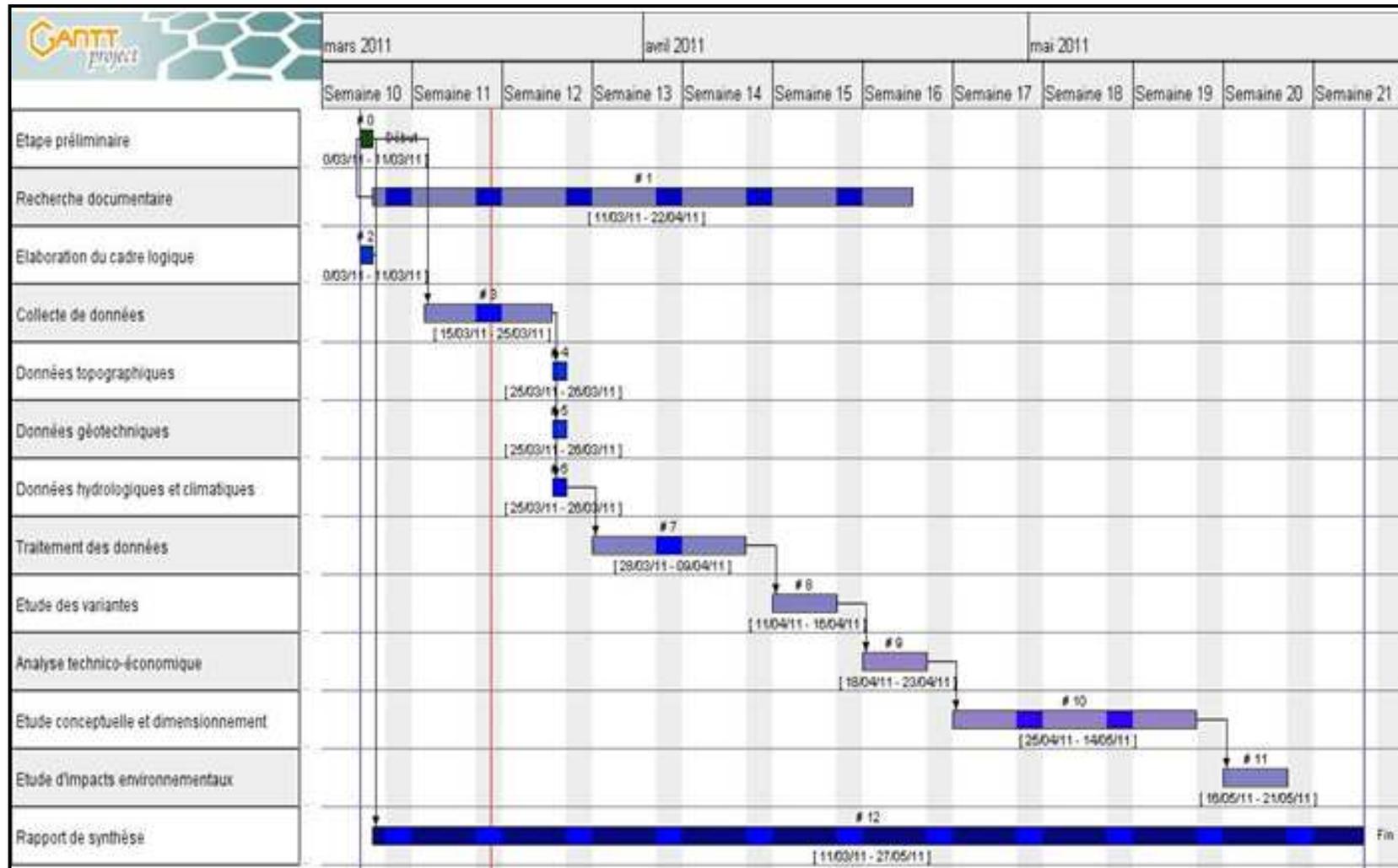
-  AUTOCAD 2008, pour les dessins ;
-  ROBOT 2004, version 17.5 pour l'analyse et l'exploitation des résultats ;
-  HYFRAN, pour le calcul hydrologique.

LES ANNEXES

SOMMAIRE DES ANNEXES

Annexe 1: Chronogramme de la rédaction du rapport	47
Annexe 2: Métré, devis estimatif et planning	49
Annexe 3: Etude hydrologique et Hydraulique	53
Annexe 4: Note de calcul complète.....	69
Annexe 5: Plans d'implantation, élévation et plans de ferrailage	105

Annexe 1: Chronogramme de la rédaction du rapport



Annexe 2: Métré, devis estimatif et planning

Les détails du métré et du devis estimatif résumé dans le corps de texte sont consignés dans les tableaux ci-dessous :

Désignations	Unités	Quantités du béton en m3	Quantité de fer en Kg
Superstructure			-
Dalle	m ³	81,4	638,99
Poutres	m ³	592	4647,2
Entretoises	m ³	177,6	1394,16
Trottoirs	m ³	74	580,9
Infrastructure			
Piles	m ³	105,975	831,90375
Chevêtres	m ³	58,32	457,812
Appareils d'appui	dm ³	950,4	-
Culées			-
Sommier d'appui	m ³	17,28	135,648
Mur garde-grève	m ³	5,184	40,6944
Mur voile	m ³	86,4	678,24
Fondations			-
Sous culées	m ³	20,736	162,7776
Sous piles	m ³	93,312	732,4992
Pieux	m ³	41,448	325,3668
Autres équipements du pont	Unités	Quantités	
Glissière de sécurité	ml	740	
Bordures de trottoir de type T2	ml	740	
Gargouille de descente d'eau	U	74	
Câble de précontrainte	ml	1480	
Joint de chaussée	ml	108	
Revêtement chaussée	m ³	199,8	
Appareils d'appui	dm ³	950,4	

Tableau : Métré

N°	Désignations	Unités	Quantités	Prix Unitaire	Prix total
1	Installation, Terrassement				
1.1	Amené et repli	FF	1,00	25 000 000	25 000 000
1.2	Installation du chantier	FF	1,00	45 000 000	45 000 000
1.3	Implantation	U	1,00	27 000 000	27 000 000
	Sous total 1				97 000 000
2	Superstructure				
2.1	Dalle	m ³	81,40	600 000	48 840 000
2.2	Poutres	m ³	592,00	600 000	355 200 000
2.3	Entretoises	m ³	177,60	600 000	106 560 000
2.4	Trottoirs	m ³	74,00	400 000	29 600 000
	Sous total 2				540 200 000
3	Infrastructure				
3.1	Piles	m ³	105,98	400 000	42 390 000
3.2	Chevêtres	m ³	58,32	400 000	23 328 000
3.3	Appareils d'appui	m ³	950,40	78 000	74 131 200
	Sous total 3				139 849 200
4	Culées				
4.1	Sommier d'appui	m ³	17,28	400 000	6 912 000
4.2	Mur garde-grève	m ³	5,18	400 000	2 073 600
4.3	Mur de front	m ³	86,40	400 000	34 560 000
	Sous total 4				43 545 600
5	Fondations				
5.1	Sous culées	m ³	20,74	400 000	8 294 400
5.2	Sous piles	m ³	93,31	400 000	37 324 800
5.3	Pieux	m ³	41,45	400 000	16 579 200
	Sous total 5				62 198 400
6	Autres équipements du pont				
6.1	Glissière de sécurité	ml	740,00	130 000	96 200 000
6.2	Bordures de trottoir de type T2	ml	740,00	14 000	10 360 000
6.3	Gargouille de descente d'eau	U	74,00	112 000	8 288 000
6.4	Câble de précontrainte	ml	1 480	68 000	100 640 000
6.5	Enrochement	m ²	108,00	180 000	19 440 000
6.6	Revêtement/ joints de chaussée	m ³	199,80	150 000	29 970 000
	Sous total 6				264 898 000
7	Coût des impacts environnementaux	FF	1	34 430 736	34 430 736
	TOTAL GENERAL HT				1 147 691 200
	TVA 18%				206 584 416
	MONTANT TOTAL TTC				1 388 706 352

Tableau : Devis estimatif

Le planning est étalé sur 14 mois. Le début des travaux est fixé au 03 janvier 2012 et la fin au 25 avril 2013. La durée des gros œuvres est de 11 mois.

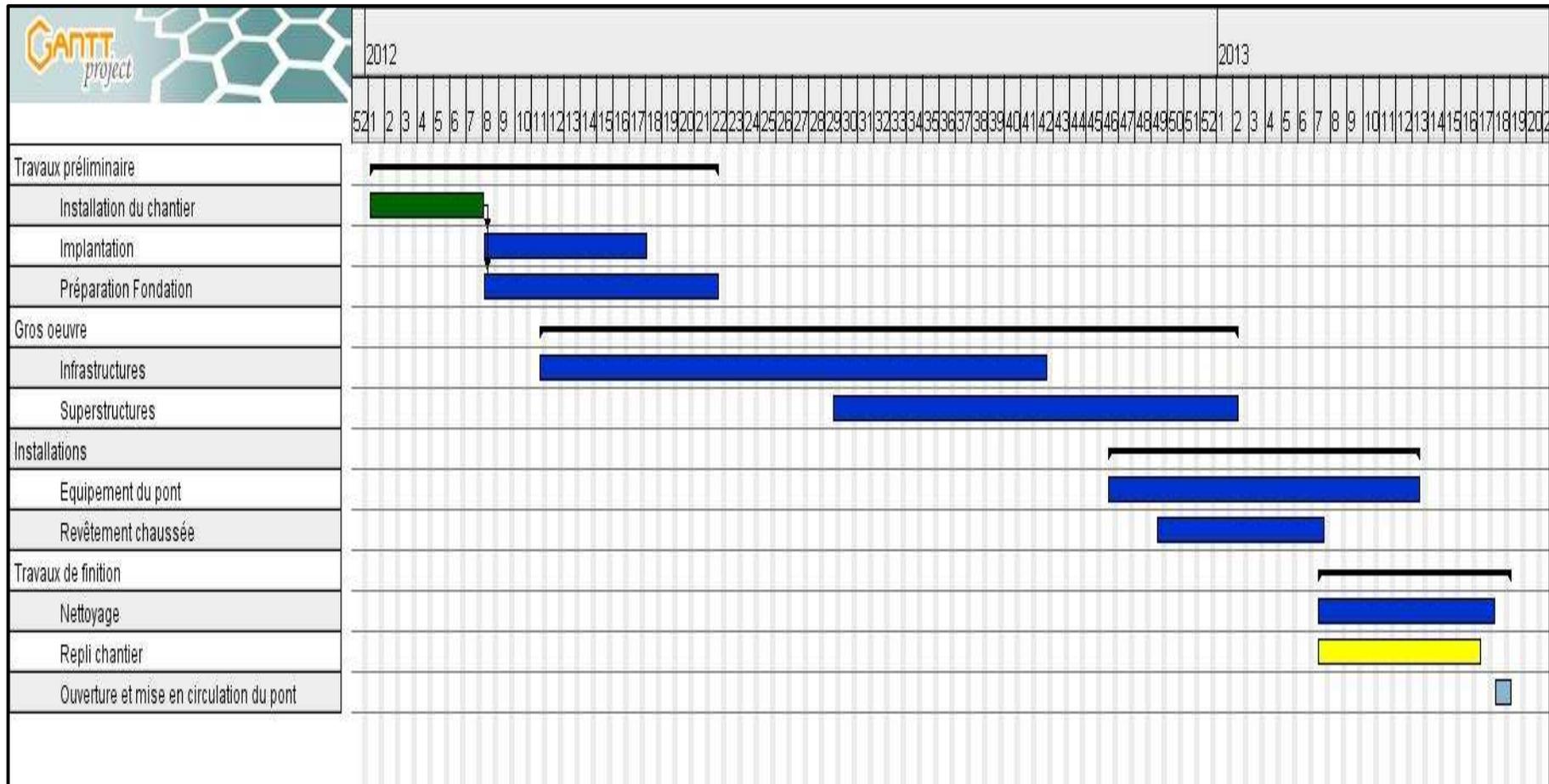


Figure : Planning d'exécution des travaux

Annexe 3: Etude hydrologique et Hydraulique

Le but de ce chapitre est déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE), de vérifier les vitesses limites au niveau de l'ouvrage à franchir et de déterminer le débit de crue du projet pour une période de retour de 100ans en vue de dimensionner l'ouvrage de franchissement.

- ✓ Le calcul hydrologique permettra de déterminer le niveau des plus hautes eaux pour les différentes périodes de retour et d'estimer le débit de crue du projet.
- ✓ Le calcul hydraulique permettra de vérifier les capacités de transit de l'ouvrage proposé et de les comparer aux débits de projet. Le calage de la cote finie du projet en dépend.

1. Etudes hydrologiques

L'étude hydrologique a pour objectif l'estimation du débit de la crue afin de dimensionner l'ouvrage de franchissement du cours d'eau de Linia. Pour se faire, Il faut avoir les caractéristiques du bassin versant qui est une donnée de l'étude afin de déterminer le débit de la crue du projet.

1.1. Analyse et critiques des données pluviométriques

On dispose des pluies moyennes annuelles de la station de Ndjamaena d'une période de 15 ans allant du 1968 à 2008. Les données observées sont présentées dans le tableau suivant :

Années	1968	1970	1971	1972	1973	1976	1977	1978	1979	1991	1996	1998	2003	2007	2008
Pluie en mm	664	544,2	520,2	711,2	336	345	594,2	626,2	571,2	568,1	546,6	676,3	668,9	638,3	538,8

Tableau n°1 : Pluviométrie de la station de pluie de Ndjamaena

❖ Vérification de l'homogénéité des données

Pour vérifier l'homogénéité de la série et détecter les périodes douteuses, nous avons utilisé la méthode de la moyenne mobile. Pour se faire, on a calculé les moyennes mobiles sur 5 ans, 11 ans et 25 ans de la série pluviométrique de Ndjamaena. En l'absence des données suffisamment complètes, nous avons supposé qu'il n'y a pas de périodes douteuses pour notre projet car nous n'avons pas des données des stations voisines pour vérifier leur fiabilité. Nous avons alors envisagé que les données de notre projet sont homogènes afin de continuer la suite de l'étude.

- ❖ Présentation de l'échantillon à partir des paramètres descriptifs classiques utilisés en hydrologie

La description de l'échantillon est faite par le calcul des mesures de tendance centrale et des mesures de dispersion (écart-type, coefficient de variation).

Les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation	Minimum	Maximum
570mm	110	19%	336mm	711,2mm

Tableau n°2 : Paramètres descriptifs classiques

1.2. Utilisation de loi normale

La courbe des fréquences cumulées permet de déterminer la médiane grâce à une fonction expérimentale de Hazen $F^*(xi) = (i-0,5)/n$.

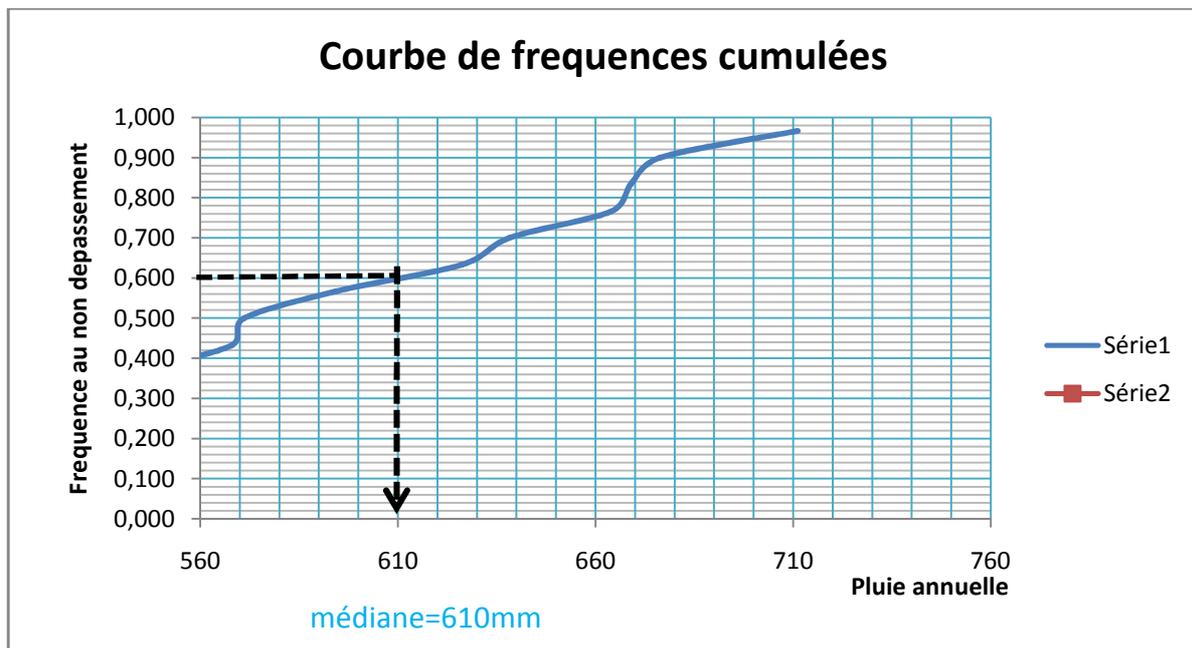


Figure n°1 : Courbe des fréquences cumulées

Mode	Médiane	Moyenne
676,5mm	610mm	643,25mm

Tableau n°3 : Paramètres caractéristiques obtenu par la loi normale

Ces données représentent les données de la loi normale. Cette courbe des fréquences relatives est non symétrique. C'est pourquoi la moyenne est significativement différente du mode et de la médiane : on ne peut pas approximer la loi normale à l'échantillon. Il est donc raisonnable d'ajuster une loi symétrique.

On retiendra alors la loi Gumbel ou la loi de probabilité empirique de Weibull de pour l'ajustement de la loi normale.

1.3. Ajustement de la loi normale sur l'échantillon de données

Ajuster la loi normale de manière graphique sur l'échantillon de pluies

- ✓ On représente les points $(x_i ; F^*(x_i))$ sur un papier de Gauss
- ✓ On ajuste une droite sur les points de telle sorte à avoir un nombre égal de part et d'autre de la droite On détermine les paramètres $(m \text{ et } s)$ de la loi :

Après résolution, nous avons obtenu les valeurs respectives de $m = 680,5\text{mm}$ et $s = 110\text{mm}$.

