



ÉTUDES TECHNIQUES DÉTAILLÉES RELATIVES À LA
CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE À L'INTERSECTION
DE LA VOIE URBAINE « CARREFOUR TSINGA VILLAGE-
NKOZOA » ET DU CHEMIN DE FER : RÉGION DU CENTRE
CAMEROUN

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL/BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le [24 juillet 2021] par :

Laurent Eugène ABADA (20180701)

Encadrant 2iE : Dr Decroly DJOUBISSIE DENOUE, Enseignant-chercheur, Département Génie Civil à l'Institut 2iE

Maitre de stage : M. Mor Sarata COUME, ingénieur de génie civil à RAZEL Cameroun

Structure d'accueil du stage : RAZEL Cameroun

Jury d'évaluation du stage

Président : Dr Babacar LEYE

Membres et correcteurs :

Mme. Marie Thérèse GOMIS

M. Hassane SEINI MOUSSA

Dr Decroly DJOUBISSIE DENOUE

Promotion [2020/2021]

DEDICACE

A mon papa M. Jean TANG et ma maman Mme. Séraphine TANG. Plus que des parents vous êtes mes héros. Vous m'avez tout donné dans la vie et m'avez inculqués le sens de la rigueur et de l'abnégation dans le travail. Merci infiniment pour tous les efforts consentis à mon égard et que l'éternel Dieu vous soutienne.

CITATION

« L'art est ce par quoi les formes deviennent style. »

André MALRAUX

REMERCIEMENTS

Parvenu au terme de mon stage dans l'illustre structure Razel et qui marque par ailleurs la fin de mon parcours d'études d'ingénieur à l'institut 2iE, je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les entités et les personnes qui m'ont aidé dans l'accomplissement de ce stage et la rédaction de ce document. Je pense tout particulièrement à :

- L'Eternel Dieu tout puissant qui est mon ultime rempart dans la vie
- L'institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement pour l'opportunité qu'il m'a offert de pouvoir faire mes études dans une école de renommée mondiale
- Le Dr Decroly DJOUBISSIE DENOUEWE, mon directeur de mémoire et encadrant académique pour tous les conseils, la disponibilité et sa très grande patience envers moi dans l'élaboration de cette œuvre
- Monsieur Frank CASTELEYN, directeur général de l'entreprise Razel Cameroun pour m'avoir donné cette chance inédite d'effectuer un stage dans l'illustre structure qu'il dirige
- Monsieur Eric DAY, directeur administratif et financier de l'entreprise pour m'avoir aidé à intégrer la structure
- Monsieur Mor Sarata COUME, mon maître de stage pour tous les conseils prodigués qui m'ont guidé dans l'élaboration de ce document
- Messieurs Desmond NJIKE, Alexandre AKONO, Franck NGUETSA et madame Josiane MEKIEJE mes aînés ingénieurs du bureau d'études Razel pour leurs précieux conseils et leurs disponibilités sans faille à mon endroit
- Les ingénieurs Telesphore TSAPY et Lionel TSABDO pour leurs conseils
- Mon grand frère Dr Michel Martin TANG NGONO, qui du début à la fin a été présent par son soutien de toute manière que ce soit pour le bon déroulement de ce stage
- Toute ma grande famille et tous mes amis pour le soutien inébranlable
- Mes camarades de promotion pour tous leurs précieux conseils
- Tous ceux qui de près ou de loin ont contribué pour l'élaboration de ce document et le bon déroulement de mon stage.

RESUME

Le présent mémoire porte sur l'étude technique en vue de la construction d'un pont pour le franchissement de la voie ferrée qui se dresse en travers de la route au PK 3+350m du tronçon « carrefour Tsinga village – Olembe 2 (Nkozoa) » ; route nouvellement construite et faisant partie des multiples voies d'accès au stade Paul BIYA situé au quartier OLEMBE à Yaoundé.

Après analyse pertinente de multiples variantes de ponts pouvant répondre au problème, nous avons choisi le pont portique à une travée qui représente la solution optimale pour pallier aux contraintes liées au site et à l'obstacle pour ce projet.

La conception de cet ouvrage a été essentiellement guidée par les documents du SETRA (DT 411, FOND 72 et dalles de transitions des ponts routes). Et la norme de calcul utilisée est le DT 504 du SETRA pour les sollicitations dans l'ouvrage et le BAEL 91 modifié 99 pour les armatures.

Le pont portique soumis à notre étude est un ouvrage totalement en béton armé qui supporte une chaussée bidirectionnelle à 2 voies de largeur 4,50m chacune et bordée latéralement de part et d'autre par un trottoir de 2,40m de largeur. L'ouvrage est de portée 12,17ml, avec un tirant d'air de 5m. Sa structure est constituée d'une traverse d'épaisseur 0,50m qui sert de tablier et reposant sur deux piédroits de 0,50m d'épaisseur chacun. Les piédroits reposent par l'intermédiaire des semelles de liaisons sur des fondations profondes constitués de 24 pieux forés en béton armé et ancrés au sol jusqu'à une profondeur de 17m l'ouvrage est complété par des murs de têtes qui servent de soutènement au remblai d'accès en arrières des piédroits.

En phase construction les parties en béton armé de l'ouvrage seront coulées sur site

L'estimation sommaire du cout de réalisation de cet ouvrage sur la base de l'avant métré a été réalisé et le montant toutes taxes comprises des travaux s'élève à 380 218 655 FCFA

Mots clés :

1-Béton armé

2-Dimensionnement

3- Nkozoa

4- Pont portique

5- Voie ferrée

ABSTRACT

This brief is about the technical study for the construction of a bridge for the crossing of the railway track that stands across the road at KP 3+350m of the section "crossroads TSINGA village - Olembe 2 (Nkozoa)"; a newly constructed road that is part of the multiple access roads to the Paul BIYA stadium located in the OLEMBE district in Yaounde.

After pertinent analysis of multiple bridge variants that could meet the problem, we have chosen the single span gantry bridge which represents the optimal solution to overcome the site constraints for this project.

The gantry bridge submitted to our study is a fully reinforced concrete structure that supports a bidirectional roadway with 2 lanes each 4.50m wide and bordered on both sides by a 2.40m wide sidewalk. The structure has a span of 12.17ml, with a draught of 5m. It rests on deep foundations consisting of 24 bored reinforced concrete piles anchored to the ground to a depth of 17m.

The design of this structure was essentially guided by SETRA documents (DT 411, FOND 72 and road bridge transition slabs). And the calculation standard used is BAEL 91 modified 99.

In the construction phase, the reinforced concrete parts of the structure will be cast on site.

A rough estimate of the cost of building this structure based on the measured frontage was made and the amount of the work, including all taxes, is 380 218 655 FCFA.

Key words:

1- Reinforced concrete

2- Sizing

3- Nkozoa

4- Gantry bridge

5- Railway

SOMMAIRE

DEDICACE.....	ii
CITATION.....	iii
REMERCIEMENTS.....	iv
RESUME.....	v
ABSTRACT.....	vi
SOMMAIRE.....	vii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES.....	xii
INTRODUCTION.....	1
Chapitre I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE....	2
I.1. Présentation de la structure d'accueil.....	2
I.1.1. Description de l'entreprise.....	2
I.1.2. Historique du groupe Razel.....	2
I.1.3. Principales activités de l'entreprise.....	3
I.1.4. Organisation de l'entreprise.....	4
I.2. Localisation de la zone d'étude du projet.....	5
Chapitre II. PRESENTATION DU PROJET.....	6
II.1. Contexte et justification du projet.....	6
II.2. Objectif de l'étude.....	7
II.2.1. Objectif global.....	7
II.2.2. Objectifs spécifiques.....	7
II.3. Données de base du projet.....	7
II.3.1. Climat.....	7
II.3.2. Faune et flore.....	7

II.3.3. Relief	7
Chapitre III. METHODOLOGIE DE REALISATION DE L'ETUDE	9
Chapitre IV. ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE.....	11
IV.1. Conception générale de l'ouvrage.....	11
IV.1.1. Généralités	11
IV.1.2. Les données d'étude du projet	12
IV.1.3. Choix du type d'ouvrage	18
IV.1.4. Analyse multicritères	19
IV.1.5. Variante retenu.....	20
IV.2. Conception détaillée du portique	20
IV.2.1. Généralités sur les portiques	20
IV.2.2. Conception de la structure	22
IV.3. Etude structurale de l'ouvrage	29
IV.3.1. Hypothèses de base.....	29
IV.3.2. Evaluation des charges appliquées sur l'ouvrage	31
IV.3.3. Evaluation des sollicitations dans l'ouvrage.....	35
IV.3.4. Calcul des armatures dans le portique	40
IV.4. Conclusion partielle	47
Chapitre V. AVANT METRE ET ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	48
Chapitre VI. METHODE D'EXECUTION DE L'OUVRAGE.....	49
VI.1. Implantation de l'ouvrage	49
VI.2. Exécution des fondations	49
VI.3. Exécution des culées et des murs en ailes.....	50
VI.4. Exécution du tablier	50
VI.5. Exécution des murs en ailes	52
VI.6. Mise en place des équipements.....	52
Chapitre VII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	54

VII.1. Cadre législatif et institutionnel	54
VII.2. Identification des impacts du projet sur l'environnement.....	54
VII.2.1. Impacts négatifs	54
VII.2.2. Impacts positifs	55
VII.3. Mesures d'atténuation des impacts négatifs et des dangers	55
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	57
BIBLIOGRAPHIE	58
ANNEXES	I

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE	:	Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement
BAEL	:	Béton Armé aux Etats Limites
BB	:	Béton Bitumineux
CAMRAIL	:	Cameroon Railways
CAN	:	Coupe d'Afrique des Nations
CPC	:	Cahier des Prescriptions Communes
CCTP	:	Cahier des Clauses Techniques Particulières
DT	:	Document Technique
ELS	:	Etat Limite de Service
ELU	:	Etat Limite Ultime
FCFA	:	Francs des Colonies Françaises d'Afrique
HA	:	Haute Adhérence
MINDUH	:	Ministère du Développement Urbain et de l'Habitat
MINTP	:	Ministère des Travaux Publics
PICF	:	Passage Inférieur à Cadre Fermé
PIPO	:	Passage Inférieur à Portique Ouvert
PP73	:	Piles et Palées
PSI-DA	:	Passage Supérieur ou Inférieur à Dalle Armée
PK	:	Point Kilométrique
PVC	:	Polychlorure de Vinyle
SETRA	:	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
TTC	:	Toutes Taxes Comprises
TVA	:	taxe sur la valeur ajoutée

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Informations clés de l'entreprise Razel	2
Tableau 2 : Procédure de réalisation de l'étude	10
Tableau 3 : synthèse des propriétés physiques du sol en place	13
Tableau 4 : Rapport final de géotechnique.....	14
Tableau 5 : Récapitulatif des dimensions de la dalle de transition	26
Tableau 6 : Récapitulatif des dimensions des parties d'ouvrages	27
Tableau 7 : Récapitulatif des dimensions du mur en aile.....	28
Tableau 8 : Récapitulatif des charges permanentes dues au poids propre de la structure.....	33
Tableau 9 : Récapitulatif des moments sollicitant le portique sous charge permanente.....	36
Tableau 10 : Récapitulatif des efforts tranchants sollicitant le portique sous charge permanente.....	37
Tableau 11 : Récapitulatif des coefficients de répartition transversale des surcharges	38
Tableau 12 : Récapitulatif des moments sollicitant le portique sous surcharges	39
Tableau 13 : Récapitulatif des efforts tranchants max sollicitant le piédroit	39
Tableau 14 : Récapitulatif des moments dans le sens transversal.....	40
Tableau 15 : Sollicitations à reprendre par un piédroit	42
Tableau 16 : Récapitulatif des armatures dans le piédroit.....	43
Tableau 17 : Récapitulatif des armatures de la dalle de transition	43
Tableau 18 : Récapitulatif des aciers du voile du mur en aile (coté terre)	44
Tableau 19 : Récapitulatif des armatures du voile (coté non remblayé)	45
Tableau 20 : Récapitulatif des aciers de la semelle du mur en aile.....	45
Tableau 21 : Récapitulatif des aciers de la semelle de liaison (nappe inférieure).....	46
Tableau 22 : Récapitulatif des aciers de la semelle de liaison (nappe supérieure)	46
Tableau 23 : Récapitulatif des armatures des pieux	47
Tableau 24 : récapitulatif des montants financiers des différents lots d'ouvrages.....	48

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : plan de localisation géographique du projet	5
Figure 2 : Disposition des points de sondages et CPT sur le site	13
Figure 3 : Profil en travers type de la voie d'accès au pont	16
Figure 4 : Ouverture d'un pont franchissant une voie ferrée [1].....	17
Figure 5 : Domaine d'utilisation des principaux types d'ouvrages.....	19
Figure 6 : portique avec murs en ailes.....	21
Figure 7 : Morphologie d'un portique simple [2].....	22
Figure 8 : Représentation du tablier de l'ouvrage	23
Figure 9 : Dimensions géométriques du corbeau d'appui de la dalle de transition [3].....	26
Figure 10 : Coupe transversale d'un mur en aile [4].....	28
Figure 11 : Schéma des charges permanentes s'appliquant sur l'ouvrage	31
Figure 12 : Phasage de construction d'un portique [5]	33
Figure 13 : Etaisement vertical et horizontal pour le passage du train lors de l'exécution du portique de la déviation nord de Hammamet (travaux par l'entreprise Châabane) [1].....	51

INTRODUCTION

Dans le cadre de la dynamique des projets structurants engrangés par le chef de l'Etat de la république du Cameroun dans l'optique de l'atteinte de l'émergence pour le pays en 2035, il a été lancé par le gouvernement depuis les années 2010 une vaste campagne de construction et réhabilitation d'infrastructures à travers le pays. L'un des projets majeurs en cours d'exécution dans la ville de Yaoundé est la construction du complexe sportif d'Olembe notamment le stade PAUL BIYA ; projet débuté depuis l'année 2014 pour la préparation de la CAN 2019 désormais reportée en 2022 au Cameroun. Ce stade construit dans la nouvelle ville d'Olembe nécessitera en phase exploitation, une pérennité des voies routières qui y donnent accès. C'est ainsi qu'il est projeté en marge du projet la construction et la réhabilitation de l'ensemble des voies routières et ouvrages d'art routiers principaux et secondaires menant au stade d'Olembe.

C'est dans l'optique de la construction de l'une des nouvelles routes menant au stade et particulièrement d'un ouvrage d'art routier pour maintenir le trafic au-dessus de la voie ferrée qui se dresse au travers de cette route que s'inscrit le thème de ce document : « études techniques détaillées relatives à la construction d'un pont portique à l'intersection de la voie carrefour Tsinga village- Olembe 2 (Nkozoa) et du chemin de fer : région du centre Cameroun »

Pour mener à bien cette étude, nous avons subdivisé notre travail en 7 chapitres dans lesquels nous aborderons les différents thèmes liés à ce projet et structurés de la manière suivante :

- ✚ Au premier chapitre nous présenterons l'entreprise dans laquelle nous avons évolués lors de la réalisation de cette étude et ensuite nous présenterons la zone géographique du projet
- ✚ Au deuxième chapitre nous ferons une présentation globale du projet étudié
- ✚ Dans le chapitre trois nous décrirons la méthodologie suivie pour la réalisation de l'étude
- ✚ En quatrième chapitre nous allons faire une étude technique visant à faire la conception de notre ouvrage et son dimensionnement structural
- ✚ Au cinquième chapitre nous allons effectuer l'étude financière afin d'évaluer le cout de réalisation du projet
- ✚ Au sixième chapitre de ce document nous allons proposer une méthodologie d'exécution de notre ouvrage
- ✚ Et enfin au septième chapitre nous ferons une étude d'impact environnementale de notre projet

Chapitre I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

Dans ce premier chapitre, il sera question pour nous dans un premier temps de présenter l'entreprise qui nous a accueillie pour la réalisation de notre stage et enfin de présenter la situation géographique du site destiné à la réception du projet.

I.1. Présentation de la structure d'accueil

I.1.1. Description de l'entreprise

La société Française Razel est présente sur le continent Africain depuis 1948. Évoluant dans le secteur des travaux publics, sa notoriété est solide grâce à la confiance de ses partenaires depuis plus de soixante-cinq ans. Depuis 2009, elle a été achetée par le groupe Fayat qui a fait une fusion - absorption avec BEC, d'où le nom RAZEL-BEC. Nous pouvons trouver dans le tableau 1, les informations utiles concernant l'entreprise

Tableau 1 : Informations clés de l'entreprise Razel

Entreprise	RAZEL Cameroun
Adresse	BP : 11306 Yaoundé, Rue de l'indépendance-Immeuble Stamatiades Site Internet : www.razel-bec.com
Secteur d'activité	Bâtiments et travaux publics
Année de création	1948
Statut juridique	Société Anonyme
Situation financière	Capital: 100 000 000 FCFA
	Chiffre d'affaires: non déclaré
Effectifs	1400 Employés
Principaux sites d'activités	Yaoundé, Douala, Bagangté, Kribi
Concurrents	SOGEA SATOM, Matière, BESIX International, DTP Terrassement, BUNS, ARAB CONTRACTOR, ANDRADE.

I.1.2. Historique du groupe Razel

1880 : Emile RAZEL, un maçon français de 34 ans, crée sa propre entreprise avec des Wagonnets sur voie étroite pour transporter les matériaux.

1948 : Razel s'implante en Afrique, particulièrement au Cameroun avec comme premier chantier la réalisation de la route Douala-Edéa.

1970 : René Razel passe le témoin à ses fils Paul et Claude pour une nouvelle ère d'expansion et de grands travaux en France, en Afrique et au Moyen-Orient.

1994 : Le groupe Razel est acquis par Bilfinger Berger, brillant numéro 2 du BTP en Allemagne.

1997 : Razel est certifié ISO 9001 pour ses travaux de terrassement et de génie civil et deux ans plus tard ISO 14001 pour son management environnemental dans l'activité des grands travaux.

2008 : Bilfinger Berger cède ses actions au groupe FAYAT.

2009 : Razel S.A devient Razel S.A.S

I.1.3. Principales activités de l'entreprise

Les principales activités de RAZEL sont les suivantes :

✚ **Le terrassement** : un milliard de m³ de terre travaillée en plus d'un siècle Razel a appris à respecter les contraintes les plus sévères en matière d'environnement et de sécurité pour réaliser les terrassements généraux (infrastructures d'autoroutes, d'ouvrages routiers locaux), les aménagements de plateformes de complexes pétroliers, de pistes et d'installations portuaires ou aéroportuaires, les travaux en terrain difficile ou à grande profondeur. Comme exemple de projet de terrassement au Cameroun :

✓ l'on a la réalisation du port en eau profonde de Kribi, où Razel a été sollicité pour réaliser les terrassements préliminaires de la plate-forme devant accueillir les futures installations portuaires.

✓ Egalement sur une emprise de 40 mètres de large, Razel réalise pour la SNH (société nationale des hydrocarbures) une voie d'accès au centre de traitement du gaz entre la route nationale Edéa- Kribi et la plateforme devant recevoir le gazoduc dans le village de Bipaga1.

✚ **Le génie civil** : viaducs et ponts, ouvrages d'art, stations d'épuration des eaux, centres de valorisation des déchets, toutes les techniques de conception et de réalisation et toutes les contraintes d'adaptation des travaux et des ouvrages à leur finalité et à leur environnement sont maîtrisées par Razel.

✚ **Les routes et les VRD** : protéger l'environnement pendant et après les travaux, respecter la sécurité des riverains et des travailleurs, régénérer la nature, c'est la conception que Razel a de ses responsabilités d'aménagements de voies de circulation, d'intérêt local, régional ou national ainsi que des ouvrages d'assainissement correspondants.

✚ **Les carrières**

Au Cameroun, Razel dispose de plusieurs carrières à savoir :

✓ **La carrière du chantier RGBN (Route Garoua-Boulai-Nandéké).**

Dana est le site choisi pour l'implantation de la carrière dédiée au projet RGBN, elle s'étend sur une superficie de plus de 50 hectares et elle située à 20 km de Nandéké.

✓ **La carrière de Nkometou**

Elle est exploitée depuis 1998, est situé à 22 km de Yaoundé ce site de roche massive s'étend sur 15 hectares. La carrière alimente la capitale en granulats de classe 0/5, 5/16 et 16/25 pour la fabrication de produits bétons qui représentent 80% de la production. Environ 15% de la classe 0/31,5 sont consacrés aux produits routiers, 5% à la fourniture de ballast pour la société ferroviaire CAMRAIL.

✓ **La carrière de Logbadjeck**

Située sur l'axe lourd Douala-Yaoundé à une quarantaine de kilomètre de Douala, le site de Logbadjeck occupe une position stratégique puisqu'il alimente les chantiers de Razel à Douala et à Kribi.

✓ **la carrière du chantier RBN** (route Batchenga -Ntui avec la construction du pont sur la Sanaga).

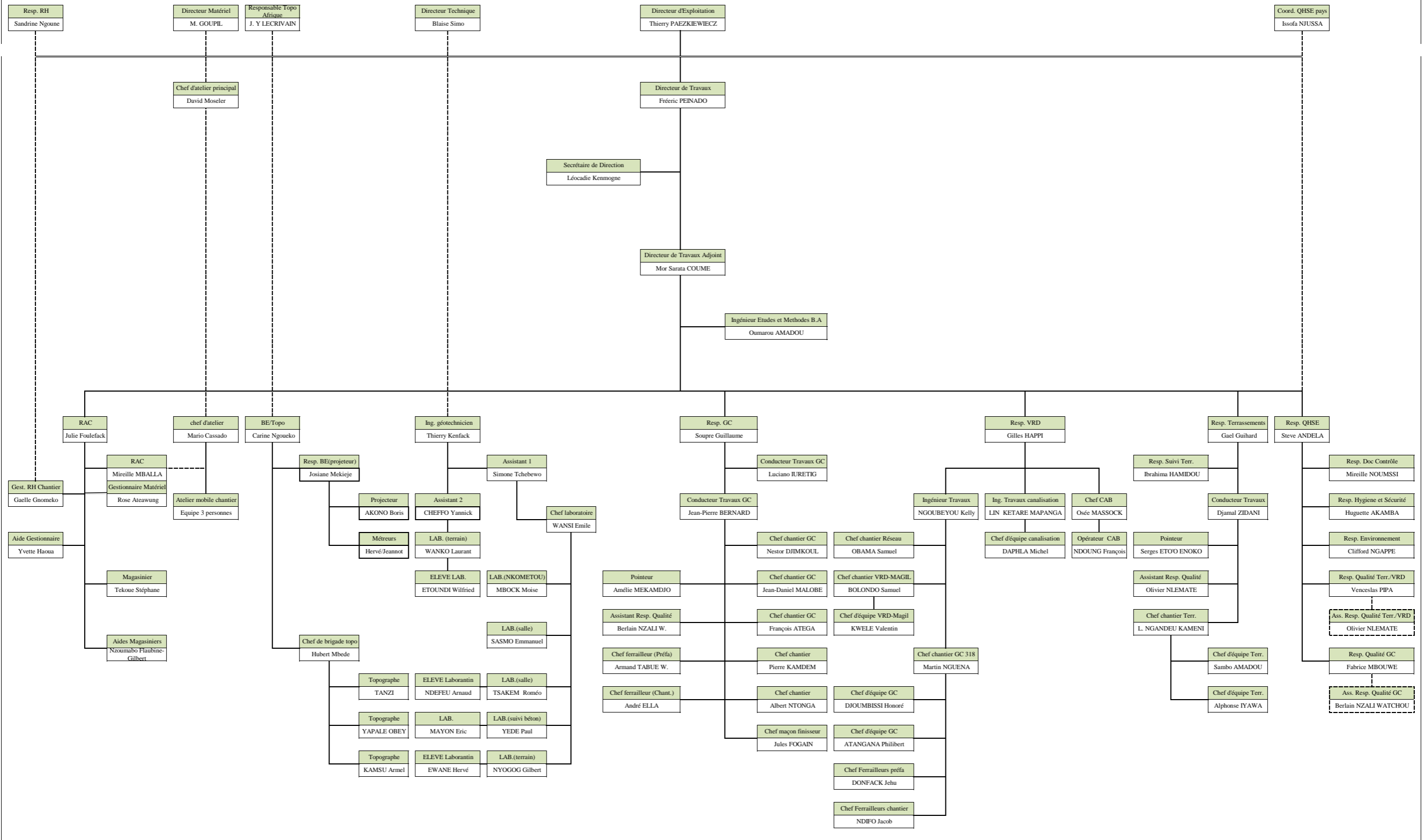
Située dans le département du MBAM et Kim elle a usage exclusif du chantier de RBN.

I.1.4. Organisation de l'entreprise

Sur le chantier du projet du complexe sportif d'Olembé ou l'entreprise Razel s'occupe de l'exécution des voies d'accès au complexe, la structure est hiérarchiquement organisée de la manière suivante :



TRAVAUX OLEMBE / MAGIL: ORGANNIGRAMME CHANTIER



I.2. Localisation de la zone d'étude du projet

Le projet soumis à notre étude est situé au quartier NKOZOA, dans l'arrondissement de Yaoundé I, département du MFOUNDI, région du centre du Cameroun. Il est localisé au 3°57'33'' latitude nord et 11°33'19'' longitude est. L'ouvrage objet de notre étude se situe au PK 3+350m du tronçon routier « carrefour TSINGA village- OLEMBE 2 » à l'intersection de cette voie avec le chemin de fer tel que nous indique la Figure 1



Figure 1 : plan de localisation géographique du projet

Chapitre II. PRESENTATION DU PROJET

Dans ce chapitre, nous allons décrire le contexte dans lequel se réalise le projet soumis à notre étude, les objectifs que nous visons à atteindre lors de cette étude et ensuite nous allons présenter les données de base relatives au projet.

II.1. Contexte et justification du projet

Dans le cadre des préparatifs de la CAN 2022, le gouvernement camerounais a engrangé depuis quelques années un vaste projet pour des travaux de construction et réhabilitation d'infrastructures de différents ordres notamment sportives comme les différents stades de football, les infrastructures d'hébergement des personnes (établissements hôteliers) et les infrastructures hospitalières dans plusieurs grandes villes du pays dont Yaoundé, Douala, Bafoussam, Bandjoun et Garoua. Ces différentes infrastructures en vue de leur exploitation optimale auront besoin qu'un niveau de service de qualité soit assuré par les infrastructures de transport qui y donnent accès

C'est dans cette optique que s'inscrit le présent projet ayant pour but de construire et réhabiliter l'ensemble des voiries et ouvrages d'art routiers menant au stade Paul Biya situé au quartier Olembé dans la ville de Yaoundé

Le projet soumis à notre étude relève du marché N°000091/M/PR/MINMAP/2018 ayant pour objet l'exécution des "travaux de réhabilitation/construction des voies "Olembé (stade)-Nkolmbong-connexion planut (complexe bilingue honor)" et carrefour Tsinga village – carrefour SAN à Yaoundé" dont le Ministre du Développement Urbain de l'Habitat (MINDUH) est le maître d'ouvrage et le bureau d'étude INTEGC assure la maîtrise d'œuvre.

La mission de l'entreprise Razel dans ce projet est d'assurer la réalisation des travaux suivants :

- Terrassements
- construction d'un corps de chaussée et des trottoirs sur un linéaire de 6940 ml ;
- Construction des ouvrages d'art routiers de franchissement et d'assainissement (dalots),
- Assainissement des eaux pluviales (caniveaux)
- Déplacement et construction des réseaux divers (eau, électricité, téléphone);
- Éclairage public ;
- Signalisation horizontale et verticale.

Le pont-portique de Nkozoa fait donc ainsi partie des divers ouvrages à construire en marge du projet du complexe sportif d'Olembé.

II.2. Objectif de l'étude

Pour la réalisation de cette étude, les objectifs à atteindre sont de natures diverses. Ainsi nous avons un objectif global et des objectifs spécifiques.

II.2.1. Objectif global

L'objectif global de cette étude est de réaliser l'étude technique et financière d'un pont route

II.2.2. Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques de cette étude visent à :

- Faire une conception de l'ouvrage d'après les règles de l'art et un dimensionnement structural du pont suivant les exigences du CCTP
- Réaliser une étude des fondations profondes
- Evaluer le coût financier du projet
- Proposer une méthodologie d'exécution de l'ouvrage
- Faire une étude d'impact environnemental

II.3. Données de base du projet

II.3.1. Climat

Les termes de référence précisent que sur le site règne un climat équatorial de type guinéen, caractérisé par l'alternance de quatre (4) saisons dont deux (2) sèches et deux (2) humides. Les données météorologiques indiquent une pluviométrie moyenne annuelle de 1596 mm avec une insolation moyenne d'environ 1841 heures par an. La température moyenne annuelle est de 23,5°C variant entre 16,0°C et 31,0°C ; l'intensité de pluies décennale est de 100 mm /h.

II.3.2. Faune et flore

La flore environnante est constituée par une savane arbustive peu dense et la faune est constituée en grande majorité par les animaux issus de l'élevage domestique tels que les chiens, chats, poulets et aussi par les petits animaux sauvages dont les rongeurs et insectes essentiellement.

II.3.3. Relief

Le paysage du quartier Nkozoa est largement ondulé et l'altitude du terrain varie de 600m à 750m. Les sols sont peu profonds (1m à 1,50m au-dessus de l'horizon d'altération) et présentant à leur partie

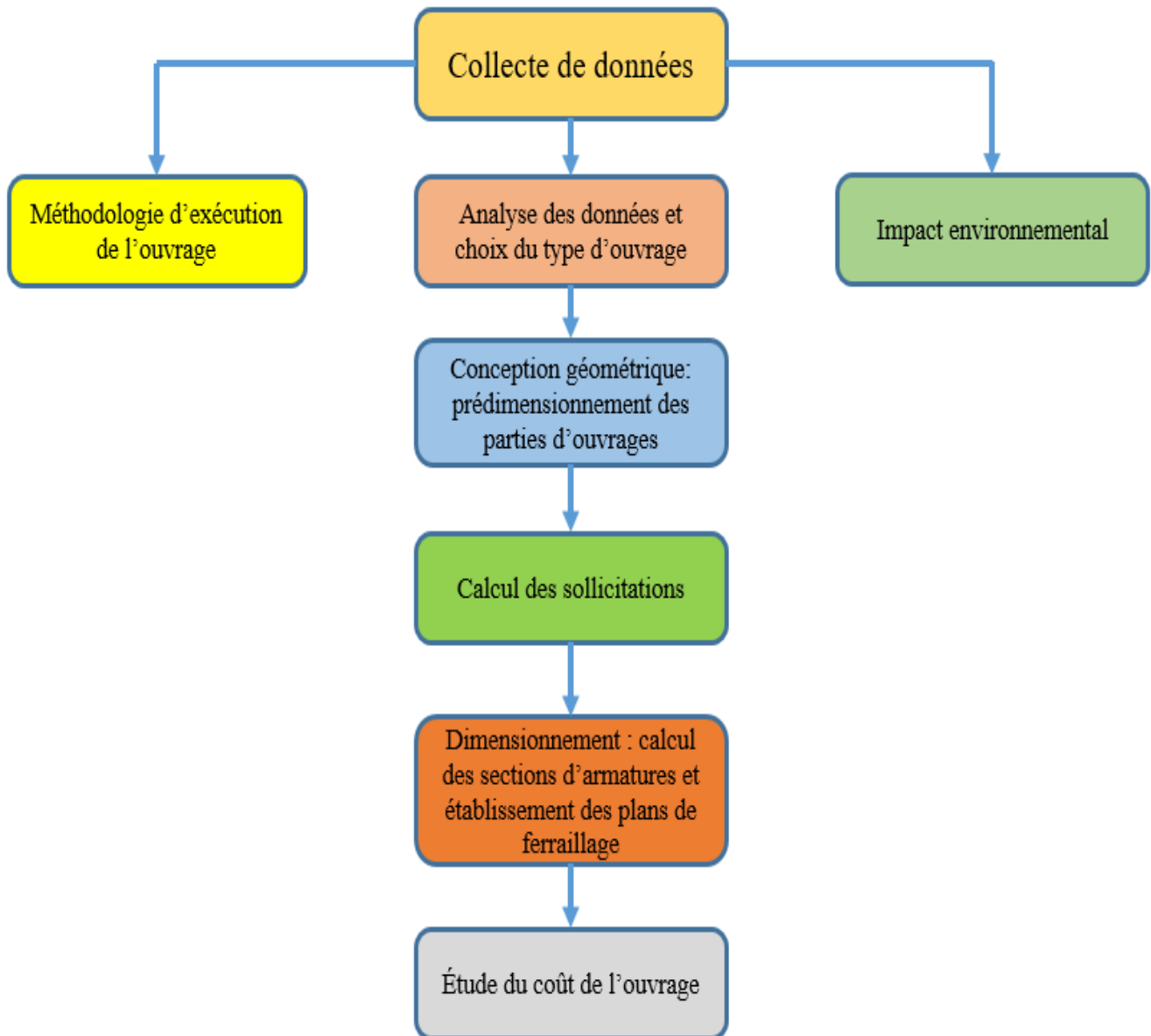
supérieure un horizon de couleur claire plus sableux et caractérisé par une structure massive (type ciment) et une très grande porosité.