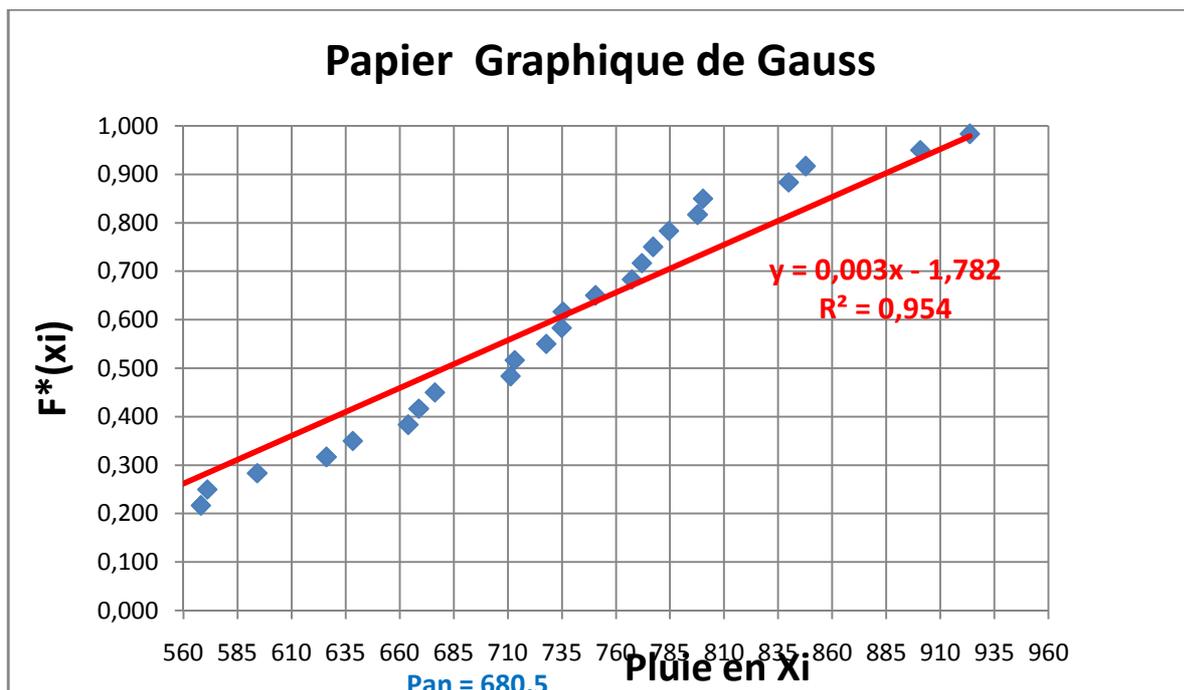


Figure n°2 : Papier graphique de Gauss

- ❖ Représentez les intervalles de confiance à 95 % associés aux valeurs observées.

On calcule les bornes de l'intervalle de confiance pour quelques points connus puis on trace les limites de l'intervalle de confiance point par point sur le papier Gauss. Le graphique suivant représente l'intervalle de confiance obtenu à partir du logiciel HYFRAN.

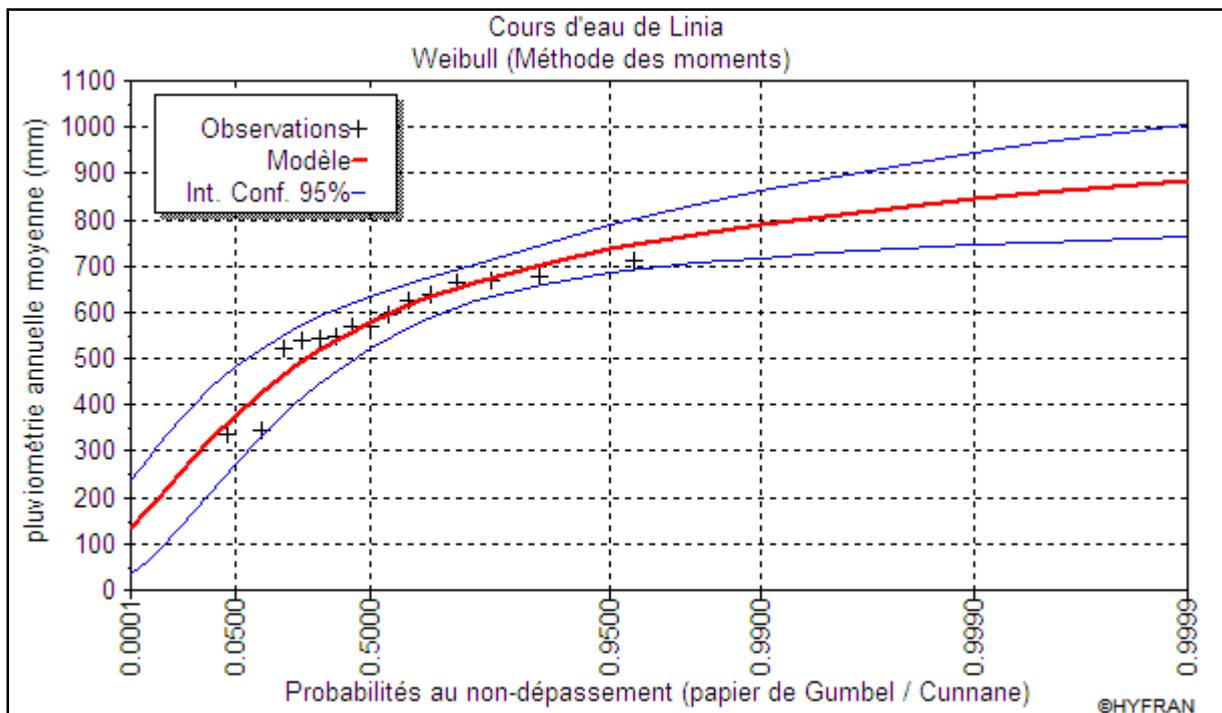
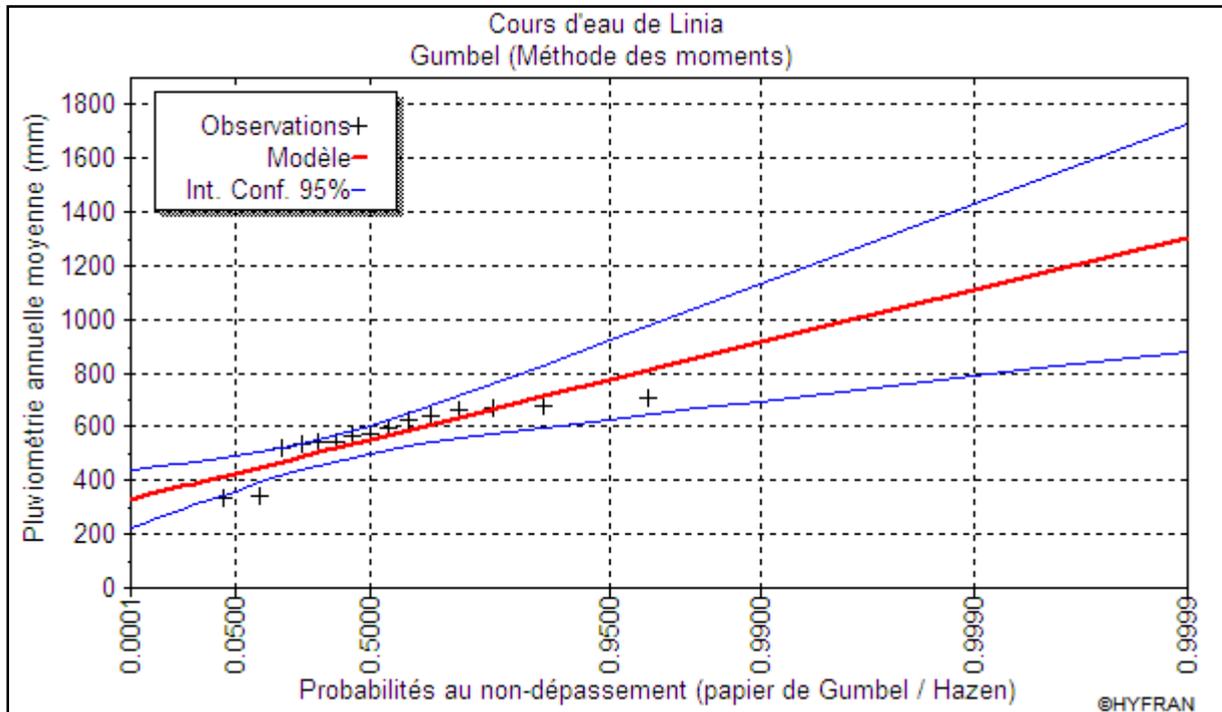


Figure n°3 : Intervalle de confiance à 95%

Il faut vérifier qu'il y a au moins 95% des points $[x_i, F(x_i)]$ à l'intérieur de l'intervalle choisi. Si tel n'est pas le cas, la loi choisie est rejetée et une autre loi plus appropriée est recherchée. Dans notre cas, c'est la loi de Weibull qui a été retenue car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

❖ Période de retour

Les calculs seront effectués à l'aide du logiciel HYFRAN.

Les intervalles de confiance ont été calculés pour les points connus dont les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :

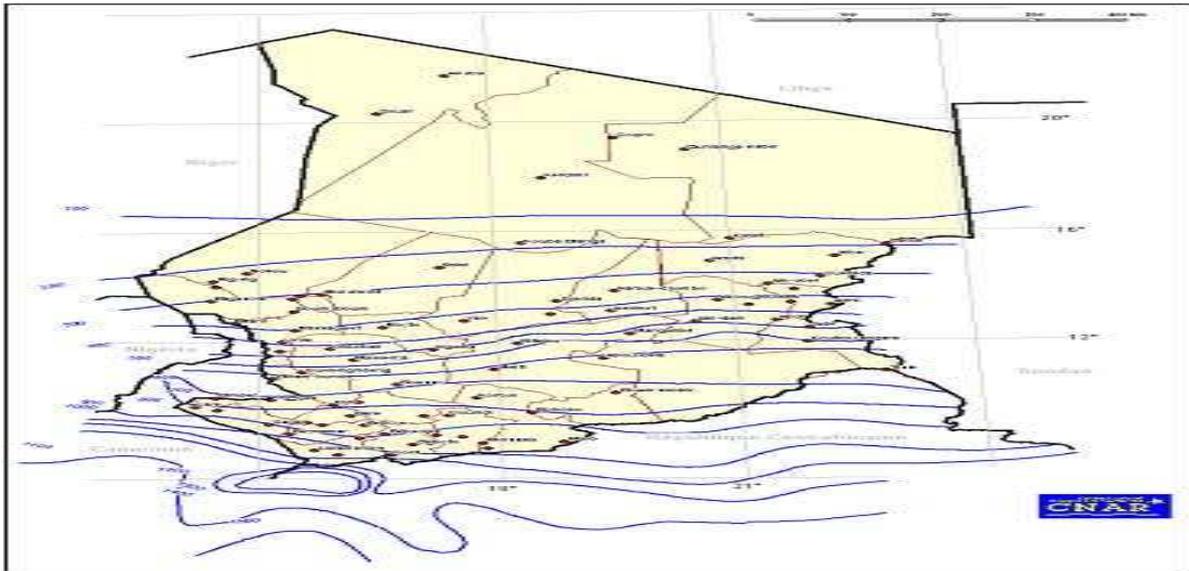
Période de retour (T)	Probabilité de non retour (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000	0.999	1110	164	790-1430
200	0.995	973	127	724-1220
100	0.990	913	111	696-1130
50	0.980	854	95.3	667-1040
20	0.950	774	74.6	628-920
10	0.900	713	59.1	597-828
5	0.800	648	43.7	563-662

Tableau n°4: Résultats obtenus à partir du logiciel HYFRAN

❖ Utilisation des cartes d'isohyètes

L'utilisation des données d'un ou de préférence plusieurs postes pluviométriques de référence situés à proximité de la zone d'étude est la meilleure méthode d'évaluation des hauteurs précipitées.

En l'absence d'informations pluviométriques suffisamment complètes, la carte d'isohyètes peut servir de base pour une première approximation de Pan. Dans le cadre cette étude, nous avons obtenu pour une période de retour de 10ans Pan est compris entre 597 et 828mm et pour une période de retour de 100ans la valeur de Pan est comprise entre 696 et 1130mm.



Carte n°1 : Carte de précipitations annuelles (Pan)

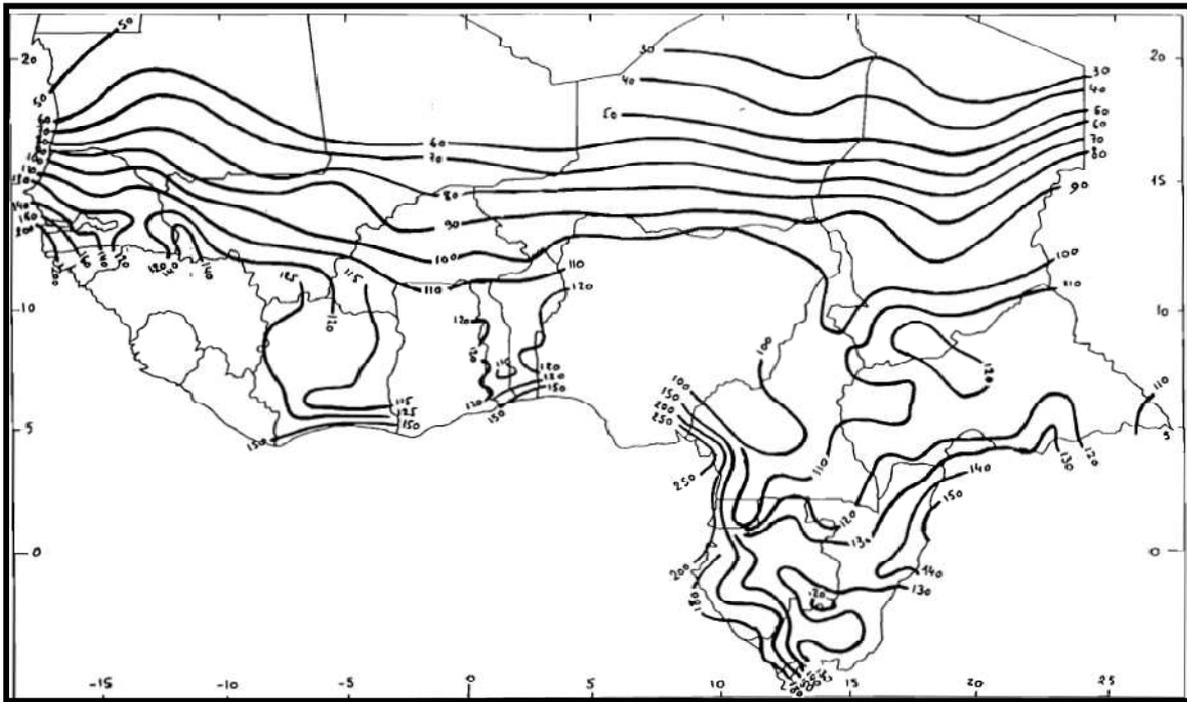
❖ Conclusion

La carte des isohyètes place la zone d'étude dans une zone limitée par l'isohyète 600 mm et 800 mm. L'ajustement de l'échantillon de pluies annuelles de la loi normale avec une taille ($n=15$) sur un intervalle de confiance de 95% et une probabilité au non dépassement de 0,90 donne une précipitation moyenne annuelle de 680,5 mm.

Nous retenons donc **Pan = 681 mm** comme la valeur de Pan qui nous semble la plus réaliste.

❖ Estimation de l'averse décennale ponctuelle P10

La hauteur d'averse décennale P_{10} est assimilée à la pluie journalière de même fréquence. Elle peut être déterminée à partir d'ajustements statistiques effectués sur les observations d'un poste de référence. Néanmoins, une approche pratique et suffisamment précise, dans de très nombreux cas, consiste à utiliser les cartes d'isohyètes. Cette carte permet de déterminer P_{10} par interpolation linéaire, connaissant la longitude ($15^{\circ}18'3.83''E$) et la latitude ($12^{\circ}3'22.73''N$) du bassin versant.



Carte n°2 : Averses décennales ponctuelles

On obtient d'après l'équation d'interpolation linéaire suivante :

$$\frac{P_{10}-90}{100-90} = \frac{0,2}{0,6} \quad P_{10} = 90 + \frac{0,2}{0,6} \cdot (100 - 90) = 93,33\text{mm} \quad \mathbf{P_{10} = 93,33 \text{ mm}}$$

1.4. Détermination du débit de crue décennal

Pour l'estimation de l'apport du bassin versant, les méthodes employées sont celles prescrites 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 ». La fréquence de la crue considérée pour le dimensionnement est la crue centennale. 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 ORSTOM est conseillée tandis que pour les superficies comprises entre 350 et 1500 km², on peut utiliser la méthode ORSTOM,

mais il faudra l'appliquer au tiers ou au quart aval du bassin en examinant de très près les problèmes de dégradation hydrographique, ce qui exige une sérieuse expérience en hydrologie. Ensuite il faudra confronter les résultats avec ceux de la méthode CIEH (Manuel FAO numéro 54, 1996).

❖ Les caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques du bassin versant sont les suivantes :

- ✓ superficie en Km² : 284,268
- ✓ Périmètre en Km : 99,617
- ✓ hauteur moyenne des pluies en mm/an : 570
- ✓ Vitesse moyenne en : 1,48 m/s

Nous optons alors pour la méthode ORSTOM car elle est valable dans la zone géographique s'étendant de Dakar jusqu'à la frontière du Tchad et du Soudan entre les isohyètes annuelles 150 et 200 mm au Nord et 1200 mm au Sud. Elle s'applique à des bassins versants dont la superficie varie entre 10km² à 1500 km².

FORMULES	
Q10 = 1.03 x Qr10	(Page 50 B.FAO)
Qr10 = A x P10 x Kr10 x a10 x S/Tb10	(Page 32 B.FAO)
A = 1 - ((161 - 0.042 Pam)/1000) x LogS	(Page 17 B.FAO)
Q100 = C x Q10	(Page 28 B.FAO)
C = 1 + (P100-P10)/P10 x (Tb/24)0.12 x 1/Kr10	(Page 29 B.FAO)

❖ Icomp = Indice de compacité appelée aussi coefficient de forme (m/km)

$$I_{comp} = 0,282 \cdot P \cdot S^{(-0,5)} \quad I_{comp} = 0,282 \times 99,617 \times 284,268^{(-0,5)} = 1,66 \quad I_{comp} = 1,66 \text{ m/km}$$

Où, P est le périmètre du bassin (en km); S est la superficie du bassin, en km².

❖ Ig = Indice global de pente (m/km) donné par la relation

$$I_g = \frac{\Delta H}{L} = (270,05 - 14,21) / 30,77 = 8,31 \quad I_g = 8,31 \text{ m/km}$$

❖ Rectangle équivalent : C'est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant.

Sa longueur est donnée par l'expression :

$$L = S^{\frac{1}{2}} \left(\frac{I_{comp}}{1,128} \right) \left(1 + \left(1 - \left(\frac{1,128}{I_{comp}} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$L = 284,268^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1,66}{1,128} \right) \left(1 + \left(1 - \left(\frac{1,128}{1,66} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} \right) \quad \mathbf{L=30,77 \text{ km}}$$

- ❖ Le coefficient d'abattement A est déterminé à l'aide de l'équation de *Vuillaume* ci-dessous :

$$A = 1 - [(161 - 0,042 \times \text{Pan}) / 1000 \times \log(S)] \quad A = 1 - [(161 - 0,042 \times 681) / 1000 \times \log(384,268)]$$

= 0.95

- ❖ Le coefficient de ruissellement Kr_{10} est fonction de la géologie et de la précipitation annuelle (formule de Puech et Chabbi-Gonni 1983) :

$$Kr_{10} = \frac{a}{S+b} + c \quad \text{avec } a = 239 \quad b = 17,7 \quad c = 14,5 \quad \mathbf{Kr_{10} = 15,29\%}$$

- ❖ Estimation du temps de base

$$\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} = 0,38$$

(En zone tropicale Manuel FAO)

$$T_{b10} = a_1 \cdot S^{0,35} + b_1$$

($a_1=325$ et $b_1=315$ en zone tropicale)

$$\mathbf{T_{b10} = 325 \times 384,268^{0,36} + 315 = 3084 \text{ mn} \quad \text{soit } T_{b10} = \mathbf{51,40 \text{ h}}$$

- ❖ Estimation du débit décennal Q_{10}

$$Q_{r10} = A \times P_{10} \times Kr_{10} \times a_{10} \times S / T_{b10}$$

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

$$\mathbf{Q_{r10} = 0,95 \times 93,33 \times 15,29\% \times 2,6 \times 284,268 / 51,40 = 194,93} \quad \mathbf{Q_{r10} = 194,93 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$\mathbf{Q_{10} = 1.03 \times Q_{r10} \quad \mathbf{Q_{10} = 1,03 \times 94,93 = 200,77}}$$

- ❖ Passage de la crue décennale à la crue de projet (crue centennale)

Les méthodes ORSTOM et CIEH se limitent au calcul de la crue décennale, le choix de la période de retour de notre projet est de 100 ans. On utilise d'autres méthodes permettant de passer de la crue décennale Q_{10} à la crue centennale Q_{100} en utilisant la relation $Q_{100} = C.Q_{10}$ du manuel FAO.

C représente le coefficient de majoration supérieur à 1

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

Où P_{100} est le temps de retour pour une période de 100 ans et T_b est le temps de base en heures

$$C = 1 + 0,38 * (51,40/24)^{0,12} / 42,38\%$$

$$C = 1,98$$

$$Q_{100} = C.Q_{10} = 1,98 * 200,77 = 397,54$$

$$Q_{100} = 397,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Vérification par la méthode CIEH

Utilisation des équations 10; 39; 40; 44

Ces équations montrent une valeur élevée de r^2 .

$$\text{N}^\circ 10 \quad Q_{10} = 0,08332.S^{0,696}.I_g^{0,953}.K_{r10}^{0,534}$$

$$Q_{10} = 0,08332 * 284,268^{0,696} * 8,31^{0,953} * 15,29^{0,534} = 137,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{N}^\circ 39 \quad Q_{10} = 0,410.S^{0,425}.K_{r10}^{0,923}$$

$$Q_{10} = 0,410 * 284,268^{0,425} * 15,29^{0,923} = 56,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{N}^\circ 40 \quad Q_{10} = 0,254.S^{0,462}.I_g^{0,101}.K_{r10}^{0,976}$$

$$Q_{10} = 0,254 * 284,268^{0,462} * 8,31^{0,101} * 15,29^{0,976} = 61,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{N}^\circ 44 \quad Q_{10} = 203.S^{0,459}.pm_{10}^{-1,301}.K_{r10}^{0,813}$$

$$Q_{10} = 203 * 284,268^{0,459} * 98,20^{-1,301} * 15,29^{0,813} = 63,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les résultats montrent que Q_{10} se situe probablement entre 56,08 et 137,21 m^3/s . La valeur maximale $Q_{10}=137 \text{ m}^3/\text{s}$ sera retenue.

Calcul de la crue centennale

$$Q_{100} = C \cdot Q_{10} \quad (\text{Manuel FAO, 1996})$$

C est le coefficient de majoration supérieur à 1

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

Où P100 est le temps de retour pour une période de 100

T_b est le temps de base en heures

$$\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} = 0,38 \quad (\text{En zone tropicale Manuel FAO})$$

$$T_{b10} = a \cdot S^{0,36} + b \quad (a=325 \text{ et } b=315 \text{ en zone tropicale et pour } I_g=3\text{m/km})$$

$$T_{b10} = 51,40 \text{ h}$$

$$C = 1 + 0,38 * (51,40/24)^{0,12} / 42,38\%$$

$$C = 1,98$$

$$Q_{100} = C \cdot Q_{10} = 1,98 \times 137,21 = 271,67$$

$$Q_{100} = 271,67 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Méthode ORSTOM} \quad Q_{100} = 397,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Méthode CIEH} \quad Q_{100} = 271,67 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le cas le plus défavorable est le résultat obtenu par la méthode ORSTOM. Cette dernière servira au dimensionnement hydraulique.

2. Etudes Hydrauliques

L'étude hydraulique de l'ouvrage de franchissement est réalisée dans le but d'attribuer à la structure une ouverture et un gabarit suffisant pour évacuer la crue de projet arrêtée par l'étude hydrologique. La détermination du niveau des plus hautes eaux (PHE) s'avère nécessaire pour caler le niveau de l'ouvrage et estimer la cote à donner à l'intrados de l'ouvrage. Ensuite il faut estimer l'effet de l'écoulement (remous) sur l'ouvrage.

Le débit retenu pour le dimensionnement hydraulique du pont est le débit centennal $Q_{100} = 397,54 \text{ m}^3/\text{s}$. Critères et Normes de Calculs

La vitesse maximale est fixée à $3,5 \text{ m/s}$ afin d'éviter des risques de dépôt et d'érosion aux environs immédiat de l'ouvrage.

Les vitesses minimales sont fonction de la texture du sol

sol	Sable fin	Gravier fin	Gros gravier	Gravillons	Gros cailloux
Vmin (m/s)	0,4 – 0,5	0,5-0,7	0,7-0,9	1,00-1,70	1,50-1,80

La pente longitudinale est égale à 1,48% soit 0,0148

Les hauteurs d'eau à l'amont et à l'aval de l'ouvrage ne devront pas être trop grandes, au risque d'entraîner des dommages.

2.1. Détermination des plus hautes eaux

On assimilera la section de l'ouvrage à franchir à un canal rectangulaire. Les écoulements se font à surface libre. Le débit de crue de projet est le débit centennal (Q_{100}) pour assurer une bonne sécurité de l'ouvrage.

A l'aide de la formule de Manning Strickler, nous avons établi une relation entre les hauteurs des eaux et le débit qui peut circuler dans la brèche.

Les caractéristiques de la section étudiée sont consignées dans le tableau ci-dessous

Débit centennal Q (m ³ /s)	largeur au plafond b (m)	Coefficient de rugosité Ks	Pente longitudinale I (m/m)	Tirant d'eau Yn (m)	Surface mouillée Sm (m ²)	Périmètre mouillé Pm (m)	Rayon hydraulique RH	Nombre de Froud (Fr)
397,54	40	70	0,0148	1,12	44,8	81,12	0,552268	2,6770

Tableau n°4 : Caractéristiques de la section étudiée

On constate que $Fr = 2,67 > 1$ ce qui signifie que le régime est torrentiel à l'aval de l'ouvrage donc il n'y a pas de ressaut hydraulique.

Le niveau des plus hautes eaux sont données par la DREM et sont consignées dans le tableau ci-dessous :

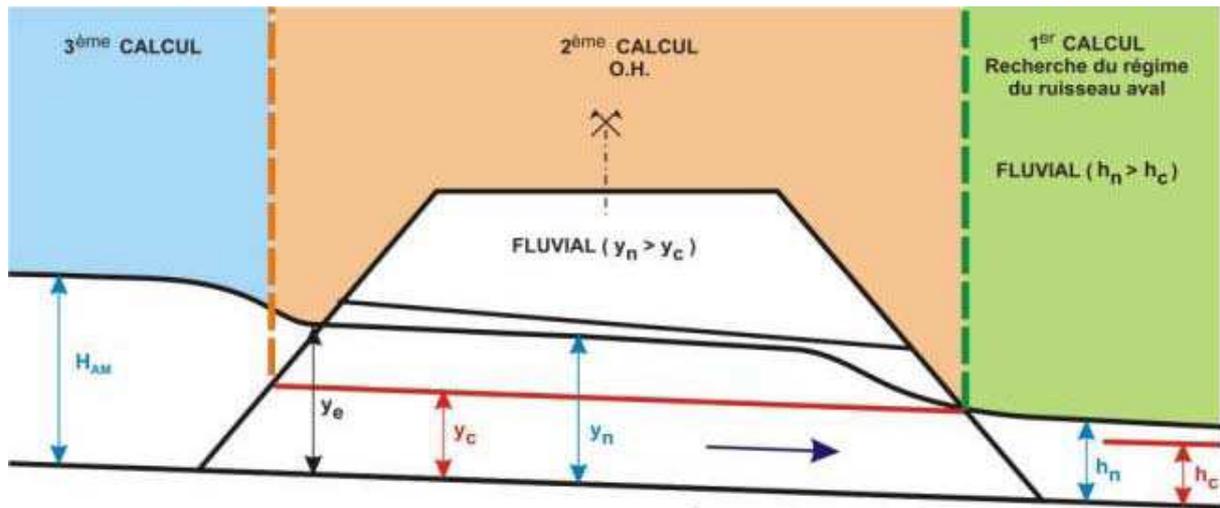
Périodes	1954-1972	1973-1979	1980-1988	1989-1998
PHE	5,39m	3,54m	4,90m	3,73m

Par interpolation, nous déduisons la valeur PHE = 4,39m. La cote des PHE est alors 298,81m

2.2. Calcul du remous

Les remous hydrauliques sont fonction du type de singularité. A la singularité, il se crée une perturbation de la ligne d'eau (il s'agit d'une élévation du plan d'eau à l'amont et un accroissement de la vitesse d'écoulement sous le pont); l'eau va chercher à retrouver sa profondeur normale dès que la singularité est dépassée et l'écoulement devient uniforme.

Le calcul de cette surélévation de cette hauteur d'eau doit être maîtrisé afin de bien caler la ligne rouge de l'ouvrage.



La charge spécifique H_s permet de déterminer le régime d'écoulement et de caractériser le remous (la brutalité avec laquelle il y aura changement de niveau d'eau). Cette charge ne varie pas si la perturbation ne produit pas une perte importante de charges.

On peut alors écrire la relation suivante :

$$h_2 + \frac{V_2^2}{2g} = h_3 + \frac{V_3^2}{2g}$$

Le remous se calcul par la formule $X = h_2 - h_1 = \frac{V_3^2 - V_2^2}{2g}$

La vitesse sous le pont est donnée par l'équation $Q_0 = V_3 * L * U * h_3$

Avec L = débouché linéaire du pont et U = coefficient de contraction généralement égale à 0,9.

Ainsi pour $Q_0 = 397,54 \text{ m}^3/\text{s}$, on a $V_3 = 0,80 \text{ m/s}$ et $h_1 = 1,12 \text{ m}$ et $V_1 = 0,62 \text{ m/s}$

On démarre l'algorithme en supposant que $V_2=V_1$, la section de l'écoulement dite débouchée superficielle est considérée comme une section rectangulaire équivalente en conservant le même rayon hydraulique RH. Le résultat s'obtient relativement par itération et approximation successive.

On trouve la valeur de remous $X = 0,2839$ donc on peut estimer que le remous maximal ne dépassera pas la valeur limite $X_{lim} = 0,50m$.

2.3. Calcul des affouillements

Un affouillement est une action provoquée par les eaux dont le courant creuse la berge et les piles de pont. Pour cette raison, dans la conception des ouvrages courants, on recommande d'ancrer la base des fondations à une profondeur supposée être à l'abri de ce phénomène. D'une manière globale l'affouillement d'un appui est sa mise à nu lors du passage d'une crue. L'affouillement général concerne l'ensemble du lit de l'écoulement qui se produit suite à une crue qui met en suspension le sol du fond engendrant, parfois, la ruine de l'ouvrage. Il faut donc placer l'assise des fondations au dessous de la hauteur maximale d'affouillement.

$$H = 0,48Q^{0,36} - A/B$$

- ✓ Notre débit est fixé à $Q_{100} = 397,54 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ Largeur au miroir $B = 40 \text{ m}$;
- ✓ Section mouillée $A = 44,8\text{m}^2$

D'où, la hauteur d'affouillement calculée par cette formule est : **$H = 2,89 \text{ m}$**

Les fondations de l'ouvrage devraient être descendues à une profondeur suffisante pour être à l'abri des affouillements. On prendra comme profondeur d'affouillement $H = 3,00\text{m}$

2.4. Tirant d'air

Toute submersion du pont peut entraîner l'interruption du trafic et des risques de destruction des remblais d'accès : le tirant d'air est alors prévu pour diminuer le risque d'obstruction partielle ou totale du pont. Il dépend des risques de charriage et de l'importance du pont. C'est ainsi que dans son ouvrage intitulé Hydraulique routière, M. NGUYEN VAN TUU préconise de prendre 1 m en zone désertique ou subdésertique, 1.5 m en zone de savane, 2 m en zone à végétation arbustive dense et 2.50 m en zone forestière.

Dans le cadre de notre projet, nous prévoyons un **tirant d'air de 1,5 m**

2.5. Calage de l'ouvrage

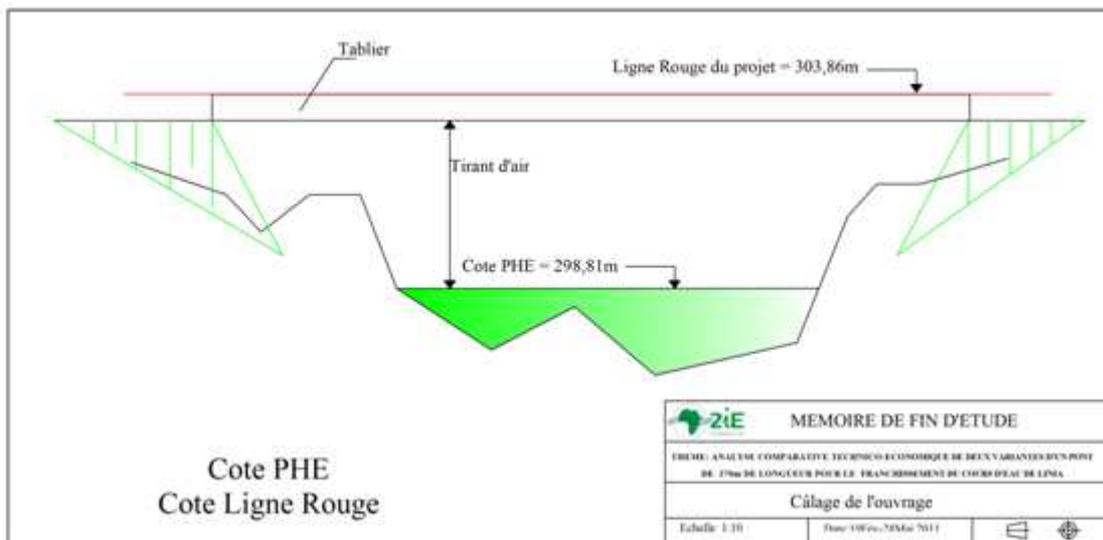
Il faut éviter d'avoir des corps flottants (exemple : troncs d'arbre) qui peuvent heurter l'intrados du tablier en cas de crue et prévoir de mettre les appareils d'appuis (les élastomères frettés) en dehors des eaux. Ainsi le calage du pont est donné par la relation suivante:

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

Cote des PHE = 298,81m Remous maximal = 0,50m Tirant d'air = 1,50m

Hauteur (chevêtre) = 0,80m Hauteur (tablier) = 2,20m Revêtement = 0,05m

Ce qui donne une cote finie de l'ouvrage égale à 303,81m. Il faut remarquer que le niveau de la ligne rouge serait à la cote 303,86m.



Annexe 4: Note de calcul complète

1. Références, règlement et instructions de calcul

Les calculs sont établis sur la base des prescriptions des principaux documents suivants :

- ✓ Règles BAEL 91, modifiée 99 ;
- ✓ Règles BPEL 91 ;
- ✓ 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 et autres) ;

2. 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 (climat chaud et humide) : $\epsilon = 2E-04$
- ✓ Variation de température : $\Delta t = 15^\circ C$

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

Les aciers utilisés dans les poutres en béton précontraint sont de deux types différents :

- ✓ Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- ✓ Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton ;
- ❖ **Aciers passifs**

Ils sont comparables à ceux du béton armé. Ils sont tendus que sous l'effet des sollicitations extérieures.

- ✓ Acier à haute adhérence (HA) : $F_e = 400 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Acier doux (DX) : $F_e = 235 \text{ kN/m}^2$

❖ Aciers actifs

Le procédé utilisé est celui de « FRESSINET » ; la précontrainte est réalisée par post-tension. Les câbles utilisés sont de type 12T15.

Caractéristiques géométriques:

- ✓ Nombre de torons par câble : 12
- ✓ Section nominale de l'acier : $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.
- ✓ diamètre extérieur de la gaine : $\Phi_{ext} = 67 \text{ mm}$
- ✓ diamètre intérieur de la gaine : $\Phi_{int} = 60 \text{ mm}$.

Caractéristiques mécaniques :

- ✓ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770$ MPa
- ✓ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1573$ MPa
- ✓ Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18$ rad⁻¹.
- ✓ Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3}$ m⁻¹.
- ✓ Le module de d'élasticité longitudinal (E P) pour les torons 190000 MPa
- ✓ La précontrainte à prendre en compte $P_0 = \max(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) = 1416$ MPa

3. Hypothèse sur l'environnement

- ✓ Environnement : Milieu Agressif
- ✓ Fissuration : Préjudiciable

4. Pré-dimensionnement

❖ Poutre

- c) Hauteur

L'élanement de la poutre est défini par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq H_p \leq \frac{L}{22}$

- ✓ Pour une portée de 25 m, la formule s'écrit : $0,83 \leq H_p \leq 1,14$. Prendre comme hauteur de poutre $H_p = 1,10$ mètres.
- ✓ Pour une portée de 40 m, la formule s'écrit : $1,33 \leq H_p \leq 1,81$. Prendre comme hauteur de poutre $H_p = 1,40$ m pour minimiser la quantité d'acier.

- d) Nombre des poutres :

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante :

$$N = \frac{La}{d} + 1 \quad \text{Avec } La : \text{l'entraxe entre les poutres d'extrémité égale à } 7,50 \text{ m pour}$$

notre étude et d : l'entraxe entre deux poutres $1,50 \leq d \leq 2,50$; On prend $d = 2,50$ m.

Prendre donc pour notre étude $N = 4$ poutres

- 9) La largeur de la table de compression b : $0,6 H_p \leq b$

- ✓ Pour la poutre de 25 m, $H_p = 1,40$ m donc $0,84 \leq b$, on prend $b = 1,40$ m
- ✓ Pour la poutre de 40 m, $H_p = 1,90$ m donc $1,14 \leq b$, on prend $b = 1,40$ m

- 10) Epaisseur de la table de compression :

$12 \leq e_c \leq 15$ On prend $e_c = 12$ cm

- 11) La largeur de talon L_t : $50 \leq L_t \leq 80$ cm on prend $L_t = 60$ cm
Épaisseur de talon : $e_t > 15$ cm ; Prendre $e_t = 20$ cm
- 12) Épaisseur de l'âme en travée b_o : $18 \leq b_o \leq 25$, On prend $b_o = 20$ cm
- 13) Épaisseur de l'âme à l'about b_o : $b_o = 60$ cm
- 14) Les Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armateurs d'acier et les câbles de précontrainte ($45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$)

✓ Goussets de la table de compression :

$$\tan \alpha = |2 h g. / (h t - b_o)| \leq 3/2$$

En travée : on a $e_1 = 6$ cm

A l'about: on a $e_2 = 4$ cm

✓ Goussets du talon :

$$\alpha = 45^\circ$$

En travée : $e_3 = 21$ cm

❖ Entretoise

Les entretoises seront disposées une au milieu de la travée et les autres de part et d'autre de celle-ci espacées de supérieur ou égale à 3 fois la hauteur de la poutre (cour de pont, réunion des ingénieurs):

- Hauteur de la poutre $h = 1,40$ m
- Espacement des entretoises $e = 3 \times 1,4 = 4,2$ m Prendre $e = 5$ m
- Longueur de l'entretoise $l_e = 2,50$ m
- Hauteur de l'entretoise $h_e = 0,60$ m

❖ Hourdis

En général l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30 m. Elle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande.