Chapitre III. METHODOLOGIE DE REALISATION DE L'ETUDE

L'approche méthodologique que nous proposons pour réaliser l'étude de ce projet est la suivante :

- ✚ Dans un premier temps, il sera question pour nous de faire une collecte de données relatives au projet auprès de l'entreprise et éventuellement recueillir des données complémentaires auprès des instances liées à ce projet et des riverains.
- ✚ Ensuite après collecte des données on peut procéder à la conception de l'ouvrage, celle-ci sera guidée essentiellement par l'application des règles de conception d'après le SETRA des ouvrages conditionnée par la nature de l'obstacle à franchir le but étant de pouvoir caractériser de façon géométrique l'aspect de l'ouvrage de manière basique : portée, nombre de travées, largeur du tablier.
- ✚ Après avoir ressorti les différentes données clés relatives à l'ouvrage à exécuter, il sera question pour nous d'analyser toutes les contraintes liées au projet : naturelles, architecturales, financières et après évaluation de ces contraintes on pourra procéder au choix optimal d'un ouvrage type dans la gamme des ponts courants proposés par le SETRA.
- ✚ La conception détaillée de l'ouvrage sera réalisée ensuite à l'aide des documents du SETRA traitant de la démarche à suivre pour la conception du type de pont courant retenu
- ✚ Le choix du type de fondation sera fait à l'aide des résultats des études géotechniques et la conception de ces fondations sera faite à l'aide du FOND 72 du SETRA.
- ✚ Après conception de l'ouvrage, nous procéderons au dimensionnement de l'ouvrage c'est-à-dire le calcul des sollicitations internes à l'aide du manuel de calcul SETRA pour le type d'ouvrage choisit et la détermination des sections d'armatures puis vérification des contraintes dans l'ouvrage à l'aide des formules du BAEL 91 modifié 99 avec au préalable des hypothèses émises par nous-même.
- ✚ Après l'étude structurale de l'ouvrage on fera une proposition financière relative à l'ouvrage que nous allons proposer, cette estimation financière sera faite sur la base d'une étude d'avant métré préalablement réalisée et complétée par le prix en vigueur affecté à chaque matériau. Ces prix seront tirés de la mercuriale des prix du ministère du commerce du Cameroun pour l'année 2020.
- ✚ Enfin il sera question pour nous de proposer un plan d'impact environnemental une méthodologie d'exécution de l'ouvrage. Cette proposition sera faite en tenant compte des contraintes présentes sur le site : naturelles et techniques et aussi des moyens matériels à la disposition de l'entreprise Razel Cameroun.

Tableau 2 : Procédure de réalisation de l'étude



Chapitre IV. ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

Dans ce chapitre, il sera question pour nous de faire une analyse multicritère suivant les contraintes liées au site destiné à la réalisation de notre projet mais aussi des contraintes liées à l'obstacle à franchir par l'ouvrage afin de procéder à un choix de type de pont technico-économique optimal pour le projet. Ensuite nous ferons une conception détaillée de l'ouvrage retenu et enfin nous procéderons au dimensionnement structural de notre ouvrage.

IV.1. Conception générale de l'ouvrage

IV.1.1. Généralités

a-Ouvrage d'art

Un **ouvrage d'art** se définit comme une construction de grande importance nécessitée par le rétablissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal etc...), un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, un dispositif de retenue des eaux et autre.

Le terme « art » qui accompagne le mot ouvrage pour traduire que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie, connaissances appelées « art de l'ingénieur »

b-Les Ponts

Un **pont** est un ouvrage destiné à franchir par-dessus un obstacle naturel (ravin, rivière) ou à franchir une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Dans le cas de croisement de deux voies de communication on distingue :

- les passages supérieurs (PS)
- les passages inférieurs (PI)

Le niveau de référence est la voie la plus importante ou celle qui a le classement le plus élevé vis-à-vis de l'administration. Dans le cas où l'une des voies est une voie ferrée, le niveau de référence est la voie ferrée.

c-Les éléments constitutifs d'un pont

Un pont est constitué de 4 parties principales à savoir :

- **le tablier** : c'est un élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comprend la couverture (revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale située sous la voie portée. Celui-ci repose sur les appareils d'appui par l'intermédiaire des appareils d'appui.
- **Les appuis** : ce sont les éléments verticaux ou quasi verticaux qui reçoivent les charges venant du tablier pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Parmi les appuis on distingue les culées (appuis de rive) et les piles (appuis intermédiaires)
- **Les fondations** : c'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit. Suivant la nature du sol. Les fondations sont superficielles (semelles isolées ou filantes) ou profondes (pieux ou barrettes). Dans ce deuxième cas les fondations sont surmontées par une semelle de liaison.
- **Les équipements** : ce sont des éléments indispensables à l'utilisation, au fonctionnement et à la durabilité du pont : appareils d'appui, garde-corps, joints, gargouilles etc.

IV.1.2. Les données d'étude du projet

La conception d'un pont doit satisfaire à des exigences ou à des données naturelles et fonctionnelles. En ce qui concerne notre projet, pour mieux optimiser et avoir un meilleur cout économique de l'ouvrage nous devons prendre en compte les paramètres suivants :

1) Les données naturelles

Ce sont tous les paramètres d'ordre naturels à prendre en compte en vue de la conception de notre ouvrage.

a-Données topographiques

Les données topographiques à exploiter dans le cadre de la conception de l'ouvrage nous ont été fournies par l'entreprise via un fichier autocad sur lequel est représenté le profil en long (voir annexe 15) de tout le tronçon « carrefour Tsinga village » - olembé2 (Nkozoa) ». L'obstacle à franchir étant une voie ferrée, nous considérons comme longueur de la brèche, la largeur totale de l'obstacle à franchir qui représente également la longueur d'ouverture de l'ouvrage.

b-Données géotechniques

Le laboratoire BHYGRAPH GEOTECHNIQUE S.A a réalisé une étude géotechnique G5 (étude géotechnique ponctuelle) au sens de la norme NF P 94-500. Avec des sondages carottés et des essais CPT (essais pénétrométriques statiques) effectués en 04 points disposés de part et d'autre sur l'emprise de l'ouvrage à construire tel qu'on peut le voir sur la Figure 2 ci-dessous :

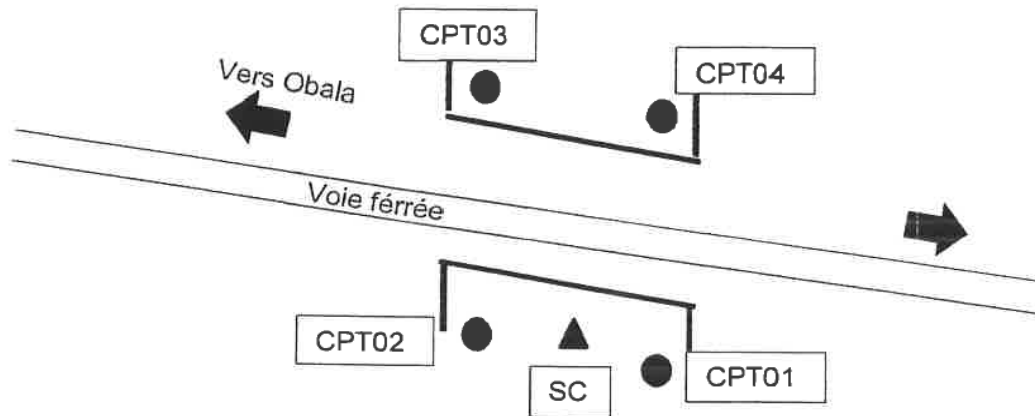


Figure 2 : Disposition des points de sondages et CPT sur le site

Les résultats des sondages indiquent pour ce sol le profil stratigraphique suivant :

- De 0,03m jusqu'à 4,83m on rencontre des sols fins intermédiaires très raides
- De 4,83m à 14,03m de l'argile à l'argile silteuse.

En ce qui concerne les propriétés géotechniques de ce sol, 03 échantillons de sol ont été sélectionnés pour la réalisation des différents essais et tous ces sols appartiennent à la même classe GTR tel que nous montre le Tableau 3 suivant :

Tableau 3 : synthèse des propriétés physiques du sol en place

caractéristiques	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
Profondeur de prélèvement (m)	2,00-3,00	5,00-6,00	9,00-10,00
Dmax (mm)	2	2	2
Passant à 80 µm (%)	88	86	89
Limite de plasticité (%)	18	24	24
Limite de liquidité (%)	45	52	56
Indice de plasticité (%)	27	28	32
Teneur en eau naturelle W _n	29,7	34,3	37,8
Poids spécifique γ _s (t/m ³)	2,639	2,656	2,619
W _{OPN} (%)	20,5	21,2	22,3
ρ _{dOPN} (t/m ³)	1,70	1,66	1,65

Angle de frottement (°)	14,03	19,29	21,06
Cohésion bar (bars)	0,75	0,55	0,49
Contrainte de préconsolidation (bar)	0,80	1,50	1,70
Indice de compression C_c	0,382	0,311	0,412
Indice de recompression C_s	0,037	0,044	0,045
Indice de vide e_o	1,096	0,957	1,006

La synthèse finale des études au laboratoire (sur les sols prélevés à différentes profondeurs allant de 0 à 16.5 m) indique que le sol est moyennement compressible. En effet, la capacité portante donnée dans le Tableau 4 à deux (02) valeurs différentes de sections de pieux, montrent des pressions admissibles du sol moyennes. En raison des charges à reprendre assez grandes, la solution de fondations superficielles par semelles ou radier paraît donc délicate. D'où la suggestion par le laboratoire des fondations profondes par pieux ancrés dans le toit rocheux reconnu autour 16.50m de profondeur.

Tableau 4 : Rapport final de géotechnique

Diamètre du pieu (m)	Longueur du pieu (m)	Capacité portante en compression (kN)			
		ELU Durable	ELU accidentelle	ELS caractéristique	ELS Quasi-permanente
0.8	17	1890	2080	1390	1140
1	17	2580	2840	1880	1540

c-Données hydrauliques et hydrologiques

L'obstacle à franchir n'étant pas un cours d'eau, la prise en compte des données hydrauliques et hydrologiques n'est pas prépondérante pour le choix du type d'ouvrage.

2) Les données fonctionnelles

Ce sont les données à prendre en compte pour que la voie portée sur le tablier puisse remplir sa fonction. Nous avons entre autre :

a-Tracé en plan

Il correspond à la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Pour les ouvrages d'art il est recommandé d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages mécaniquement très biaisés ou très courbes (angle < 70 grades). Il s'agit de l'angle entre l'axe de la voie portée et la direction des lignes d'appui du pont.

Dans le cadre de ce projet nous opterons pour un pont droit, soit un biais de 100 grades suivant l'axe de la voie portée.

b-Le profil en long

C'est une ligne continue obtenue par l'exécution d'une coupe longitudinale fictive de l'ouvrage, donc il exprime la variation de l'altitude de l'axe routier en fonction de l'abscisse curviligne. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles et en fonction du type d'ouvrage de franchissement envisageable.

La largeur de l'obstacle à franchir étant relativement faible, nous opterons pour ce projet une altitude de ligne rouge de valeur constante.

c-Le profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Dans le cas des ponts routiers, il est très fortement conseillé d'adopter un profil en travers épousant celui de la voie de prolongement. On adopte dans le cadre du projet un gabarit identique à celui de la chaussée ainsi l'ouvrage suivra le même profil en travers type que celui de ses voies d'accès et pour les équipements on retiendra ceux préconisés par le CCTP.

D'après la configuration du profil en travers type de la Figure 3 ci-après :

**PROFIL EN TRAVERS TYPE 5 LOT E3: CARREFOUR
TSINGA VILLAGE- OLEMBE II (NKOZOA)**

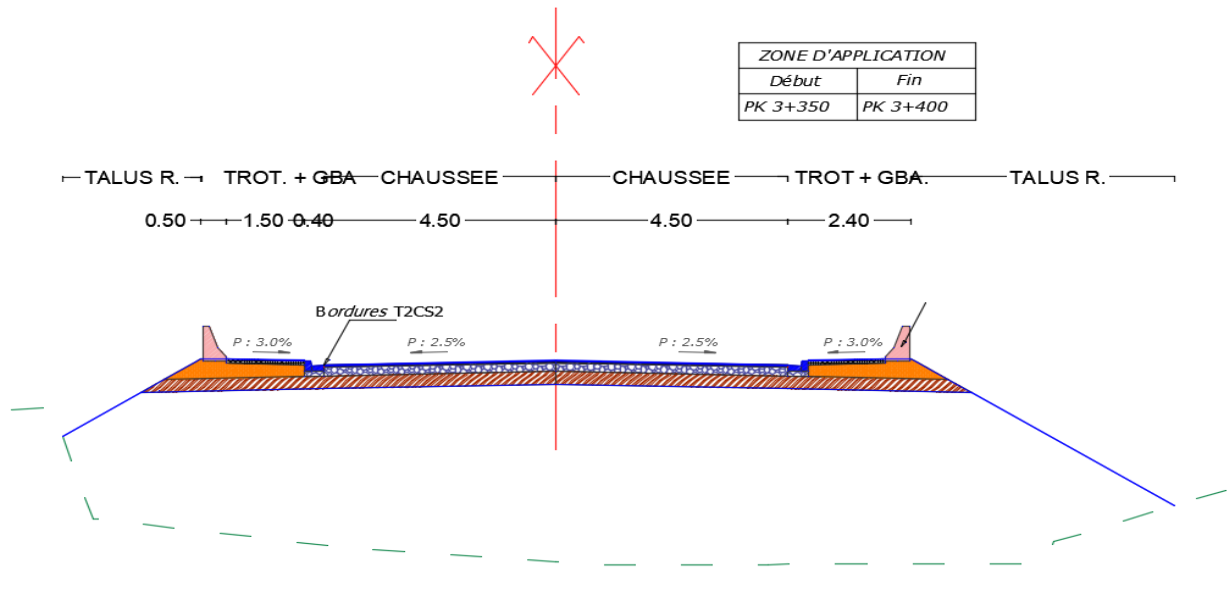


Figure 3 : Profil en travers type de la voie d'accès au pont

Nous retenons la configuration suivante dans le cadre du projet :

- Nombre de voies : deux voies soient une par sens de circulation
- Largeur d'une voie : 4,50ml
- Trottoir + barrière : 2,40 ml

D'où on obtient une largeur de tablier de :

$$2b = 2 \times l_{voie} + 2 \times l_{(trottoir+barrière)}$$

$$2b = 13,80 m$$

3) Les données relatives à l'obstacle franchit

Les données relatives à l'obstacle franchit sont le gabarit et l'ouverture du pont. Lorsque l'ouvrage franchit une voie de communication, il est nécessaire de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie.

a-Le gabarit

C'est la hauteur minimale à dégager au-dessus de la voie franchie, mesurée perpendiculairement à cette voie .Dans le cas du franchissement sur un chemin de fer, la hauteur libre ou le tirant d'air minimal à respecter est de

H= 4,80m pour une voie non électrifiée. (« Cours d'ouvrage d'art tome 1 conception », Mongi ben Ouezdou, septembre 2012)

En plus de cette hauteur, on prévoit une revanche en cas d'un éventuel futur renforcement en matériaux (réajustement structurel) de la voie ferrée ou d'un éventuel tassement des appuis.

Cette revanche varie de 10 à 20cm et on retient 20 cm dans le cadre de ce projet.

Ainsi le gabarit adopté pour notre ouvrage est de :

$$Ht = \text{hauteur minimale} + \text{revanche}$$

$$Ht = 4,80 + 0,20$$

$$Ht = 5,00 \text{ m}$$

b-L'ouverture

C'est la largeur utile comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent. L'obstacle à franchir par notre ouvrage est constitué de deux voies ferrées dont une voie déjà existante et une autre voie à construire tout proche de l'existante d'après les informations indiquées par le MINTP.

En ce qui concerne le franchissement de voies ferrées, les dispositions à respecter pour l'ouverture de l'ouvrage de franchissement sont telles qu'indiquées par la Figure 4 :

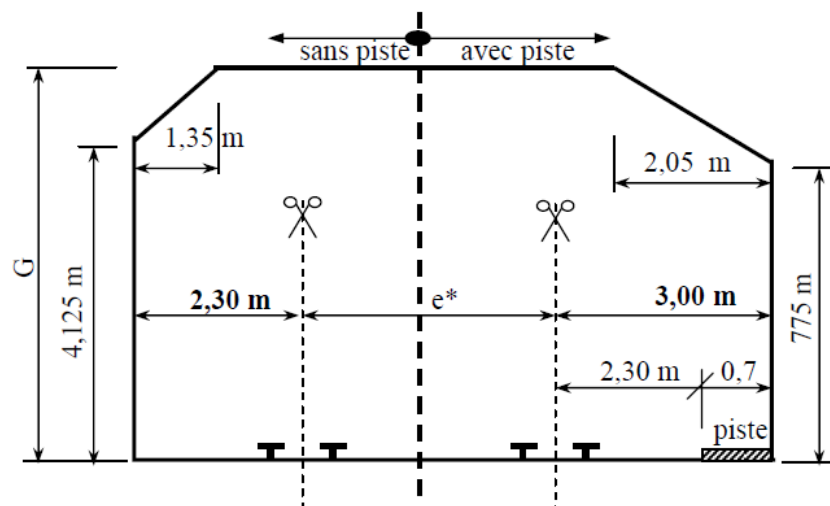


Figure 4 : Ouverture d'un pont franchissant une voie ferrée [1]

Avec : G : gabarit

✚ On a la distance minimale entre l'axe d'une voie et le nu d'un appui :

- Sans piste : $d = 2,30\text{m}$
- Avec piste : $d = 3,00\text{m}$

Nous prévoyons une piste piétonne des deux côtés des pieds d'appuis alors on retient la deuxième hypothèse : $d = 3,00\text{m}$

✚ distance entre l'axe de la voie des rails existants et l'axe des futurs rails à construire

La distance entre axes de deux rails dépend de la vitesse de pointe des trains qui passent dessus [1]

$$e^* = \begin{cases} 3,57 & \text{pour } V = 120\text{km/h} \\ 3,62 & \text{pour } 120 < V < 160\text{km/h} \\ 3,67 & \text{pour } 160 < V < 200\text{km/h} \end{cases}$$

Les informations recueillies par nous auprès de la CAMRAIL nous renseignent que tous leurs trains en état de circulation peuvent atteindre des vitesses maximales de 180 km/h. ce qui nous amène à adopter une distance entre axes de nos deux voies ferrées :

$$e^* = 3,67\text{m}$$

Cependant pour faciliter le terrassement et la mise en place de la prochaine voie (futurs rails) en dessous de l'ouvrage, nous décidons d'augmenter e^* de 2m.

Ainsi nous avons une longueur d'ouverture d'ouvrage de :

$$L = 3 \times 2 + (3,67 + 2)$$

$$L = 11,67\text{m}$$

IV.1.3. Choix du type d'ouvrage

Dans le cadre de ce projet étant donné que l'obstacle franchit est une voie ferrée, nous avons la contrainte de proposer un type d'ouvrage qui ne perturbera en aucun cas le trafic ferroviaire en dessous de lui. Ensuite, compte tenu de la faible longueur de la brèche à franchir (11,67m) nous décidons d'opter pour un pont à travée unique sans appui intermédiaire sous tablier.

1) Différents types de ponts envisageables pour le projet

Le paramètre fondamental pour le choix du type d'un ouvrage est sa portée déterminante ou portée principale (plus grande distance entre les axes de deux appuis successifs). Dans le cas de ce projet nous avons une longueur d'ouverture de 11.67 m ; distance que nous considérons approximative à celle de la

portée. La gamme d'ouvrages envisageables retenus pour cette portée est celle du SETRA et le choix du type d'ouvrage est fait suivant l'abaque de la Figure 5

Type D'ouvrage	PORTEE (m)											
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
PSI-BA(1)				■	■	■	■	■	■	■	■	■
PRAD				■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DA(2)		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DP(2)				■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DE(3)				■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DN					■	■	■	■	■	■	■	■
VIPP						■	■	■	■	■	■	■
PIPO		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
PICF		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Figure 5 : Domaine d'utilisation des principaux types d'ouvrages

Les différentes solutions envisagées pour le cas de l'ouvrage échéant sont donc :

- Le PICF : passage inférieur à cadre fermé
- Le PIPO : passage inférieur à portique ouvert
- Le PSI-DA : passage supérieur ou inférieur à dalle armé

IV.1.4. Analyse multicritères

Les sondages géotechniques ayant recommandés pour l'ouvrage l'utilisation des fondations profondes, l'hypothèse des ponts cadres est de ce fait abandonnée. Le choix est donc fait entre un pont dalle en béton armé à une travée isostatique ou un pont portique en béton armé.

1) Avantages et inconvénients des différentes variantes

✚ PIPO : passage inférieur à portique ouvert

• Avantages

Les portiques sont des structures monolithiques, en ce sens que les traverses et les piédroits forment un tout, d'où leur rusticité et leur robustesse tout à fait avantageuse. En particulier, l'encastrement du tablier sur les piédroits assure la stabilité de ces derniers vis-à-vis des efforts horizontaux (poussées de terres,...) et permet de mieux répartir les moments dans le tablier que dans le cas d'une travée isostatique, il en résulte une minceur remarquable, particulièrement intéressante dans le cas des franchissements de faible tirant d'air

De plus ces ouvrages ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui ce qui leur confère une grande facilité d'entretien.

- **Inconvénients**

Les portiques du fait de leur grande hyperstaticité, sont sensibles aux déformations imposées (tassements du sol notamment) et nécessitent certaines précautions au niveau de la conception, du calcul et de l'exécution.

✚ **PSI-DA : passage supérieur ou inférieur à dalle armé :**

- **Avantages**

Ils sont nécessaires dans le cadre de la construction d'ouvrages à tirants d'air importants, ils minimisent la quantité du remblai d'accès. Les dalles du fait de leur construction par coulage en place, s'adaptent à toute difficulté d'implantation. Le projeteur est ainsi libre dans sa conception des formes (ponts courbes, ponts en Y, tabliers comportant des élargissements

- **Inconvénients**

Ils nécessitent des équipements supplémentaires (joints de chaussées, appareils d'appuis) que les portiques n'exigent pas. Ce qui rend leur entretien difficile et couteux à long terme.

IV.1.5. Variante retenu

Le type d'ouvrage que nous retenons dans le cadre de ce projet est le pont portique en béton armé car compte tenu de la contrainte du cout économique de l'ouvrage il est plus avantageux par rapport au pont dalle car il est dispensé d'équipements supplémentaires tels que les joints de chaussée et les appareils d'appui ce qui rend son entretien facile à long terme.

IV.2. Conception détaillée du portique

IV.2.1. Généralités sur les portiques

1) Présentation des ponts portiques

Les ouvrages à une travée de type pont portique en béton armé constituent la majorité des franchissements en passage inférieur lorsque la largeur de la voie franchie est faible ou moyenne (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais n'est pas trop prononcé.

Ils se présentent comme une ouverture rectangulaire dans le talus, assortie de murs de tête dont la fonction est de maintenir les terres tel qu'on peut le voir sur la Figure 6 ci-après:



Figure 6 : portique avec murs en ailes

2) Morphologie

Un portique est un ouvrage monobloc en forme de U renversé constitué d'appuis verticaux (jambes du U) appelés piédroits et reliés entre eux en partie supérieure par une traverse faisant office de tablier. L'encastrement de la traverse dans les piédroits est assuré par des goussets ; l'ouvrage est complété par des murs de tête qui peuvent être soit en aile, soit en retour assurant le soutènement des remblais. Les piédroits constituent des culées incorporées et sont fondés suivant la qualité du sol de fondation et la portée de l'ouvrage :

- Sur semelles (cas général pour les portiques ouverts) pour des portées lorsque le sol de fondation le permet
- Sur une ou deux files de pieux verticaux ou deux files convergentes de pieux battus inclinés en cas de très mauvais sol

La Figure 7 ci-dessous nous renseigne sur la morphologie de ces types de ponts

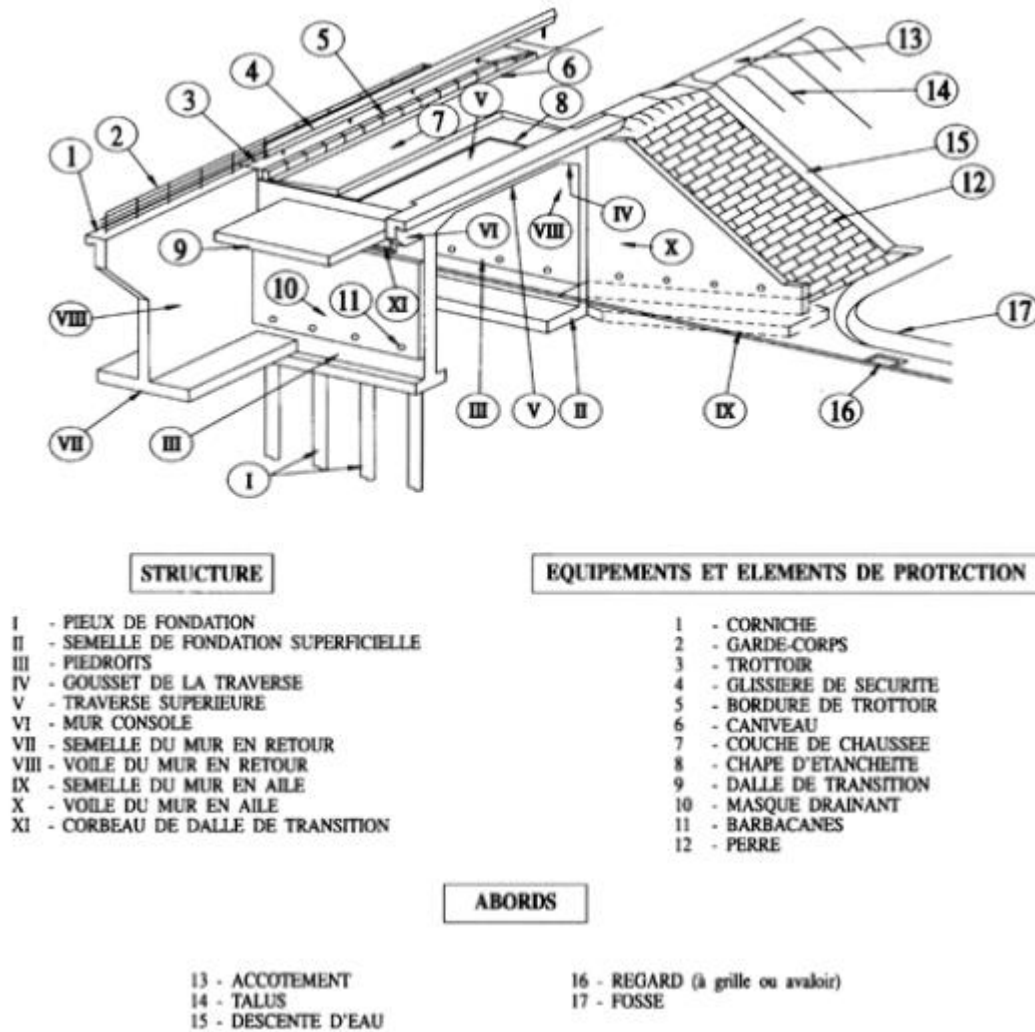


Figure 7 : Morphologie d'un portique simple [2]

IV.2.2. Conception de la structure

1) Configuration du profil en travers du tablier

Pour le pont portique nous décidons d'adopter un profil en travers similaire à celui de ses voies d'accès (voir Figure 3 page 17) ainsi le pont sera constitué d'une chaussée de 9m de largeur caractérisée par son profil en toit avec une pente transversale de part et d'autre de l'axe de la chaussée de 2,5% pour faciliter le drainage des eaux sur la chaussée en temps de pluie ; deux bordures de types T2 disposées latéralement de part et d'autres des bords de la chaussée, deux trottoirs de 2,40m de largeur munis de pentes de 1% dirigées vers l'intérieur de la chaussée et enfin deux barrières de sécurité encastrées chacune dans un massif en béton de largeur 0,50m et 10cm d'épaisseur. Ces équipements reposent sur une traverse d'épaisseur 50 cm qui est la structure porteuse principale du tablier. Elle est prédimensionnée

conformément aux prescriptions du DT 411 du SETRA et le détail du calcul de son prédimensionnement est consigné à l'annexe 1. La configuration du tablier est-elle qu'indiquée par la Figure 8 suivante :

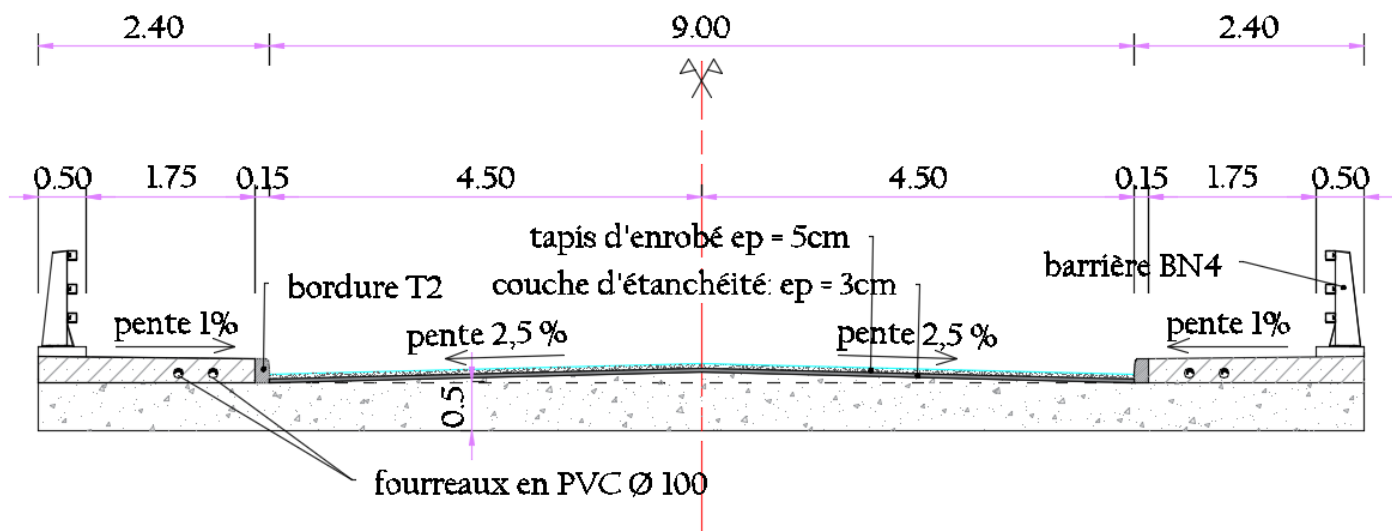


Figure 8 : Représentation du tablier de l'ouvrage

2) Les appuis

Les appuis de notre ouvrage sont constitués par deux piédroits de 50cm d'épaisseur chacun et de hauteur 5,50m dont le rôle est de transmettre les charges provenant du tablier aux fondations et aussi reprendre les charges provenant de la dalle de transition par l'intermédiaire du corbeau d'appui. Le détail de leur prédimensionnement fait à partir des indications du DT 411 du SETRA est donné en annexe 1.

3) Les fondations

Les fondations d'un pont représentent la partie visible ou non en contact avec le sol et sur laquelle se fondent les appuis du pont. Elles transmettent les charges et surcharges du pont au sol support. La conception de la fondation prend en compte essentiellement les contraintes liées au sol et à l'ouvrage.

Les études géotechniques menées sur le site ayant révélées un sol de mauvaise qualité en surface, alors pour la transmission des charges et surcharges trop importantes provenant du tablier, nous adoptons des fondations profondes d'ailleurs recommandées par le laboratoire BHYGRAPH GEOTECHNIQUE SA. Les fondations profondes dont il est question ici, sont des pieux de diamètre 80 cm. Ils sont constitués en deux files sous chaque piédroit et espacés d'axe en axe d'une distance de 2,40m d'où 6 rangées de pieux suivant la longueur du piédroit. La transmission des efforts entre l'appui et la fondation est réalisée grâce à une semelle de liaison. Le détail de calcul du prédimensionnement de ces éléments est consigné à l'annexe 2 du présent document.

4) Les équipements

Les équipements d'un pont désignent l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers.

Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés à demeure sur l'ouvrage. Ils remplissent un certain nombre de fonctions :

- Assurer la sécurité des personnes et de la circulation : ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières).
- Protéger et maintenir la pérennité de la structure avec l'évacuation des eaux, les perrés ou travées de rive et, surtout, l'étanchéité.
- Permettre un fonctionnement correct de la structure : les appareils d'appui et les joints de chaussée.
- Rendre la circulation confortable avec la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée, ou plus simplement être un élément de confort visuel avec les corniches ou de confort de la vie pour les riverains grâce aux écrans acoustiques.
- Permettre la visite et l'entretien courant du pont : échelles, portes, passerelles, etc.

Ils complètent la structure elle-même afin que l'ouvrage puisse être utilisable par l'utilisateur. En outre, certains d'entre eux ont une forte influence sur l'esthétique du pont car ils sont placés en rive (corniches, garde-corps, etc.).

Les équipements sont en général fortement sollicités (usure accidentelle, environnement agressif, trafics, conditions climatiques). Ils nécessitent une inspection, un entretien ou un remplacement régulier au cours de la durée de service de l'ouvrage. Ils doivent donc être conçus pour être entretenus ou changés facilement. Ils sont constitués de matériaux de nature très diverses (béton, acier, bitume) et sont généralement mis en œuvre par des entreprises spécialisées

❖ Couche de roulement

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers). Elle doit aussi être adaptée et présenter une adhérence pérenne avec le système d'étanchéité. La couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobé bitumineux dont l'épaisseur dans notre projet sera de **5cm**.

❖ Etanchéité

Le béton est un matériau poreux. Du fait de la présence de petites ségrégations locales tels que les fissures, nids de cailloux, reprise de bétonnage, il n'est jamais parfaitement étanche. Pour la protection des armatures contre la corrosion, il est nécessaire de poser une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couvertures des ponts en béton.

Les systèmes d'étanchéité les plus connus sont :

- Les chapes épaisses à base d'asphalte coulé à chaud en bicouche à haute température
- Les chapes minces à base de résine synthétique adhérente au support.
- Les chapes en feuilles préfabriquées épaisses à protection incorporée dans la feuille.

Le choix du système d'étanchéité doit tenir compte des conditions thermohygrométriques dans lesquelles se trouve l'ouvrage. Nous choisissons pour le cas de notre projet le système d'étanchéité par feuilles préfabriquées vue sa qualité due à la préfabrication et sa facilité de mise en œuvre. Dans ce système, l'étanchéité est assurée par une feuille, préfabriquée en usine d'épaisseur 0,5cm environ comportant un bitume modifié par un polymère et une armature. Elle est collée à la surface du béton par fusion partielle à froid. Elle sera complétée par une couche d'asphalte gravillonnée. Ainsi l'épaisseur totale de notre couche d'étanchéité sera de 3cm.

❖ **Trottoirs**

Les trottoirs ont pour rôle de protéger les piétons contre la circulation automobile et ceci par simple surélévation (qui sera dans le cas de ce projet de 25 cm) par rapport à la chaussée. La largeur minimale de trottoir préconisée par l'ICTARN est de 1m. Dans le cadre de notre projet nous adoptons une largeur de trottoir identique à celle de la voie d'accès soit 2,40m.

❖ **Dispositifs de retenue**

Ce sont des équipements placés sur les bords latéraux d'un pont et destinés à retenir les piétons ou les véhicules en perdition. On distingue

- Les gardes corps pour la sécurité des piétons
- Les glissières pour la sécurité des véhicules légers
- Les barrières : sécurité des poids lourds
- Les séparateurs en béton

Dans le cadre de notre projet nous choisissons pour l'utilisation comme dispositifs de retenue les barrières de type BN4 préconisées par le CCTP.

❖ Dalles de transition

Lors des travaux de terrassements des ouvrages d'art, il est très souvent pénible de compacter le remblai à l'arrière des culées ce qui entraîne souvent après quelques années d'utilisation des tassements au niveau du remblai conduisant à la création d'une dénivellée entre le niveau de la chaussée des voies d'accès et la dalle du pont. Cette dénivellée lorsqu'elle est trop prononcée peut s'avérer dangereuse pour l'ouvrage d'art car elle augmente l'effet dynamique mais aussi pour le confort et la sécurité des usagers. En effet lorsqu'un usager roulant à grande vitesse heurte cette zone, il peut s'en suivre de graves accidents dus à la perte de contrôle du véhicule (SETRA 1984).

Dans l'optique de palier le problème de ces phénomènes de tassements, on met ainsi en place des dalles de transition aux abords du tablier pour servir de ponts entre le remblai et la dalle de l'ouvrage. L'intérêt de la dalle de transition est donc d'atténuer les effets de tassements du remblai à proximité de l'ouvrage. Elle permet de traiter le problème en permettant de remplacer le rechargement par un léger reprofilage. La dalle de transition permet aussi de protéger le remblai d'accès contre l'infiltration des eaux. Son prédimensionnement est donné en annexe 1 et ses dimensions sont les suivantes :

Tableau 5 : Récapitulatif des dimensions de la dalle de transition

Longueur	10 m
largeur	3,30 m
épaisseur	0,30 m
Pente	5%

❖ Corbeau d'appui de la dalle de transition

Au niveau de la partie supérieure des piédroits, on retrouve le corbeau d'appui de la dalle de transition. Il est conçu pour jouer le rôle d'appui linéaire pour la dalle de transition. Ses dimensions sont les suivantes :

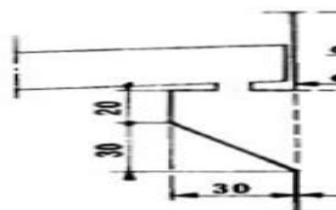


Figure 9 : Dimensions géométriques du corbeau d'appui de la dalle de transition [3]

Le récapitulatif des caractéristiques géométriques des éléments constitutifs du pont est donné dans le Tableau 6 suivant :

Tableau 6 : Récapitulatif des dimensions des parties d'ouvrages

Élément	Longueur (m)	Largeur/diamètre (m)	Epaisseur (m)	nombre
SUPERSTRUCTURE				
traverse	12,17	13,80	0,50	01
goussets	13,80		0,30*0,90	02
corbeau	10,00		0,30*0,30	02
APPUIS				
piédroits	13,80	0,50	5,50	02
FONDATIONS				
Semelle de liaison	13,80	4	1,15	02
pieux		0,8	17	24
EQUIPEMENTS				
Couche de roulement	12,67	9	0,05	01
étanchéité	12,67	9	0,03	01
Bordure	12,67		0,15	02 Type T2
trottoirs	12,67	2,40	0,25	02
Barrières de sécurités	12,67			02 types BN4
Dalles de transition	10,00	3,30	0,30	02

5) Murs de tête

La fonction des murs de tête est d'assurer le soutènement des remblais situés derrière les piédroits. Suivant l'angle qu'ils font avec l'axe de la voie portée, on distingue les murs en ailes et les murs en retour. Dans le cadre du projet nous adoptons des murs en ailes car ayant un cout relativement plus bas que les murs en retour.

Le schéma de principe d'un mur en aile tel qu'indique la Figure 10 suivante nous donne certaines prédispositions à prendre pour la conception d'un mur en aile.

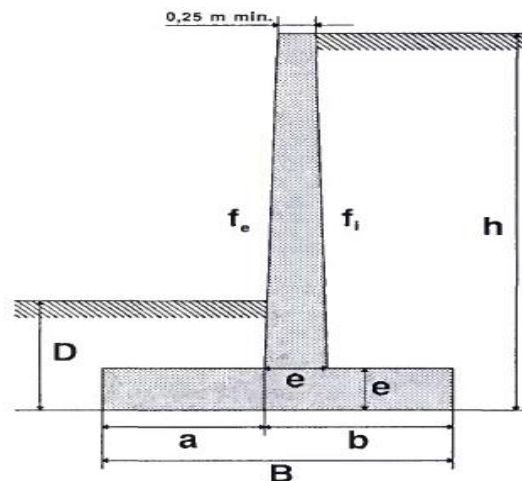


Figure 10 : Coupe transversale d'un mur en aile [4]

Le détail de calcul de prédimensionnement des murs en ailes est consigné dans l'annexe 3 ; les caractéristiques géométriques obtenues sont dans le Tableau 7 suivant :

Tableau 7 : Récapitulatif des dimensions du mur en aile

Désignation	indice	Longueur(m)
Hauteur du mur	h	7
Epaisseur semelle	e_s	0.60
Hauteur du voile	h_v	6,40
encastrement	D	1,50
Epaisseur du mur	e	0,40
Longueur en base du mur	L	11,67
patin	a	0,85

talon	b	2,85
Largeur semelle	B	3,70
Longueur de la semelle	Ls	11,67

IV.3. Etude structurale de l'ouvrage

IV.3.1. Hypothèses de base

1) Règlements et instructions

Les calculs sont établis selon les prescriptions des principaux documents suivants

- Le DT 504 du SETRA : programme PIPO 74 (mise à jour 1991) « portiques en béton armé », réimpression 2002 pour la détermination des sollicitations dans l'ouvrage

-BAEL 91 complété par l'additif 1999 est utilisé pour le calcul des armatures dans les parties d'ouvrages

-le fascicule 65-A du CCTG et son additif : exécution des ouvrages en génie civil en béton armé ou précontraint

Le fascicule 62 titre V : règles techniques de conception et de calcul de fondations des ouvrages en génie civil

-fascicule 61 titre II du CPC concernant les charges d'exploitations : conception calcul et épreuves des ouvrages d'art

2) Caractéristiques des matériaux

❖ Béton

Les éléments seront en béton armé avec les propriétés mécaniques principales du béton de classe B25 :

Masse volumique du béton armé : 2,5 t/m³

Résistance nominale à 28 jours :

En compression $f_{c28} = 25$ MPa

En traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2,10$ MPa

Contrainte admissible limite du béton en compression à l'ELU :

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,16 \approx 14,20 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible limite du béton en compression à l'ELS :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale

-instantané (à court terme) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times 25^{1/3} = 32164 \text{ MPa}$$

-différé (à long terme) :

$$E_{vj} \left(\approx \frac{E_{ij}}{3} \right) = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot 25^{1/3} = 10819 \text{ MPa}$$

Module moyen de déformation longitudinale :

$$E_{moyen} = \frac{E_{ij} + E_{vj}}{2} = 21492 \text{ MPa}$$

Coefficient de poisson : $\nu = 0,20$

Coefficient d'applications d'actions : $\theta = 1$

❖ Aciers

Nuance : acier de haute adhérence (HA) FeE500

Limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$

Module d'élasticité : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Coefficient d'adhérence de fissuration : $\eta = 1,6$

Coefficient d'adhérence de scellement : $\psi_s = 1,5$

Fissuration jugée préjudiciable tel que recommandé par le CCTP

Contrainte limite de l'acier :

$$\text{-ELU : } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{-ELS : } \sigma_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Enrobage : pour les exigences du CCTP il est pris égal à 4cm pour la semelle de liaison sous piédroit et 3cm pour le reste des éléments.

❖ Matériaux de remblais

Nous convenons d'adopter pour les matériaux de remblais, les propriétés telles que définies par le CCTP

- Densité du remblai = 2 d'où une masse volumique de : 2 t/m^3
- Coefficient de poussée derrière les culées : la poussée des terres s'exerce selon la théorie de Rankine ; le coefficient de poussée est : $K_a = 0,333$

IV.3.2. Evaluation des charges appliquées sur l'ouvrage

1) Charges permanentes

Nous déterminons les charges permanentes appliquées au portique : celles-ci sont constituées de deux composantes :

- le poids propres des éléments de structures : G
- la poussée des terres horizontales sur les piliers : P

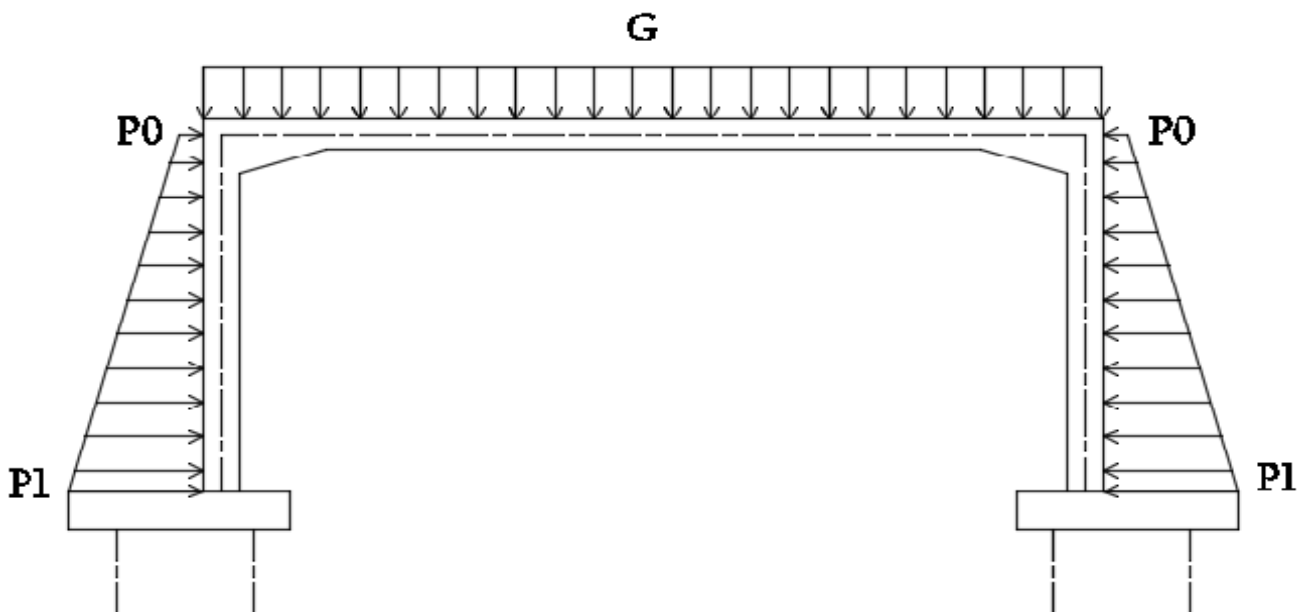


Figure 11 : Schéma des charges permanentes s'appliquant sur l'ouvrage

❖ Poids propre de la structure

Les poids propres des matériaux sont les suivants :

Béton : 2,5 t/m³

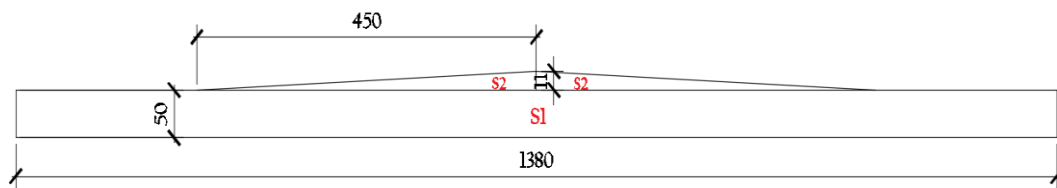
Revêtement (couche d'étanchéité et béton bitumineux) : 2,4 t/m³

Bordure T2 : 0,074 t/ml

Barrière BN4 : 0,065 t/ml

Nous obtenons par le calcul le poids des éléments agissant sur 1m de largeur d'ouvrage :

- Poids propre de la traverse : elle est constituée d'une section de hauteur constante S1 et de deux triangles rectangles S2 de même hauteur créés sur chantier pour la réalisation des pentes de chaussée de 2,5%



$$g_1 = (s1 + 2s2) \times \gamma = \left[(0,50 \times 13,8) + 2 \left(\frac{0,11 \times 4,5}{2} \right) \right] \times 2,5 = 18,488 \text{ t/ml}$$

- Poids propre du revêtement + étanchéité : $g_2 = (H_{chau} \times \gamma \times l_{chau}) = (0,08 \times 2,4 \times 9) = 1,728 \text{ t/ml}$

- Poids propre des trottoirs : les trottoirs ont une pente de 1%, leur section est un trapèze déduite de celles des deux fourreaux de diamètre 100mm contenues dans chacun

$$\text{On a : } g_3 = 2 \left[\frac{(0,28+0,25) \times 2,25}{2} - 2 \times (\pi \times 0,05)^2 \right] \times 2,5 = 2,901 \text{ t/ml}$$

- Poids propre du massif de fixation de la barrière de sécurité : $g_4 = 2(h \times l \times \gamma) = 2(0,1 \times 0,5 \times 2,5) = 0,25 \text{ t/ml}$

- Poids propre des bordures T2: $g_5 = 2 \times \gamma = 2 \times 0,074 = 0,148 \text{ t/ml}$

- Poids propre des barrières BN4 : $g_6 = 2 \times \gamma = 2 \times 0,065 = 0,13 \text{ t/ml}$

- Poids propre des goussets : $g_7 = 2 \times S \times \gamma = 2 \times \left(\frac{0,9 \times 0,3}{2} \right) \times 2,5 = 0,675 \text{ t/ml}$

- Poids propre des corbeaux : $g_8 = 2 \times S \times \gamma = 2 \times \left(\frac{(0,5+0,2) \times 0,3}{2} \right) \times 2,5 = 0,525 \text{ t/ml}$

- Poids propre des piédroits : $g_9 = h \times e2 \times \gamma = 5,50 \times 0,5 \times 2,5 = 6,875 \text{ t/ml}$

- Poids propre de la semelle de liaison : $g_{10} = h \times B \times \gamma = 1,15 \times 4 \times 2,5 = 11,5 \text{ t/ml}$

Le récapitulatif des charges obtenues est consigné dans le tableau ci-après :

Tableau 8 : Récapitulatif des charges permanentes dues au poids propre de la structure

PARTIE	ELEMENTS	Charge linéaire pour bande de 1m de largeur (t/ml)
EQUIPEMENTS	Revêtement + étanchéité	1,728
	Trottoirs	2,901
	Massif fixation de la barrière	0,25
	Bordures T2	0,148
	Barrières BN4	0,130
TABLIER	Traverse	18,488
	Goussets	0,675
	Corbeaux	0,525
APPUIS	Piédroits	6,875
	Semelle de liaison	11,5

NB : les phases de construction du portique sont telles qu'indiquées par la Figure 12 suivante :

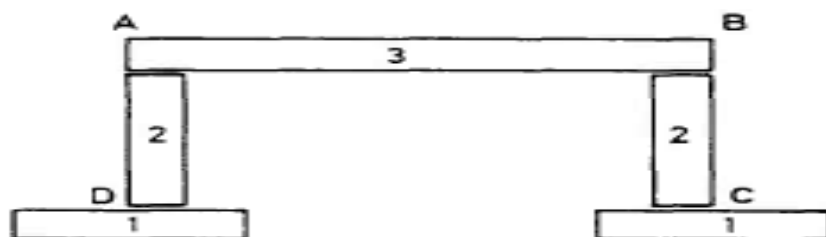


Figure 12 : Phasage de construction d'un portique [5]

- 1 : construction des fondations
- 2 : construction des piédroits
- 3 : construction de la traverse

Lorsqu'on construit le piédroit, son poids ne donne dans le portique, alors incomplet, ni moment fléchissant à sa base D, ni à son sommet A dont l'angle n'existe pas encore, la traverse n'étant pas construite.

Lorsque la traverse est construite et qu'on la décintre, elle crée en A et D des moments fléchissants dont les expressions seront données dans la suite du présent document.

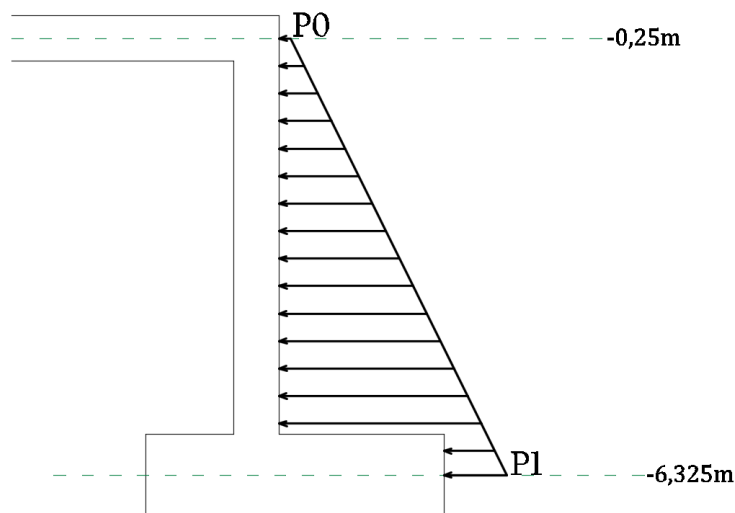
La traverse est donc seule à considérer dans la prise en compte du poids propre. Elle supporte une charge moyenne par mètre de largeur charge donnée dans notre cas par le poids des superstructures et de son poids propre (SETRA PIPO74).

Cette charge peut être considérée comme s'étendant sur toute la largeur de l'ouvrage ainsi on a :

$$G = \frac{\sum g_{\text{équipements}} + g_{\text{traverse}}}{2b}$$
$$G = \frac{1,728 + 2,901 + 0,25 + 0,148 + 0,13 + 18,488}{13,80}$$
$$G = 1,71 \text{ t/m}^2$$

❖ Poussée des terres

Elle est prépondérante pour l'étude de la stabilité des piédroits



La poussée latérale du remblai d'accès sur un piédroit vaut : $P = \frac{1}{2} K_a \times \rho_t \times h_t^2$

Avec : K_a : coefficient de poussée active des terres = 0,333

ρ_t : Masse volumique du remblai = 2 t/m³

h_t : hauteur du remblai au point considéré

Ainsi la poussée P_0 des terres au sommet (avec h pris égal à la hauteur de terres entre le bord supérieur de la traverse, point le plus haut du remblai et l'axe longitudinal de la traverse) d'un piédroit est de :

$$P_0 = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 2 \times 0,25^2 = 0,021 \text{ t/m}^2$$

La poussée P_1 des terres à la base du piédroit est de :

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 2 \times 6,325^2 = 13,32 \text{ t/m}^2$$

2) Surcharges sur la traverse

C'est l'ensemble des systèmes de chargements routiers définies par le Fascicule 61 titre 2 du CPC ; dans le cadre de notre projet nous retiendrons :

- Le système A ;
- Les charges de types B qui sont :
 - Le sous-système Bc qui se compose de camions types
 - Le sous-système Br qui se compose d'une roue isolée
 - Le sous-système Bt qui se compose de groupe de deux essieux tandem
- Le convoi militaire Mc 120
- Les charges de trottoirs
- Les charges sur remblais
- Les charges de freinage

Pour tenir compte de leur effet dynamique, ces charges sont majorées par un coefficient de majoration dynamique qui est de $\delta = 1,19$ pour les charges du système B et de $\delta = 1,17$ pour le convoi militaire Mc120

Les caractéristiques de chaque surcharge et les détails de calcul concernant leur impact sur l'ouvrage sont énoncées à l'annexe 4 du présent document

IV.3.3. Evaluation des sollicitations dans l'ouvrage

Les efforts dans les ponts dalles de biais modérés peuvent être calculés par la méthode de Guyon-Massonnet qui permet d'étudier la répartition des surcharges sur un ouvrage en tenant compte de sa déformabilité transversale et dans le cas le plus général, de sa rigidité torsionnelle.

- Dans le sens longitudinal les efforts sont ceux obtenus par la théorie des poutres et corrigés pour effet de dalle, par le coefficient K de répartition transversale de la méthode de Guyon- Massonnet

- Dans le sens transversal, les moments sont obtenus analytiquement à partir du coefficient d'influence μ pour une charge sinusoïdale suivant le sens longitudinal de la travée. On se ramène ensuite au cas de charges quelconques par un développement en série de Fourier de ces charges.

1) Etude des efforts dans le sens longitudinal

Ces efforts sont caractérisés pour chaque cas de charge par :

- ✚ Le moment de flexion longitudinal dans la traverse et les moments aux appuis (angles supérieurs et inférieurs)
- ✚ Le moment de flexion des piédroits
- ✚ L'effort de cisaillement maximal dans la traverse qui est de même valeur que la réaction verticale aux piédroits (effort normal) tandis que l'effort de cisaillement maximal dans les piédroits est de même valeur que la réaction horizontale dans les piédroits

La détermination de ces efforts consiste à déterminer la valeur de dimensionnement de chaque effort c'est-à-dire la valeur de l'effort maximale.

❖ Résultats du calcul des sollicitations sous charges permanentes

Les détails des calculs des sollicitations induites par les charges permanentes sont données en annexe 6 et les récapitulatifs des résultats sont dans le Tableau 9 et le Tableau 10 suivants :

✚ Moments :

Tableau 9 : Récapitulatif des moments sollicitant le portique sous charge permanente.

Sollicitation charge	Moment max aux appuis (t.m)				Moment max en travée (t.m)
	Angles supérieurs		Angles inférieurs		
	M _A	M _B	M _C	M _D	
Poids propre (traverse)	-17,43	-17,43	0,17	0,17	14,18
Poussées des terres (piédroits)	-6,58	-6,58	-18,14	-18,14	18,51

✚ Efforts tranchants et réactions aux appuis :

Tableau 10 : Récapitulatif des efforts tranchants sollicitant le portique sous charge permanente

Sollicitation charge	Effort tranchant traverse/ réaction verticale piédroit (t)	Effort tranchant piédroit/ réaction horizontale piédroit (t)			
	$R_V = T$	T_A	T_B	$T_C = R_H$	$T_D = R_H$
Poids propre	10,41	-2,78	-2,78	-2,78	-2,78
Poussées des terres	0	-12,26	-12,26	29,93	29,93

❖ Sollicitations sous charges d'exploitation (surcharges)

Les surcharges étant des charges mobiles, nous déterminons les sollicitations qu'elles induisent dans l'ouvrage à l'aide de la méthode des lignes d'influences car celle-ci nous permet de connaître la valeur de l'effort créé dans une section quelconque de la traverse en fonction de la position d'une charge P sur l'élément.

✓ Calcul des coefficients correctifs de répartition transversale K :

Le moment fléchissant sous un cas de charges déterminé est calculé pour la largeur totale de la dalle. En fait compte tenu de la répartition transversale de la charge, toutes les fibres de la section ne sont pas sollicitées de façon égale. Pour tenir compte de cette répartition transversale de la charge, on calcule donc comme exposé ci-dessous un coefficient correctif de la forme $1+\varepsilon$ par lequel il faut multiplier l'effort longitudinal que l'on obtiendrait en supposant la charge uniformément répartie sur toute la largeur de la dalle.

La courbe du coefficient de répartition transversale K est une ligne d'influence dont les valeurs moyennes sont obtenues à travers l'exploitation des coefficients standards K_0 et K_1 consignés dans les tables de Massonnet. Ces coefficients sont fonctions à différentes valeurs de la fibre étudiée, du paramètre d'entretoisement et du paramètre de torsion.

Le récapitulatif des coefficients de répartition transversale des surcharges obtenus pour une bande de dalle de largeur 1m est donnée dans le Tableau 11 suivant :

Tableau 11 : Récapitulatif des coefficients de répartition transversale des surcharges

Charge	A(l)	Bc	Bt	Br	Mc120	Qtr
CRT	0,91	0,32	0,22	0,24	0,23	0,59

La méthodologie de calcul des CRT est à retrouver en annexe 05

❖ **Résultats du calcul des efforts dus aux surcharges**

Nous recherchons le maximum de chaque effort en déplaçant les surcharges sur la ligne d'influence de l'effort considéré et les expressions des sollicitations sont données par les formules suivantes :

$$- \text{ système } A = \text{ aire } (LI) \times A(l) \times CRT$$

$$- \text{ système } B = \sum_{i=1}^n Y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

$$- Mc120 = \text{ aire } (LI) \times \frac{Pc}{\lambda_c} \times \delta_{Mc120} \times CRT$$

$$- \text{ trottoirs } = \text{ aire } (LI) \times Qtr \times CRT$$

Ou :

Aire (LI) : désigne l'aire de la ligne d'influence de l'effort considéré

Y (LI) : désigne une ordonnée de la ligne d'influence de l'effort considéré

δ : désigne le coefficient de majoration dynamique du système

Pi : poids de l'essieu d'indice i

CRT : désigne le coefficient de répartition transversale de la surcharge

Les résultats de calcul des sollicitations induites par les surcharges sur la traverse sont à retrouver dans le Tableau 12 pour les moments fléchissants et dans le Tableau 13 pour les efforts de cisaillement

✚ Moments fléchissants

Tableau 12 : Récapitulatif des moments sollicitant le portique sous surcharges

Sollicitation charge	Moments aux angles (t.m)				Moment max en travée (t.m)
	M _A	M _B	M _C	M _D	
Surcharge A(L)	-16,78	-16,78	0,13	0,13	13,33
Système Bc	-12,66	-12,86	0,32	0,53	13,80
Système Bt	-10,51	-10,51	0,88	0,88	11,92
Système Br	-3,63	-3,63	0,31	0,31	5,06
Char Mc120	-29,22	-29,22	14,59	14,59	29,86
trottoirs	-0,90	-0,90	0,007	0,007	0,71
freinage	3,55	-3,55	2,29	-2,29	

✚ Efforts tranchants

Tableau 13 : Récapitulatif des efforts tranchants max sollicitant le piédroit

Sollicitation charge	Effort tranchant à dans la traverse à l'angle A (t) T _A	Effort tranchant dans le piédroit (t)
Surcharge A(L)	10,02	-2,68
Système Bc	10,43	-1,39
Système Bt	8,07	-1,80
Système Br	2,89	-0,63
Char Mc120	20,97	-6,58
trottoirs	0,54	-0,52
freinage	0,58	1,09

Nous rappelons que la valeur maximale de l'effort tranchant dans la traverse est de même que celle de la réaction d'appui verticale produite sous l'effet de la charge et la valeur maximale de l'effort tranchant dans le piédroit est de même que celle de la réaction d'appui horizontale.

L'annexe 6 nous renseigne sur la méthodologie de calcul des sollicitations dues aux surcharges routières sur la traverse.

2) Résultats de l'étude des efforts dans le sens transversal

On calcule le moment fléchissant transversal maximal, qui se produit au centre de l'ouvrage, sans s'occuper des efforts tranchants vis-à-vis desquels la dalle est surabondante. Il n'est pas utile de calculer le moment transversal en d'autres points. Cela conduit à adopter un ferrailage transversal uniforme, ce qui est justifié à la fois pour une question de commodité et par le fait que le supplément de dépense occasionné reste faible.

Le détail de calcul pour la détermination des moments dus à la flexion transversale est donné en annexe 7 et le récapitulatif des résultats est dans le Tableau 14.

Tableau 14 : Récapitulatif des moments dans le sens transversal

	Charge permanente	surcharge	trottoir
Moment transversal (t.m)	2,44	6,02	0,072

IV.3.4. Calcul des armatures dans le portique

Nous rappelons ci-après la combinaison d'actions pour le calcul d'un ouvrage routier :

A l'ELU :

$$1,35 \times M_G + \max \left\{ 1,60 \times \max \begin{cases} M(A_l) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{cases} ; 1,35 \times M(M_c 120) \right\} + 1,60 \times M_{trottoir}$$

A l'ELS :

$$M_G + \max \left\{ 1,20 \times \max \begin{cases} M(A_l) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{cases} ; M(M_c 120) \right\} + M_{trottoir}$$

1) Résultats du Calcul des armatures de la traverse

La fissuration de la traverse est jugée préjudiciable alors nous avons menés les calculs d'armatures directement aux états limites de service. En combinaison fondamentale, elle est soumise à un moment de flexion longitudinale $M_{ser} = 44,75 \text{ t.m}$, un moment de flexion transversale $M_{ser} = 8,53 \text{ t.m}$ et un moment $M_{ser} = 58,39 \text{ t.m}$ à ses appuis qui représentent les angles supérieurs A et B du portique. La dalle est d'épaisseur 50cm alors elle est ferrillée en deux nappes avec une nappe inférieure constituée d'aciers porteurs longitudinaux et transversaux et une nappe supérieure constituée d'aciers de répartitions. Le détail pour le calcul des armatures dans la traverse est consigné en annexe 8 et les résultats obtenus sont les suivants :

❖ Armatures longitudinales

Nous avons une section d'acier $A = 47,11 \text{ cm}^2$, le choix d'armatures effectué est de **10 HA 25** d'où une section retenue d'aciers longitudinaux $A_{long} = 49,09 \text{ cm}^2$ par mètre de largeur. L'espacement entre les barres est de 10 cm.

❖ Armatures transversales

La section d'acier obtenue est $A = 8,98 \text{ cm}^2$, le choix d'armatures effectué est de **8 HA 12** d'où une section retenue d'aciers transversaux $A_{transv} = 9,05 \text{ cm}^2$. L'espacement entre les barres est de 12 cm.

❖ Armatures d'appuis supérieurs

Section d'acier : **$A_{app} = 61,46 \text{ cm}^2$**

Choix des armatures : **8 HA 32** d'où une section d'aciers choisie de **$64,34 \text{ cm}^2$** .