Pour ce projet, l'espacement entre axes des poutres est 2,50 m, l'épaisseur minimale à prévoir est $H_o = L_e/12$ soit $H_o = 0,22$ m.

❖ Chevêtres

Les chevêtres sont considérés comme des poutres en BA. Leurs dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

- Longueur $L = 10,80$ m
- $L/30 \leq H \leq L/5$ et $H/b \leq 10$
 $0,36 \leq H \leq 5,4$ Prendre $H = 0,80$ m et $b = 1$ m

❖ Pile

La hauteur des piles est déduite de l'étude hydraulique et hydrologique (calage de l'ouvrage).

- Prendre $l_0 = 5$ m
- $\lambda = 4 l_f/a$ avec $l_f = l_0/\sqrt{2} = 3,54$ m et $\lambda = 14,14$ ($\lambda < 35$ donc pas de risque de flambement).

❖ Culée

La culée d'un pont joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et d'autre part le soutènement des terres (remblai d'accès et de protection). Elle est constituée de plusieurs éléments :

Sommier d'appui

Généralement, l'épaisseur du sommier est égale à celle du voile.

Mur en retour

Couramment, l'épaisseur du mur est comprise entre 30 et 40 cm. Sa hauteur est fonction du prolongement de la pente du talus depuis l'axe du voile porteur.

Voile porteur

Son pré dimensionnement est identique à celui d'un mur de soutènement car il se comporte comme tel. Son épaisseur est donnée par la formule ci-dessous :

$$e = \max (0,6 ; h/8), \text{ Prendre } e = 0,80 \text{ m}$$

❖ Fondation

Elle est fonction de l'étude géotechnique.

5. Hypothèse de chargement

Classification : d'après les caractéristiques du pont et en se référant au tableau de classification des ponts, nous allons classer ce pont parmi les ponts de première classe.

Largeur roulable : $L_r = 8,00 \text{ m}$

Largeur chargeable : $L_c = L_r - 2 \times 0,5 \text{ m} = 7 \text{ m}$

Nombre de voies : $n = \text{int}(L_c/3) = 2$

Pont : de 1^{ère} classe

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

❖ Charges permanentes

Béton armé : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Charge de remblai : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Surcharge de remblai : $\gamma_r = 10 \text{ kN/m}^2$

Poussée des terres : $K_a = 0,33$

❖ Charges d'exploitation

a) Système de charges A

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

a_1 est fonction du nombre de voie et de la classe du pont, ici $a_1 = 1$

$a_2 = v_0 / v$, avec $v_0 = 3,50 \text{ m}$, $v = L_c/2 = 7,50/2 = 3,753$ d'où $a_2 = 0,93$

❖ Travée de 25m

l (m) = longueur chargée = 25m

$$A(l) = 1202,97 \text{ kg/m}^2$$

$$A_1(L) = \max. [1 \times 0,93 \times 1202,97; (400 - 0,2 \times 25) \quad]$$

D'où $A_1(L) = 1118,76 \text{ kg/m}^2$

❖ Travée de 40m

l (m) = longueur chargée = 25m

$$A(l) = 922,31 \text{ kg/m}^2$$

$$A_1(L) = \max. [1 \times 0,93 \times 922,31; (400 - 0,2 \times 40) \quad]$$

D'où $A_1(L) = 857,75 \text{ kg/m}^2$

b) Système de charges B

Les charges B sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique δ :

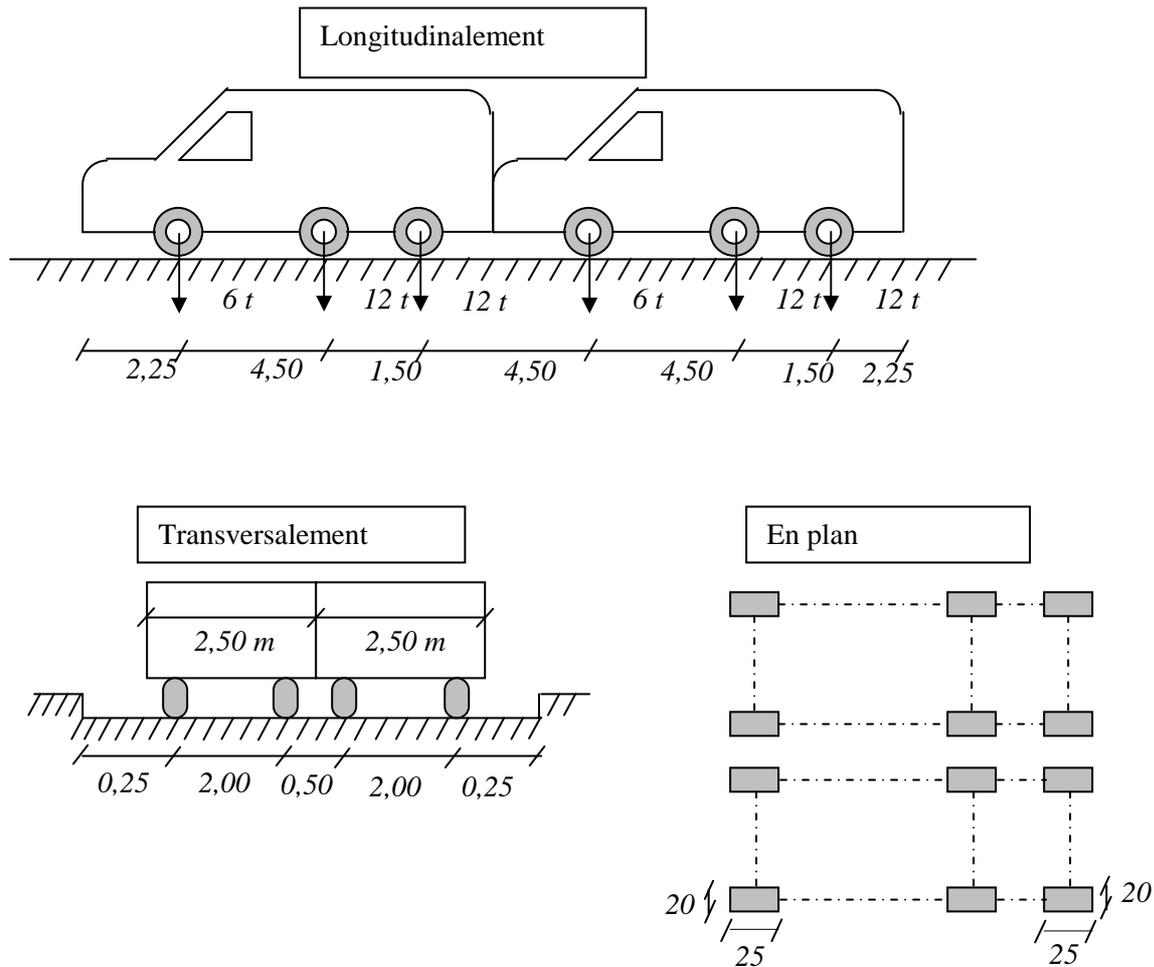
$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

qui sera évalué dans chaque cas ci-après.

* Système Bc (camion type)

Le camion type du système Bc a une masse totale de 30 tonnes. On peut disposer transversalement sur la chaussée autant de files de camions Bc que la chaussée comporte de voies de circulation et longitudinalement le nombre de camions par file est limité à 2.

- ✓ la masse portée par chacun des essieux arrière est de 12 tonnes
- ✓ la masse portée par l'essieu avant est de 6 tonnes
- ✓ la surface d'impact d'une roue arrière est de $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$
- ✓ la surface d'impact d'une roue avant est de $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$
- ✓ les charges Bc sont pondérées par les coefficients δ et $b_c = 1,10$.



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

L est la longueur de la travée considérée

G représente le poids propre de l'ouvrage pour la travée considérée.

S est la charge maximale qu'on peut placer sur le pont $S = 30 \times 4 = 120t$

❖ Travée de 25m

Poids propre de la dalle : $0,22 \times 10,8 \times 25 \times 25 = 1485$

Poids propre de la poutre : $(0,2 \times 0,6 \times 2 + 0,2) \times 25 \times 25 = 275$

Poids propre de l'entretoise : $0,2 \times 0,6 \times 25 \times 10,80 = 32,4$

G = 1792,4kN soit 179,24t

$$\delta c = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{179,24}{120}} = 1,15$$

La charge Bc est multipliée par le coefficient bc = 1,10 pour les ponts à deux voies

La largeur d'encombrement est le = 5m et la charge q est donnée par la formule :

$$qc = \delta c \times bc \times q = 1,15 \times 1,10 \times 1200 = 1518 \text{ kN}$$

❖ Travée de 40m

Poids propre de la dalle	: 0,22x10,8x25x40	= 2160
Poids propre de la poutre	: (0,2x0,6x2+0,2)x25x40	= 440
Poids propre de l'entretoise	: 0,2x0,6x25x10,80	= 32,4
		G = 2632,4kN soit 263,24t

$$\delta c = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 40} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{263,24}{120}} = 1,11$$

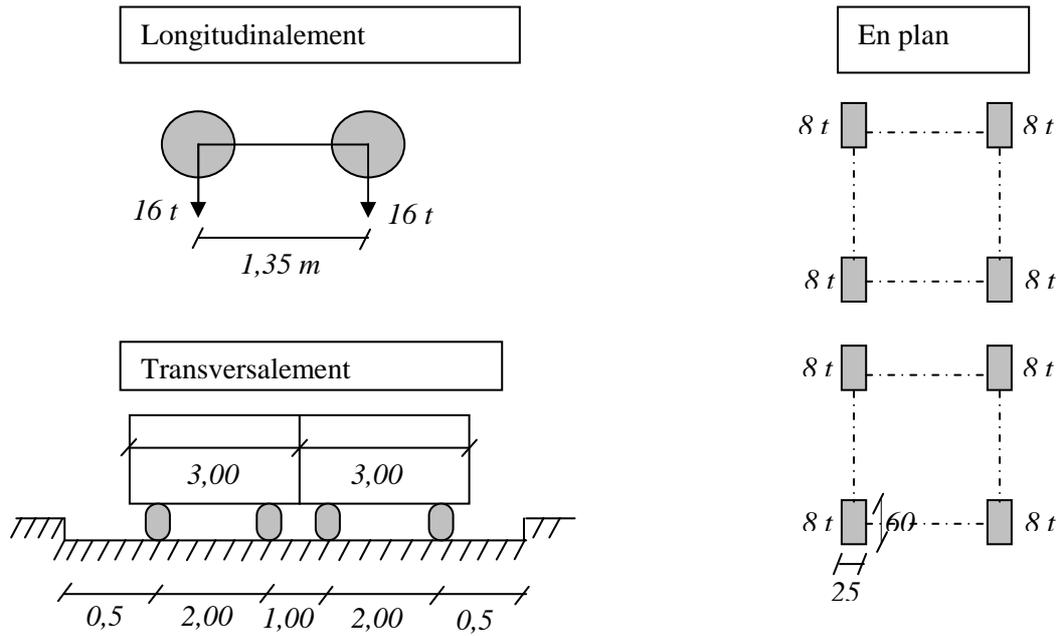
La charge Bc est multipliée par le coefficient bc = 1,10 pour les ponts à deux voies

La largeur d'encombrement est le = 5m et la charge q est donnée par la formule :

$$qc = \delta c \times bc \times q = 1,11 \times 1,10 \times 1200 = 1465,2 \text{ kN}$$

*** Système Bt (Essieu tandem)**

- ✓ la masse par tandem est de 16 tonnes
- ✓ la surface d'impact de chaque roue est de : 0,60*0,25 m²
- ✓ on peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems Bt et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1.
- ✓ la masse totale d'un camion Bt = 32t et le coefficient bt = 1.



Les charges Bt sont pondérées par les coefficients bt et δt . La charge totale $S=32 \times 2=64$ t

❖ Travée de 25m

$$\delta t = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{263,24}{64}} = 1,10$$

$$qt = \delta t \times bt \times q = 1,10 \times 1 \times 640 = 704 \text{ kN}$$

❖ Travée de 40m

$$\delta t = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{263,24}{64}} = 1,07$$

$$qt = \delta t \times bt \times q = 1,07 \times 1 \times 640 = 684,8 \text{ kN}$$

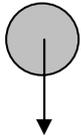
* **Système Br (roue isolée)**

Il s'agit d'une roue isolée de 10t pouvant être placée n'importe où sur la largeur roulable.

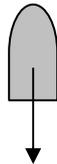
Pour la flexion transversale, le coefficient de majoration dynamique sera fonction de l'élément sollicité.

Sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé de 0,60 m de côté transversal et de 0,30 m de côté longitudinal.

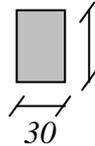
Longitudinal



Transversal



En plan



La roue isolée de 10t produit un effet nettement inférieur aux deux systèmes bc et bt étudiés précédemment.

❖ Travée de 25m

$$\delta r = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{263,24}{10}} = 1,07$$

$$q_r = 1,07 \times 100 = 107 \text{ kN}$$

❖ Travée de 40m

$$\delta r = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{263,24}{10}} = 1,05$$

$$q_r = 1,05 \times 100 = 105 \text{ kN}$$

NB: les systèmes A(l) et B sont distincts et ne peuvent être appliqués simultanément.

c) Charges militaires

Les véhicules de type militaire sont constitués de deux types : convoi M 80 et M 120.

Les effets des charges M 120 étant plus défavorables que ceux développés par les M 80, nous limiterons, dans ce qui suit, à l'étude des cas de charges dues aux convois M 120

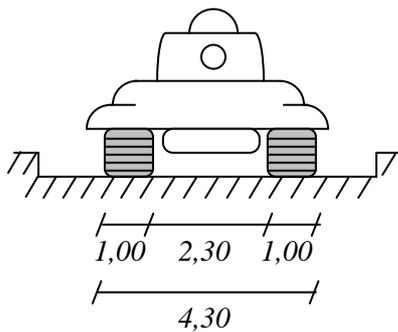
constitué de deux systèmes : Mc 120 et Me 120. Nous nous intéresseront plus particulièrement au convoi Mc 120.

* Mc 120

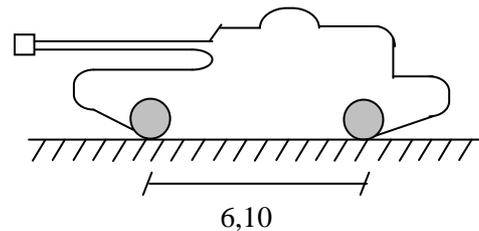
Un véhicule type Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- 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

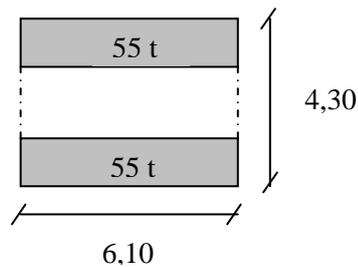
Longitudinalement



Transversalement



En plan



❖ Travée de 25m

$$\delta_i = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{263,24}{110}} = 1,12$$

La charge Mc = 1,12 x 110 = 123,2t soit Mc = 123,2/6,1 = 20,19 t/ml

❖ Travée de 40m

$$\delta_i = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{263,24}{110}} = 1,10$$

La charge $M_c = 1,10 \times 110 = 121 \text{ t}$ soit $M_c = 121/6,1 = 19,83 \text{ t/ml}$

* **Me 120**

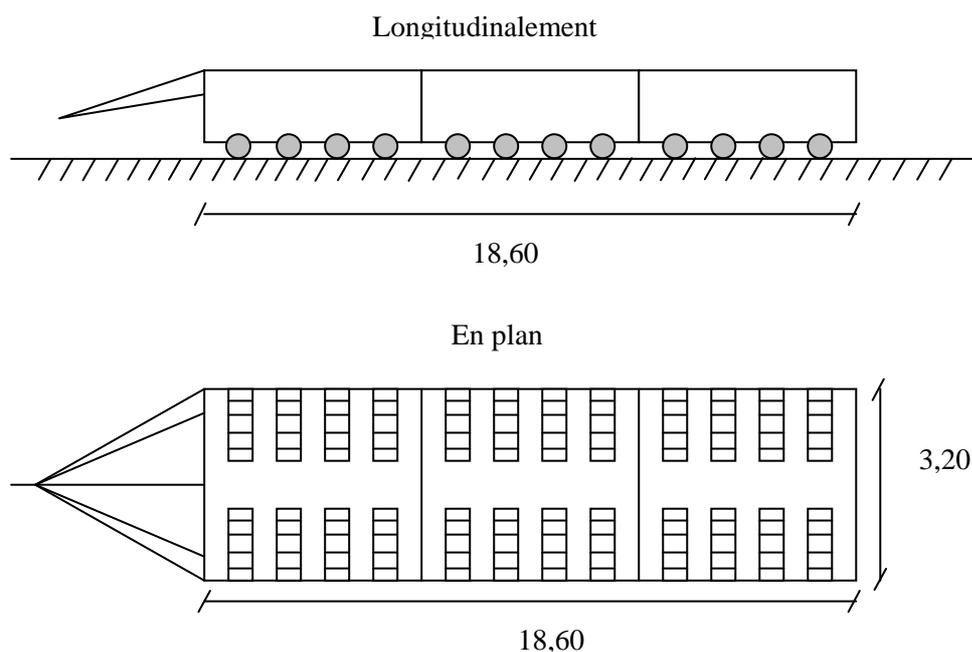
Il est constitué d'un groupe de deux essieux distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4,00 et le côté longitudinal 0,15 m.

d) Surcharges exceptionnelles

* **Convoi de type D240**

Ce système est constitué par une remorque composée de 3 éléments dont chacun comporte 4 lignes à essieux. Le poids total du convoi est de 2400 kN. La surface d'impact d'une remorque est un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et de 18,60 m de long. La distance entre axes des deux rectangles est de 19 m.

La charge par mètre linéaire est $q_D = 2400 / (18,60 \times 3,20) = 40,32 \text{ kN/ml}$



*Convoi type E360

Comporte deux remorques de 200 tonnes chacune. Le poids total est de 3600 kN. La surface d'impact d'une remorque est un rectangle uniformément chargé de 5,10 m de large et de 18,60 m de long. La distance entre axes des deux rectangles est de 33 m.

La charge par mètre linéaire est $q_E = 3600 / (18,60 \times 5,10) = 37,79 \text{ kN/ml}$

e) Surcharges de trottoir

On prendra pour le calcul :

- du tablier : 450 kg/m²
- des poutres principales : 150 kg/m²

f) Effort de freinage

- L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière : $\frac{1}{(20 + 0,0035 \cdot xS)}$ dans laquelle S désigne la surface chargée en mètres carrés (m²).
- Pour Bc, il correspond à un camion de 30 tonnes.