Espacement : 12 cm entre les barres

❖ Armatures de la nappe supérieure

Elles servent au montage des nappes

✚ **Armatures longitudinales :**

Leur section est égale au tiers de la section des armatures longitudinales inférieures ce qui nous donne **$A' = 16,36 \text{ cm}^2$** . Le choix d'armatures effectué par nous est de **8 HA 20** ce qui nous conduit à une section d'acier réelle **$A'_{long} = 25,13 \text{ cm}^2$**

✚ **Armatures transversales :**

On adopte le ferrailage minimal de cisaillement aux appuis avec des aciers transversaux $\emptyset 12$ espacés de 20 cm.

2) Ferraillage des goussets

✚ Suivant l'axe longitudinal du pont :

Des armatures sont à disposer en partie inférieure du gousset suivant le parement oblique et la section d'armatures à disposer correspond à la section minimale des armatures inférieures longitudinales d'appuis (voir annexe 8) qui est de $11,02 \text{ cm}^2$

Choix des armatures : **7 HA 16** → **14,07 cm²**

Espacement : 15 cm

✚ Suivant l'axe transversal du pont

Les aciers transversaux à disposer dans chaque gousset correspondent aux armatures de cisaillement aux appuis. Bien que l'épaisseur de la dalle soit surabondante par rapport à l'effort de cisaillement, On a à disposer des aciers transversaux pour le respect des dispositions constructives (annexe 8)

Choix des armatures : **Ø12 espacés de 20 cm**

3) Résultats du calcul des armatures des piédroits

Chaque piédroit est soumis à des efforts verticaux représentant l'effort normal provenant des charges du tablier et des surcharges routières, à l'effort de freinage développé par le camion Bc et à des efforts horizontaux provenant essentiellement de la poussée des terres et des charges de remblais qui induisent un moment de flexion dans le piédroit. L'inventaire des charges en combinaison fondamentale nous donne les résultats du Tableau 15.

Le ferraillage de l'élément est constitué de deux nappes d'armatures. Le calcul des aciers en flexion composé à l'ELU pour une bande de piédroit de 1m de largeur nous donne les résultats du Tableau 16 ci-dessous et le détail des calculs des aciers est donné en annexe 09

Tableau 15 : Sollicitations à reprendre par un piédroit

	ELU	ELS
Efforts horizontaux M (t.m)	35,66	26,51
Efforts verticaux N (t)	51,95	42,84

Tableau 16 : Récapitulatif des armatures dans le piédroit

Section d'aciers comprimés théorique	Choix des aciers	Section d'aciers réelle	Aciers de répartition
Ath = 15,44 cm ²	6 HA 16/ face	24,12 cm ²	HA 12 espacés de 20 cm

Pour le maintien de l'écartement entre les deux nappes d'armatures nous convenons de disposer des épingles HA 10 entre les nappes.

❖ Armatures d'appuis inférieurs

Ils correspondent aux armatures à disposer aux angles inférieurs C et D du portique qui représentent aussi la jonction entre les piédroits et les semelles de liaison. Les angles inférieurs sont soumis à un moment **Mser = 35,66 t.m** et la section d'aciers théorique obtenue est **A= 37,54 cm²**

Choix des armatures : 6 HA 20 espacés de 18 cm par face

Section d'acier réelle : 37,70 cm²

4) Résultats du calcul des armatures de la dalle de transition

La dalle de transition est soumise à la charge de son poids propre, à la charge des couches de chaussée qu'elle supporte et à la surcharge routière de l'essieu tandem Bt. Elle est d'épaisseur 30 cm donc elle est ferrillée en deux nappes Nous la calculons à l'ELU et le moment de flexion résultant est **Mu = 6,68 t.ml**. Le résultat du calcul des aciers est donné dans le Tableau 17 ci-après :

Tableau 17 : Récapitulatif des armatures de la dalle de transition

Section d'aciers tendus théorique	Choix des aciers	Section d'aciers réelle	Aciers de répartition
Ath = 5,88 cm ²	5 HA 14/ pm	7,70 cm ²	HA 10 espacés de 15 cm

La méthodologie de calcul de la dalle de transition est donnée à l'annexe 10 du présent document.

5) Ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition

Pour les armatures à disposer dans le corbeau d'appui de la dalle de transition, nous adoptons le ferraillage type proposé dans le paragraphe 2.2.6 du fascicule 132 (page 24) du PP73 du SETRA et prévu pour les ouvrages de types PICF et PIPO. Il est définit en coupe transversale dans l'annexe 11.

6) Résultats du calcul des armatures des murs en ailes

Les murs en ailes jouent le rôle de soutènement des remblais d'accès au pont. Après avoir vérifié leur stabilité aux effets des sollicitations externes (glissement et renversement), nous avons procédé à l'évaluation des sollicitations dans le mur et ensuite on peut procéder au calcul béton armé. Les calculs concernant cette partie d'ouvrage sont à retrouver à l'annexe 12 et les résultats obtenus sont les suivants :

✚ Armatures à disposer dans le voile :

Le voile est découpé suivant sa hauteur en quatre tranches car la poussée des terres s'appliquant de manière triangulaire sur le voile, la pression croît au fur et à mesure que la hauteur des terres devient importante. Dans le souci d'avoir un ferrailage harmonieux, nous avons décidé d'uniformiser les aciers verticaux coté terre des tranches 2,3 et 4 par les armatures de la tranche 2 qui subit des efforts plus considérables. Le calcul des aciers en flexion simple à l'ELS nous a donné les résultats du Tableau 18 ci-dessous :

Tableau 18 : Récapitulatif des aciers du voile du mur en aile (coté terre)

désignation	Moment à l'ELS (t.m)	Section d'acier théorique (cm ²)	Choix des armatures	Section d'acier réelle (cm ²)	espacement
Section 1	35,62	47,49	HA 25/face	49,08	20 cm
Section 2	11,51	15,35	10 HA 14	15,39	10 cm
Aciers de répartition		4,00	7 HA 10	5,50	15 cm

Coté non remblayé :

Ce sont les armatures à disposer sur la nappe située du côté non remblayé du mur. Ces armatures sont des armatures de répartition et leurs sections sont déterminées de manière forfaitaire suivant l'épaisseur du voile :

➤ **Aciers verticaux :**

$$A_V \geq 0,10 \times e_0$$

➤ **Aciers horizontaux :**

$$A_H \geq 0,075 \times e_0$$

Le Tableau 19 ci-après nous donne les résultats des armatures à disposer dans la nappe du côté non remblayé du mur en aile :

Tableau 19 : Récapitulatif des armatures du voile (coté non remblayé)

désignation	Section d'acier théorique (cm ²)	Choix des armatures	Section d'acier réelle (cm ²)	espacement
Aciers verticaux	4,00	5 HA 12	5,65	20 cm
Aciers horizontaux	3,00	7 HA 10	5,50	15 cm

Pour le maintien de l'écartement entre les deux nappes d'armatures, nous convenons de disposer des épingles HA 8 espacés entre elles de 20 cm

✚ Armatures de la semelle :

Tableau 20 : Récapitulatif des aciers de la semelle du mur en aile

Désignation	Moment à l'ELS (t.m)	Section d'acier théorique (cm ²)	Choix des armatures	Section d'acier réelle (cm ²)
Patin	6,06	5,27	6 HA 12	6,79
Talon	20,75	18,04	6 HA 20	18,85

Nous convenons de prolonger les armatures du talon jusque dans le patin, ainsi en partie tendue les aciers du talon seront disposés sur toute la largeur tandis que les aciers du patin seront utilisés comme aciers de montage et disposés en nappe supérieure.

➤ **Aciers de répartition :**

Ce sont les armatures longitudinales à disposer dans les deux nappes de la semelle :

Section d'acier théorique : 6cm²/ml

Choix des armatures : 8 HA 10 → 6,28 cm²

7) Résultats du dimensionnement des fondations

Pour le calcul de la semelle de liaison nous déterminons les sections d'armatures à l'aide de la méthode des bielles d'ailleurs recommandée par le CCTP.

Le calcul des pieux consiste tout d'abord à vérifier leur non poinçonnement ce qui se traduit par la comparaison des valeurs des efforts arrivant en tête des pieux et les valeurs des efforts admissibles à supporter par les pieux soumis par le rapport d'étude géotechnique. Après vérification on procède au calcul des armatures. Les détails de dimensionnement des fondations sont à retrouver en annexe 13 et pour chaque partie de fondation, les résultats de calcul obtenus sont énoncés ci-après :

❖ **Semelle de liaison sous piédroit**

Les armatures de la semelle sont calculées à l'aide de la méthode des bielles. Nous menons les calculs à l'ELU pour une bande de semelle d'un mètre de largeur et l'effort à la base des semelles est de $N_{US} = 109,43$ t. les résultats du calcul des armatures sont consignés dans le Tableau 21 ci-dessous :

Tableau 21 : Récapitulatif des aciers de la semelle de liaison (nappe inférieure)

désignation	Section d'acier théorique (cm ²)	Choix des armatures	Section d'acier réelle (cm ²)	espacement
Aciers porteurs transversaux	31,79	7 HA 25	34,36	15 cm
Aciers de répartition longitudinaux	10,72	7 HA 16	14,07	15 cm

➤ **Nappe supérieure**

Ce sont des aciers forfaitaires qui servent de montage pour la nappe supérieure. Pour chaque lit de la nappe supérieure, la section d'armatures à disposer est égale au tiers de la section d'aciers de la nappe inférieure allant dans la même direction.

Tableau 22 : Récapitulatif des aciers de la semelle de liaison (nappe supérieure)

désignation	Section d'acier théorique (cm ²)	Choix des armatures	Section d'acier réelle (cm ²)	espacement
Aciers transversaux	10,52	7 HA 14	10,78	15 cm
Aciers longitudinaux	10,00	7 HA 14	10,78	15 cm

➤ **Aciers de peau**

Pour toute section en béton armé de hauteur supérieure à 70 cm, il convient de disposer des armatures de peau parallèlement à la fibre moyenne de l'élément. La section d'armatures à disposer doit être au moins égale à 3 cm^2 par mètre de hauteur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (BAEL A.8.3) notre semelle ayant une hauteur $h_s = 1,15\text{m} > 0,70 \text{ m}$, alors nous obtenons les aciers de peau du tableau suivant :

Section théorique : **$3,45\text{cm}^2$**

Choix des aciers : **6 HA 10** d'où une section d'aciers réelle **$A_{\text{peau}} = 4,71 \text{ cm}^2$**

Espacement : **20 cm**

❖ **Ferraillage des pieux**

Chaque pieu est soumis à un effort normal de compression centrée $N_{\text{pieu}} = 154,68 \text{ t}$ et le calcul des aciers nous donne les résultats du Tableau 23 suivant :

Tableau 23 : Récapitulatif des armatures des pieux

Pieu sous piédroit	section d'acier		
	Théorique (cm^2)	choix	adoptée (cm^2)
Armature longitudinale	-149,29	6HA25	29,45
Armature transversale	Ø 12 esp 20cm		

IV.4. Conclusion partielle

Il était question pour nous dans le présent chapitre d'effectuer une étude technique de notre ouvrage. Cette étude a été faite en 03 phases avec comme première phase la conception générale de l'ouvrage qui a consisté au choix d'une variante de pont après analyse multicritère des données de diverses natures. Ce choix a été fait suivant la gamme de ponts courants proposés par le SETRA et le PIPO (pont portique) a été retenu. Ensuite la deuxième phase de l'étude a consisté à effectuer une conception détaillée c'est-à-dire un prédimensionnement de chaque partie d'ouvrage suivant les prescriptions du DT 411 du SETRA et enfin nous avons pu procéder en troisième phase au dimensionnement structural de notre ouvrage en béton armé suivant les indications de calcul de sollicitations du DT 504 du SETRA et de la norme BAEL 91 modifié 99 pour le calcul des armatures dans les parties d'ouvrages. Il sera donc question dans le chapitre suivant d'évaluer le coût de réalisation de notre ouvrage.

Chapitre V. AVANT METRE ET ESTIMATION DU COUT DU PROJET

Dans le chapitre présent il est question d'effectuer une étude financière pour déterminer le cout financier global de la réalisation de notre ouvrage. Dans cette optique, la méthode consiste pour chaque partie d'ouvrage que nous constituons en lot, de faire une étude d'avant métré en évaluant la tâche à exécuter ou la quantité de matériau à mettre en œuvre et de multiplier cette quantité par un prix unitaire tiré de la mercuriale des prix du ministère du commerce de l'Etat du Cameroun pour l'année 2020. Ces prix sont majorés de 10% pour tenir compte des surcouts dus au transport. Le devis quantitatif et estimatif résultant est consigné en annexe 14 et les montants des principaux lots du projet sont définis dans le Tableau 24 suivant :

Tableau 24 : récapitulatif des montants financiers des différents lots d'ouvrages

lots	désignation	Montant en FCFA
Lot 1	Travaux préparatoires	50 000 000
Lot 2	Terrassements	81 477 023
Lot 3	Fondations	112 513 986
Lot 4	Superstructures et murs en ailes	65 397 177
Lot 5	Equipements	9 453 453
Total hors TVA		318 841 639
TVA (19,25% du prix hors TVA)		61 377 016
Total TTC		380 218 655

Arrêté ainsi le présent devis à la somme de 380 218 655 FCFA (trois cent quatre-vingt millions deux cent dix-huit mille six cent cinquante-cinq francs CFA)

Chapitre VI. METHODE D'EXECUTION DE L'OUVRAGE

En fonction des différentes contraintes présentes dans un site de construction, et en plus des caractéristiques physiques des ouvrages, il est judicieux pour la bonne exécution d'un ouvrage et le respect des délais contractuels, de choisir le bon procédé d'exécution pour chaque partie d'ouvrage. Le choix de ce procédé ou de cette technique d'exécution est très souvent essentiellement guidé par le type d'ouvrage à construire, et des contraintes naturelles qui rendent l'exécution de l'ouvrage plus ou moins complexe.

Il est donc question pour nous dans ce chapitre de proposer une technique d'exécution à utiliser en phase construction pour chaque partie de notre pont.

VI.1. Implantation de l'ouvrage

L'implantation représente la phase préliminaire de tout travail de construction d'un ouvrage, elle intervient après le nettoyage de l'emprise du projet et consiste au repérage de l'ouvrage dans l'espace et la matérialisation des lignes et axes des éléments de la fondation. Pour l'implantation de notre portique, il sera question premièrement de repérer la position exacte de l'ouvrage sur le tronçon c'est-à-dire à l'intersection entre la voie routière et la ligne du chemin de fer. Ensuite on repèrera les lignes d'axes de chaque rangée de pieux. Le matériel utilisé à cette étape est essentiellement constitué d'appareils topographiques dont : théodolites, station totale, piquets etc...

VI.2. Exécution des fondations

Dans le cas de notre portique nous avons des fondations profondes constituées par 24 pieux dont 12 sous chaque piédroit. Ces pieux pour leur exécution seront de types forés tubés ainsi dans un premier temps il sera question de créer un forage à chaque emplacement de pieu après repérage par les topographes ce travail pourra être réalisé par une foreuse avec la tête changée selon le milieu rencontré et constituée soit par une tarière pour les terrains tendres ou par une foreuse à dent de pico (diamanté aux extrémités) pour forer les terrains durs tels que les roches. Après l'exécution des forages, on introduit un tubage métallique dans chaque forage pour assurer le maintien des parois du sol et empêcher les éboulements puis on poursuit avec la mise en place des cages d'armatures des pieux (préalablement assemblées au sol par les ferrailleurs) dans les forages et enfin on procède au bétonnage des pieux avec du béton injecté dans chaque pieu par refoulement. Ce travail de bétonnage peut être fait dans notre cas à l'aide des camions toupies et pompes à béton.

Après exécution des pieux, on procède à l'opération de recépage des pieux. Elle consiste à utiliser le marteau piqueur, pour casser une partie supérieure du béton des pieux. Ceci dans le but d'atteindre la hauteur de recouvrement des barres longitudinales pour les lier aux semelles et aux voiles, dans le cadre de la reprise des charges.

Après la construction des pieux s'en suit l'exécution des semelles de liaisons des pieux aux piédroits. Chaque semelle représente un massif parallélépipédique de béton armé. Pour la réalisation de ces parties d'ouvrage, il est question tout d'abord d'assurer convenablement leur implantation par une équipe de topographes et ensuite de faire un terrassement pour la création de la fouille dans laquelle la semelle se repose. Ensuite on procédera au coulage du béton de propreté, puis la mise en place et le montage des aciers préalablement façonnés par une équipe de ferrailleurs suivant les plans de ferrailage. Ensuite il sera question de disposer les coffres minutieusement afin de respecter les dimensions des deux semelles telles qu'indiquées sur les plans de coffrage. Ce n'est qu'après bonne disposition des coffres bien raidis qu'on procédera au bétonnage des semelles.

VI.3. Exécution des culées et des murs en ailes

Les culées représentent les appuis de notre pont et dans le cadre de notre ouvrage qui est un portique, ces culées prennent l'appellation de piédroits. La réalisation des piédroits et des murs en ailes de notre ouvrage peut être faite avec des systèmes de coffrages verticaux classiques de type bois, banches métalliques ou équivalents (ces éléments coffrant devront être stabilisés à l'aide d'étais métalliques et des tiges pour reprendre les efforts de poussée dus au vent en cours de travaux et au bétonnage). Ces coffres ne sont mis en place qu'après ferrailage complet de chaque piédroit avec des armatures montées et assemblées sur place et enfin on procède au bétonnage des piédroits. Compte tenu de la hauteur des piédroits qui est assez prononcée, nous proposons que les piédroits soient coulés en deux phases soit un premier coulage sur 3m de hauteur et le deuxième sur 2,50m restants. Pour exécuter cette tâche de bétonnage, le recours à des camions toupies et une pompe à béton avec un bras à injection peut être fait pour un gain de temps et une manutention facile depuis le sol.

VI.4. Exécution du tablier

Il existe plusieurs méthodes de mise en place d'un tablier et le choix d'une technique de construction de tablier est guidé par plusieurs paramètres. Les paramètres que nous prenons en compte dans le cas de notre ouvrage sont :

- ✚ Le mode de construction (coulé en place ou préfabriqué) : pour notre cas nous décidons de procéder par une construction du tablier avec coulage de la traverse sur son emplacement définitif

- ✚ La hauteur à laquelle se situe le tablier : la hauteur à atteindre partant du sol jusqu'au parement bas du tablier est de 5,50m ce qui représente une hauteur relativement faible pour un pont
- ✚ La contrainte d'occupation de la brèche : rappelons que le but de la construction de ce portique est le franchissement par-dessus d'une brèche dans laquelle passent deux voies ferrées dont une étant déjà existante et opérationnelle ce qui veut dire que pendant toute la durée des travaux de construction de l'ouvrage, le passage du train ne doit pas être interrompu

Après analyse de tous ces paramètres, nous préconisons comme technique de construction du tablier : la construction sur étaievements (avec échafaudages appuyés au sol).

Le phasage de construction de cette méthode comporte les étapes suivantes :

La mise en place :

- ✚ De l'étaieiment vertical qui doit soutenir le poids de la structure du tablier en cours de réalisation et le poids des coffrages horizontaux. Notons que dans notre cas cet étaieiment vertical ne sera pas disposé sur toute la largeur de la brèche car dans l'optique de maintenir le trafic ferroviaire, une réserve d'espace pour le passage du train doit être prévue. Nous pouvons observer par exemple ce cas d'espèce sur la photographie suivante :



Figure 13 : Etaieiment vertical et horizontal pour le passage du train lors de l'exécution du portique de la déviation nord de Hammamet (travaux par l'entreprise Châabane) [1]

De plus vu le fait que notre sol n'est pas de bonne portance, les pieds de nos étaitements ne s'appuieront pas directement sur le sol mais plutôt sur un platelage en bois préalablement confectionné qui aura pour rôle de répartir les efforts de manière surfacique sur le sol et éviter le poinçonnement des étais

- ✚ De l'étalement horizontal à base de profilés s'appuyant en tête de l'étalement vertical
- ✚ Des plateaux coffrants prenant appui sur les profilés.
- ✚ Mise en place des armatures du tablier par l'équipe de ferrailleur
- ✚ Bétonnage du tablier à l'aide des camions toupies et pompe à béton
- ✚ Le décoffrage du tablier après 21 jours minimum et l'enlèvement de l'étalement général

VI.5. Exécution des murs en ailes

Nous avons 4 murs en ailes reposant chacune sur une semelle filante. Ces murs sont de hauteur constante jusqu'à 0,9m et variable entre 0,90m et 5,50m. ainsi pour la construction des murs, nous procéderons tout d'abord au ferrailage complet des murs in situ ensuite la disposition des coffrages (à cause de la forme triangulaire de la partie du mur à hauteur variable, nous préconisons l'utilisation des coffrages en bois pour la facilitation de l'exécution). Après mise en place des coffrages, on pourra procéder enfin au bétonnage de chaque mur qui doit être fait en deux phases. Un premier coulage de béton sur toute la partie de mur à hauteur constante donc une reprise de bétonnage à 0,90m et enfin un second coulage de la partie de mur en forme triangulaire dont le coulage doit être réalisé du bas vers le haut pour permettre la couverture progressive du parement haut du mur par des couvercles. Ces couvercles (coffres) ont pour rôle de donner un aspect esthétique sur le parement après décoffrage. Des barbacanes de diamètre 32mm seront disposées dans le mur pour une distance entre éléments de 1,50 m. ces barbacanes auront pour rôle d'évacuer l'eau pouvant se retrouver piégée en arrière du mur.

VI.6. Mise en place des équipements

Elle consistera en la construction des dalles de transition et la pose des équipements. Avant l'exécution des dalles de transition, il est primordial tout d'abord de procéder au remblaiement en arrière de la culée car rappelons le, la dalle de transition repose sur deux appuis avec d'un côté le corbeau d'appui situé sur la culée et de l'autre côté le remblai technique en arrière de la culée. Ainsi après mise en œuvre et compactage du remblai à l'aide d'engins de terrassements tels que la pelle en retro ou en bute ou la chargeuse pour le travail de chargement des terres ; l'utilisation d'une niveleuse pour l'étalage des remblais ; le compacteur et la dame sauteuse pour effectuer le compactage du remblai, on procède à la mise en place des dalles qui seront ferrillées puis coulées sur place. En dernière étape on peut donc procéder à la mise en place des autres équipements dont les barrières de sécurité qui doivent être scellés

manuellement dans leurs massif de fixation situé en about du trottoir, les bordures de trottoirs qui doivent être posés sur la traverse à travers un mortier de pose et suivant l'alignement de celles situées sur les voies d'accès et enfin le revêtement constitué de l'enrobé bitumineux est mis en place sur la traverse à l'aide d'un finisher et compacté à l'aide d'un compacteur à roues. Ce revêtement ne pourra être mis en œuvre qu'après application des couches d'étanchéité sur la plateforme.

Chapitre VII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

Tout projet de construction a pour destination ou pour but une implantation d'un édifice dans un environnement naturel et une société bien déterminés. La construction ou l'exploitation de chaque ouvrage entraîne ainsi pour ce dernier des impacts immédiats dans l'environnement dans lequel cet ouvrage se situe. Notre pont n'en n'étant pas exempt, il sera question pour nous dans ce chapitre d'analyser les préoccupations environnementales et les effets susceptibles d'être générés par la construction et l'exploitation de notre ouvrage.

VII.1. Cadre législatif et institutionnel

Au Cameroun, la procédure de l'étude d'impact environnementale est placée sous l'égide de plusieurs institutions selon la nature et l'envergure du projet mis en cause. Dans le cadre de notre projet, les différentes institutions qui interviennent pour la réglementation en matière de protection de l'environnement sont :

- Le ministère de l'environnement, de la protection de la nature et du développement durable (Qui représente ici l'instance faitière administrative pour la protection de l'environnement)
- Le ministère des travaux publics
- Le ministère du développement urbain et de l'habitat

Le rôle de ces différentes instances ministérielles est de s'assurer de l'application des lois et textes législatifs en vigueur définis par les institutions administratives et législatives et qui réglementent la protection de l'environnement. Parmi ces lois et textes on peut citer entre autres :

- La loi cadre N° 96/12 du 05 aout 1996 relative à la gestion de l'environnement et complétée par le décret N° 2013/0103/PM du 14 février 2013 qui fixent les modalités de réalisation des études d'impact environnementaux au Cameroun
- L'arrêté N°00001/MINEPDED du 08 février 2016 qui fixe les différentes catégories d'opérations soumises à la réalisation d'une étude d'impact environnementale détaillée
- La loi N° 94/01 du 20 janvier 1994 portant régime des forêts, de la faune et de la pêche

VII.2. Identification des impacts du projet sur l'environnement

VII.2.1. Impacts négatifs

Les impacts négatifs du projet les plus significatifs sur l'environnement concernent, entre autres, la/le/l' :

- pollution de l'air par les poussières et les fumées dues aux passages des véhicules sur le chantier
- destruction de la végétation dans l'emprise de l'ouvrage et des zones d'emprunt du remblai
- destruction et perturbation de la faune et de son habitat
- risque de développement des maladies et nuisances liées à la poussière et au bruit
- risque de propagation des IST lié au brassage des populations et au changement de comportement des ouvriers induit par l'amélioration de leur pouvoir d'achat
- risque de contraction et de propagation de la maladie épidémique de la covid 19
- risque de pollution par les déchets solides et liquides issus des travaux
- risque de perte de terre à vocation agricole, pastorale ou sylvicole dans l'emprise des zones d'emprunt de remblais et carrières

VII.2.2. Impacts positifs

Les impacts positifs les plus significatifs du projet sur l'environnement sont entre autres, le/la/l' :

- désenclavement des quartiers sous intégrés
- la création d'emploi pour les populations locales à travers le recrutement de la main d'œuvre par l'entreprise adjudicataire du marché
- renforcement du patrimoine infrastructurel et de l'aspect esthétique de la ville de Yaoundé
- développement des activités génératrices de revenus en rapport avec le chantier en phase construction (restauration, commerce, etc...)
- meilleure accessibilité des infrastructures socio-économiques environnantes (complexe sportif d'Olembé, marchés, écoles, églises, mosquées...) en phase exploitation

VII.3. Mesures d'atténuation des impacts négatifs et des dangers

C'est l'ensemble des dispositions à adopter que nous proposons comme solutions pour la limitation des impacts négatifs du projet sur l'environnement et dans la société locale. Ces mesures sont celles qui suivent :

- A l'aide d'un camion-citerne arroseur, arroser au préalable de façon journalière, les pistes servant au passage des véhicules et engins de chantier afin d'éviter le soulèvement de poussière et couvrir à l'aide de bâches les matériaux entreposés ou en cours de transport
- Eviter toute émission de bruit non indispensable et également les travaux de nuit
- Sensibiliser les ouvriers et les populations riveraines par rapport aux risques de propagation des IST et mettre gratuitement des préservatifs à la disposition des ouvriers

- Tracer les pistes d'accès aux emprunts de manière à éviter formellement les zones boisées, les zones de forte concentration de la faune et les zones d'intérêts agricole et pastorale
- Remettre en état physiquement et reboiser les zones d'emprunts après les travaux
- Elaborer et mettre en œuvre rigoureusement un plan de gestion des déchets
- Trouver un accord avec la société CAMRAIL pour qu'elle mette à disposition sur le chantier des agents qui auront pour rôle en phase construction d'alerter les ouvriers en cas d'arrivée du train

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Parvenu au terme de notre étude. L'objet de notre travail portait sur la construction d'un ouvrage d'art pour le franchissement du chemin de fer à Nkozoa. Après moult analyses des contraintes liées au lieu de réception du projet et aussi des contraintes liées aux caractéristiques de l'obstacle à franchir, nous avons retenus un pont de type portique en béton armé à une travée hyperstatique comme solution optimale par rapport à ce projet.

Le pont portique ainsi retenu est de portée 12,17m et a une hauteur de tirant d'air de 5m. Il porte une chaussée bidirectionnelle à deux voies de circulation de 4,50m de largeur pour chaque voie et aussi deux trottoirs de 2,40m de largeur chacun. L'ouvrage repose sur des fondations profondes constituées de 24 pieux forés en béton armé ancrés jusqu'à une profondeur de 17m

Cet ouvrage allie d'autant plus un cout économique acceptable au vu de l'enveloppe du marché que nous estimons à la somme de 380 218 655 FCFA.

L'étude de la méthodologie d'exécution de notre pont nous a permis de proposer la méthode des pieux forés tubés pour la construction des fondations, l'utilisation des coffrages verticaux classiques tels que les banches métalliques ou les coffrages en bois et la méthode de coulage sur site pour la réalisation des piédroits et murs en ailes de l'ouvrage. Pour l'exécution du tablier, celui-ci sera coulé sur son emplacement définitif et le système de construction préconisé est l'utilisation des étalements avec échafaudages appuyés au sol.

Comme pour tout projet de construction, la réalisation de notre projet entrainera des impacts positifs sur l'environnement mais aussi des impacts négatifs que nous avons évalué et pour y remédier nous avons proposé des mesures d'atténuations qui seront à observer scrupuleusement.

L'étude ayant été faite avec les moyens mis à notre disposition par l'entreprise, nous pouvons dire qu'elle pourrait être mieux ficelée et c'est ainsi qu'afin de rendre cette étude plus complète, nous recommandons une étude complémentaire d'interaction sol-structure car bien que n'étant pas en zone sismique, le passage du train en dessous de l'ouvrage suscite des vibrations dont l'intensité et les répercutions qu'elles entraînent sur l'ouvrage nécessitent d'être évaluées. Et après exécution de l'ouvrage nous pouvons aussi recommander d'élaborer par le MINTP du Cameroun une politique d'auscultation et d'entretien de l'ouvrage afin qu'il reste pérenne à long terme.

BIBLIOGRAPHIE

1. Mongi Ben OUEZDOU (2012), cours d'ouvrage d'art : tome 1 conception, école nationale d'ingénieurs de Tunis
2. SETRA, illustrations des défauts
3. SETRA (1977), piles et palées-conception et choix des piles, calculs complémentaires ferrailage type, dossier pilote PP73
4. SETRA (1922), ponts cadres et portiques : guide de conception, dossier pilote DT 411
5. SETRA (1981 mise à jour 1991), portiques en béton armé : programme PIPO 74, dossier pilote DT 504
6. SETRA (1976), portique ouvert double, dossier pilote POD 76
7. SETRA (1997), fondations courantes d'ouvrages d'art, dossier pilote FOND 72
8. Mongi Ben OUEZDOU (2012), cours d'ouvrage d'art : tome 2 dimensionnement, école nationale d'ingénieurs de Tunis
9. Issoufou TAMBOURA (2015), cours de ponts master 2, institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement
10. SETRA (1984), dalles de transitions des ponts routes-techniques et réalisation, notice technique
11. Ministère de l'équipement et du logement, conception calcul et épreuves des ouvrages d'art : programme de charges des ponts routes, fascicule 61 titre 2 CPC
12. Pr Adamah MESSAN, cours de béton armé 3, institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement
13. Ministère du commerce (Cameroun), mercuriale des prix-2020
14. CEREMA (2020), chaine algorithmique modulaire des ouvrages d'art-programme de calcul des ouvrages de type PIPO, direction technique infrastructures de transport et matériaux
15. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil, fascicule 62 titre 5, CCTG
16. Henri RENAUD ; jacques LAMIRAULT, béton armé : guide de calcul, Foucher

ANNEXES

ANNEXE 1: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE	II
ANNEXE 2 : CONCEPTION DES FONDATIONS.....	IV
ANNEXE 3 : CONCEPTION DES MURS EN AILES.....	VI
ANNEXE 4: EVALUATION DES SURCHARGES ROUTIERES	XII
ANNEXE 5:DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE	XXIV
ANNEXE 6 : CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LE SENS LONGITUDINAL.....	XXXIII
ANNEXE 7: CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LE SENS TRANSVERSAL	LXI
ANNEXE 8 : FERRAILLAGE DE LA TRAVERSE.....	LXXVII
ANNEXE 9 : FERRAILLAGE DES PIEDROITS	LXXXIV
ANNEXE 10 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION.....	XCIII
ANNEXE 11 : FERRAILLAGE DU CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION	XCVIII
ANNEXE 12 : DIMENSIONNEMENT DU MUR EN AILE	XCIX
ANNEXE 13 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS	CX
ANNEXE 14 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU PROJET	CXIX
ANNEXE 15 : EMBLEMMENT DE L'OUVRAGE SUR LE PROFIL EN LONG DE L'AXE ROUTIER.....	CXXII

ANNEXE 1: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

1-Prédimensionnement de la traverse

L'épaisseur de la traverse est déterminée par la formule suivante, où l désigne l'ouverture biaise de l'ouvrage:

$$e = \frac{l}{40} + 0,10$$

$$e = \frac{11,67}{40} + 0,10 = 0,39m$$

Cependant pour le respect de l'élancement (rapport de l'épaisseur de la traverse sur la largeur d'ouverture) recommandé pour les portiques qui est de 1/20 à 1/25, nous décidons d'adopter une épaisseur de 0,50m pour satisfaire à cette condition.

$$e = 50 \text{ cm}$$

2-Prédimensionnement des piédroits

➤ Epaisseur

L'épaisseur des piédroits est prise égale à celle de la traverse :

$$e = 50 \text{ cm}$$

➤ Hauteur

La hauteur des piédroits est la somme de la hauteur d'ouverture libre (gabarit) plus la profondeur d'ancrage du mur dans le sol (dans le cas du présent projet nous adoptons une profondeur d'encastrement du mur de 50 cm)

Ainsi

$$H_p = 5 + 0,50$$

$$H_p = 5,50m$$

3-Prédimensionnement des goussets

Ils sont destinés à améliorer l'encastrement entre les piédroits et la traverse, à résorber les concentrations de contraintes et à atténuer les effets des pics de moment. Leurs dimensions sont choisies pour former une proportion harmonieuse avec l'ouverture. Ainsi pour une ouverture supérieure à 5m (cas échéant), on retient les dimensions suivantes : **0,30 × 0,90**.