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

g) Effort de vent

Le vent souffle dans deux directions appelées vent X et vent Y. Suivant le sens la vitesse souvent prise égale à 150 km/h dans le cas des vents extrêmes, on évalue la force du vent à environ 2 kN/m².

h) Pression hydrodynamique

soit $v = 1,09 \text{ m/s}$ la vitesse de l'eau sur une hauteur $h = 4,39 \text{ m}$

$$P = \rho \left(gh + \frac{v^2}{2} \right) = 1 \left(10 \times 4,39 + \frac{1,48^2}{2} \right) = 44,99 \text{ kN/m}^2$$

i) Garde-corps

Effort horizontal : 2500 N/ml.

6. Combinaisons d'actions

Formulation symbolique :

a) Combinaisons aux États Limites Ultimes

$$1,35.G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}.Q_1 + \sum_{i>1} 1,3.\psi_{0i}.Q_i$$

b) Combinaisons aux États Limites de Service

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

Les combinaisons des sollicitations aux états limites dans le cas de calcul des ouvrages routiers se présentent comme suit :

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

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

Les différents cas de chargement envisagés sont présentés dans le tableau suivant, de même que les coefficients à utiliser pour les combinaisons de charges. Les charges seront placées de manière à produire l'effort le plus défavorable possible sur l'élément de structure, tout en respectant les dispositions du fascicule 61.

Les éléments structuraux à calculer sont les poutres, les entretoises, les chevêtres, les piles de pont, le hourdis (dalle du pont), les culées et les fondations.

Les différents coefficients de pondérations des charges sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Type de charge	ELU	ELS
Charges due au vent	1,2	1
Charges sismiques	1,2	0
Charges permanentes	1,35	1
Caractère particulier	1,35	1
Charges à caractères normal	1,6	1,2
Charges sur trottoirs	1,6	1
Charges sur remblai	1,6	1,2

Tableau récapitulatif des coefficients de pondération

c) Coefficient de répartition transversale (CRT) par la méthode de Guyon Massonnet

Pour déterminer les efforts dans les poutres, on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges et ceci à travers un coefficient de correction appelé coefficient de répartition transversale. La méthode utilisée pour sa détermination dépend du caractère de la section transversale est la méthode de Guyon-Massonnet.

Cette méthode obéit à deux principes fondamentaux :

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a la même rigidité moyenne à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.
- Le deuxième principe est d'analyser de façon approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont était sinusoïdale.

La méthodologie expliquée est la suivante :

Pour une poutre donnée, il sera déterminé les différents moments d'inertie de flexion et de torsion. Le comportement global du pont sera défini entièrement par deux paramètres principaux à savoir

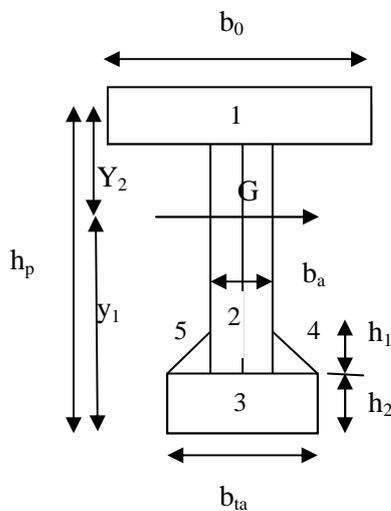
- Le paramètre de torsion :
$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p + \rho_E}}$$

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

Avec γ_p et ρ_p Respectivement les rigidités de torsion et de flexion de la poutre ;

Les coefficients K sont déterminés à partir des tableaux de Massonnet par une série d'interpolations, d'abord sur l'abscisse de la poutre y, ensuite sur le paramètre de torsion et enfin sur le paramètre d'entretoisement. Par la suite, l'on fait une lecture de la valeur de K pour les différents cas de chargements (système B, Al, Mc et E) sur la courbe de manière à obtenir le K le plus élevé.

Les coefficients K lus, sont divisés par le nombre de poutres pour obtenir le CRT. Les valeurs les plus grandes sont alors retenues.



Paramètres de la section de poutre	
h_p	1,40 m
b_0	0,60 m
b_a	0,20 m
h_1	0,10 m
h_2	0,20 m
h_{ta}	0,30 m
b_{ta}	0,60 m

N° de section	B (cm)	H (cm)	S (cm ²)	$y_{G_i/ox}$ (cm)	$M_{I_{ox}}$	$I_{G_{xi}}$	d (cm)	I_{gx} (cm ⁴)	
1	60	20	1 200	130	156 000	40 000	64,58	5044691,68	
2	100	20	2 000	70	140 000	66 666,67	4,58	108619,47	
3	60	20	1 200	10	12 000	40 000	55,42	3725651,68	
4	20	10	200	15	3 000	555,56	50,42	508990,84	
5	20	10	200	15	3 000	555,56	50,42	508990,84	
			$\sum S = 4800$ cm ²				$\sum M = 314000$	$\sum I_{GX} = 9896944 ,51$	

$$Y_{GX} = \frac{\sum M_{/oxi}}{\sum S_i} \Rightarrow \text{A.N: } Y_{GX} = \frac{314000}{4800}$$

$$Y_{GX} = 65,42 \text{ cm}$$

$$I_{GX} = 9\,896\,944,51 \text{ cm}^4 \text{ ou } I_{GX} = 0,09\,896\,944 \text{ m}^4$$

Soient I_p = moment d'inertie de flexion, d'une poutre
 E_p = espacement des poutres
 b = demi-lageur active du pont
 n = nombre de poutres

$$b = \frac{n \times E_p}{2} \Rightarrow b = \frac{4 \times 2,50}{2} = 5 \text{ m}$$

E_b = le module d'élasticité longitudinale du béton $E_b = 34179,558 \text{ MPa}$

G_b = module d'élasticité transversale du béton $G_b = E_b/2 = 17089,779 \text{ MPa}$

γ_E et γ_p représentent les rigidités torsionnelles de la dalle

b) Détermination des éléments intervenant dans le calcul

• Calcul

$$T_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} b \cdot h^3 \Rightarrow T_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 0,60 \times (0,20)^2$$

$$T_1 = 0,004$$

$$T_3 = K \left(2 \times \left(\frac{ht - ho}{bo} \right) \right) \times b (bta - bo) \times h_{ta}^3$$

$$K = 0,333 \text{ car } K = f\left(\frac{b}{a}\right) \text{ est lu dans un tableau}$$

$$T_3 = 0,008631$$

$$T_2 = K \times \left(2 \times \left(\frac{ht - ho}{bo} \right) \times (ht - ho) \right) \times bo^3$$

$$T_2 = 0,333 \times 2 \times \frac{1,20}{0,60} \times 1,20 \times 0,60^3 = 0,3452$$

$$\gamma_p = (T_1 + T_2 + T_3) \times \frac{G_b}{b} \Rightarrow \gamma_p = (0,004 + 0,3452 + 0,008631) \times \frac{34179,558}{2 \times 5}$$

$$\gamma_p = 611,52$$

$$\gamma_E = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times ho^3 \times Gb \Rightarrow \gamma_E = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times (0,20)^3 \times \left(\frac{34179,558}{2} \right)$$

$$\gamma_E = 22,78$$

• Détermination θ et α

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\gamma_p}{\gamma_e}} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

on a $\rho_E = I_h \times E_b$ avec $I_h = \frac{ho^3}{12}$

$$\rho_E = \left(\frac{0,20^3}{12} \right) \times 34179,56$$

$$\rho_E = 22,78$$

$$\rho_p = I_p \times \frac{Eb}{EP} = 0,09896 \times \frac{34179,56}{2,50}$$

$$\rho_p = 1352,964$$

$$\alpha = \frac{611,52 + 22,78}{2 \times \sqrt{22,78 \times 1352,964}}$$

$$\alpha = 1,81$$

$$\theta = \frac{5}{15} \times \sqrt[4]{\frac{1352,964}{22,78}}$$

$$\theta = 0,925$$

Les valeurs obtenues sont inscrites dans le tableau ci-après.

Surcharges	K sur poutre de rive	K pour poutre intermédiaire
A(L)	0,8811	1,1305
Bc	1,4672	0,8902
Bt	2,1063	0,6243
Br	2,7741	0,3495
Mc120	3,4310	1,16
Me120	0,9458	1,0577
Type E	1,1152	0,9688

Tableau récapitulatif du coefficient K de GUYON-MASSONNET

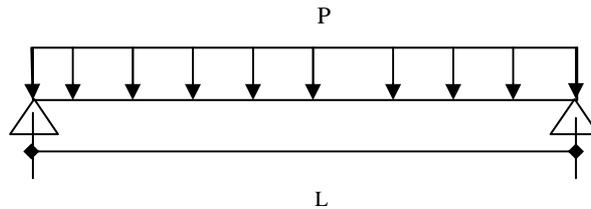
Récapitulatif de charges envisagées pour le chargement de l'ouvrage :

Types de charges		Coefficient de majoration		Valeur pour la Travée de 25m en	Valeur pour la Travée de 40m
Permanententes		-		179,24 t	263,24 t
A(l)		a ₁ =1 et a ₂ =0,93		11,19 kN/m ²	8,58 kN/m ²
		25m	40m		
B	Bc	1,15	1,11	1518 kN	1465,2 kN
	Bt	1,10	1,07	704 kN	684,8 kN
	Br	1,07	1,05	107 kN	105 kN
M120	Mc120	1,12	1,10	1232 kN	1210 kN
	Me120	-		-	-
D240		-		2400 kN	2400 kN
E360		-		3600 kN	3600 kN
Effort du vent		-		2kN/m ²	2kN/m ²
Pression de l'eau		-		44,99kN/m ²	44,99kN/m ²
Garde corps		-		2,5kN/m	2,5kN/m
Surcharge du trottoir		-		600kg/m ²	600kg/m ²
Effort de freinage		-		30t	30t

7. Calcul des contraintes et sollicitations dans les éléments de structures

Les éléments structuraux à calculer sont les poutres, les entretoises, les chevêtres, les piles de pont, le hourdis (dalle du pont), les sommiers, les murs garde grève et les fondations.

7.1 Calcul des poutres Schéma statique des poutres



Type de charges	Formules de base de calcul des sollicitations
Charges permanentes (P)	$M_{\max} = \frac{P \times L^2}{8}$ $T_{\max} = \frac{P \times L}{2} + P$
Système (Al)	$M_{\max} = \frac{A \times L^2}{8}$ $T_{\max} = \frac{A \times L}{2}$
Système (Bc)	<p>Le schéma montre un pont à deux piles. Les dimensions sont indiquées : 4,5 m entre les piles, 1,5 m entre les camions d'une même file, et 4,5 m entre les files. Les charges sont notées P/2, P, P = 24 t, et P/2.</p> <p>Disposer deux files de deux camions et faire varier les charges jusqu'à l'obtention des efforts maximum Mmax et Tmax</p>

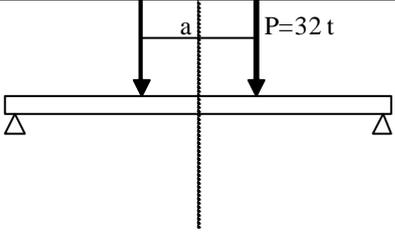
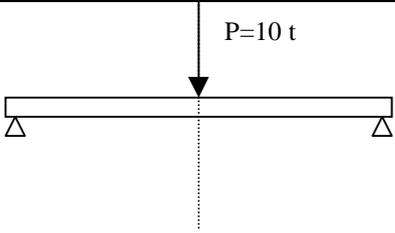
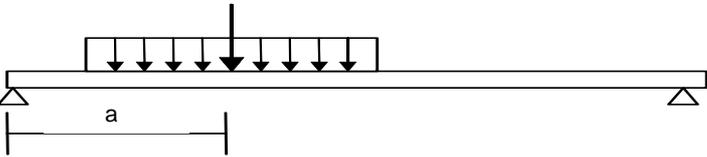
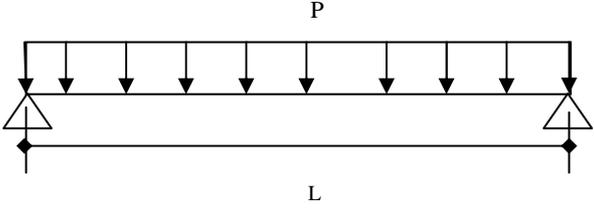
<p>Système (Bt)</p>	 $M_{\max} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2 \times L}\right)^2 \quad T_{\max} = P \left(2 - \frac{a}{L}\right)$
<p>Système (Br)</p>	 $M_{\max} = \frac{PL}{4} \quad T_{\max} = P \Rightarrow T_{\max} = 10 \text{ t}$
<p>Système Mc120</p>	 $M_{\max} = \frac{PL}{4} \left(1 - \frac{b}{2L}\right) \quad T_{\max} = p \times b \times \left(1 - \frac{b}{2L}\right)$
<p>Système E</p>	 $M_{\max} = \frac{pL^2}{8} \quad T_{\max} = \frac{pL}{2}$

Tableau : récapitulatif des formules usuelles de détermination des sollicitations

7.2 Calcul des sections d'armatures

La section droite des poutres sera considérée comme une section en T en ajoutant le hourdis comme table de compression.

L'état de fissuration étant considérée comme préjudiciable, les calculs se feront à l'état limite de services (ELS). L'enrobage est fixé à 3 cm pour tous les éléments sauf ceux qui sont en contact avec le sol dont l'enrobage est fixé à 5 cm.

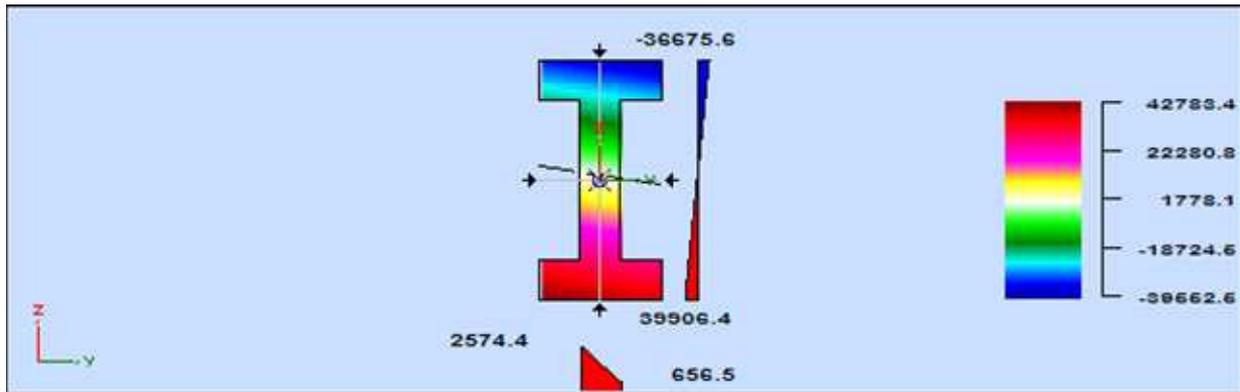
Les formules utiles à la détermination des sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Désignation	Formules	Observations
d	$d = H_p + h_0 - C - 5$	d est la hauteur utile
$\bar{\sigma}_s$	$\min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \end{array} \right.$	$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte limite de l'acier $\eta = 1,6$
$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma} = 0,6 \times F_{c28}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte limite du béton à 28 jours.
Mtser	$M_{tser} = \frac{\bar{\sigma} \left(d - \frac{h_0}{3} \right)}{30(d - h_0)} b \times h_0^2$	Mtser est le moment de résistance de la section, il doit être inférieur à Mser pour qu'on considère la structure en T
Zb	$Z_b = 0,93 \times d$	Zb est le bras de levier des aciers
As	$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s}$	As est la section d'acier qu'il faut dans la poutre
Asmin	$A_{s_{min}} = \frac{0,23 \times F_{t28}}{F_e} \times b \times d$	Vérification de la condition de non fragilité
τ_u	$\tau_u = \frac{V_u}{B \times d}$	Contrainte de cisaillement
St	$St \max \leq mn \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$	Espacement des armatures transversales

Tableau : récapitulation des formules pour le calcul des sections d'aciers

❖ POUTRE DE 25M

SECTION TRANSVERSALE



Contraintes extrêmes dans la barre

	s_x max	s_x min	$ t $ max	s_j max
Contraintes	282947.3 kPa	-277380.4 kPa	56627.0 kPa	284065.9 kPa

RESULTATS DANS LA SECTION

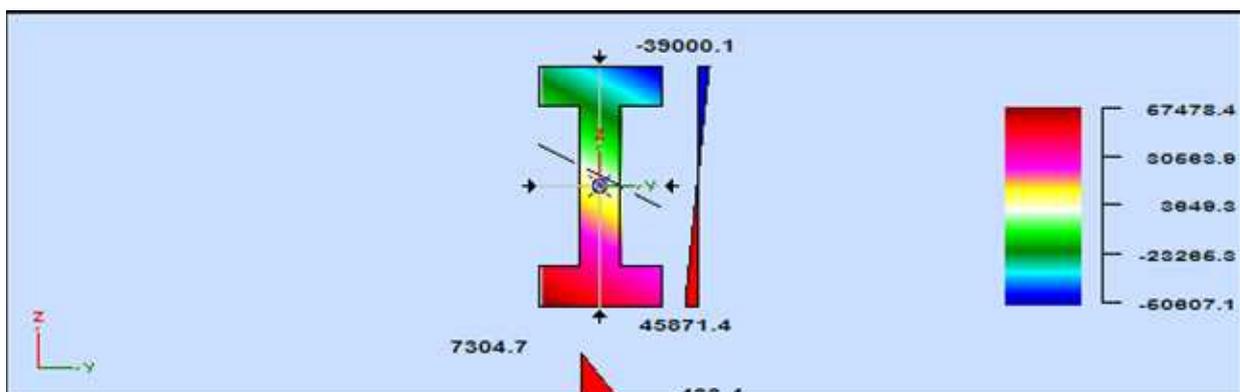
Sollicitations appliquées à la section

$F_x = 646.2$ kN	$M_x = 557.7$ kN*m
$F_y = 99.5$ kN	$M_y = -4424.7$ kN*m
$F_z = 510.4$ kN	$M_z = 74.2$ kN*m

$M_{max} = 557,7$ kN.m et $T_{max} = 646,2$ kN. La Section d'armatures : 18HA25+12HA12

❖ **POUTRE DE 40M**

SECTION TRANSVERSALE



Contraintes extrêmes dans la barre

	s_x max	s_x min	$ t $ max	s_j max
Contraintes	143691.8 kPa	-130716.5 kPa	32606.5 kPa	144712.0 kPa