4-Prédimensionnement de la dalle de transition

➤ **Largeur**

$l = \text{Min} [6m ; \text{Max} (3m ; 0,60H)]$ avec H la hauteur du remblai (on la considère de valeur égale à celle du piédroit)

$$l = \text{Min} [6m; \text{Max} (3m; 0,60 \times 5,50)] = \text{Min} [6m; \text{Max} (3m; 3,30m)]$$

$$l_{DT} = 3,30m$$

➤ **Longueur**

La dalle de transition doit contribuer à supporter la chaussée sous les zones circulées. Elle règne donc au droit de la chaussée au sens géométrique. Sa longueur sera proche de la valeur de la largeur de la chaussée augmentée de part et d'autre d'un débord variable de 50 cm à 1m (selon le type de dalle et des difficultés d'implantation aux abords de l'ouvrage.

Nous fixons pour ce projet un débord de 50cm et nous avons une largeur de chaussée de 9m

$$L_{DT} = Lc + 2 \times 0,50$$

$$L_{DT} = 9,00 + 2 \times 0,50$$

$$L_{DT} = 10m$$

➤ **Epaisseur**

$$e = \text{max} \left(0,3; \frac{h}{8} \right) \text{ Avec } h \text{ la hauteur totale du tablier}$$

$$e = \text{max} \left(0,3; \frac{0,50}{8} \right)$$

$$e = \text{max} (0,3; 0,0625)$$

$$e = 0,30m$$

➤ **Pente**

Nous convenons de mettre en place la dalle de transition avec une pente de 5%.

ANNEXE 2 : CONCEPTION DES FONDATIONS

Pour le prédimensionnement des pieux ainsi que celle des semelles de liaisons, nous nous référons aux prescriptions de l'ouvrage FOND 72 du SETRA « fondations courantes d'ouvrages d'art » (1997)

1-Prédimensionnement des pieux

a-Diamètre des pieux

Le choix du diamètre dépend d'une part des charges globales à supporter par appui et d'autre part de la profondeur des niveaux d'appui envisagés. Cependant il convient de choisir un diamètre avoisinant 80cm ce qui peut être adapté à tous les ouvrages. Ainsi dans le cadre de notre projet nous fixons un diamètre de pieux $\varnothing = 80 \text{ cm}$.

b-Nombre de files

Pour le portique, nous adoptons deux files de pieux

c-Choix de l'entraxe des pieux et nombre de rangées

Il doit au moins être égal à 3 fois le diamètre d'un pieu ainsi on a :

$$d \geq 3\varnothing$$

$$d \geq 3 \times 0,80$$

$$d \geq 2,40m$$

On prend $d = 2,40m$ ce qui nous donne 6 rangées de pieux

2-Prédimensionnement de la semelle de liaison

a-Largeur de la semelle

Elle dépend du nombre de files de pieux choisi et de leur entraxe, plus un débord sur tous les côtés d'environ un demi-diamètre de pieu pour assurer un ancrage correct des fers et donc un encastrement satisfaisant.

Pour une semelle de liaison coiffant deux files de pieux, la largeur est :

$$B \geq d + 2\varnothing$$

$$B \geq 2,40 + 2 \times 0,80$$

$$B = 4,00m$$

b-Hauteur de la semelle

Pour que la semelle soit rigide, elle doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$h \geq \frac{2d - e}{4} + d'$$

h : hauteur de la semelle de liaison

d : distance de l'entraxe des files de pieux

e : épaisseur du piédroit

d' : enrobage de la semelle (on prend 4cm)

$$h \geq \frac{2 \times 2,40 - 0,50}{4} + 0,04$$

$$h \geq 1,125$$

On prend la hauteur de la semelle à :

$$h = 1,15 m$$

ANNEXE 3 : CONCEPTION DES MURS EN AILES

Le mur est constitué de deux parties principales à savoir le voile et la semelle. Son schéma de principe est défini par la figure 3.1 suivante :

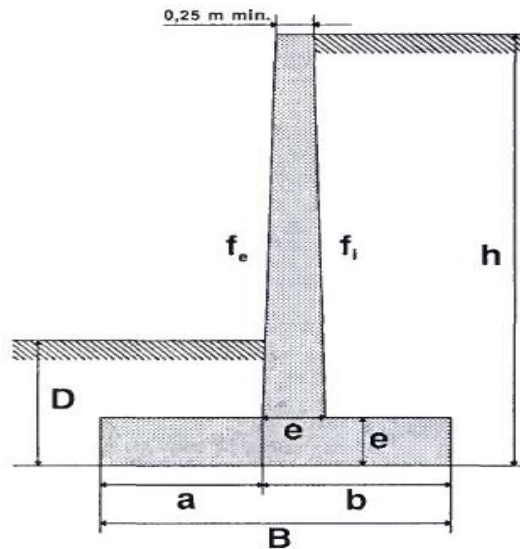


Figure 3.1 : coupe transversale du mur en aile

1-Détermination des dimensions du voile

Nous adoptons une profondeur d'encastrement (D) du mur dans le sol de 1.5m. Les faces avant et arrière du mur seront parfaitement droites (fruit interne et externe de valeur 0 %). La hauteur de calcul d'un mur en aile est obtenue en retranchant 50cm sur la hauteur totale du mur plus la semelle ainsi nous avons :

a-Détermination de la hauteur de calcul du mur

$$H_c = h - 0,5m$$

$$\text{Avec } h = H_a + D = 5,50 + 1,50 = 7,00m$$

H_a : hauteur apparente du mur en aile

D : profondeur d'encastrement

$$\text{D'où } H_c = 7,00 - 0,50 = 6,50 m$$

b-Epaisseur du voile

Les murs de tête de l'ouvrage n'ont pas de fruits, ce qui traduit une épaisseur constante sur toute la hauteur du mur. L'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur de calcul du mur suivant l'abaque que l'on peut observer sur la figure 3.2 suivante :

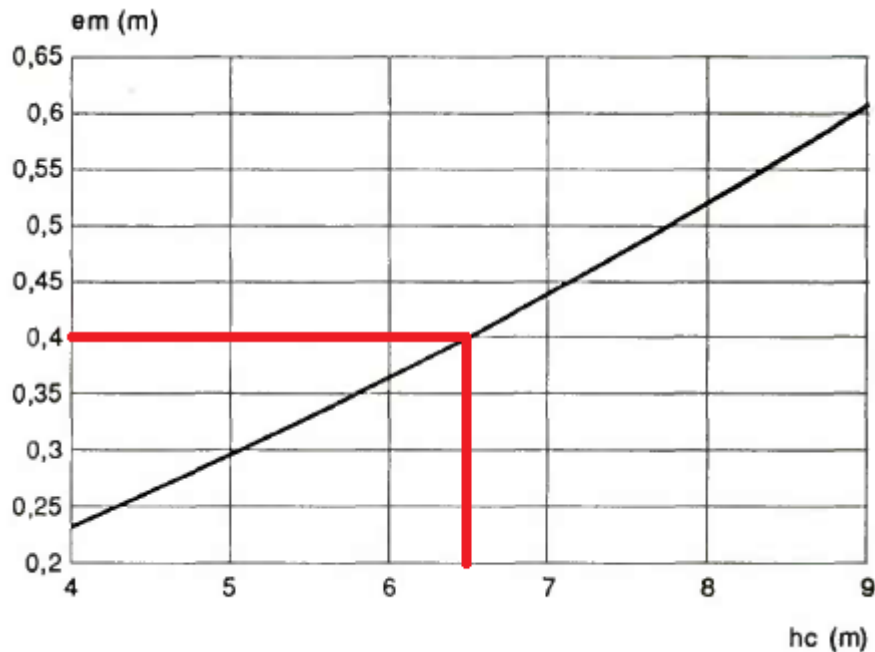


Figure 3.2 : abaque de détermination de l'épaisseur d'un mur de tête [4]

Avec :

em : épaisseur minimale du voile

hc : hauteur de calcul du mur

Après projection de la hauteur de calcul du mur (6,50m) sur la courbe, on obtient une épaisseur minimale nette de :

$$em = 0,40m$$

c-Longueur du mur à sa base

Les murs ont pour rôle de soutenir les talus de remblais en arrière de l'ouvrage, les pentes de talus pour le remblai d'accès sont de 2/3 et l'angle d'inclinaison formé entre les murs et les piédroits est de 135° de part et d'autre. Le mur sera constitué de deux parties

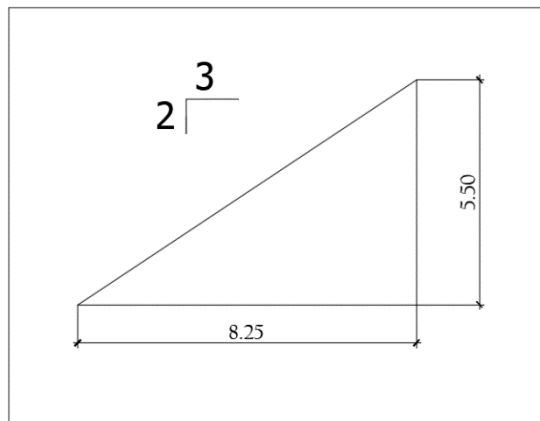
*une partie à hauteur variable : de la partie supérieure du mur jusqu'à l'arase du terrain naturel

* une partie à hauteur constante : de l'arase du terrain naturel jusqu'au-dessus de la semelle du mur

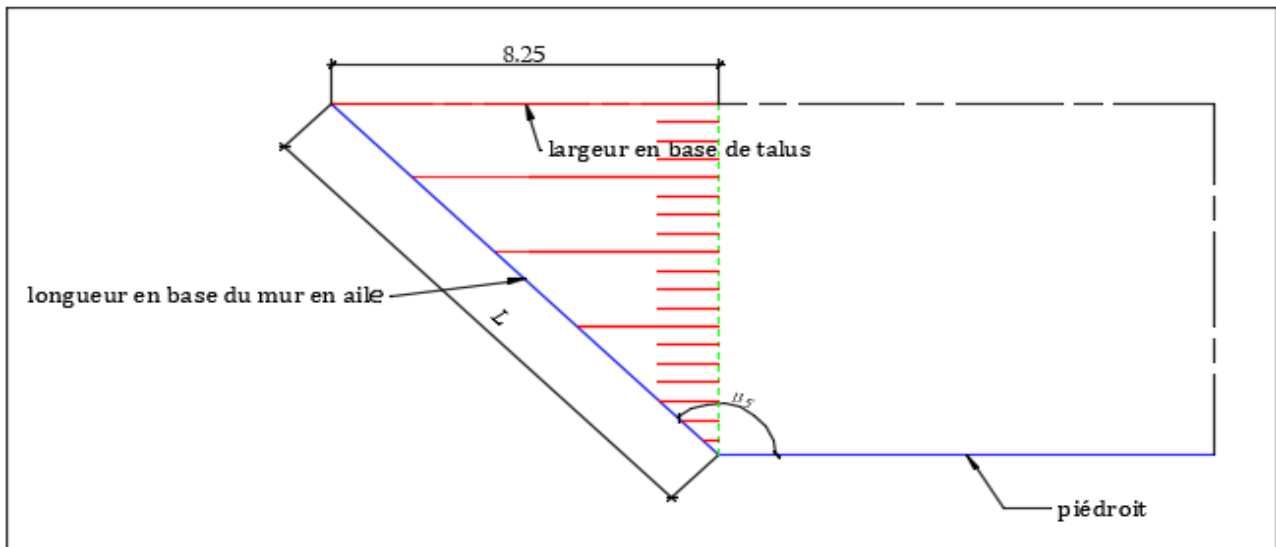
La longueur à la base du mur correspond ainsi à la plus grande longueur du mur dans sa partie variable.
La hauteur du mur de tête dans sa partie variable est égale à la hauteur du tirant d'air ajouté de l'épaisseur du tablier

$$H_{\text{mur}} = 5 + 0.50 = 5,50\text{m}$$

La pente de talus est de $2/3$ ce qui nous donne une largeur en base de talus de valeur 8.25m



La longueur L à la base du mur en aile peut donc être déterminée :



On obtient ainsi la longueur L en base du mur en aile par la formule :

$$L = \frac{8,25}{\sin(135 - 90)^\circ}$$

$$L = 11,67\text{m}$$

2-Détermination des dimensions de la semelle

L'épaisseur minimale à respecter pour les semelles est de 60 cm (DT 411 SETRA). Quant aux largeurs des semelles avant « a » et arrière « b », elles sont déterminées en fonction de la hauteur de calcul hc du mur, de la profondeur d'encastrement D , et de la pression q exercée sur le sol aux états-limites de service (E.L.S.). Notons que la pression q n'est pas connue mais est bornée par les caractéristiques du sol de fondation, on devra essayer plusieurs valeurs de q et retenir celle qui rend minimal $B = a + b$, ou une valeur voisine. (DT411, SETRA 1992)

Après avoir lu les valeurs des paramètres a et b à différentes valeurs de la pression q , nous retenons que la pression qui nous donne la valeur la plus petite de B est $q = 250$ kPa

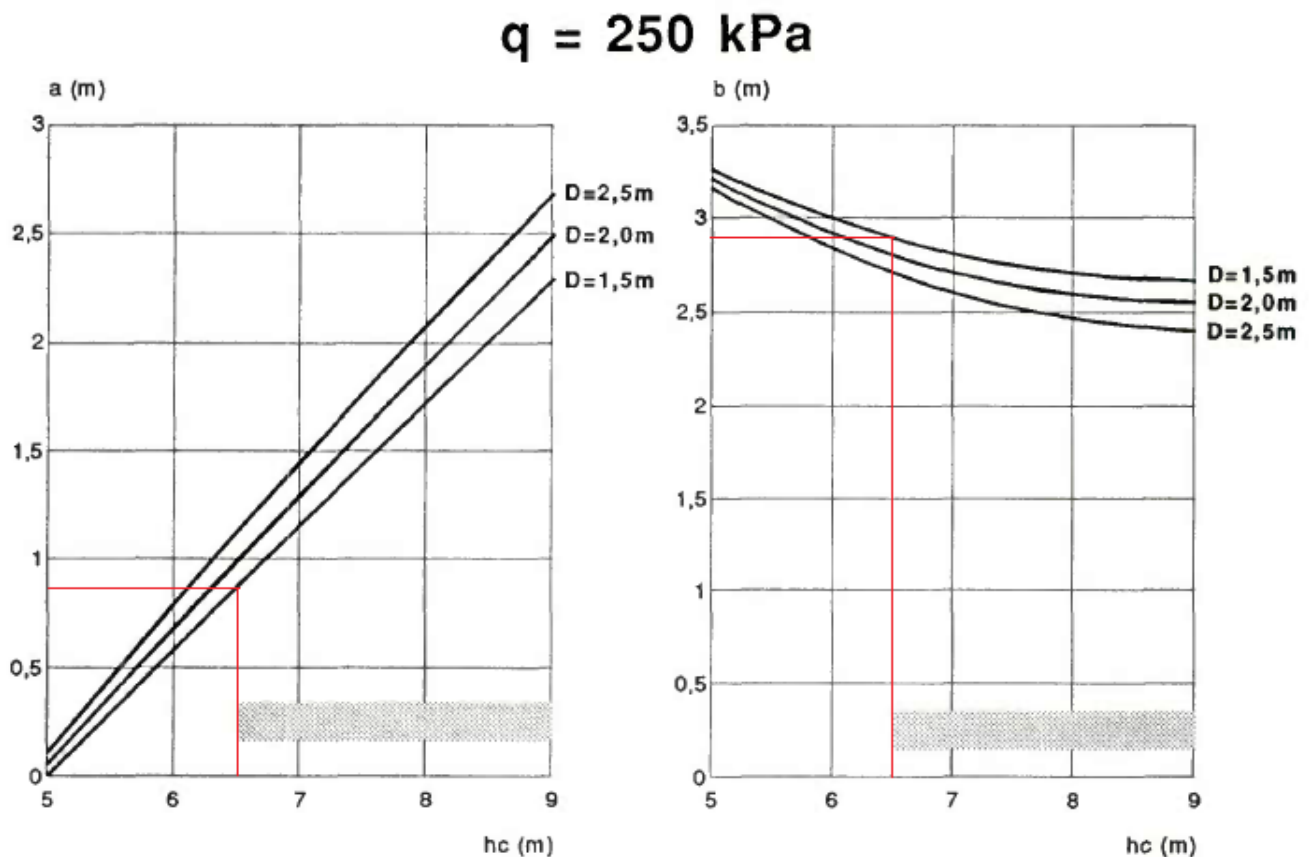


Figure 3.3 : dimensionnement des semelles pour pression $q = 250$ kPa [4]

Ainsi nous obtenons des valeurs approximatives des largeurs du patin et du talon des semelles du mur en aile

$$q = 250 \text{ kPa} \begin{cases} a = 0,85\text{m} \\ b = 2,85\text{m} \end{cases}$$

3-vérification de la contrainte admissible

La profondeur d'ancrage de nos semelles est de 1,50m, le rapport d'études géotechniques fourni par l'entreprise BHYGRAPH nous renseigne sur les contraintes de résistance du sol à la pénétration du cône obtenues à travers les essais pénétrométriques. Ainsi pour la vérification nous considérons ces contraintes comme des contraintes voisines aux contraintes admissibles réelles du sol.

Depth [m]	Cone resistance (qc) in MPa	E/qc
0,00	3,92	3,5
0,50	2,30	3,5
1,00	2,11	3,5
1,50	1,92	3,5
2,00	2,14	3,5
2,50	2,47	3,5
3,00	2,48	3,5
3,50	2,83	3,5
4,00	3,02	3,5
4,50	2,88	3,5
5,00	2,46	3,5
5,50	3,32	3,5
6,00	4,03	3,5
6,50	2,16	3,5
7,00	1,91	3,5
7,50	1,53	3,5
8,00	1,86	3,5
8,50	2,35	3,5
9,00	2,80	3,5

On a $\sigma_{adm} = 1,92 \text{ MPa}$

❖ Calcul de la contrainte réelle

$$\sigma = \frac{Q_{mur}}{S}$$

Evaluons la charge apportée par le mur sur le sol :

Nos murs en ailes sont des murs en béton armé de poids volumique $\rho = 2,5t/m^3$ et de dimensions suivant les indications de la figure 3.4 ci-dessous

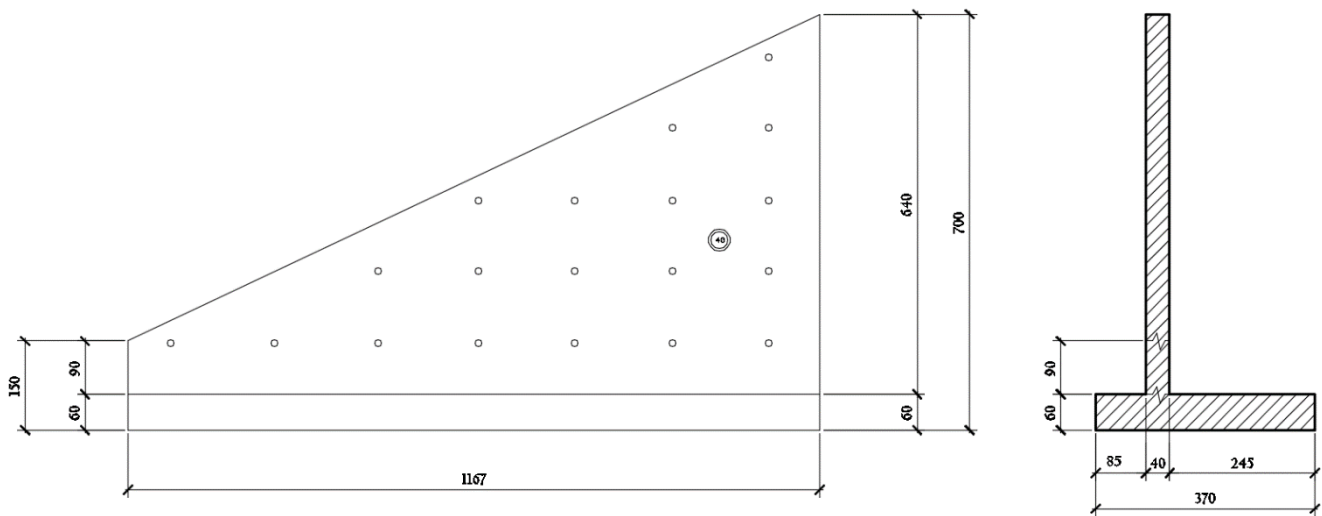


Figure 3.4 : dimensions des murs en ailes

On a :

$$Q_{mur} = P_{voile} + P_{semelle}$$

$$Q_{mur} = \left[\frac{(6,4 + 0,9) \times 11,67}{2} \right] \times 0,4 \times 2,5 + (3,7 \times 0,6 \times 11,67) \times 2,5$$

$$Q_{mur} = 107,36 \text{ t}$$

Ainsi :

$$\sigma = \frac{107,36 \times 10^{-2}}{(11,67 \times 3,70)} = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\sigma < \sigma_{adm} \Rightarrow \text{BON}$$

La contrainte réelle reste inférieure à la contrainte admissible alors le choix de l'ancrage du mur à une profondeur de 1,50m dans le sol n'est pas préjudiciable.

ANNEXE 4: EVALUATION DES SURCHARGES ROUTIERES

1-Paramètres caractéristiques du tablier

- ✚ **Largeur roulable (Lr)** : c'est la largeur comprise entre dispositifs de retenue, si y' a bordures ou non. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles, telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), etc. notre largeur roulable est de :

$$Lr = 9m$$

- ✚ **Largeur Chargeable (Lch)** : elle se déduit elle-même de la largeur roulable en retranchant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ; cependant si une chaussée est encadrée par deux (2) bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable et si elle est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0.50 m qui sera soustraite. Dans notre projet, la chaussée est encadrée de part et d'autre par des bordures ainsi :

$$Lch = Lr = 9m$$

- ✚ **Nombre de voies (Nv)** : le nombre de voies de circulation Nv des chaussées est de deux suivants l'axe du tracé des voies d'accès cependant le nombre de files maximales qu'on peut avoir sur la chaussée est définie par la formule :

$$N_V = \text{entier} \left(\frac{L_{CH}}{3} \right)$$

$$N_V = \text{entier} \left(\frac{9}{3} \right) = 3 \text{ voies}$$

Ainsi bien que le maitre d'ouvrage ayant imposé un tracé pour 2 voies de circulations, nous allons considérer dans les calculs que 3 files de véhicules peuvent être disposés transversalement sur la chaussée ceci pour tenir compte de l'incivisme des usagers ce qui nous met dans le cas le plus défavorable.

- ✚ **Largeur d'une voie (V)** : la largeur d'une voie de circulation V est donnée par :

$$V = \frac{L_{CH}}{N_V}$$

$$V = \frac{9}{3} = 3m$$

✚ **Classe des ponts** : les ponts sont classés en trois (3) classes selon leur largeur roulable et leur destination :

- Première classe : $L_r \geq 7\text{m}$
- Deuxième classe : $5,50\text{ m} < L_r < 7\text{m}$
- Troisième classe : $L_r < 5,50\text{m}$

Notre pont est de première classe car ayant une largeur roulable $L_r = 9\text{m}$

2-Le système A

Le système de chargement A se compose de charges uniformément réparties d'intensité variable suivant une longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement (pont urbain équipé de feux aux extrémités ou embouteillage d'ordre quelconque), ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds.

La charge par unité de surface $A(l)$ est donnée par la formule :

$$A(L) = \max \left[230 + \frac{36000}{L + 12}; (400 - 0,2L) \right]$$

L : longueur chargée en mètres

$$A(L) = \max \left[230 + \frac{36000}{12,17 + 12}; (400 - 0,2 \times 12,17) \right]$$

$$A(L) = 1719,45 \text{ daN/m}^2 = 1,72 \text{ t/m}^2$$

Pour les ponts de portées unitaires inférieures à 200 m, cette valeur de $A(l)$ doit être multipliée par des coefficients a_1 et a_2 .

Le coefficient a_1 est donné dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 : valeur du coefficient a_1 en fonction de la classe et du nombre de voies chargées

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont .	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	»	»	»
	Troisième	0,9	0,8	»	»	»

Pour un pont de première classe à 3 voies chargées : $a_1 = 0,9$

Le coefficient $a_2 = \frac{V_0}{V}$

V étant la largeur d'une voie et V_0 ayant plusieurs valeurs suivantes

- 3,50m pour les ponts de première classe
- 3m pour les ponts de deuxième classe
- 2,75 m pour les ponts de troisième classe

Dans le cas de notre projet, $a_2 = \frac{3,50}{3} = 1,17$

La charge par unité de surface $A(l)$ devient alors :

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times 1,72 = 0,9 \times 1,17 \times 1,72$$

$$A(L) = 1,81 \text{ t/m}^2$$

- Cas d'une voie chargée :

$$A(L) = 1,81 \times 3 = 5,43 \text{ t/ml}$$

- Cas des 3 voies chargées :

$$A(L) = 5,43 \times 3 = 16,29 \text{ t/ml}$$

3-Le système B

Le système B comprend trois systèmes distincts dont il y'a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types
- Le système Br se compose d'une roue isolée
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems

Les deux premiers systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première et de deuxième classe. Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc, Br et Bt est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Ou L représente la longueur de l'élément chargé en mètres, G la charge permanente du tablier et S sa charge B maximale. La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c ou b_t fonction de la classe du pont et (en ce qui concerne b_c) du nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul du coefficient δ qui sera évalué dans chaque cas ci-après

a-Le système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale : 30t

Masse portée par chacun des essieux arrière : 12t

Masse portée par l'essieu avant : 6t

Longueur d'encombrement : 10,50 m

Distance des essieux arrière : 1,50m

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,50m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2m

Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 de côté

Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,2m de côté

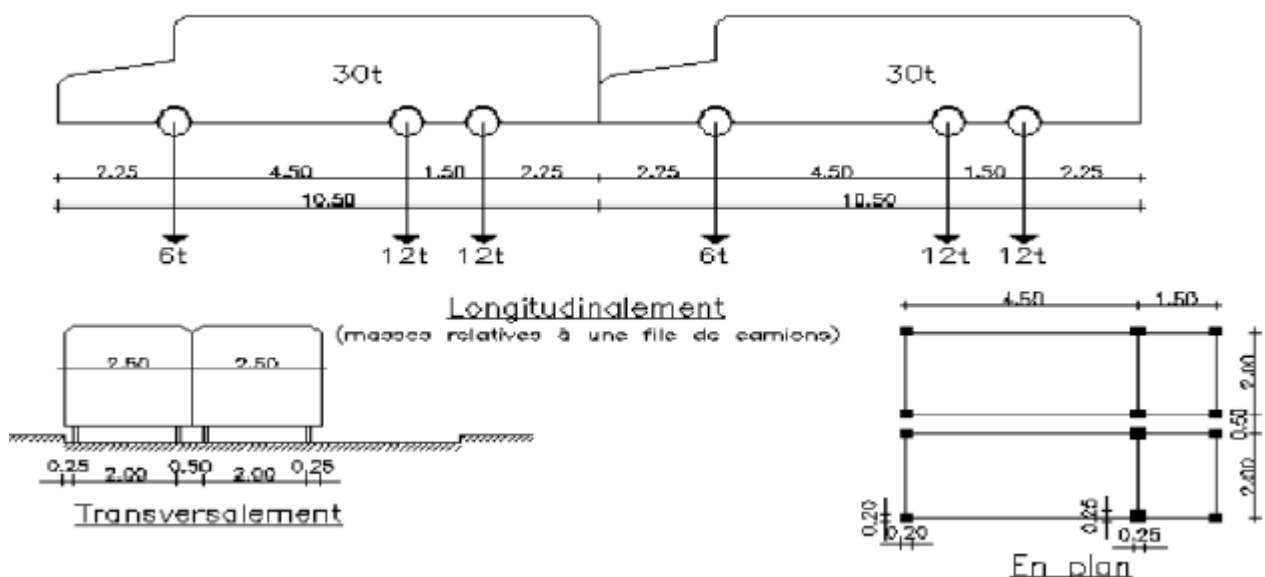


Figure 4.1 : système de chargement Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions orientés dans le même sens

Notre ouvrage possède une largeur pouvant desservir 3 files de camions transversalement

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prises en compte sont multipliées par le coefficient b_c du tableau suivant :

Tableau 4.2 : valeurs des coefficients b_c en fonction de la classe de pont et du nombre de files

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	première	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	deuxième	1,0	1,0	-	-	-
	troisième	1,0	0,8	-	-	-

On a un pont de première classe avec 3 files de camions ainsi $b_c = 0,95$

b-Le système Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu : 16t

Distance des deux essieux : 1,35m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2m

La surface d'impact de chaque roue (portant 8t) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60m et le coté longitudinal 0,25m.

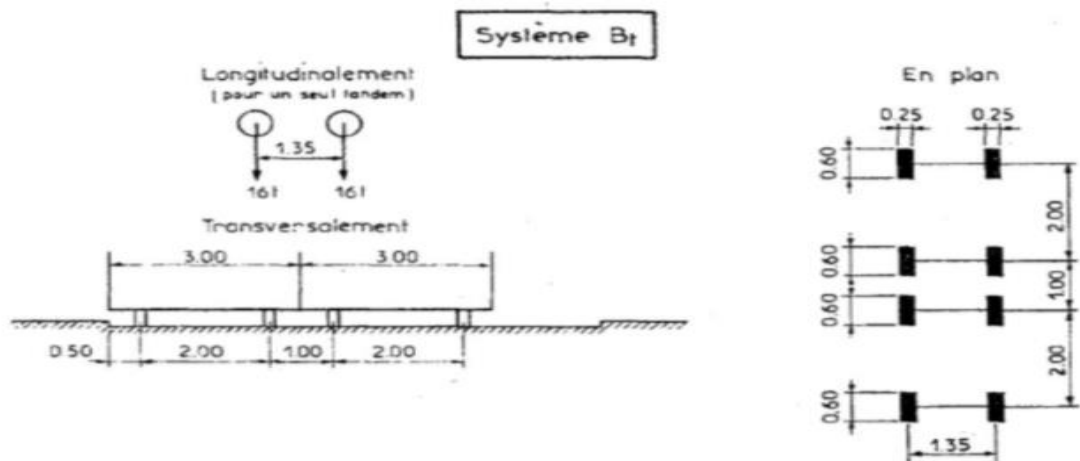


Figure 4.2 : système de chargement Bt

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de large. Pour les ponts supportant deux voies au moins, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contigües ou séparés de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t du tableau ci-après :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient b_t en fonction de la classe de pont

Classe du pont	Première.	Deuxième.
Coefficient	1.0	0.9

On a un pont de première classe ainsi le coefficient $b_t = 1$

c-Le système Br

C'est une roue isolée disposée normalement à l'axe de la chaussée ; elle porte une masse de 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60m et le côté longitudinal 0,30m. Le rectangle de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur roulable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

Les caractéristiques du système sont représentées dans le schéma ci-dessous :

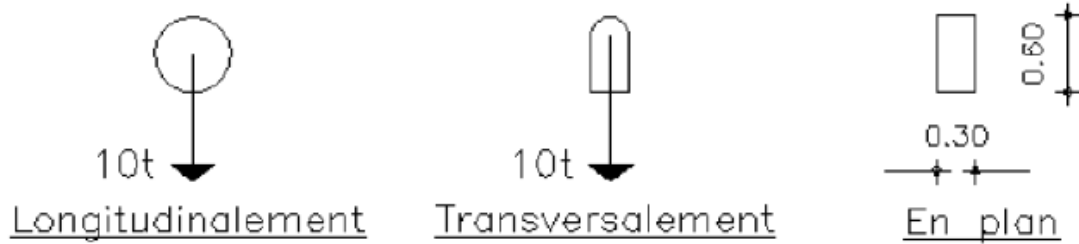


Figure 4.3 : système de chargement Br

❖ Calcul du coefficient de majoration dynamique du système B

Nous avons :

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

✚ Charge permanente G :

La charge permanente qui supporte les surcharges est :

$$G = G_p \times L \times 2b$$

Avec G_p : charge permanente du tablier par unité de surface

L : portée du tablier de l'ouvrage

$2b$: largeur de l'ouvrage

$$G = 1,71 \times 12,17 \times 13,80$$

$$G = 287,19 \text{ t}$$

✚ Détermination de la charge maximale S

Ici on déterminera la charge la plus défavorable du système B qui revient à déterminer la charge la plus élevée qu'il est possible de disposer sur le tablier :

✓ Charge maximale du système B_c :

Le nombre d'essieux maximal que l'on peut avoir sur le tablier longitudinalement est tel qu'indiqué sur la figure suivante :

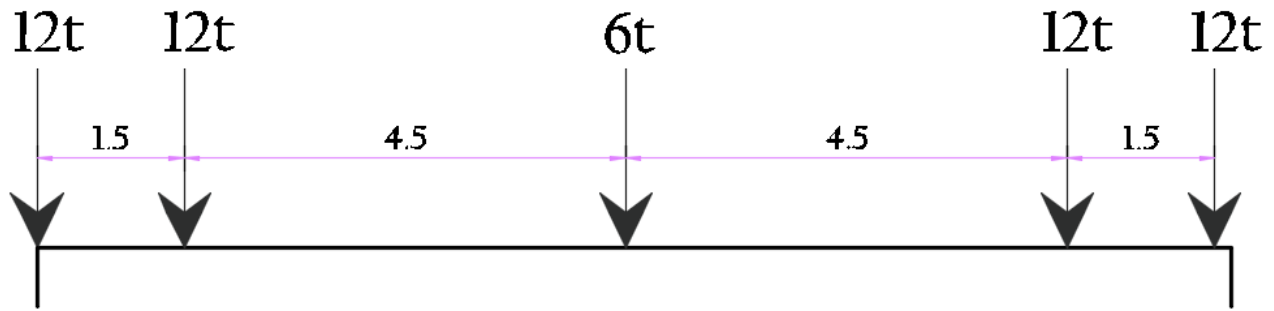


Figure 4.4: disposition des essieux du système Bc

On a :

Longitudinalement : 54t

Transversalement : 3 files

$$S_{\max Bc} = b_c \times S_{Bc} = 0,95 \times 54 \times 3 = 153,9$$

✓ **Charge maximale du système Bt**

Le nombre d'essieux maximal que l'on peut avoir sur le tablier longitudinalement est tel qu'indiqué sur la figure suivante :

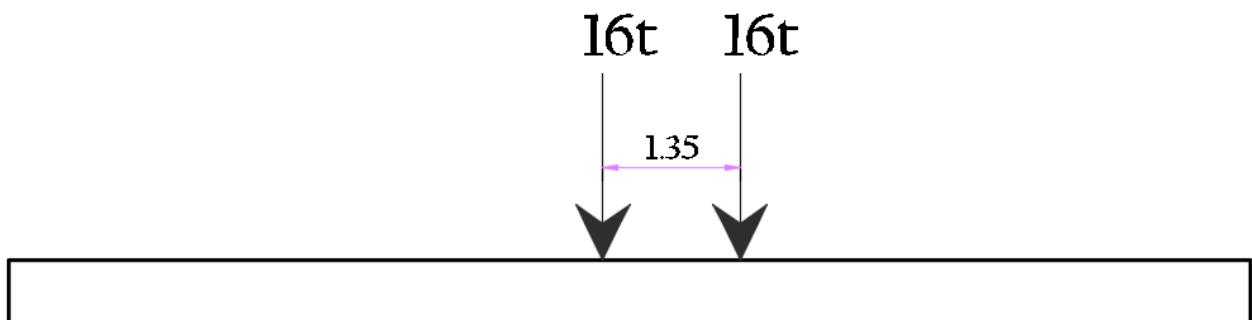


Figure 4.5 : disposition des essieux du système Bt

On a :

Longitudinalement : un tandem de 32t

Transversalement : 2 files

$$S_{\max Bt} = b_t \times S_{Bt} = 1 \times 32 \times 2 = 64 \text{ t}$$

✓ **Charge maximale du système Br**

On n'a qu'une roue isolée sur le tablier :

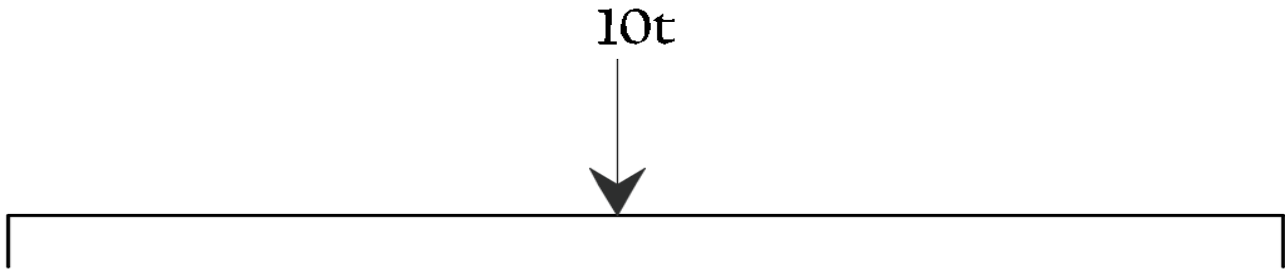


Figure 4.6 : disposition de la roue du système Br

$$S_{\max Br} = 10 \text{ t}$$

$$\text{Ainsi } S = \max (\mathbf{Bc}, \mathbf{Bt}, \mathbf{Br})$$

$$S = \max (153,9 ; 64 ; 10)$$

$$S = 153,9\text{t}$$

D'où :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 12,17} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{287,19}{153,9}}$$

$$\delta = 1,19$$

4-Le convoi militaire Mc120

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

Masse totale : 110t

Longueur d'une chenille : 6,10m

Largeur d'une chenille : 1m

Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

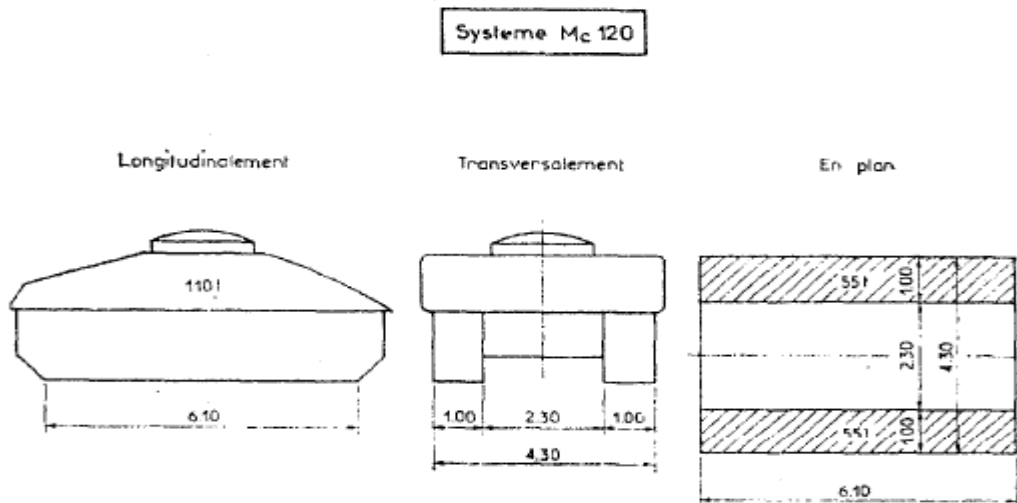


Figure 4.7 : système de chargement Mc 120

Les véhicules du système Mc120 peuvent circuler en convoi : dans le sens transversal **un seul convoi** est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée : dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée doit être au moins égale à 30,50m. Il en résulte que la distance entre axes des impacts sur la chaussée de deux véhicules successifs doit être au moins égale à **36,60m**.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B.

- ✓ **Charge maximale du système Mc120 :**

$$S_{\max Mc120} = 110t$$

- ✓ **Coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 12,17} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{287,19}{110}}$$

$$\delta = 1,17$$

5-Les charges de trottoirs

Les trottoirs et les pistes cyclables, qui leur sont assimilés supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, ou des ponts réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles.

Une charge générale de 150 kg est appliquée pour la détermination des fermes maitresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs.

Une charge uniforme de 450kg/m² est appliquée pour la détermination des éléments autres que les fermes maitresses.

Etant donné que nous calculons les sollicitations en vue de dimensionner la traverse qui supporte principalement la chaussée, nous retenons pour le trottoir la charge surfacique de 150kg/m².

On a :

$$Q_{tr} = 0,15 t/m^2$$

6-La surcharge de remblai

En vue de la justification des éléments ou structures susceptibles d'être soumis à des efforts de la part des remblais d'accès au pont, le fascicule 61 titre 2 du CPC définit que ces remblais sont susceptibles de recevoir une charge d'une tonne par mètre carré (1t/m²) répartie sur toute la largeur de la plateforme.

Ce sont notamment les efforts de poussée transmis par le remblai. Concernant uniquement les éléments des culées supportant l'about des ponts.

7-Les efforts de freinage

Ils sont étudiés pour la stabilité des piédroits. Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Et la valeur de l'effort à prendre en compte est le maximum des effets A(l) et Bc.

❖ Effort de freinage du au système A(l)

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$Fr_{A(l)} = \frac{A(l)}{20 + 0,0035 \times S}$$

S désigne en mètres carrés la surface chargée

L'effort de freinage croît, comme le poids total de la charge A, avec la surface chargée

$$Fr_{A(l)} = \frac{16,29 \times 12,17}{20 + 0,0035 \times (12,17 \times 13,8)}$$

$$Fr_{A(l)} = 9,63t$$

❖ **Effort de freinage du au système B**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

D'où on a :

$$Fr_{Bc} = 30t$$

$$Fr = \max(Fr_{A(l)}; Fr_{Bc})$$

$$Fr = 30t$$

ANNEXE 5: DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE

Nous utilisons la méthode de Guyon Massonnet pour la détermination des coefficients

1-Détermination du paramètre de torsion et du paramètre d'entretoisement

On considère que la dalle est une traverse isotrope ainsi :

Le paramètre de torsion $\alpha = 1$

Le paramètre d'entretoisement est défini par :

$$\theta = \frac{b}{\lambda}$$

Ou :

***b** désigne la moitié de la largeur d'ouvrage et

* **λ** la portée fictive équivalente

$$\lambda = L \sqrt[4]{\frac{1}{N_1} [(2k + 0,6)(2k + k') - k(k - 2,4k'\delta)]}$$

$$\lambda = 12,17 \sqrt[4]{\frac{1}{7,32} [(2 \times 0,52 + 0,6)(2 \times 0,52 + 1,04) - 0,52(0,52 - 2,4 \times 1,04 \times 0,06)]}$$

$$\lambda = 8,80$$

D'où on obtient :

$$\theta = \frac{6,9}{8,8}$$

$$\theta = 0,78$$

2-Courbe de K

➤ Interpolation sur α

K_α est déterminé d'après les valeurs de K_0 et K_1 suivant la valeur de θ par les formules de SATTLER

$$\color{red}{\oplus} K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0,05} \quad \text{si } 0 < \theta \leq 0,1$$

$$\color{red}{\oplus} K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta \quad \text{si } 0,1 < \theta \leq 1 \quad \text{ou } \beta = 1 - e^{(0,065-\theta)/0,663}$$

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

Les coefficients K_1 et K_0 étant consignés dans les tableaux de Massonnet. Etant donné dans notre cas que le paramètre de torsion $\alpha = 1$, seuls les tableaux de K_1 seront considérés.

➤ Interpolation de θ

$\theta = 0,78$ Les tableaux de massonet donnent les valeurs pour $\theta = 0,75$ et $\theta = 0,80$

Et les valeurs de K calculées par interpolation linéaire par la formule :

$$K_{\theta=0,78} = K_{\theta=0,75} + (0,78 - 0,75) \frac{K_{\theta=0,80} - K_{\theta=0,75}}{0,80 - 0,75}$$

$$K_{\theta=0,78} = 0,4K_{\theta=0,75} + 0,6K_{\theta=0,80}$$

➤ Position de la fibre

La traverse qui reçoit les charges est une dalle orthotrope, alors nous allons examiner le coefficient K à différentes fibres : 0, $b/4$, $b/2$, $3b/4$ et b

Les valeurs des coefficients de répartition transversale seront obtenues à travers l'exploitation des courbes des lignes d'influence ci-dessous :

Tableau 5.1 : coefficients de répartitions transversales K_1 , $\theta = 0,75$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6670	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,6670
b/4	0,4351	0,5490	0,7110	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,7110	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,2030	0,2741	0,3804	0,5490	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,2030	0,2906	0,4351	0,6670	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

Tableau 5.2 : coefficients de répartitions transversales K_1 , $\theta = 0,80$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b

0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
b/2	0,2516	0,3389	0,4720	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

Ainsi nous obtenons les coefficients K de répartition transversale pour $\theta = 0,78$

Tableau 5.3 : coefficients de répartitions transversales K, $\theta = 0,78$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6423	0,7857	0,9829	1,2192	1,3622	1,3102	0,9829	0,7857	0,6423
b/4	0,4094	0,5249	0,6931	0,9339	1,2192	1,4153	1,3307	1,1562	1,0076
b/2	0,2672	0,3555	0,4879	0,6931	0,9829	1,3307	1,6070	1,6219	1,5535
3b/4	0,1829	0,2511	0,3555	0,5249	0,7857	1,1562	1,6219	2,0683	2,3172
b	0,1287	0,1829	0,2672	0,4094	0,6423	1,0076	1,5535	2,3172	3,2708

Comme les charges d'exploitation sont déplacées sur le profil en travers de l'ouvrage sur les zones qui leurs sont permises, on retient pour chaque type de charge le coefficient relatif à la fibre la plus sollicitée qui sera appliqué à l'ensemble de la section droite (*DT 422 SETRA programme de calcul PICF-EL, décembre 1991*).

D'où nous avons :

Tableau 5.4 : coefficients de répartitions transversales retenus des fibres les plus sollicitées

e	-b= 6,9	-3b/4= 5,175	-b/2= 3,45	-b/4= 1,725	0	b/4=1,725	b/2=3,45	3b/4=5,175	b=6,9
$K_{\theta=0,78}$	0,6423	0,7857	0,9857	1,2192	1,3622	1,4153	1,6219	2,3172	3,2708

Les valeurs de K sont arrondies à 2 chiffres après la virgule pour le tracé de la courbe de la ligne d'influence :

Tableau 5.5.: valeurs arrondies de K

e	-6,9	-5,175	-3,45	-1,725	0	1,725	3,45	5,175	6,9
$K_{\theta=0,78}$	0,64	0,79	0,99	1,22	1,36	1,42	1,62	2,32	3,27

D'où le tracé de la ligne d'influence du coefficient de répartition transversale nous donne la courbe suivante :

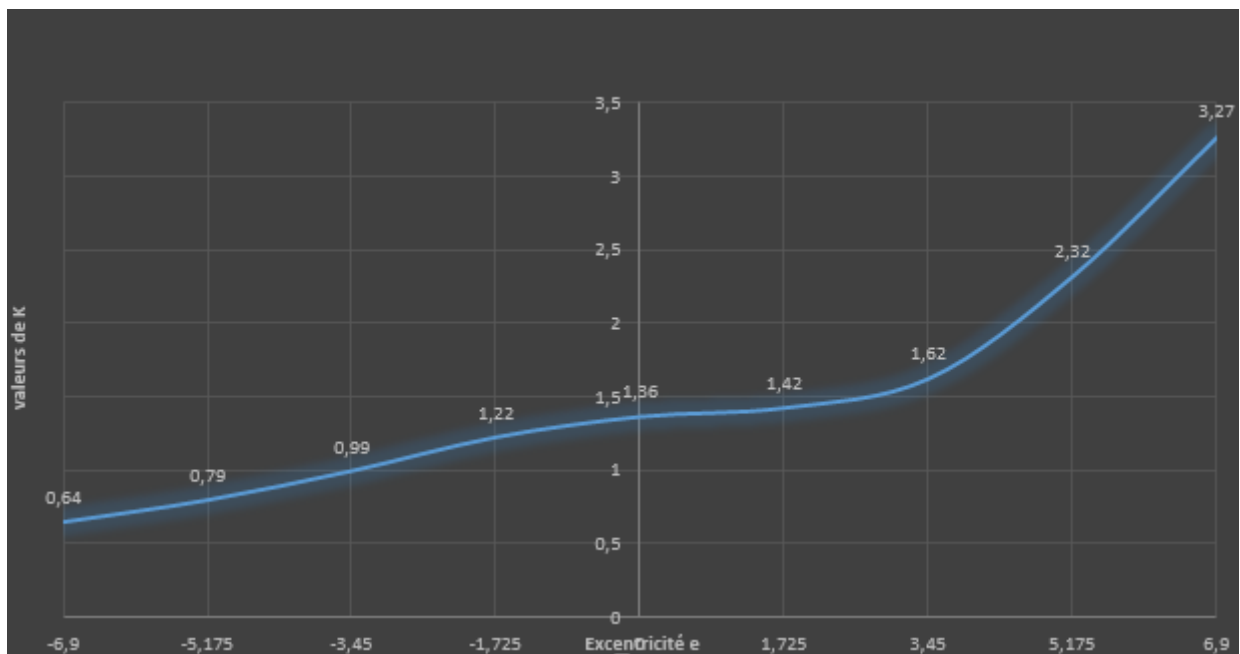


Figure 5.1 : courbe de la ligne d'influence du coefficient de répartition transversale K

Calcul des coefficients pour un mètre de largeur

Nota Bene : pour le calcul des coefficients, nous interpolons graphiquement et lisons les valeurs du coefficient K sur la courbe de sa ligne d'influence (figure 5.1) en fonction de la position de chaque charge.

a-Surcharge A(l)

On place la charge A(l) suivant les règles de chargement de la manière la plus défavorable. Pour cela et à cause de la variation de a_1 et de la largeur de chargement L_{Al} , on essaye différents cas (1voie, 2 voies, 3voies chargées).

$$CRT = \frac{1}{2b} \times a_1(j) \times a_2 \times \omega_{Al}$$

Avec - j : nombre de voies chargées

- ω_{Al} : surface couverte transversalement par A(l) sur la ligne d'influence de K (qui peut être déterminée par une méthode d'intégration numérique)

1^{er} cas : 1 voie chargée :

Pour un pont de la première classe, $a_1 = 1$, $a_2=1,17$

Déterminons ω_{Al} : nous calculons la valeur de l'aire approchée sous la courbe par la méthode des trapèzes

$$\omega_{Al(1)} = \left[\frac{(1,4 + 1,44) \times 0,2}{2} \right] + \left[\frac{(1,44 + 1,63) \times 1,8}{2} \right] + \left[\frac{(1,63 + 2,04) \times 1}{2} \right]$$

$$\omega_{Al} = 4,88$$

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times 1 \times 1,17 \times 4,88$$

$$CRT = 0,41$$

2^{ème} cas : 2 voies chargées :

Pour un pont de première classe et deux voies chargées : $a_1=1$

$$\omega_{Al(2)} = \left[\frac{(1,23 + 1,37) \times 1,5}{2} \right] + \left[\frac{(1,37 + 1,4) \times 1,5}{2} \right] + 4,88$$

$$\omega_{Al(2)} = 8,91$$

D'où :

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times 1 \times 1,17 \times 8,91$$

$$CRT = 0,76$$

3^{ème} cas : 3 voies chargées

Pour un pont de première classe à 3 voies chargées, $a_1 = 0,90$

$$\omega_{Al(3)} = \left[\frac{(0,88 + 1,2) \times 2,8}{2} \right] + \left[\frac{(1,2 + 1,23) \times 0,2}{2} \right] + 8,91$$

$$\omega_{Al(3)} = 11,87$$

D'où :

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times 0,9 \times 1,17 \times 11,87$$

$$CRT = 0,91$$

On obtient la combinaison la plus défavorable en chargeant A(l) sur les 3 voies ainsi le CRT retenu est :

$$CRT = 0,91$$

b-Charges de trottoir

Cas le plus défavorable : deux trottoirs chargés

Les extrémités des chargements correspondent au début et à la fin des trottoirs. Le coefficient de répartition transversale est donné par l'expression :

$$CRT = \frac{\omega_{Tr}}{2b}$$

Ou ω_{Tr} est l'aire de la ligne d'influence correspondant au chargement du trottoir

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times \frac{(0,64 + 0,79) \times 1,7}{2} + \frac{(0,79 + 0,88) \times 0,7}{2} + \frac{(2,04 + 2,32) \times 0,7}{2} + \frac{(2,32 + 3,27) \times 1,7}{2}$$

$$CRT = 0,59$$

a. Sous le chargement du système Bc

Le coefficient de répartition transversale est déterminé par :

$$CRT = \frac{1}{2b} \times b_c(j) \times \frac{\sum_{i=1}^j Ki}{2}$$

Les K_i sont les ordonnées de la ligne d'influence de la courbe K, ils sont déterminés graphiquement

Le coefficient b_c dépend du nombre de files de camions à placer

Pour un pont de première classe,

- 1 file $b_c = 1,2$
- 2 files $b_c = 1,1$
- 3 files $b_c = 0,95$

A cause de la variation de b_c , on essaye 3 cas différents de chargement (1 file, 2 files ou 3 files de B_c). On place les différentes files de roues sur la largeur chargeable de la manière la plus défavorable. Donc on place les convois de B_c décalés à droite en prenant soin de laisser 0,25m entre le bord du trottoir et la première file de roue

1^{er} cas : une file de B_c

$$1/2 \sum_{i=1}^2 K_{Bc} = \frac{1}{2} \times (K_1 + K_2) = \frac{1}{2} \times (1,90 + 1,49) = 1,70$$

Ainsi on obtient :

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times 1,2 \times 1,7$$

$$\mathbf{CRT = 0,15}$$

2^{ème} cas : 2 files de B_c

$$1/2 \sum_{i=1}^4 K_{Bc} = \frac{1}{2} \times (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{2} \times (1,90 + 1,49 + 1,42 + 1,35) = 3,08$$

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times 1,1 \times 3,08$$

$$\mathbf{CRT = 0,25}$$

3^{ème} cas : 3 files de B_c

$$1/2 \sum_{i=1}^6 K_{Bc} = \frac{1}{2} \times (K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6) = \frac{1}{2} \times (1,90 + 1,49 + 1,42 + 1,35 + 1,30 + 1,85) = 4,66$$

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times 0,95 \times 4,66$$

$$\mathbf{CRT = 0,32}$$

Le cas le plus défavorable est obtenu pour le chargement des 3 voies de circulation. On retient :

$$\mathbf{CRT = 0,32}$$

b. Sous le système de chargement Bt

Transversalement une distance minimale de 0,50m est exigée entre l'axe de la file de roues la plus excentrée et la bordure

Pour les ponts de première classe, le coefficient $b_t = 1,00$

Le coefficient de répartition s'exprime par la formule :

$$\mathbf{CRT = \frac{1}{2b} \times b_t \times \frac{\sum_{i=1}^j Ki}{2}}$$

Les K_i sont déterminés graphiquement sur la courbe de la ligne d'influence de K

1^{er} cas : une voie chargée

$$1/2 \sum_{i=1}^2 K_{Bt} = \frac{1}{2} \times (K_1 + K_2) = \frac{1}{2} \times (1,85 + 1,46) = 1,66$$

$$\mathbf{CRT = \frac{1}{13,8} \times 1 \times 1,66}$$

$$\mathbf{CRT = 0,12}$$

2^e cas : deux voies chargées

$$1/2 \sum_{i=1}^4 K_{Bt} = \frac{1}{2} \times (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{2} \times (1,85 + 1,46 + 1,40 + 1,28) = 3$$

$$\mathbf{CRT = \frac{1}{13,8} \times 1 \times 3}$$

$$\mathbf{CRT = 0,22}$$

Le cas le plus défavorable est obtenu pour le chargement de deux voies de circulation. On retient :

$$\mathbf{CRT = 0,22}$$

c. Sous le système de chargement Br

Sous le passage de la roue isolée de 10 tonnes Br, le coefficient de répartition transversale s'exprime par :

$$CRT = \frac{K_{Br}}{2b}$$

Ki étant l'ordonnée de la position la plus défavorable de la charge de la roue sur la ligne d'influence. Cette position est atteinte lorsque la roue est le plus excentrée à droite sur la largeur chargeable

$$CRT = \frac{3,27}{13,8}$$

$$CRT = 0,24$$

d. Sous le convoi Mc120

Un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée

Le coefficient de répartition transversale sous chargement du système Mc120 est donné par l'expression :

$$CRT = \frac{1}{2b} \times \sum_1^n \frac{\omega_{Mc120}}{L_{Mc120}}$$

Ou ω_{Mc120} : surface de ligne d'influence chargée par une chenille

L_{Mc120} : Largeur d'une chenille (1m)

n : nombre de chenilles

$$CRT = \frac{1}{13,8} \times \left[\frac{(2,04 + 1,64) \times 1}{2} + \frac{(1,40 + 1,38) \times 1}{2} \right]$$

$$CRT = 0,23$$

ANNEXE 6 : CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LE SENS LONGITUDINAL

Nous avons un portique droit que nous considérerons partiellement encastré sur ses appuis dans la suite des calculs.

La structure est définie de la manière suivante :

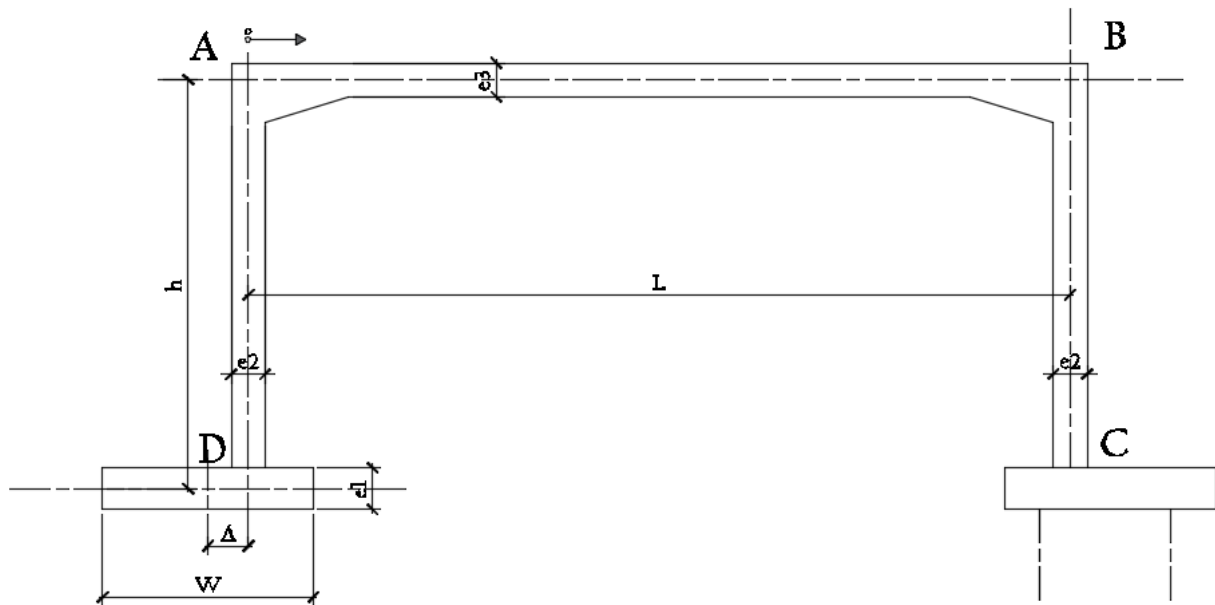


Figure 6.1 : définition de la structure du portique

Cette structure est caractérisée par :

- Sa **portée L** : entre les plans moyens des piédroits, origine des abscisses en A et sens positif vers B (L= 12,17m)
- La **Hauteur h** : entre les plans moyens de la traverse et des semelles de liaisons (h = 6,325 m)
- Semelles de liaisons :
 - **Largeur W** = 4m
 - **Excentrement Δ** (décalage entre l'axe du piédroit et l'axe

de la semelle) = 0,75m

- e_1 : épaisseur des semelles = 1,15 m
- e_2 : épaisseur des piédroits = 0,50 m
- e_3 : épaisseur de la traverse = 0,50 m

La structure est définie par ses coefficients de rigidité :

$$k = \left(\frac{e_3}{e_2}\right)^3 \times \frac{h}{L} = \left(\frac{0,50}{0,50}\right)^3 \times \frac{6,325}{12,17}$$

$$k = 0,52$$

et

$$k' = 12 \times \frac{E}{ESOL} \times \frac{e_3^3}{LW^2}$$

Avec : E : module d'élasticité du béton sous charge de longue durée d'application (d'où on prendra le module d'élasticité différé du béton $E = E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$)

ESOL : module d'élasticité du terrain

Le tableau ci-après du SETRA PIPO74 nous donne les valeurs d'ESOL des principaux types de terrains

Tableau 6.1 : ordre de grandeur du module ESOL en t/m²

Type de sol	Argile	Limon	Sable	Sable et gravier	Roche	ESOL
très consolidé ou très serré	8000	7000	18000	30000	très peu fracturée	160000
normalement consolidé ou serré	5500	5000	15000	17000	normale	110000
sous consolidé, altéré et remanié ou lâche	3000	1500	3000		très fracturée	80000
					très altérée	16000

On retient $ESOL = 8000 \text{ t/m}^2$ (car notre sol est un sol argileux très raide)

$$\text{Ainsi } k' = 12 \times \frac{10819 \times 10^2}{8000} \times \frac{0,50^3}{12,17 \times 4^2}$$

$$k' = 1,04$$

Pour le calcul du portique nous avons aussi les valeurs fixes suivantes :

$$N_1 = (2k + 3)(2k + k') - k^2 = (2 \times 0,52 + 3)(2 \times 0,52 + 1,04) - 1,04^2$$

$$N_1 = 7,32$$

$$N_2 = 6k + k' + 1 - 2k'\delta \quad \left(\text{avec } \delta = \frac{\Delta}{L} = \frac{0,75}{12,17} = 0,06 \text{ m} \right)$$

$$N_2 = 6 \times 0,52 + 1,04 + 1 - 2 \times 1,04 \times 0,06$$

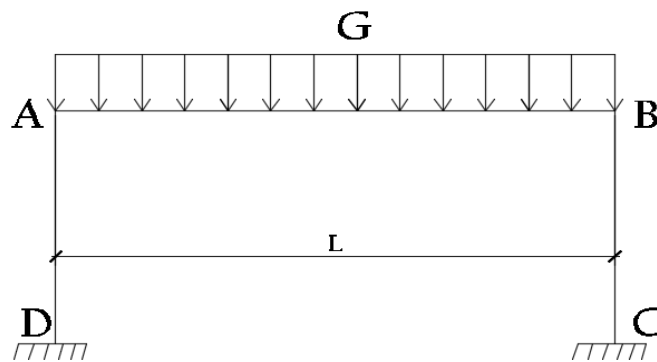
$$N_2 = 5,04$$

1-SOLLICITATIONS SOUS CHARGES PERMANENTES

a-Poids propre du tablier

Moment fléchissant sous le poids propre G

Le poids propre à considérer pour le calcul des sollicitations est celui de la superstructure qui est répartie de la manière suivante sur l'ouvrage :



Avec $G = 1,71 \text{ t/m}^2$

Les valeurs des moments fléchissant sont les suivantes aux :

✚ Angles supérieurs :

$$M_A = M_B = -GL^2 \frac{2k + k' - 2kk'\delta}{4N_1}$$

$$M_A = M_B = -1,71 \times 12,17^2 \frac{2 \times 0,52 + 1,04 - 2 \times 0,52 \times 1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32}$$

$$M_A = M_B = -17,43 \text{ t.m}$$

✚ Angles inférieurs :

$$M_C = M_D = GL^2 \frac{k - 2(2k + 3)k'\delta}{4N_1}$$

$$M_C = M_D = 1,71 \times 12,17^2 \frac{0,52 - 2(2 \times 0,52 + 3) \times 1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32}$$

$$M_C = M_D = 0,17 \text{ t.m}$$

✚ Moment maximal en travée :

Le moment est maximal à la moitié de longueur de la traverse :

Soit α l'abscisse de la portée par rapport à laquelle le moment est maximal : $\alpha = \frac{1}{2}L = 0,5$

Soit M_S le moment maximal :

$$M_S = GL^2 \left[\frac{\alpha(1-\alpha)}{2} - \frac{2k+k'-2kk'\delta}{4N_1} \right]$$
$$M_S = 1,71 \times 12,17^2 \left[\frac{0,5(1-0,5)}{2} - \frac{2 \times 0,52 + 1,04 - 2 \times 0,52 \times 1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32} \right]$$
$$M_S = 14,18 \text{ t.m}$$

➤ **Réaction horizontales aux appuis :**

$$R_H = -\frac{GL^2}{4N_1 h} [(3k+k') - 6(k+1)k'\delta]$$
$$= -\frac{1,71 \times 12,17^2}{4 \times 7,32 \times 6,33} [(3 \times 0,52 + 1,04) - 6(0,52 + 1)1,04 \times 0,06]$$
$$R_H = -2,78 \text{ t}$$

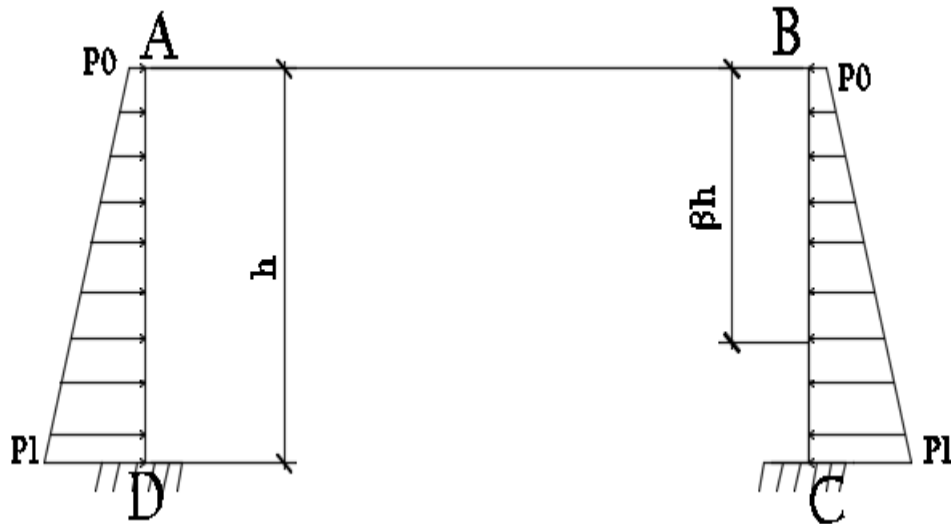
➤ **Effort tranchant max dans la traverse**

$$V = \frac{GL}{2} + \frac{M_B - M_A}{L}$$
$$V = \frac{1,71 \times 12,17}{2} + 0$$
$$V = 10,41 \text{ t}$$

b-Poussées des terres

➤ **Moments fléchissants dus à la poussée des terres**

La poussée des terres s'exerce symétriquement sur chaque piedroit suivant la figure suivante :



Le moment fléchissant vaut :

✚ Angles supérieurs :

$$M_A = M_B = -h^2 k \frac{P_1(6k + 7k') + P_o(9k + 8k')}{60N_1}$$

$$M_A = M_B = -(6,33)^2 \times 0,52 \times \frac{13,32(6 \times 0,52 + 7 \times 1,04) + 0,021(9 \times 0,52 + 8 \times 1,04)}{60 \times 7,32}$$

$$M_A = M_B = -6,58 \text{ t.m}$$

✚ Angles inférieurs :

$$M_C = M_D = -h^2 k \frac{P_1(9k + 24) + P_o(6k + 21)}{60N_1}$$

$$M_C = M_D = -(6,33)^2 \times 0,52 \frac{13,32(9 \times 0,52 + 24) + 0,021(6 \times 0,52 + 21)}{60 \times 7,32}$$

$$M_C = M_D = -18,14 \text{ t.m}$$

✚ moment maximal dans les piédroits :

Pour chacun des piédroits le moment atteint sa valeur maximale à la position de la résultante de la poussée βh .