RESULTATS DANS LA SECTION

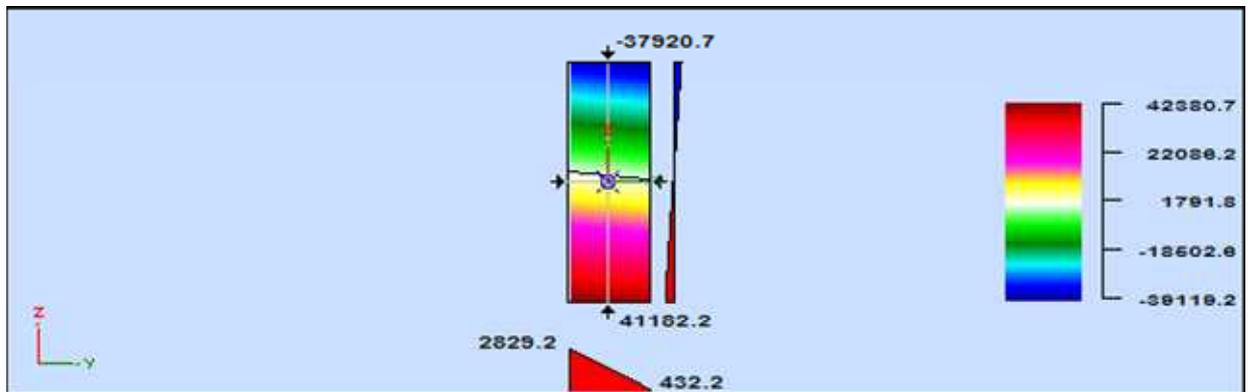
Sollicitations appliquées à la section

F_x = 1374.3 kN	M_x = 399.2 kN*m
F_y = 118.3 kN	M_y = -4903.7 kN*m
F_z = 318.4 kN	M_z = 299.2 kN*m

M_{max} = 4903,7 kN.m et T_{max} = 1374,3 kN. La Section d'armatures :
15HA32+4HA25+6HA20

❖ ENTRETOISES

SECTION TRANSVERSALE



Contraintes extrêmes dans la barre

s _x max	s _x min	t max	s _j max
110769.2 kPa	110332.9 kPa	-106616.4 kPa	34556.5 kPa

RESULTATS DANS LA SECTION

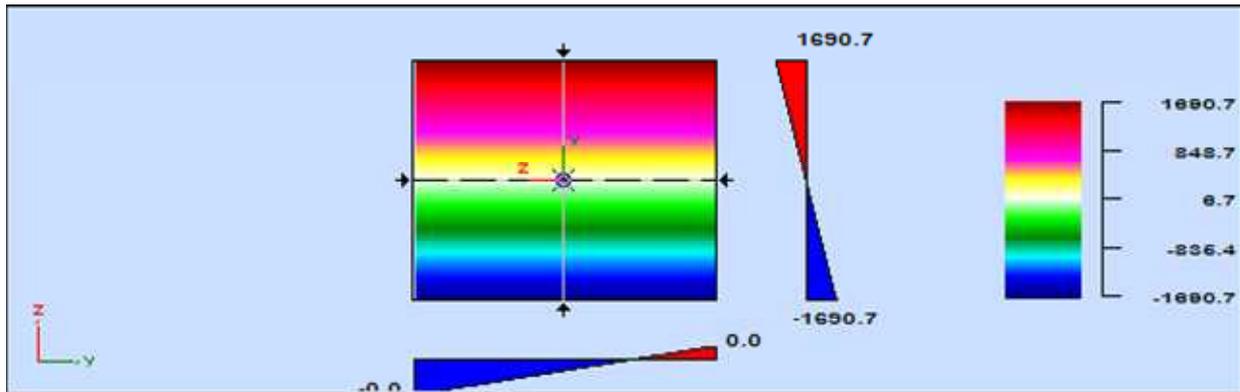
Sollicitations appliquées à la section

F_x =195.7 kN	M_x = 200.0 kN*m
F_y =63.4 kN	M_y = -474.6 kN*m
F_z =65.5 kN	M_z = 4.8 kN*m

M_{max} = 474,6 kN.m et T_{max} = 195,7 kN. Ainsi la Section d'armatures : 4HA12 + 4HA8

❖ CHEVETRE

SECTION TRANSVERSALE



Contraintes extrêmes dans la barre

	sX max	sX min	 t max	sj max
Contraintes	2521.3 kPa	-2521.3 kPa	256.5 kPa	2521.3 kPa

RESULTATS DANS LA SECTION

Coordonnées de la section $x/l = 0.50$ (Relatives) $x = 530.0$ cm (Absolues)

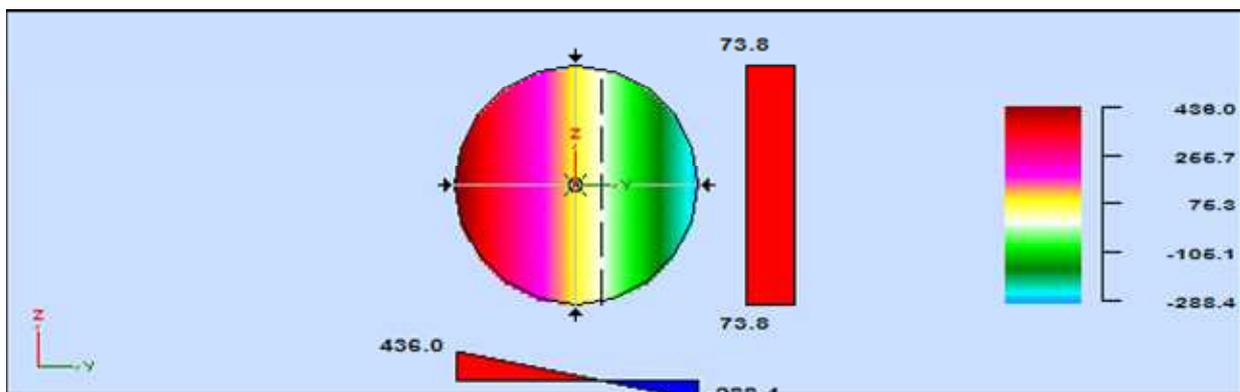
Sollicitations appliquées à la section

Fx = 0.0 kN	Mx =	0.0 kN*m
Fy = -328 kN	My =	0.0 kN*m
Fz = -0.0 kN	Mz =	-1803 kN*m

Mmax = 1803 kN.m et Tmax = 328 kN. Ainsi la Sections d'armatures choisies est 8x4HA32+8x3HA20

❖ **PILE**

SECTION TRANSVERSALE



Contraintes extrêmes dans la barre

	sX max	sX min	 t max	sj max
Contraintes	1596.5 kPa	-1301.2 kPa	94.6 kPa	1596.5 kPa

RESULTATS DANS LA SECTION

Sollicitations appliquées à la section

F_x = 57.0 kN	M_x = 0.0 kN*m
F_y = 275 kN	M_y = -0.0 kN*m
F_z = 0.0 kN	M_z = 344 kN*m

***M_{max} = 344 kN.m et T_{max} = 275 kN. Ains la Section d'armatures : 7HA25
Espacement e = 37cm***

❖ CALCUL DU HOURDIS

Nous considérons un panneau de 2,50 m de largeur sur 25 m de longueur simplement appuyé sur ses quatre côtés. Selon les règles de la RDM. Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,50}{25} = 0,10 < 0,4$ on considère

que la dalle porte dans un seul sens, celui de la plus petite portée. Si c'est le cas, le calcul se fera comme une poutre reposant sur deux appuis simples de portée L = 2,50 m ce qui signifie que nous revenons à la même méthode de calcul que celle des poutres. Les moments et efforts tranchants que nous allons trouver seront au mètre linéaire.

RESULTATS DANS LA SECTION

Sollicitations appliquées à la section

F_x = 1131,42 kN	M_x = 66,72 kN.m
F_y = 1791,59 kN	M_y = 1126,52 kN.m
F_z = 1432,79 kN	M_z = 224,94 kN.m

M_{max} = 1126,52 kN.m et T_{max} = 1791,59 kN Ainsi la Section d'armatures obtenue sur une bande de 1 ml est de 7HA14

Espacement e = 15 cm.

❖ CALCUL DES APPIUS (CULEES)

Les culées sont dimensionnées comme un mur de soutènement. Les résultats des sollicitations dans la section sont :

F_x = 690,1 kN	M_x = 458,9 kN.m
F_y = 26,59 kN	M_y = 2409,4 kN.m
F_z = 31,79 kN	M_z = 1808,1 kN.m

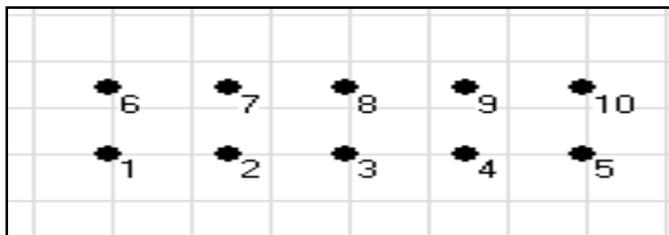
M_{max} = 2409,4 kN.m et T_{max} = 690,1 kN. Ainsi la Section d'armatures obtenue sur une bande de 1 ml est de 7HA25. Espacement e = 15 cm.

8. Dimensionnement des pieux

Le type de pieux dépend de la nature du sol en place. Pour notre projet, nous avons choisi les pieux forés car ils sont rapides à réaliser et ils ont une très bonne performance pour traverser les couches dures puisque nous allons enfoncer la pointe des pieux jusqu'à retrouver le substratum rocheux.

- ✓ La charge venant du fût est $P_p = 4117,8 \text{ kN}$ et le poids propre de la semelle est $P_s = 216 \text{ kN}$. La charge totale agissant sur les pieux est $Q_{net} = 4333,8 \text{ kN}$. Si nous considérons un coefficient de sécurité $F = 3$, on aura $Q_{Gadm} = 4333,8/3 = 1444,6 \text{ kN}$
- ✓ Si $L = 15 \text{ m}$ est la longueur du pieu, son diamètre d doit vérifier l'inégalité suivante : $L/d \leq 50$ d'où $d \geq L/50$ soit $d \geq 15/50$ soit $d \geq 0,3 \text{ m}$, on prend $d = 30 \text{ cm}$
- ✓ Soit $q = 0,2 \text{ MPa}$, la contrainte admissible du sol ; la charge limite pour un pieu isolé est de $Q_p = 141,3 \text{ kN}$
- ✓ Calcul du nombre de pieux $Q_G = n \times Q_p$ soit $n = 10$, nous retenons 10 pieux de 30cm de diamètre.

❖ Disposition des pieux

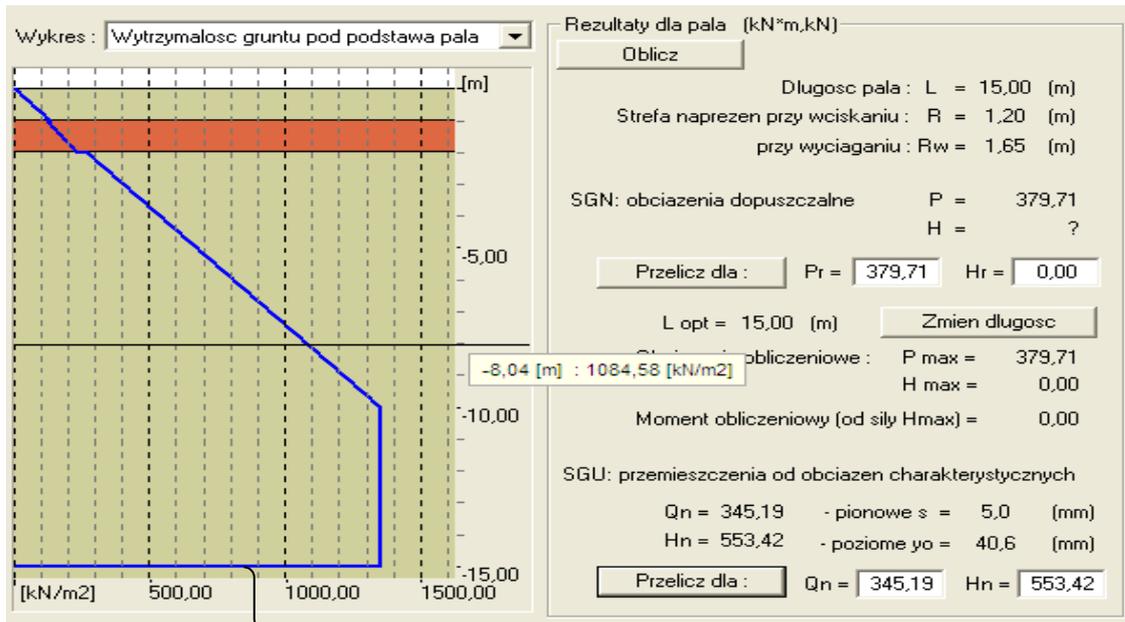


❖ Résultat de calcul

Capacité de charge en kN			
Du pieu simple		Du pieu dans le groupe	
Nt	Nw	Qrmax	Qrmin
557,96	299,13	414,67	168,06
De la charge limite du groupe de pieux			
Pmax = 3 797,08		Pmin = 2030,1	

Tableau : capacité de charge des pieux

❖ Diagramme de la résistance le long du pieu enfoncé



$N_u = 414,67 \text{ kN}$

La quantité d'armature minimale est suffisante pour reprendre les efforts.

$N_{ur} = 553,42 \text{ kN}$

$A_{min} = \max(20d^2, 16d) \implies A_{min} = 6 \text{ cm}^2$, nous retiendrons 8HA10

1. Etude de la précontrainte par post-tension :

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour s'appuyer lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité. On distingue différentes possibilités de post-tension :

- ✓ **par câbles ou fils adhérents** : cela suppose que le câble puisse glisser dans le béton sans créer des frottements exagérés. Ce procédé peu courant peut utiliser un produit retardateur enduisant les câbles avant le coulage du béton (graisse spéciale, LUBABON.....)
- ✓ **par câbles glissants** dans des conduits (gainés métalliques, gainés plastique, tubes métalliques).

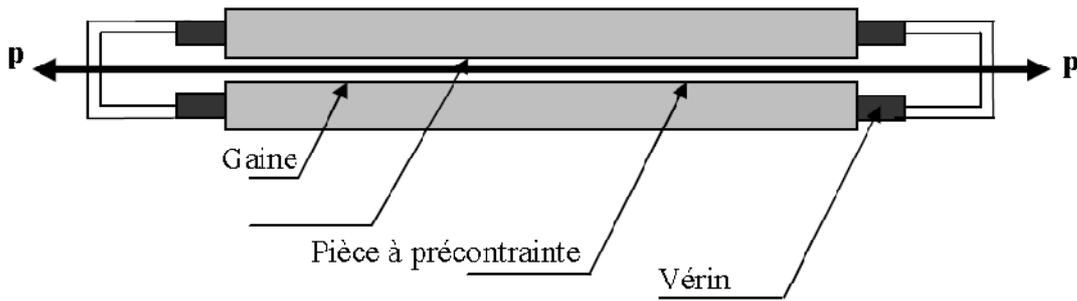


Figure : Principe de la précontrainte

Caractéristiques du câble de Freyssinet

Unité	Classe de résistance	f_{prg} Mpa	f_{peg} Mpa	A mm^2	P_0 KN	Relaxation ρ_{1000}	Frottement (câbles huilés)		Reculé d'ancrage (g) mm	ϕ gaine câbles
							Frd^{-1}	φm^{-1}		
12T15	II	1770	1583	1668	2362	TBR2, 5	0,18	0,002	6	83

La valeur de la précontrainte minimale est $P = \sup (P_I ; P_{II})$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I_{Gz}}{v} \cdot \sigma_1 + \frac{I_{Gz}}{v'} \cdot \sigma_2}{\rho \cdot h}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I_{Gz}}{v'} \cdot \sigma_2}{v' + \rho \cdot v - d'}$$

$$P_I = 1180,94 \text{ kN}$$

$$P_{II} = 4801,84 \text{ kN}$$

$P = 4801,84 \text{ kN}$, la section est sur-critique alors il faut rapprocher les câbles près du centre de gravité de la poutre.

Nombre de câble

La contrainte à l'origine d'un câble est : $\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$.

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8 \cdot 1770 ; 0,9 \cdot 1583) = \text{Min} (1416 ; 1424,7)$$

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_{p0}} \Rightarrow A_{p0} = \frac{P_0}{\sigma_{p0}}$$

$$\Rightarrow A_{p0} = \frac{6036,5331}{1416} = 4263,09 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } N = \frac{A_{p0}}{\text{section nominale}} = \frac{4263,09}{1668} = 2,6 \approx 3 \text{ câbles.}$$

⇒ On adopte 3 câbles de 12 T 15.

⇒ Donc la section sera égale : $A_{p0} = N \cdot A_{\text{nominale}} = 3 \times 1668 = 5004 \text{ mm}^2$.

Données sur l'élément

Nom : [Projet de pont de Linia](#)

$L =$	25,0	[m]	Longueur de l'élément
$h =$	120	[cm]	Hauteur de la section
$v_z =$	35	[cm]	Distance des fibres extrêmes supérieures de la section par rapport à l'axe z
$v_{pz} =$	35	[cm]	Distance des fibres extrêmes inférieures de la section par rapport à l'axe z

Cas de charge pour la force de précontrainte

[Précontrainte](#)

Cas de charge pour les pertes

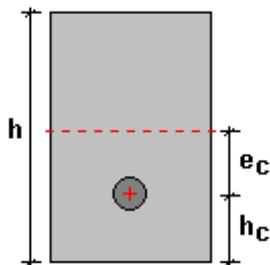
[Pertes de précontrainte](#)

Données câble

$P_0 =$	4801,8	[kN]	Force de précontrainte initiale
$\varphi =$	0,0015	[m ⁻¹]	Coefficient de frottement pour le conduit ondulé
$f =$	0,1500	[rad ⁻¹]	Coefficient de frottement linéaire

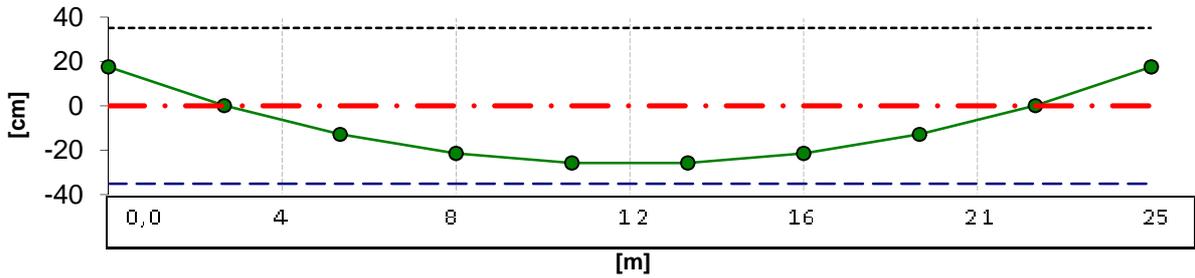
Application de la force de précontrainte - origine du tirant

Conduit du câble



e_c	Distance entre le câble et le centre de gravité de la section
h_c	Distance entre le câble et les fibres inférieures extrêmes de la section
h	Hauteur de la section

Conduit du câble.