- Détermination de β :

La poussée des terres étant trapézoïdale, nous décomposons le digramme des pressions en deux sous diagrammes :

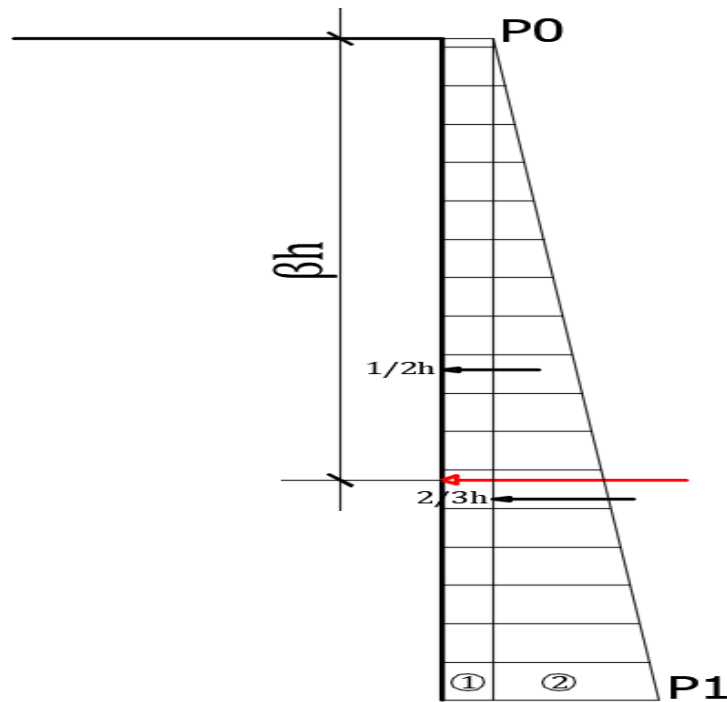


Figure 6.2 : décomposition du diagramme de poussée des terres sur un piédroit

La pression 1 est rectangulaire et sa résultante est à la moitié du mur

La pression 2 est triangulaire et sa résultante est à 2/3 du mur ainsi :

$$\beta = \frac{\frac{1}{2}(P_0 * h) + \frac{2}{3} \times (P_1 - P_0)h}{P_1 h} = 0,67$$

Le moment maximal sous l'effet de la poussée des terres dans chacun des piédroits a pour valeur :

$$M_P = \frac{h^2}{6} \beta(1 - \beta)[P_1(1 + \beta) + P_0(2 - \beta)] + M_A(1 - \beta) + M_C \beta$$

$$M_P = \frac{6,325^2}{6} \times 0,67(1 - 0,67)[13,32(1 + 0,67) + 0,021(2 - 0,67)] - 6,58(1 - 0,67) - 18,14 \times 0,67$$

$$M_P = 18,51 \text{ t.m}$$

➤ Réactions horizontales et verticales à la base du portique :

$$-R_H = \frac{h}{6}(2P_1 + P_0) + \frac{M_A - M_D}{h}$$

$$R_H = \frac{6,325}{6}(2 \times 13,32 + 0,021) + \frac{(-6,58 + 18,14)}{6,325}$$

$$R_H = 29,93 \text{ t}$$

$$-R_V = 0$$

➤ Effort tranchant dans les piédroits :

$$T_A = R_H - (P_1 + P_0) \frac{h}{2}$$

$$T_A = 29,93 - (13,32 + 0,021) \frac{6,325}{2}$$

$$T_A = -12,26 t$$

$$T_D = R_H = 29,93 t$$

2-SOLLICITATIONS INDUITES PAR LES SURCHARGES

a-Sollicitations dues à la surcharge routière A(l)

Les expressions des efforts sont données par la formule suivante :

$$\text{ystème } A = W \times A(l) \times CRT$$

Avec W : aire de ligne d'influence considéré (moment M ou l'effort tranchant T).

Moment fléchissant

Le moment fléchissant est maximal dans la traverse en mi-travée. Sa valeur est :

✚ Aux angles supérieurs :

$$M_A = M_B = W \times A(l) \times CRT$$

Avec:

$$W = -l^2 \frac{(2k + k') - 2kk'\delta}{4N_1}$$

$$W = -12,17^2 \frac{(2 \times 0,52 + 1,04) - 2 \times 0,52 \times 1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32}$$

$$W = -10,19$$

Ainsi:

$$M_A = M_B = -10,19 \times 1,81 \times 0,91$$

$$M_A = M_B = -16,78 t.m$$

✚ **Aux angles inférieurs**

$$M_C = M_D = W \times A(l) \times CRT$$

On a :

$$W = l^2 \frac{k - 2(2k + 3)k'\delta}{4N_1}$$

$$W = 12,17^2 \frac{0,52 - 2(2 \times 0,52 + 3)1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32}$$

$$W = 0,08$$

Ainsi :

$$M_C = M_D = 0,08 \times 1,81 \times 0,91$$

$$M_C = M_D = 0,13 \text{ t.m}$$

✚ **Au milieu de la traverse**

$$M_S = W \times A(l) \times CRT$$

Ou :

$$W = l^2 \left[\frac{0,5(1 - 0,5)}{2} - \frac{(2k + k') - 2kk'\delta}{4N_1} \right]$$

$$W = l^2 \left[\frac{0,5(1 - 0,5)}{2} - \frac{(2 \times 0,52 + 1,04) - 2 \times 0,52 \times 1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32} \right]$$

$$W = 8,09$$

Ainsi :

$$M_S = 8,09 \times 1,81 \times 0,91$$

$$M_S = 13,33 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

L'effort tranchant est de valeur maximale aux appuis. Sa valeur sera multipliée par le coefficient de répartition transversale pour tenir compte de la répartition de l'effort :

Dans la traverse :

Son expression est :

$$T = \left(\frac{A(l) \times L}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} \right) \times CRT$$

$$T = \left(\frac{1,81 \times 12,17}{2} + 0 \right) \times 0,91$$

$$T = 10,02 t$$

Dans le piédroit :

Son expression est :

$$T_A = T_D = \frac{-A(l) \times L^2}{4N_1 h} [(3k + k') - 6(k + 1)k'\delta] \times CRT$$

$$T_A = T_D = \frac{-1,81 \times (12,17)^2}{4 \times 7,32 \times 6,33} [(3 \times 0,52 + 1,04) - 6(0,52 + 1)1,04 \times 0,06] \times 0,91$$

$$T_A = T_D = -2,68 t$$

b-Sollicitations dues à la charge de trottoir

Les expressions des efforts sont données par la formule suivante :

$$trottoir = W \times Q_{tr} \times CRT$$

Avec W : aire de ligne d'influence considéré (moment M ou l'effort tranchant T).

La charge appliquée sur le trottoir est une charge locale de 150 kg/m² ⇒ $Q_{tr} = 0,15t/m^2$

Moment fléchissant :

➤ **Aux angles supérieurs :**

$$M_A = M_B = W \times Q_{tr} \times CRT$$

On a pour une charge répartie :

$$W = -l^2 \frac{(2k + k') - 2kk'\delta}{4N_1}$$

$$W = -12,17^2 \frac{(2 \times 0,52 + 1,04) - 2 \times 0,52 \times 1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32}$$

$$W = -10,19$$

Ainsi:

$$M_A = M_B = -10,19 \times 0,15 \times 0,59$$

$$M_A = M_B = -0,90 \text{ t.m}$$

➤ **Aux angles inférieurs**

$$M_C = M_D = W \times Q_{tr} \times CRT$$

On a :

$$W = l^2 \frac{k - 2(2k + 3)k'\delta}{4N_1}$$

$$W = 12,17^2 \frac{0,52 - 2(2 \times 0,52 + 3)1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32}$$

$$W = 0,08$$

Ainsi :

$$M_C = M_D = 0,08 \times 0,15 \times 0,59$$

$$M_C = M_D = 0,007 \text{ t.m}$$

➤ **Au milieu de la traverse**

$$M_S = W \times Q_{tr} \times CRT$$

Ou :

$$W = l^2 \left[\frac{0,5(1 - 0,5)}{2} - \frac{(2k + k') - 2kk'\delta}{4N_1} \right]$$

$$W = l^2 \left[\frac{0,5(1 - 0,5)}{2} - \frac{(2 \times 0,52 + 1,04) - 2 \times 0,52 \times 1,04 \times 0,06}{4 \times 7,32} \right]$$

$$W = 8,09$$

Ainsi :

$$M_S = 8,09 \times 0,15 \times 0,59$$

$$M_S = 0,71 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

Dans la traverse :

$$T = \left(\frac{Q_{Tr}L}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} \right) \times CRT$$

$$T = \left(\frac{0,15 \times 12,17}{2} + 0 \right) \times 0,59$$

$$T = 0,54 t$$

Dans le piédroit :

$$T_A = T_D = \frac{-Q_{tr} \times L^2}{4N_1 h} [(3k + k') - 6(k + 1)k'\delta] \times CRT$$

$$T_A = T_D = \frac{-0,15 \times (12,17)^2}{4 \times 7,32 \times 6,33} [(3 \times 0,52 + 1,04) - 6(0,52 + 1)1,04 \times 0,06] \times 0,59$$

$$T_A = T_D = -0,52 t$$

c-Sollicitations dues à la charge Bc

Pour des charges ponctuelles situées sur la traverse, les sollicitations sont données par :

$$\text{ystème } B = \sum_{i=1}^n y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

Ou :

- $y_i(LI)$ désignent les ordonnées de la ligne d'influence considérée

- P_i : poids de l'essieu d'indice i

- δ_B : coefficient de majoration dynamique du système B.

Moment fléchissant

✚ Aux encastremets :

Détermination des $y_i(LI)$:

Pour une charge ponctuelle P située à une position m sur la traverse par rapport à la portée,

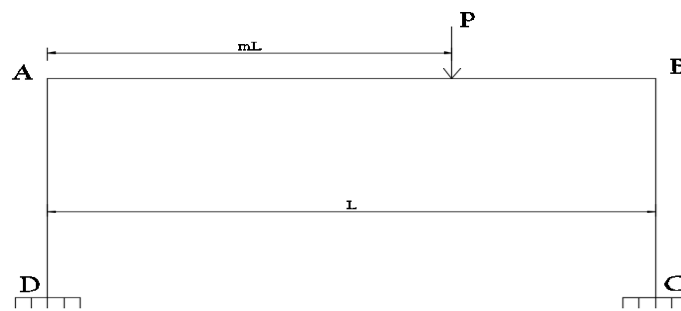


Figure 6.3 : charge ponctuelle située sur la traverse

Les ordonnées de la ligne d'influence du moment fléchissant sont données pour les sections d'encastrement par :

$$y_{Ai} = -L \left[\frac{3(2k + k')m(1 - m) - kk'\delta}{2N_1} + \frac{(1 - 2m)[k'\delta + m(1 - m)]}{2N_2} \right]$$

$$y_{Bi} = -L \left[\frac{3(2k + k')m(1 - m) - kk'\delta}{2N_1} - \frac{(1 - 2m)[k'\delta + m(1 - m)]}{2N_2} \right]$$

$$y_{Ci} = L \left[\frac{3km(1 - m) - (2k + 3)k'\delta}{2N_1} + \frac{(1 - 2m)[k'\delta + m(1 - m)]}{2N_2} \right]$$

$$y_{Di} = L \left[\frac{3km(1 - m) - (2k + 3)k'\delta}{2N_1} - \frac{(1 - 2m)[k'\delta + m(1 - m)]}{2N_2} \right]$$

Selon BARRE, la disposition la plus défavorable des essieux du système Bc circulant sur un pont de portée comprise entre $11,75m < L < 17,44m$ est la suivante :

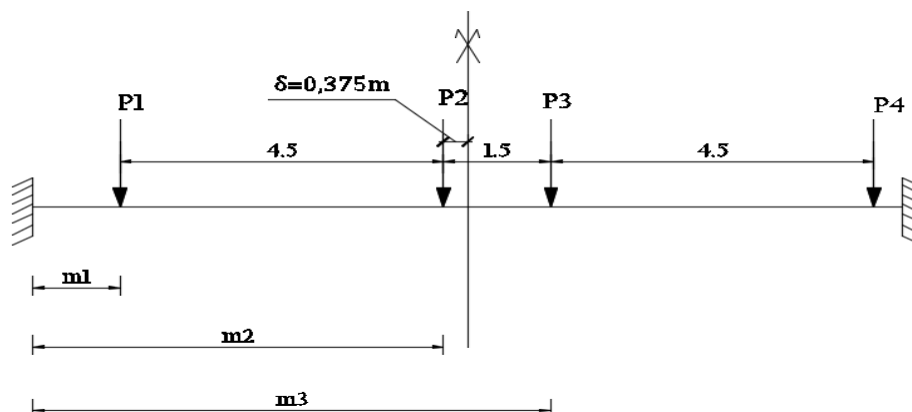


Figure 6.4 : disposition la plus défavorable de la charge Bc longitudinalement

P1= 6t ; P2= 12t ; P3= 12t ; P4= 6t

$$d_2 = \frac{L}{2} - \delta = \frac{12,17}{2} - 0,375 = 5,71\text{m} \Rightarrow m_2(L) = \frac{5,71}{12,17}L = 0,47L$$

$$d_1 = d_2 - 4,5 = 5,71 - 4,5 = 1,21\text{ m} \Rightarrow m_1(L) = \frac{1,21}{12,17}L = 0,1L$$

$$d_3 = d_2 + 1,5 = 5,71 + 1,5 = 7,21\text{ m} \Rightarrow m_3(L) = \frac{7,21}{12,17}L = 0,59L$$

$$d_4 = d_3 + 4,5 = 7,21 + 4,5 = 11,71\text{ m} \Rightarrow m_4(L) = \frac{11,71}{12,17}L = 0,96L$$

Ainsi obtient par le calcul les valeurs des différentes ordonnées des lignes d'influences pour les moments fléchissants aux angles :

Tableau 6.2 : ordonnées des lignes d'influences des moments aux encastremets (charge Bc)

	A	B	C	D
y_1	-0,58	-0,29	0,05	-0,24
y_2	-1,29	-1,24	0,14	0,09
y_3	-1,16	-1,29	0,04	0,17
y_4	-0,06	-0,28	-0,27	-0,05

Calcul des moments aux encastremets :

$$M(\text{systeme B}) = \sum_{i=1}^n y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

$$M_A = [-(0,58 \times 6 + 1,29 \times 12 + 1,16 \times 12 + 0,06 \times 6) \times 1,19 \times 0,32]$$

$$M_A = -12,66\text{ t.m}$$

$$M_B = [-(0,29 \times 6 + 1,24 \times 12 + 1,29 \times 12 + 0,28 \times 6) \times 1,19 \times 0,32]$$

$$M_B = -12,86\text{ t.m}$$

$$M_C = [(0,05 \times 6 + 0,14 \times 12 + 0,04 \times 12 - 0,27 \times 6) \times 1,19 \times 0,32]$$

$$M_C = 0,32\text{ t.m}$$

$$M_D = [(-0,24 \times 6 + 0,09 \times 12 + 0,17 \times 12 - 0,05 \times 6) \times 1,19 \times 0,32]$$

$$M_D = 0,53\text{ t.m}$$

Moment au milieu de la traverse

Détermination des $y_i(LI)$:

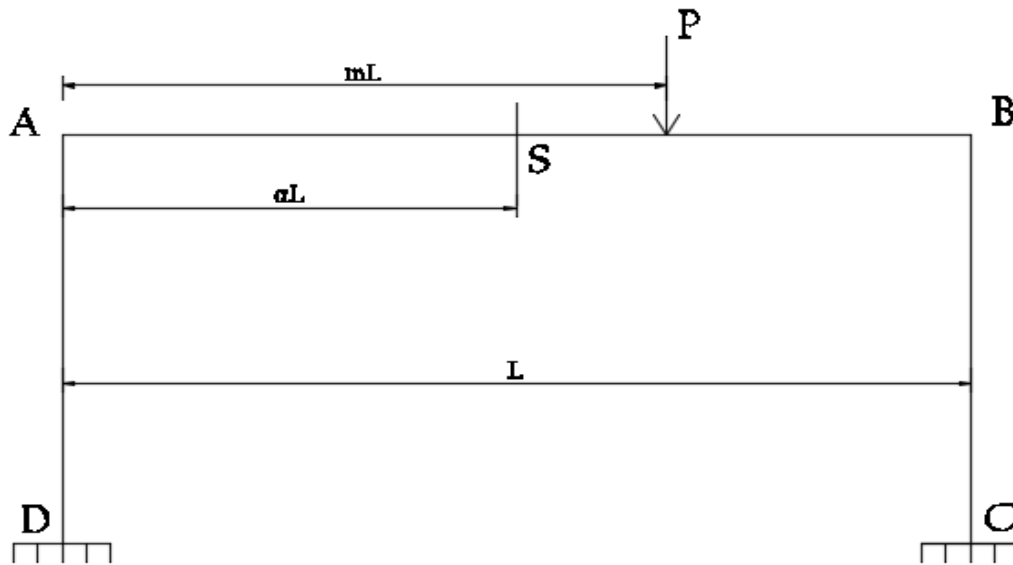


Figure 6.5 : ordonnée des lignes d'influence relative à une section quelconque du portique

Pour une charge ponctuelle située sur la traverse à l'abscisse mL , les expressions des ordonnées des lignes d'influences relatives à une section quelconque du portique d'abscisse αL sont déterminées par :

- Charge située entre A et S

$$y_{Si} = Lm(1 - \alpha) + y_{Ai}(1 - \alpha) + y_{Bi}\alpha$$

- Charge située entre S et B

$$y_{Si} = L(1 - m)\alpha + y_{Ai}(1 - \alpha) + y_{Bi}\alpha$$

La position la plus défavorable des essieux du système Bc est donnée par la figure 6.4

On détermine les ordonnées des lignes d'influences du moment longitudinal pour la section à mi travée

D'où :

$$\alpha L = \frac{1}{2}L \Rightarrow \alpha = 0,5$$

On obtient par le calcul les ordonnées des lignes d'influence du moment en mi- travée :

	y_{S1}	y_{S2}	y_{S3}	y_{S4}
$S = 1/2L$	0,17	1,60	1,30	0,07

Calcul du moment fléchissant à mi- travée:

$$M(\text{ystème } B) = \sum_{i=1}^n y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

$$M_S = (0,17 \times 6 + 1,60 \times 12 + 1,30 \times 12 + 0,07 \times 6) \times 1,19 \times 0,32$$

$$M_S = 13,80 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

$$T(\text{ystème } B) = \sum_{i=1}^n Y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

Détermination des $y_i(LI)$

Pour une charge ponctuelle située à l'abscisse mL sur la traverse (voir figure 6.3), les ordonnées de la ligne d'influence de l'effort tranchant sont données par l'expression :

$$y_i = 1 - m_i + \frac{(1 - 2m_i)[k'\delta + m_i(1 - m_i)]}{N_2}$$

L'effort tranchant étant de valeur maximale aux appuis, nous disposons les charges du convoi Bc de sorte à obtenir l'effet le plus défavorable sur l'un des appuis (ici nous déterminons l'effort par rapport à l'appui A):

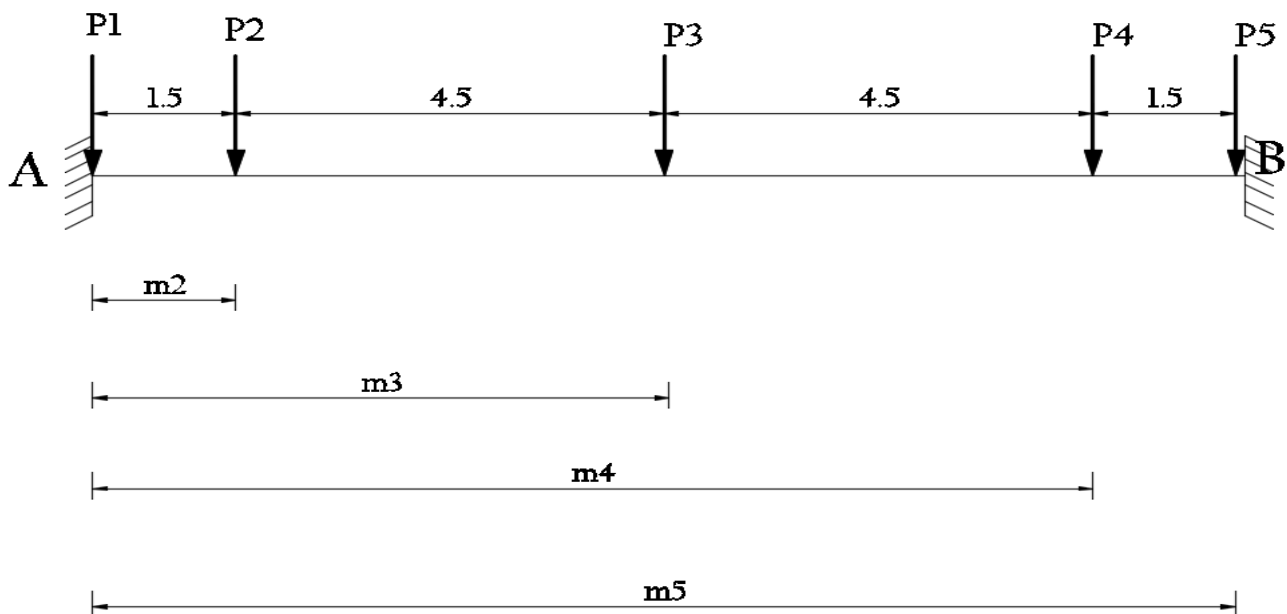


Figure 6.6: disposition la plus défavorable des charges Bc pour le cisaillement

P1= 12t ; P2= 12t ; P3= 6t ; P4= 12t ; P5= 12t

$$d_1 = 0 \Rightarrow m_1(L) = \frac{0}{12,17}L = 0L$$

$$d_2 = 1,5m \Rightarrow m_2(L) = \frac{1,50}{12,17}L = 0,12L$$

$$d_3 = d_2 + 4,5 = 6 m \Rightarrow m_3(L) = \frac{6}{12,17}L = 0,49L$$

$$d_4 = d_3 + 4,5 = 10,5 m \Rightarrow m_4(L) = \frac{10,5}{12,17}L = 0,86L$$

$$d_5 = d_4 + 1,5 = 12 m \Rightarrow m_5(L) = \frac{12}{12,17}L = 0,99L$$

Ainsi :

$$y_1 = 1 - 0 + \frac{(1 - 2 \times 0)[1,04 \times 0,06 + 0(1 - 0)]}{5,04} = 1,0123$$

$$y_2 = 1 - 0,12 + \frac{(1 - 2 \times 0,12)[1,04 \times 0,06 + 0,12(1 - 0,12)]}{5,04} = 0,9053$$

$$y_3 = 1 - 0,49 + \frac{(1 - 2 \times 0,49)[1,04 \times 0,06 + 0,49(1 - 0,49)]}{5,04} = 0,5112$$

$$y_4 = 1 - 0,86 + \frac{(1 - 2 \times 0,86)[1,04 \times 0,06 + 0,86(1 - 0,86)]}{5,04} = 0,1139$$

$$y_5 = 1 - 0,99 + \frac{(1 - 2 \times 0,99)[1,04 \times 0,06 + 0,99(1 - 0,99)]}{5,04} = -0,0041$$

D'où l'effort tranchant maximal obtenu à l'appui A sous le passage du convoi Bc est :

$$T_A = (1,0123 \times 12 + 0,9053 \times 12 + 0,5112 \times 6 + 0,1139 \times 12 - 0,0041 \times 12) \times 1,19 \times 0,32$$

$$T_A = 10,43 t$$

Réaction aux appuis :

$$R(\text{systeme } B) = \sum_{i=1}^n Y_i(LI) \times Pi \times \delta_B \times CRT$$

La réaction dans les piédroits est de même valeur que l'effort tranchant dans le piédroit.

Détermination des $Y_i(LI)$

Pour une charge ponctuelle située sur la traverse à l'abscisse mL (voir figure 6.3), l'expression des ordonnées de la ligne d'influence de la réaction d'appui est :

$$y_i = \frac{-3L}{2N_1h} [(3k + k')m_i(1 - m_i) - (k + 1)k'\delta]$$

Les réactions aux appuis atteignent leur valeur maximale lorsque le moment fléchissant atteint sa valeur maximale dans la traverse ainsi la disposition la plus défavorable des charges du système Bc pour la réaction d'appui est de même que pour le moment fléchissant (figure 6.4)

Ainsi on a :

$$y_1 = \frac{-3 \times 12,17}{2 \times 7,32 \times 6,325} [(3 \times 0,52 + 1,04) \times 0,10(1 - 0,10) - (0,52 + 1) \times 1,04 \times 0,06] \\ = -0,0366$$

$$y_2 = \frac{-3 \times 12,17}{2 \times 7,32 \times 6,325} [(3 \times 0,52 + 1,04) \times 0,47(1 - 0,47) - (0,52 + 1) \times 1,04 \times 0,06] \\ = -0,1453$$

$$y_3 = \frac{-3 \times 12,17}{2 \times 7,32 \times 6,325} [(3 \times 0,52 + 1,04) \times 0,59(1 - 0,59) - (0,52 + 1) \times 1,04 \times 0,06] \\ = -0,1404$$

$$y_4 = \frac{-3 \times 12,17}{2 \times 7,32 \times 6,325} [(3 \times 0,52 + 1,04) \times 0,96(1 - 0,96) - (0,52 + 1) \times 1,04 \times 0,06] \\ = -0,0013$$

D'où :

$$R = -(0,0366 \times 6 + 0,1453 \times 12 + 0,1404 \times 12 + 0,0013 \times 6) \times 1,19 \times 0,32$$

$$R = -1,39 \text{ t}$$

d-Sollicitations dues à la charge Bt

Moment fléchissant

$$M(\text{ystème } B) = \sum_{i=1}^n y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

➤ **Aux angles :**

Détermination des $y_i(LI)$

On détermine les valeurs des ordonnées des lignes d'influence sous les charges du système Bt à travers leurs expressions données plus haut pour les charges du système B

La disposition la plus défavorable des essieux du système Bt longitudinalement est telle qu'indiquée par la figure 6.7 suivante :

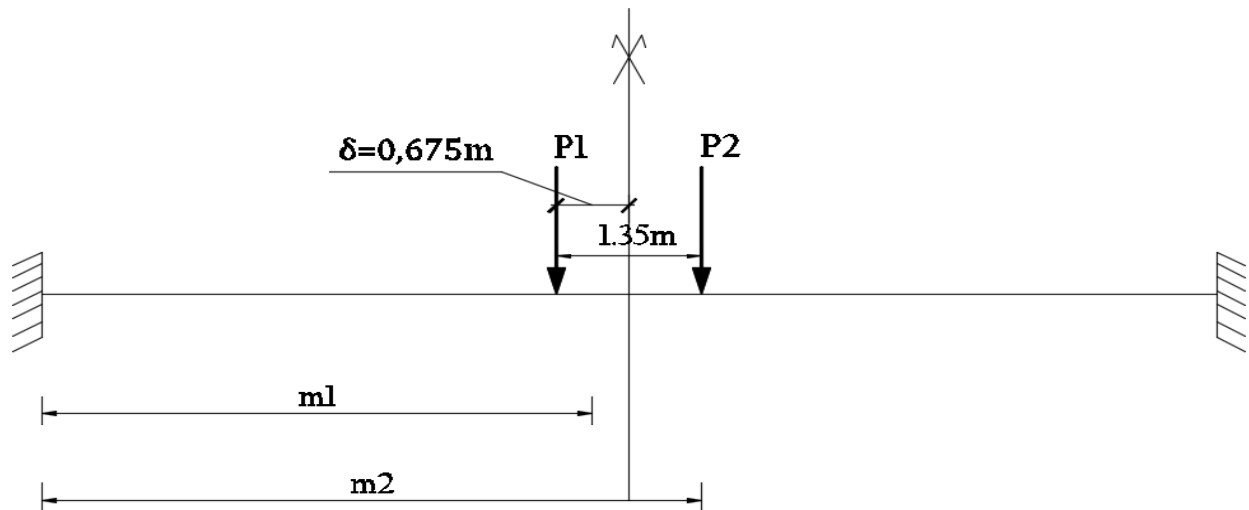


Figure 6.7 : disposition la plus défavorable des essieux du convoi Bt longitudinalement

$$P_1 = P_2 = 16t$$

$$\left\{ \begin{aligned} d_1 &= \frac{Lc}{2} - \frac{1,35}{2} = 5,41 \text{ m} \Rightarrow m_1(L) = \frac{5,41}{12,17} L = 0,44L \\ d_2 &= \frac{Lc}{2} + \frac{1,35}{2} = 6,76 \text{ m} \Rightarrow m_2(L) = \frac{6,76}{12,17} L = 0,56L \end{aligned} \right.$$

On obtient par le calcul

Tableau 6.3 : ordonnées des lignes d'influences des moments aux encastremets (charge Bt)

	A	B	C	D
y_1	-1,30	-1,21	0,15	0,06
y_2	-1,21	-1,30	0,06	0,15

D'où les valeurs des moments aux angles sont :

$$M(\text{systeme B}) = \sum_{i=1}^n y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

$$M_A = M_B = [-(1,30 \times 16 + 1,21 \times 16) \times 1,19 \times 0,22]$$

$$M_A = M_B = -10,51 \text{ t.m}$$

$$M_C = M_D = [(0,15 \times 16 + 0,06 \times 16) \times 1,19 \times 0,22]$$

$$M_C = M_D = 0,88 \text{ t.m}$$

Moment au milieu de la traverse :

Détermination des $y_i(LI)$:

Les expressions des ordonnées de la ligne d'influence du moment fléchissant pour la section à mi-travée sont données en page XLV.