● ec - - - - - Arête supérieure de la barre. - - - - - Arête inférieure de la barre. - · - · - Centre de gravité de la barre

Lp	X	h _c	e _c
	[m]	[cm]	[cm]
1	0,0	53	18
2	1,6	35	0
3	5,7	22	-13
4	8,0	14	-21
5	10,3	9	-26
6	13,7	9	-26
7	16,0	14	-21
8	20,3	22	-13
9	22,7	35	0
10	25,0	53	18

Calcul des pertes

$\Sigma\alpha = 0,258$ [Rad] Somme d'angles pour le conduit de câble entier
 $L_p = 25,0$ [m] Longueur du conduit de câble

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot x} \Rightarrow P_o(x) = P_0 \cdot e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot x}$$

	X	x	$\alpha =$	P _x	ΔP_x	ΔP_x
	[m]	[m]	[Rad]	[kN]	[kN]	[%]
1	0,0	0,0	0,000	4801,8	0,0	0,0
2	1,3	1,3	0,016	4978,0	22,0	0,4
3	2,7	2,7	0,048	4944,1	55,9	1,1
4	4,0	4,0	0,080	4910,4	89,6	1,8
5	5,3	5,4	0,113	4876,9	123,1	2,5
6	6,7	6,7	0,145	4843,5	156,5	3,1
7	8,0	8,0	0,177	4810,4	189,6	3,8
8	9,3	9,4	0,210	4777,6	222,4	4,4
9	10,7	10,7	0,242	4745,1	254,9	5,1
10	12,0	12,0	0,258	4724,2	275,8	5,5

X Distance de la section mesurée entre l'origine de l'élément et la section actuelle
 x Longueur du câble entre l'origine de l'élément et la section actuelle

$\alpha =$ Somme des angles de la courbure entre l'origine de la barre et la section actuelle
 P_x Valeur de la force de précontrainte dans la section
 ΔP_x Réduction de la force de précontrainte par rapport à la valeur de la tension

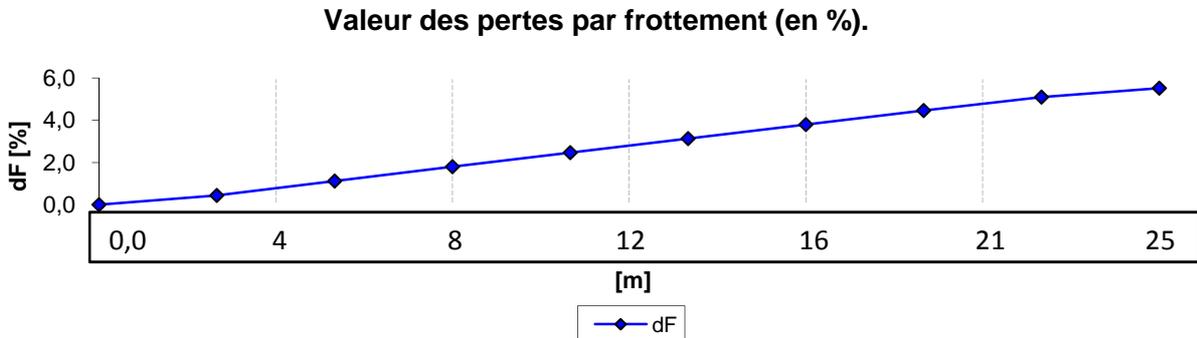
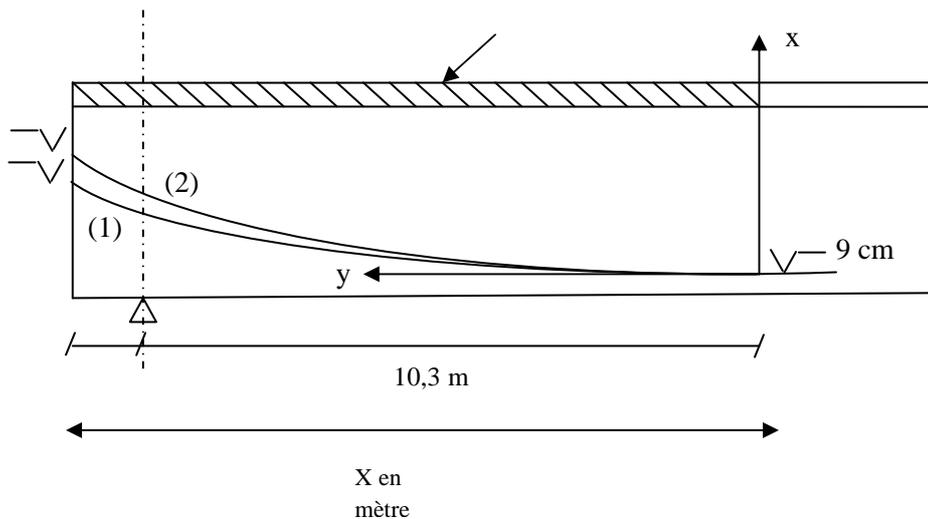


Schéma de principe de câblage de la poutre



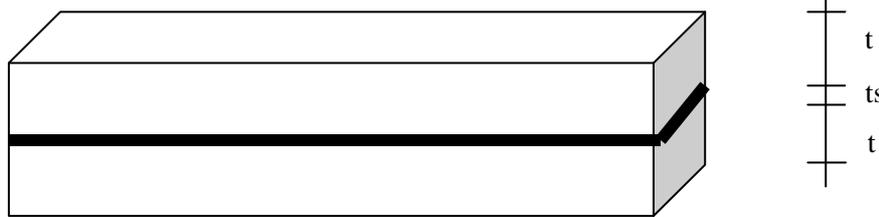
2. Les équipements du pont

❖ Les appareils d'appui

Ils sont disposés pour permettre la liaison entre le tablier et ses appuis (pile ou culée). Cette liaison doit assurer deux fonctions :

- ✓ transmettre les charges verticales et horizontales vers les piles ou les culées
- ✓ permettre le libre mouvement du tablier dans les directions choisies que se soient des translations ou des rotations

Il existe plusieurs types d'appareils d'appui mais pour ce projet, il a été choisi les appareils en élastomères frettés de type Néoprène de marque A.A.STUP (Procédé de Fressinet) : il est constitué d'une seule frette inférieure d'épaisseur 2mm et deux frettes extérieures de 1mm chacune.



Ils sont constitués par un empilage de feuillets d'élastomères d'épaisseur comprise entre 8 et 20mm. Ils reprennent les charges verticales, horizontales et les rotations.

t_s = épaisseur de frette (1mm pour les frettes extérieures et 2mm pour les frettes inférieures)

t = épaisseur des feuillets ($t=8$; 10 ; 12 ; 20 mm).

Dimensionnement des appareils d'appui

Les efforts maximum sur les appuis sont :

- ✓ sur la pile $P = 4117,8$ kN soit $4,12$ MN
- ✓ sur la culée $P = 2058,9$ kN soit $2,06$ MN

la contrainte verticale P/a^2 doit être comprise entre 2MPa et 15Mpa pour respecter les conditions de non cheminement et de non écrasement.

L'épaisseur totale e de l'appareil doit respecter la condition de non flambement $a/10 < e < a/5$

- ✓ sur la pile : $0,14 < a < 1,04$ soit nous retiendront un appareil de 60×60 cm²
- ✓ sur la culée : $0,09 < a < 0,70$ soit nous retiendront un appareil de 60×60 cm²
- ✓ l'épaisseur est alors $60/10 < e < 60/5$ soit nous retiendront $e = 80$ mm

Avec $6t + 2t_s = 6 \times 12 + 4 \times 2 = 80$ mm d'où 6 feuillets de 12mm interposés de 2 mm.

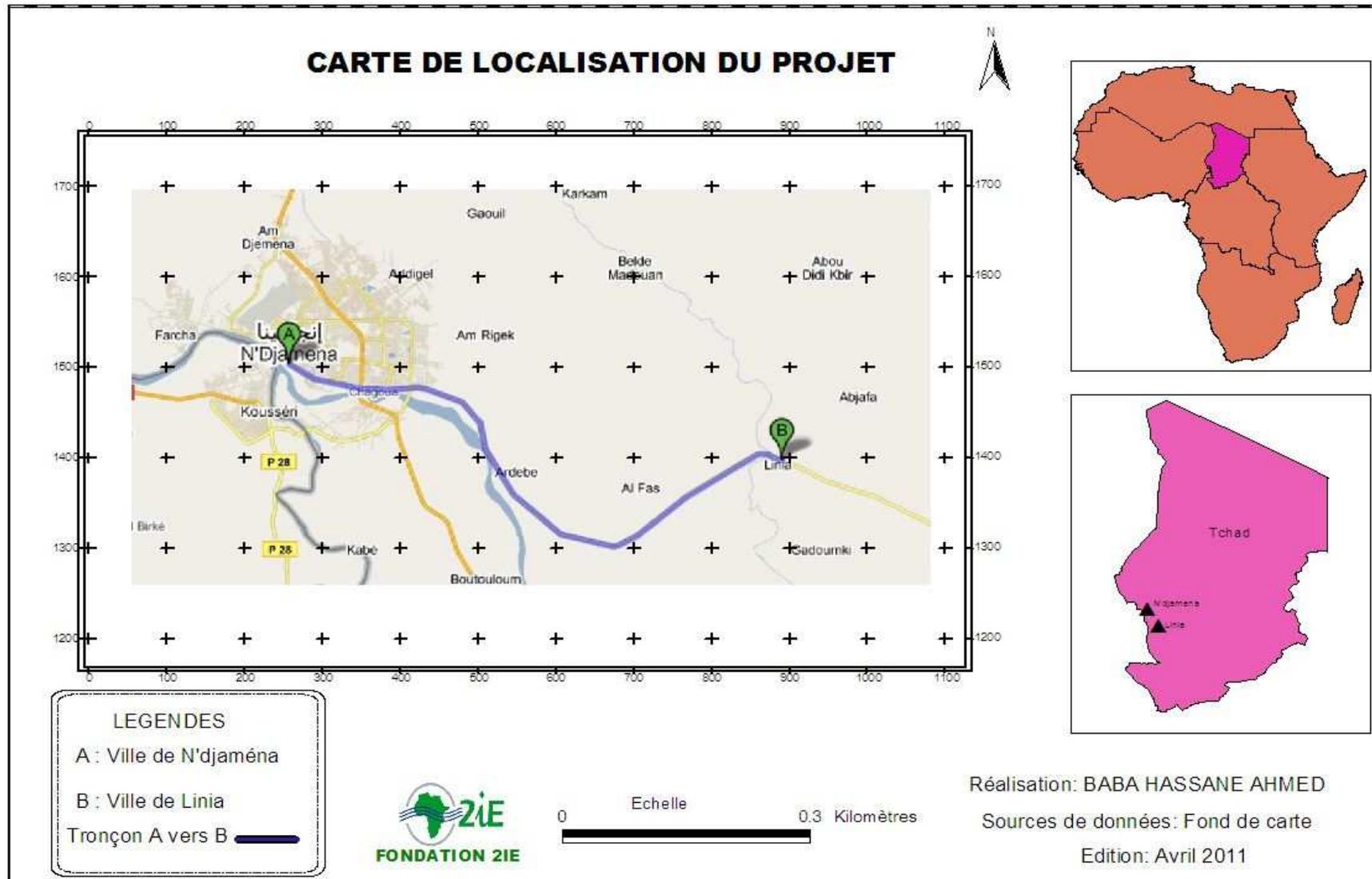
❖ Les glissières de sécurité

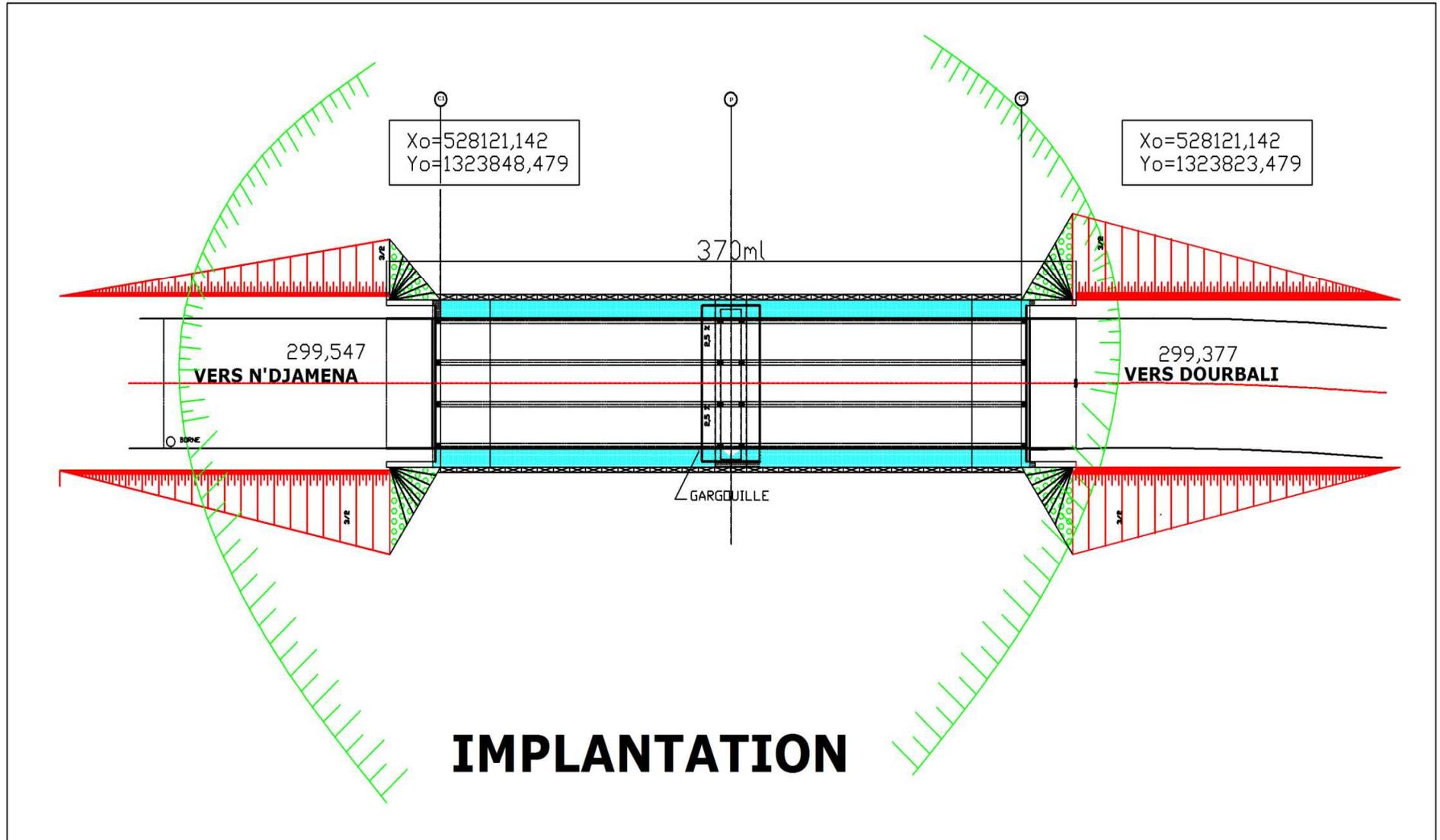
Un garde corps (glissière de sécurité) est composé de :

- ✓ La main courante encore appelée lisse qui est généralement lisse comme son nom l'indique (nous avons choisi pour se faire des tubes ronds de 70x2, 5cm)
- ✓ Une ou plusieurs sous lisses (nous avons choisi pour notre projet une seule sous lisse)
- ✓ Les montants espacés et encastrés dans le tablier (nous avons choisi des IPE 80)

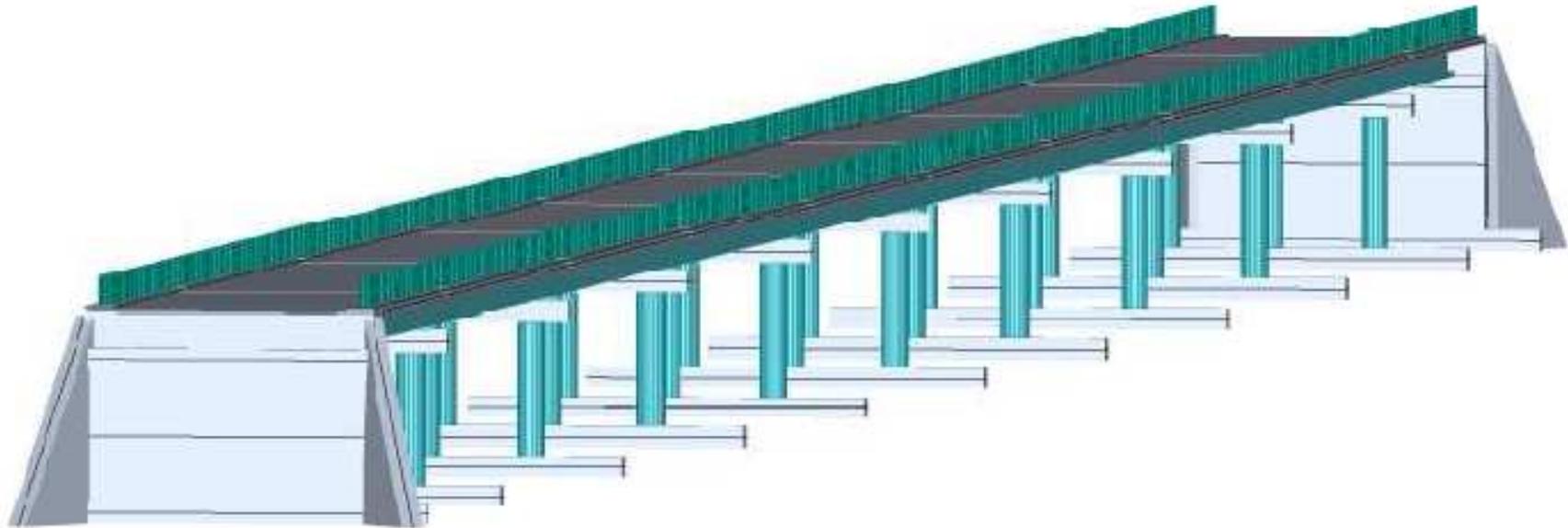
La hauteur H est fonction de la hauteur h du trottoir et elle est donnée par la relation suivante d'après le fascicule 61, titre 2: $H = 0,95 + 0,005h + 0,05$. Le maximum est fixé à 1,20m alors nous fixons la hauteur des glissières de sécurité à 1,20m.

Annexe 5: Plans d'implantation, élévation et plans de ferrailage





ELEVATION



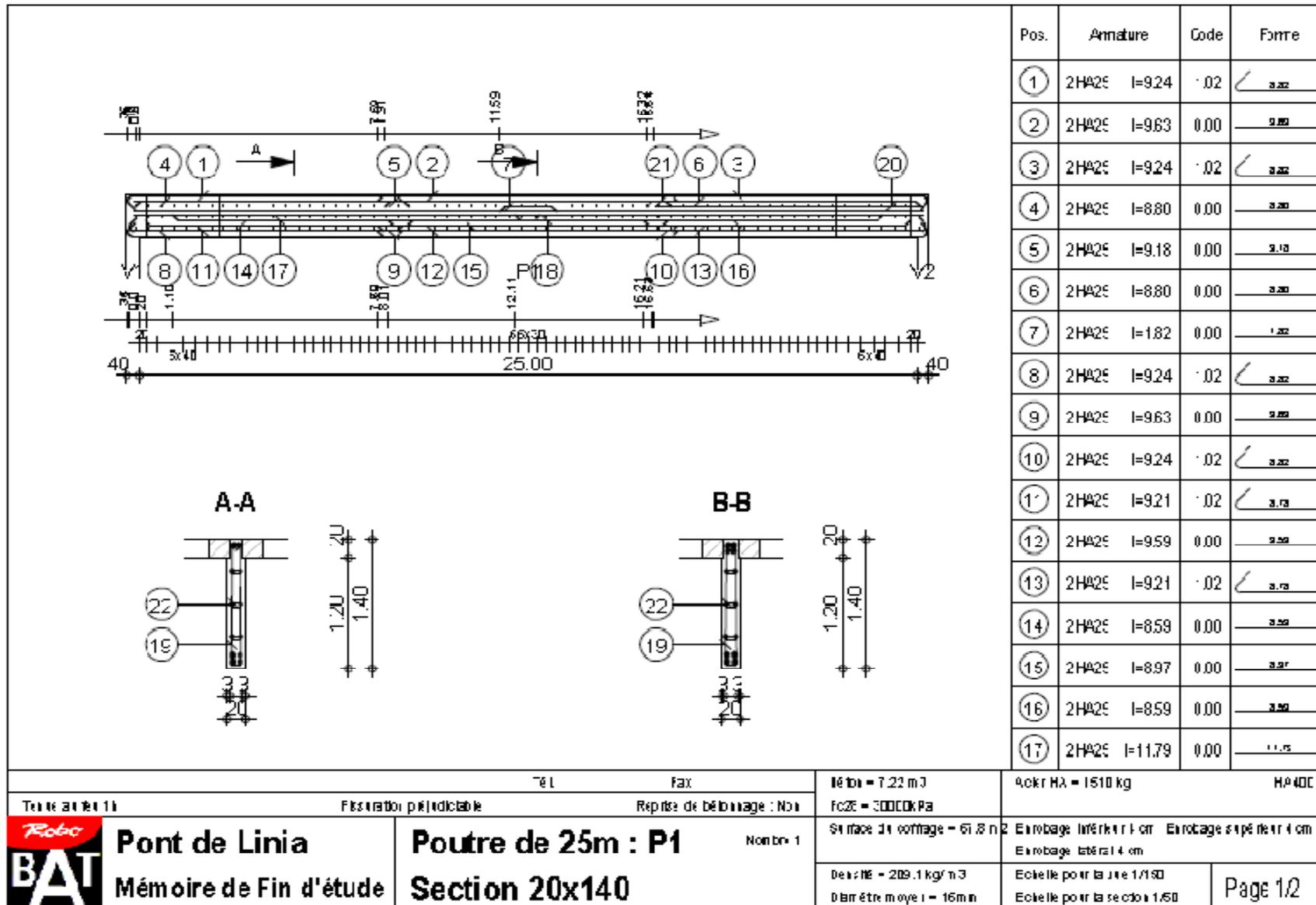
CONCEPTION :

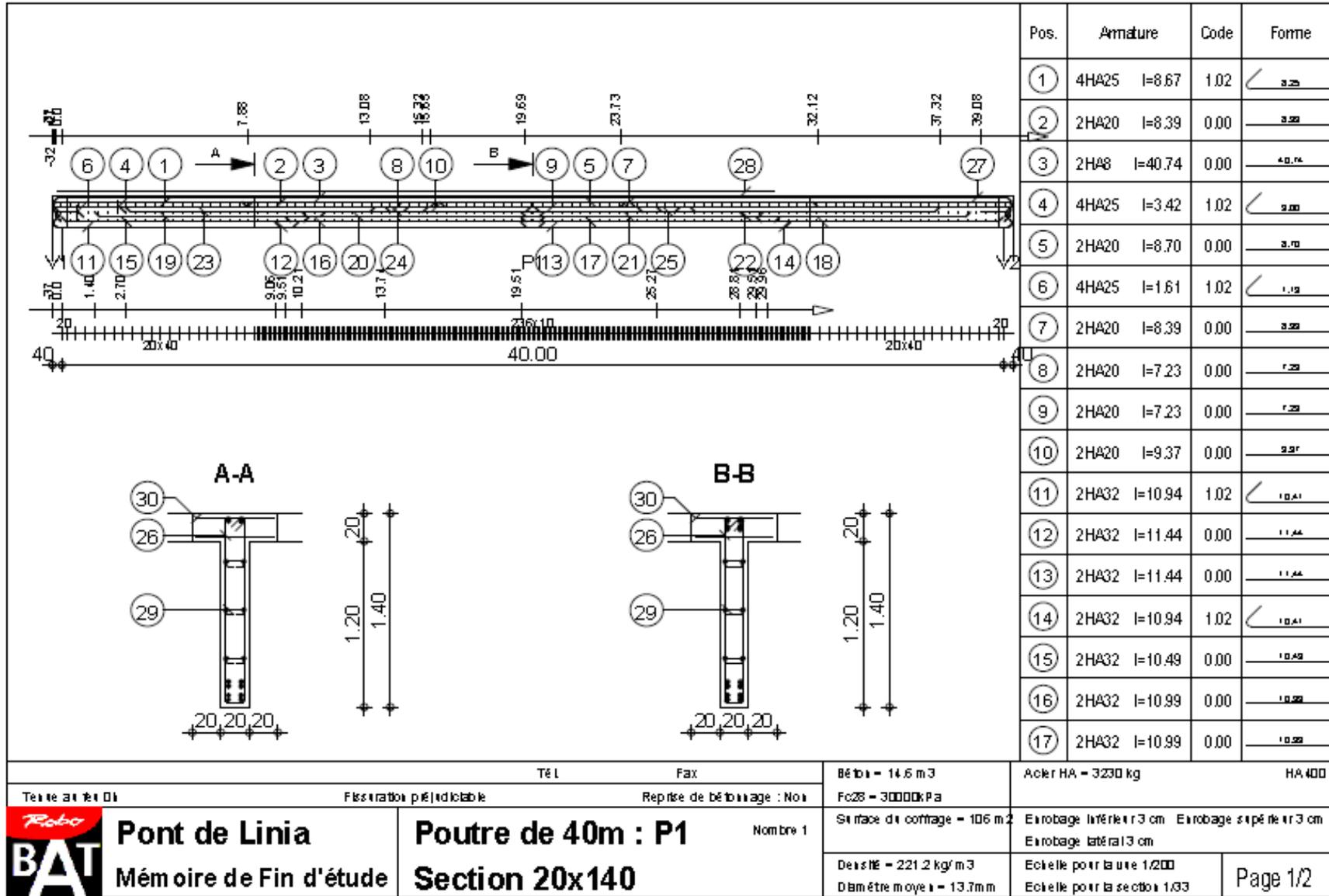
BABA HASSANE AHMED

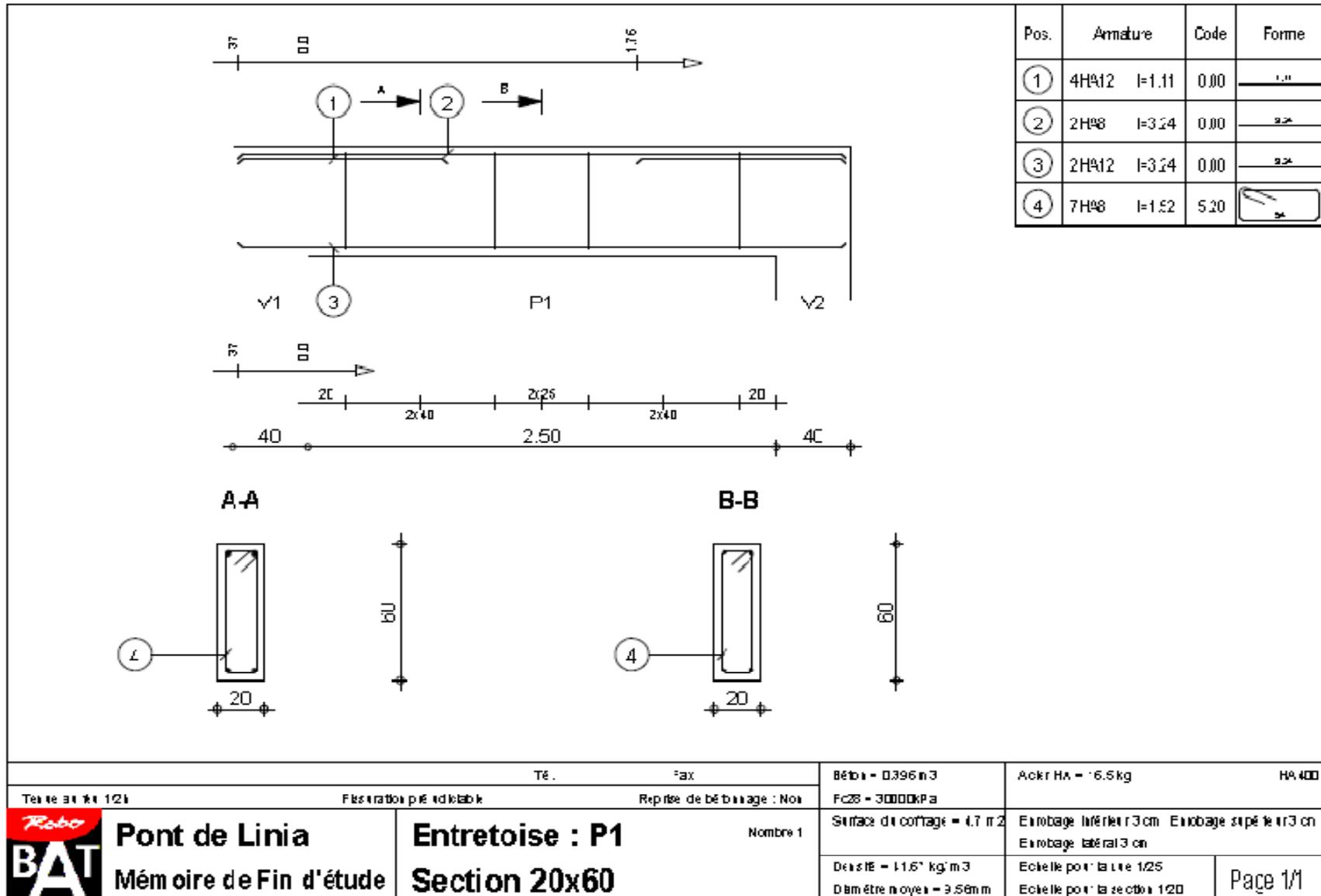


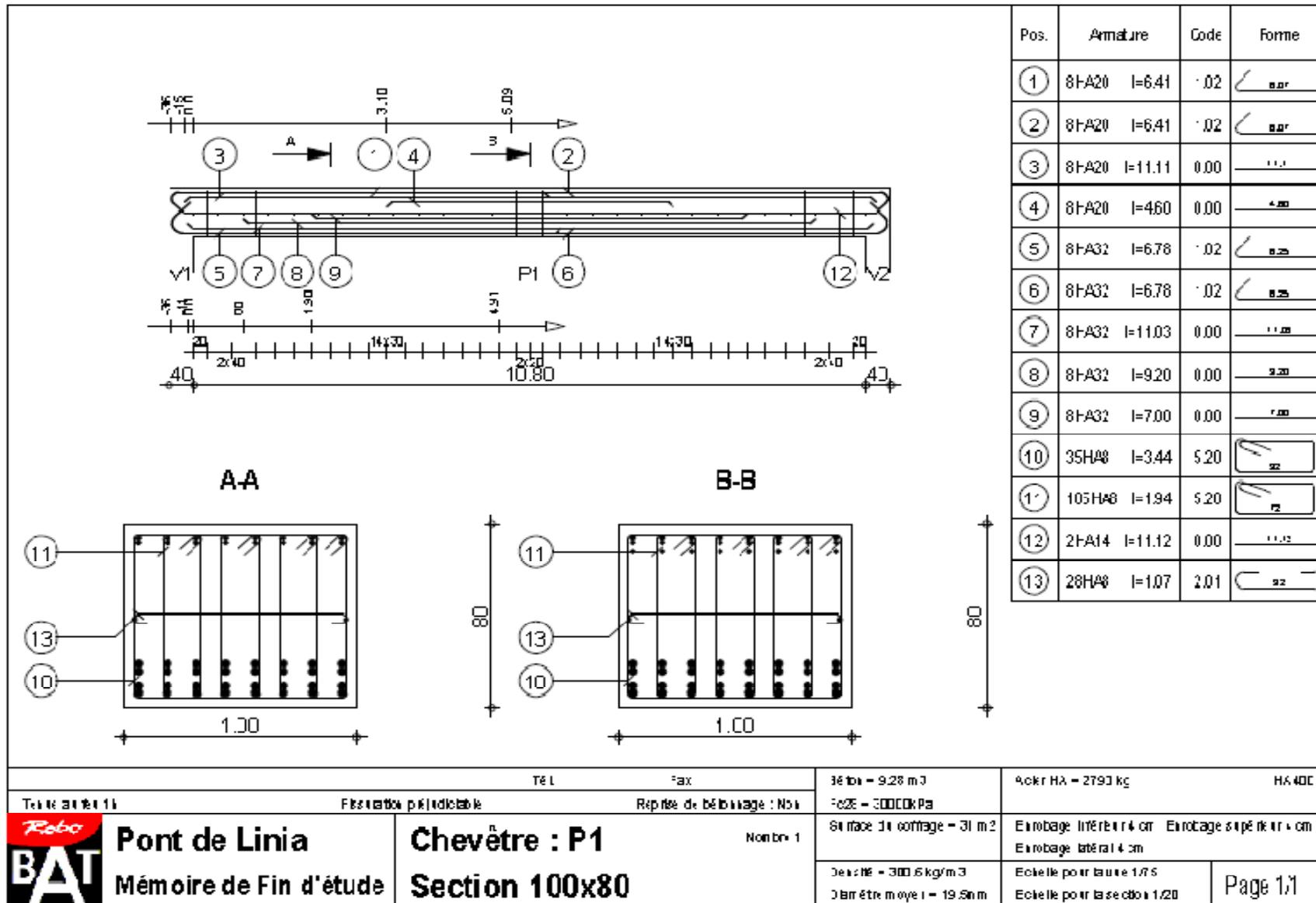
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

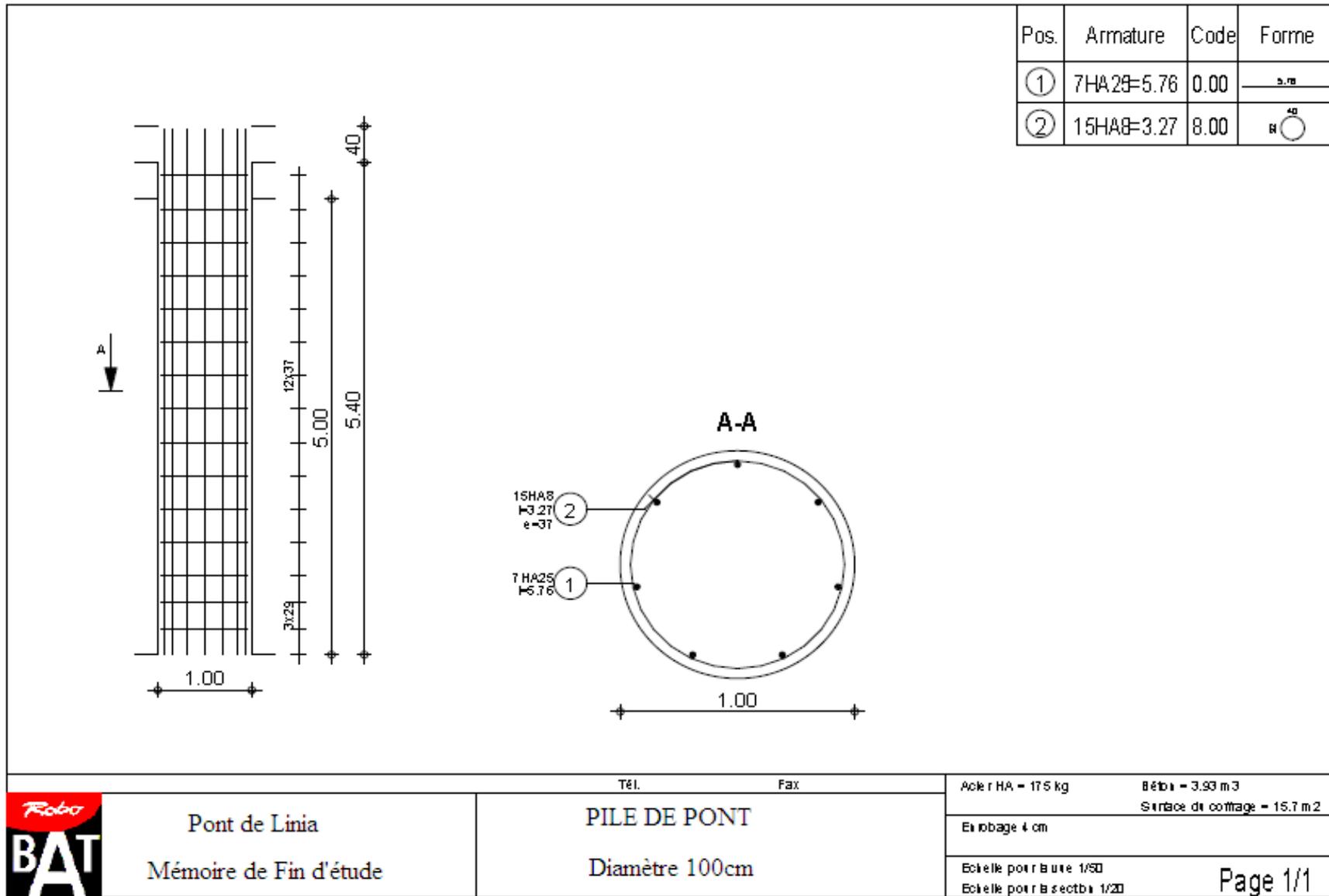
**THEME : ANALYSE COMPARATIVE TECHNICO-ECONOMIQUE DE DEUX VARIANTES
DE PONT A POUTRES POUR LE FRANCHISSEMENT DU COURS D'EAU DE LINIA**









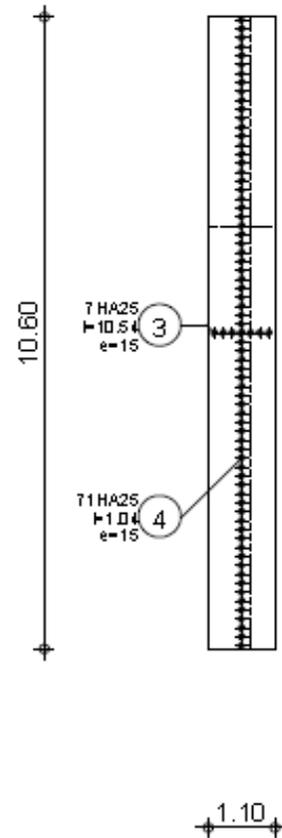


Pont de Linia
Mémoire de Fin d'étude

Tél. Fax
PILE DE PONT
Diamètre 100cm

Page 1/1

Pos.	Armature	Forme	Acier
①	7HA25 l=10.54		HA 400
②	71HA25 l=1.04		HA 400
③	7HA25 l=10.54		HA 400
④	71HA25 l=1.04		HA 400



Pont de Linia
Mémoire de Fin d'étude

Tél. Fax
Elément: Culée
Dessin: FERRAILLAGE SUPERIEUR

Béton : Fc28 = 25000kPa
Ferrillage :
Acier HA = 1140 kg
Echelle : 1/100

Enrobage
supérieur = 3 cm
inférieur = 3 cm
Date : 05/05/11
Page 3/4