On obtient :

	y_{S1}	y_{S2}
$S = 1/2L$	1,4224	1,4224

Calcul du moment fléchissant à mi-travée:

$$M(\text{système B}) = \sum_{i=1}^n y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

$$M_S = 2(1,4224 \times 16) \times 1,19 \times 0,22$$

$$M_S = 11,92 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T(\text{système B}) = \sum_{i=1}^n Y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

Détermination des $y_i(LI)$

$$y_i = 1 - m_i + \frac{(1 - 2m_i)[k'\delta + m_i(1 - m_i)]}{N_2}$$

La disposition la plus défavorable des charges du système Bt pour l'obtention de l'effort tranchant maximal est telle qu'indiquée par la figure 6.8 ci-après :



Figure 6.8 : disposition la plus défavorable des charges Bt pour le cisaillement

$$P1 = P2 = 16t$$

L'essieu P1 est aligné avec l'axe de l'appui alors $m_1 = 0$

$$d_2 = 1,35m \Rightarrow m_2(L) = \frac{1,35}{12,17} = 0,11L$$

On a :

$$y_1 = 1 - 0 + \frac{(1 - 2 \times 0)[1,04 \times 0,06 + 0(1 - 0)]}{5,04} = 1,0123$$

$$y_2 = 1 - 0,11 + \frac{(1 - 2 \times 0,11)[1,04 \times 0,06 + 0,11(1 - 0,11)]}{5,04} = 0,9148$$

D'où :

$$T_A = (1,0123 \times 16 + 0,9148 \times 16) \times 1,19 \times 0,22$$

$$T_A = 8,07t$$

Réaction aux appuis :

$$R(\text{systeme } B) = \sum_{i=1}^n Y_i(LI) \times P_i \times \delta_B \times CRT$$

Détermination des $y_i(LI)$

$$y_i = \frac{-3L}{2N_1h} [(3k + k')m_i(1 - m_i) - (k + 1)k'\delta]$$

La position la plus défavorable pour la réaction est de même que celle du moment fléchissant (voir figure 6.7)

$$y_1 = \frac{-3 \times 12,17}{2 \times 7,32 \times 6,325} [(3 \times 0,52 + 1,04) \times 0,44(1 - 0,44) - (0,52 + 1) \times 1,04 \times 0,06]$$

$$= -0,2152$$

$$y_2 = \frac{-3 \times 12,17}{2 \times 7,32 \times 6,325} [(3 \times 0,52 + 1,04) \times 0,56(1 - 0,56) - (0,52 + 1) \times 1,04 \times 0,06]$$

$$= -0,2152$$

D'où :

$$R = -2(0,2152 \times 16) \times 1,19 \times 0,22$$

$$R = -1,80 \text{ t}$$

e-Sollicitations dues à la charge Br

Moment fléchissant

La charge Br est une roue isolée

$$M_i(\text{Br}) = y_i(LI) \times P \times \delta_B \times CRT$$

Moment fléchissant aux encastremets :

Détermination des $y_i(LI)$:

La disposition la plus défavorable de la roue Br est lorsque celle-ci est au milieu de la traverse :

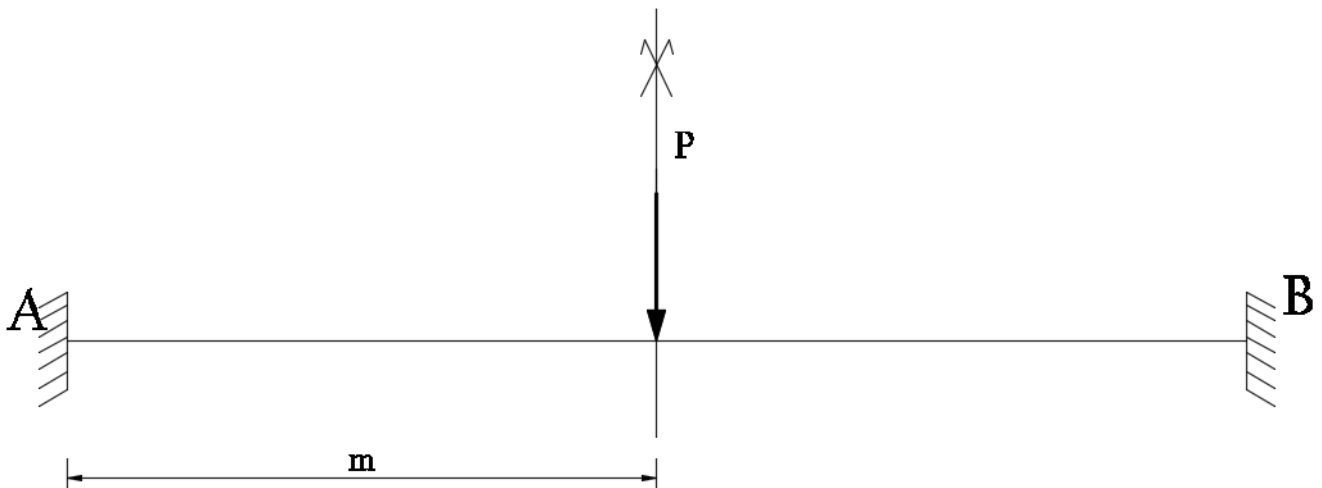


Figure 6.9 : position la plus défavorable de la charge Br longitudinalement

$$P = 10 \text{ t}$$

$$m(L) = \frac{1}{2} L \Rightarrow 0,5L$$

On obtient par le calcul :

Tableau 6.4 : ordonnées des lignes d'influences des moments aux encastremets (charge Br)

	A	B	C	D
y	-1,27	-1,27	0,11	0,11

D'où les valeurs des moments d'encastremets sont :

$$M_i(Br) = y_i(LI) \times P \times \delta_B \times CRT$$

$$M_A = M_B = (-1,27 \times 10) \times 1,19 \times 0,24$$

$$M_A = M_B = -3,63 \text{ t.m}$$

$$M_C = M_D = (0,11 \times 10) \times 1,19 \times 0,24$$

$$M_C = M_D = 0,31 \text{ t.m}$$

Moment au milieu de la traverse

Détermination de $y(LI)$:

$$\alpha = m = 0,5$$

On obtient :

	y_{S1}
S= 1/2L	1,7725

Calcul du moment fléchissant à mi- travée:

$$M_i(Br) = y_i(LI) \times P \times \delta_B \times CRT$$

$$M_S = (1,7725 \times 10) \times 1,19 \times 0,24$$

$$M_S = 5,06 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T(\text{systeme } B) = \sum_{i=1}^n Y_i(LI) \times Pi \times \delta_B \times CRT$$

Détermination de y(LI)

$$y_i = 1 - m + \frac{(1 - 2m)[k'\delta + m(1 - m)]}{N_2}$$

La disposition la plus défavorable de la roue Br pour l'obtention de l'effort tranchant maximal est telle qu'indiquée par la figure 6.10 ci-dessous :

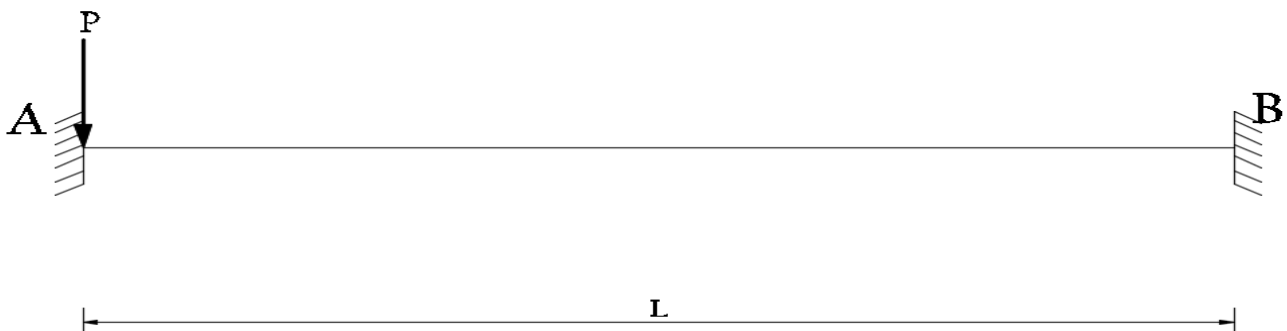


Figure 6.10 : disposition la plus défavorable de la charge Br pour le cisaillement

$$P = 10t$$

$$y = 1.0123$$

On a :

$$T_A = 1,0123 \times 10 \times 1,19 \times 0,24$$

$$T_A = 2,89t$$

Réaction aux appuis :

$$R(\text{systeme } B) = \sum_{i=1}^n Y_i(LI) \times Pi \times \delta_B \times CRT$$

Détermination des vi(LI)

$$y = \frac{-3L}{2N_1 h} [(3k + k')m(1 - m) - (k + 1)k'\delta]$$

La position la plus défavorable pour la réaction est de même que celle du moment fléchissant (voir figure 6.9)

$$y = \frac{-3 \times 12,17}{2 \times 7,32 \times 6,325} [(3 \times 0,52 + 1,04) \times 0,50(1 - 0,50) - (0,52 + 1) \times 1,04 \times 0,06]$$
$$= -0,2189$$

D'où :

$$R = -0,2189 \times 10 \times 1,19 \times 0,24$$

$$R = -0,63t$$

f-Sollicitations dues à la charge Mc120

Moment fléchissant

La charge du char Mc120 est une charge uniformément répartie. La position la plus défavorable du char est obtenue lorsque celui-ci se trouve au milieu de la traverse :

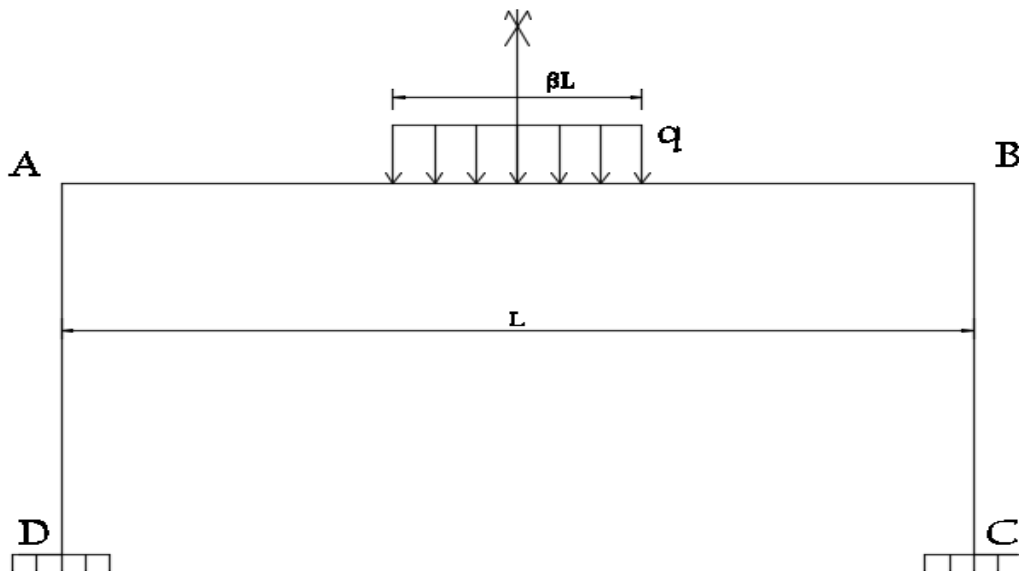


Figure 6.11 : position la plus défavorable de la charge du char Mc120 longitudinalement

Moment fléchissant en mi- travée :

$$M_s = W \times \frac{q}{\lambda_c} \times \delta_{Mc120} \times CRT$$

W : aire de ligne d'influence couverte par la charge

L'aire de la ligne d'influence du moment fléchissant occupée par une charge uniforme de densité 1 répartie sur une longueur βL de la traverse et symétrique par rapport à l'axe du portique est d'expression suivante :

$$W = \frac{L^2}{8} \times \beta \times \left[2 - \beta - \frac{(2k + k')(3 - \beta^2) - 4kk'\delta}{N_1} \right]$$

$$\beta = \frac{L_{char}}{L} = \frac{6,10}{12,17} = 0,50$$

$$W = \frac{12,17^2}{8} \times 0,50 \times \left[2 - 0,50 - \frac{(2,08)(3 - 0,50^2) - 4 \times 0,52 \times 1,04 \times 0,06}{7,32} \right] = 6,82$$

q : désigne la charge totale du char (poids des deux chenilles)

λ_c : est la longueur de répartition de la charge

$$\lambda_c = \text{longueur de la chenille} + 2d$$

d : distance de l'impact au plan moyen de la dalle

$$d = H_{CHAU} + \frac{e_3}{2} = 0,08 + 0,25 = 0,33 \quad \Rightarrow \quad \lambda_c = 6,10 + 2 \times 0,33 = 6,76m$$

Ainsi :

$$M_S = 6,82 \times \frac{110}{6,76} \times 1,17 \times 0,23$$

$$M_S = 29,86 \text{ t.m}$$

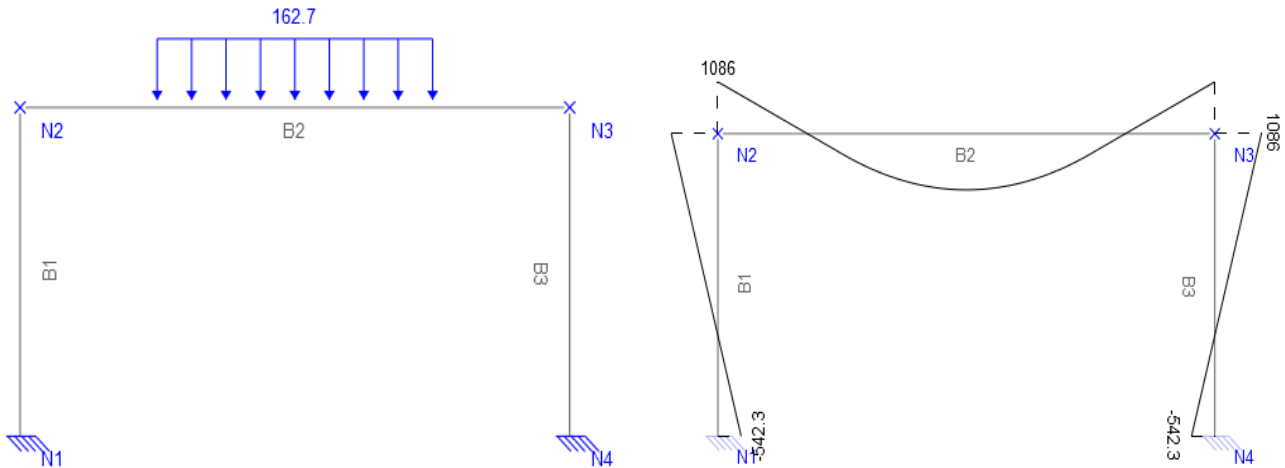
Moment fléchissant aux appuis :

Nous déterminons les moments aux appuis à l'aide du logiciel Pybar. Le résultat de l'effort obtenu dans le logiciel sera multiplié par le coefficient de majoration dynamique du char Mc120 et aussi par son coefficient de répartition transversal

La charge uniformément répartie du char Mc120 est de valeur au mètre linéaire :

$$q_{Mc120} = \frac{q}{\lambda_c} = \frac{110}{6,76} = 16,27 \text{ t/ml}$$

La modélisation du chargement pour la position la plus défavorable nous donne les résultats des figures ci-dessous :



➤ Appuis supérieurs :

$$M_A = M_B = M_{appui} \times \delta_{Mc120} \times CRT$$

$$M_A = M_B = -108,6 \times 1,17 \times 0,23$$

$$M_A = M_B = -29,22 \text{ t.m}$$

➤ Appuis inférieurs :

$$M_C = M_D = M_{appui} \times \delta_{Mc120} \times CRT$$

$$M_A = M_B = 54,23 \times 1,17 \times 0,23$$

$$M_A = M_B = 14,59 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

Il est déterminé par l'expression suivante :

$$T = W \times \frac{q}{\lambda_c} \times \delta_{Mc120} \times CRT$$

La disposition la plus défavorable du char pour l'effort de cisaillement est obtenue suivant le schéma de la figure suivante :

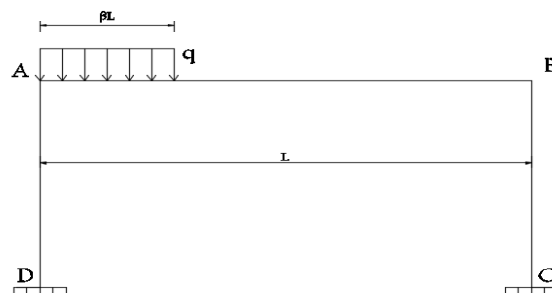


Figure 6.12 : disposition la plus défavorable du char Mc120 pour le cisaillement.

L'expression de l'aire de la ligne d'influence de l'effort tranchant dans la section A de la traverse produit par une charge uniforme de densité 1 répartie sur une longueur βL à partir de l'angle A est :

$$W = \frac{\beta L}{2} \left[2 - \beta + \frac{(1 - \beta)[(1 - \beta) + 2k'\delta]}{N_2} \right]$$

$$W = \frac{0,50 \times 12,17}{2} \left[2 - 0,50 + \frac{(1 - 0,5)[(1 - 0,5) + 2 \times 1,04 \times 0,06]}{5,04} \right]$$

$$W = 4,79$$

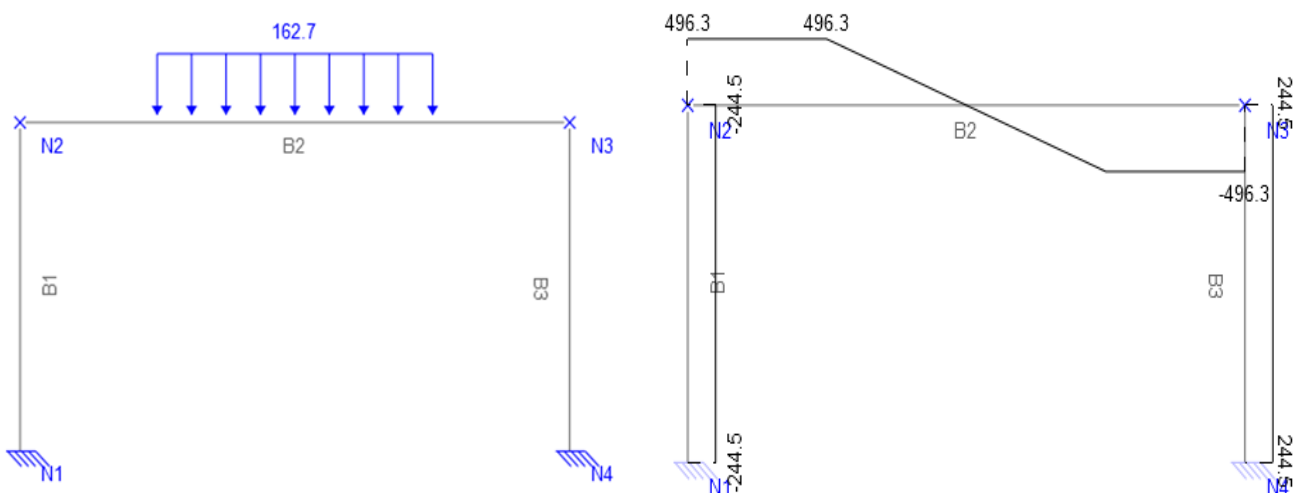
D'où

$$T_A = 4,79 \times \frac{110}{6,76} \times 1,17 \times 0,23$$

$$T_A = 20,97t$$

Réaction horizontale d'appui

Nous déterminons la valeur de la réaction horizontale d'appui à l'aide du logiciel Pybar. Le résultat de l'effort obtenu dans le logiciel sera multiplié par le coefficient de majoration dynamique du char Mc120 et aussi par son coefficient de répartition transversal. La position la plus défavorable du convoi qui entraîne la valeur la plus élevée de la réaction d'appui horizontale est de même que celle des moments fléchissants. Les résultats du chargement dans Pybar et la valeur des sollicitations obtenue est telle qu'indiquée par les diagrammes des figures suivantes :



Ainsi :

$$R_H = -24,45 \times 1,17 \times 0,23$$

$$R_H = -6,58t$$

g-Sollicitations dues à l'effort de freinage

Les sollicitations sont calculées pour une bande d'un mètre de largeur de piédroit :

Moment fléchissant

➤ **En tête d'appui :**

$$M_A = F_r h \times \frac{k' + 3k}{2N_2} \times \frac{1}{2b}$$

$$M_A = 30 \times 6,325 \times \frac{1,04 + 3 \times 0,52}{2 \times 5,04} \times \frac{1}{13,8}$$

$$M_A = 3,55 \text{ t.m/ml}$$

➤ **En pied d'appui :**

$$M_D = -F_r h \times \frac{3k + 1 - 2k'\delta}{2N_2} \times \frac{1}{2b}$$

$$M_A = -30 \times 6,325 \times \frac{3 \times 0,52 + 1 - 2 \times 1,04 \times 0,06}{2 \times 7,32} \times \frac{1}{13,8}$$

$$M_A = -2,29 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Réaction d'appui horizontale**

$$R_H = \frac{F}{2} \times \frac{1}{2b} = \frac{30}{2} \times \frac{1}{13,8}$$

$$R_H = 1,09 \text{ t}$$

➤ **Réaction d'appui verticale :**

$$R_V = \frac{Fh}{L} \times \frac{k' + 3k}{N_2} \times \frac{1}{2b}$$
$$= \frac{30 \times 6,325}{12,17} \times \frac{1,04 + 3 \times 0,52}{5,04} \times \frac{1}{13,8}$$

ANNEXE 7: CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LE SENS TRANSVERSAL

Nous calculons les sollicitations dans le sens transversal que pour les moments fléchissants car l'épaisseur de la dalle est surabondante par rapport aux efforts tranchants (DT 422 SETRA).

1-Expression du moment de flexion transversale

Le calcul est effectué suivant la théorie de GUYON-MASSONNET pour les ouvrages droits. Les moments sont relatifs à une tranche de dalle de 1m de largeur.

Le moment de flexion transversale sous un chargement quelconque pour un ouvrage droit a pour expression :

$$M_T = M_y + \nu M_x$$

- M_y est le terme de flexion transversal selon GUYON et MASSONNET calculé en supposant la dalle isotrope rectangulaire sur appuis simples et sans coefficient de Poisson sous le chargement considéré développé en série de FOURIER dans la section considérée.

- M_x est le moment fléchissant longitudinal produit au centre de la dalle par le même système de chargement

- ν : le coefficient de Poisson du matériau, pris égal à 0,15 dans le cas du béton armé

- k : est le coefficient de forme de la dalle, pris égal à 1 (ce qui correspond au cas d'un pont large)

Avec ces conditions il nous revient donc d'avoir :

$$M_T = M_y + 0,15M_x$$

M_y est nul sous la charge permanente. On calculera donc M_y aux différentes surcharges et son expression générale est :

$$M_y = \delta_{Bouc} \frac{b}{8} \sum \mu_k H_k \sin \frac{k\pi x}{Lc}$$

Dans laquelle :

- b : demi-largeur droite de la dalle

- μ_k : désigne le coefficient mesurant l'influence cumulée d'une charge considérée et des autres charges qui s'en déduisent par translation transversale. Il se calcule suivant la méthode de GUYON-MASSONNET de la même façon que le coefficient de répartition transversale K

- H_k : terme de rang m du développement en série de la charge

- x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale
- L_c : portée
- δ_{Bouc} : coefficient de majoration dynamique du système B ou Mc120

✚ **Détermination du terme $\sin \frac{k\pi x}{L_c}$**

Le moment maximum est au centre de la dalle, alors :

$$x = \frac{L_c}{2} \Rightarrow \sin \frac{k\pi x}{L_c} = \sin \frac{k\pi}{2}$$

Si k est impair $\sin \frac{k\pi}{2} = \pm 1$

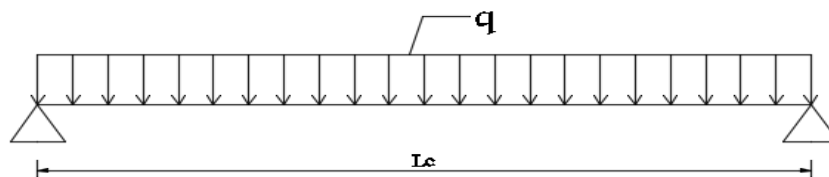
Si k est pair $\sin \frac{k\pi}{2} = 0$

Ainsi, on ne retient donc que les harmoniques impaires ($k=1, 3, 5, 7, \dots$). On se limitera aux 2 premiers termes du développement et le terme $\sin \frac{k\pi}{2}$ prendra les valeurs :

k	1	3
$\sin \frac{k\pi}{2}$	-1	1

✚ **Détermination du terme H_k**

Dans le cas d'une charge uniformément répartie d'intensité q sur toute la longueur (telle que la charge $A(l)$ et celle du trottoir Q_{tr}) :



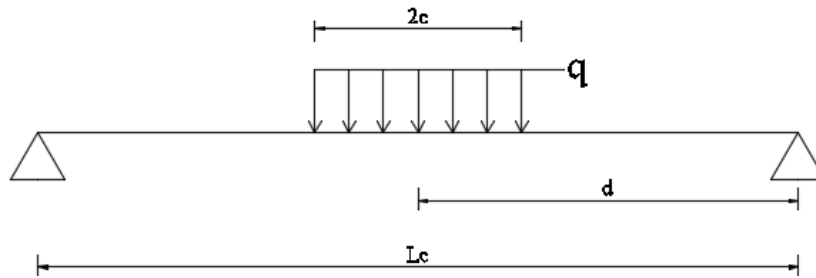
$$\left| \begin{array}{l} H_k = \frac{4q}{k\pi} \text{ si } k \text{ est impair} \\ H_k = 0 \text{ si } k \text{ est pair} \end{array} \right.$$

Dans notre cas nous avons pour

$$k = 1 \Rightarrow H_1 = \frac{4q}{\pi}$$

$$k = 3 \Rightarrow H_3 = \frac{4q}{3\pi}$$

- ✓ Pour une charge uniformément répartie sur une longueur $2c$, centrée sur le point d'abscisse d (convoi militaire Mc120) :



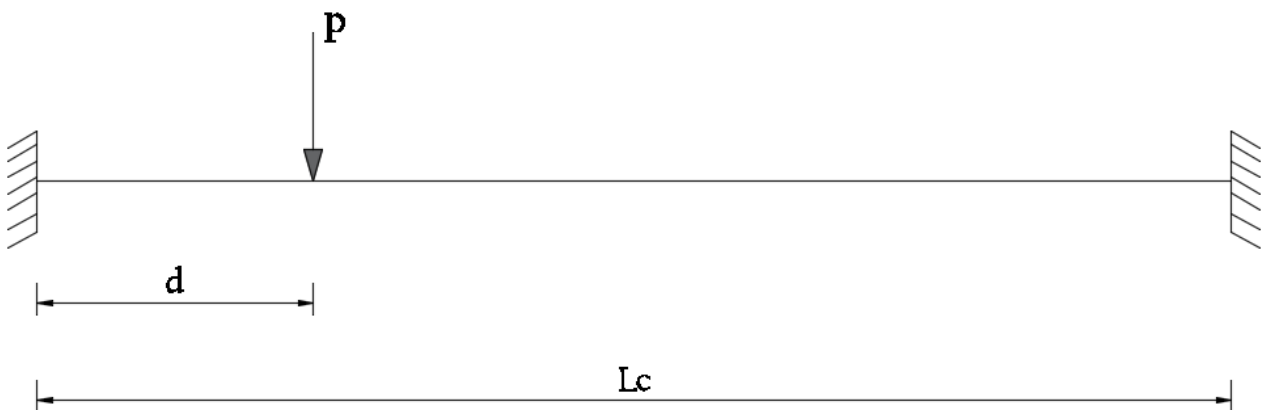
$$\left| \begin{array}{l} H_k = \frac{4q}{k\pi} \sin \frac{k\pi c}{Lc} \sin \frac{k\pi d}{Lc} \text{ si } k \text{ est impair} \\ H_k = 0 \text{ si } k \text{ est pair} \end{array} \right.$$

Ainsi nous avons :

$$H_1 = \frac{4q}{\pi} \sin \frac{\pi c}{Lc} \sin \frac{\pi d}{Lc}$$

$$H_3 = \frac{4q}{3\pi} \sin \frac{3\pi c}{Lc} \sin \frac{3\pi d}{Lc}$$

- ✓ Pour une charge concentrée P au point d'abscisse d (cas des charges Bc, Bt, Br)



$$\left| \begin{array}{l} k \text{ impair, } H_k = \frac{2P}{Lc} \cdot \sin \frac{k\pi d}{Lc} \\ k \text{ pair, } H_k = 0 \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$H_1 = \frac{2P}{Lc} \cdot \sin \frac{\pi d}{Lc}$$

$$H_3 = \frac{2P}{Lc} \cdot \sin \frac{3\pi d}{Lc}$$

Cependant dans le cas de plusieurs charges concentrées P_i distantes de d_i comme abscisses, on effectue une sommation ce qui nous revient à :

$$H_1 = \sum_i \frac{2P_i}{Lc} \cdot \sin \frac{\pi d_i}{Lc}$$

$$H_3 = \sum_i \frac{2P_i}{Lc} \cdot \sin \frac{3\pi d_i}{Lc}$$

✚ Détermination de μ_k

Le coefficient μ_k dépend de :

-la valeur du paramètre de torsion α

-l'ordonnée de la fibre considérée de la dalle, on ne s'intéresse particulièrement qu'à la flexion dans la fibre centrale ($y=0$) : on n'utilisera uniquement que la première ligne ($y=0$) de chaque table.

-la position de la charge e

-le paramètre d'entretoisement $\theta = \frac{k \cdot b}{Lc}$

❖ Courbes de μ_1 et μ_3

La demi-largeur de la dalle est $b = 6,9$

Le paramètre de torsion est $\alpha = 1$ car nous avons une dalle isotrope, alors seuls les tableaux de $\mu_{(\alpha=1)}$ seront considérés pour le calcul de μ_1 et μ_3 .

En ce qui concerne le paramètre d'entretoisement θ , on le détermine pour le 1^{er} et le 3^{ème} harmonique à savoir :

$$\theta_1 = \frac{b}{Lc} = \frac{6,9}{12,17} = 0,57$$

$$\theta_3 = \frac{3b}{Lc} = \frac{3 \times 6,9}{12,17} = 1,70$$

On détermine $\mu_1 = f(e)$ et $\mu_3 = f(e)$ correspondant à θ_1 et θ_3

➤ **Pour $\theta_1 = 0,57$**

Les tables de MASSONNET donnent les valeurs pour $\theta = 0,50$ et $\theta = 0,60$.

θ_1 Étant compris entre les deux valeurs, il sera déterminé par interpolation linéaire :

$$\mu_{\theta=0,57} = \mu_{\theta=0,50} + (0,57 - 0,50) \frac{\mu_{\theta=0,60} - \mu_{\theta=0,50}}{0,60 - 0,50}$$

$$\mu_{\theta=0,57} = 0,7\mu_{\theta=0,60} + 0,3\mu_{\theta=0,50}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après ; le tableau est symétrique par rapport à $e=0$

Tableau : $\mu_1 = f(e)$ après interpolation sur

$\theta_1 = 0,57$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_{(\alpha=1).10^4=0,50}$	-730	-482	-147	401	1356	Symétrique			
$\mu_{(\alpha=1).10^4=0,60}$	-525	-379	-152	201	1191				
μ_1	-586,5	-409,9	-150,5	261	1240,5				

➤ **Pour $\theta_3 = 1,70$**

Les tables de MASSONNET donnant les valeurs pour $\theta = 1,60$ et $\theta = 1,80$. Il sera interpolé entre ces deux valeurs. Puisque cette valeur est au milieu entre 1,60 et 1,80 :

$$\mu_{\theta=1,70} = \frac{\mu_{\theta=1,60} + \mu_{\theta=1,80}}{2}$$

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau ci-après :

$\theta_3 = 1,70$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_{(\alpha=1).10^4=1,60}$	-22	-37	-63	-37	497	Symétrique			

$\mu_{(\alpha=1)} \cdot 10^4 = 1,80$	-12	-23	-49	-45	442	
μ_3	-17	-30	-56	-41	469,5	

On peut tracer ainsi les courbes de μ_1 et μ_3 en fonction de e. les deux courbes sont tracées sur la même figure avec une même échelle

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
μ_1	-586,5	-409,9	-150,5	261	1240,5	Symétrique			
μ_3	-17	-30	-56	-41	469,5				

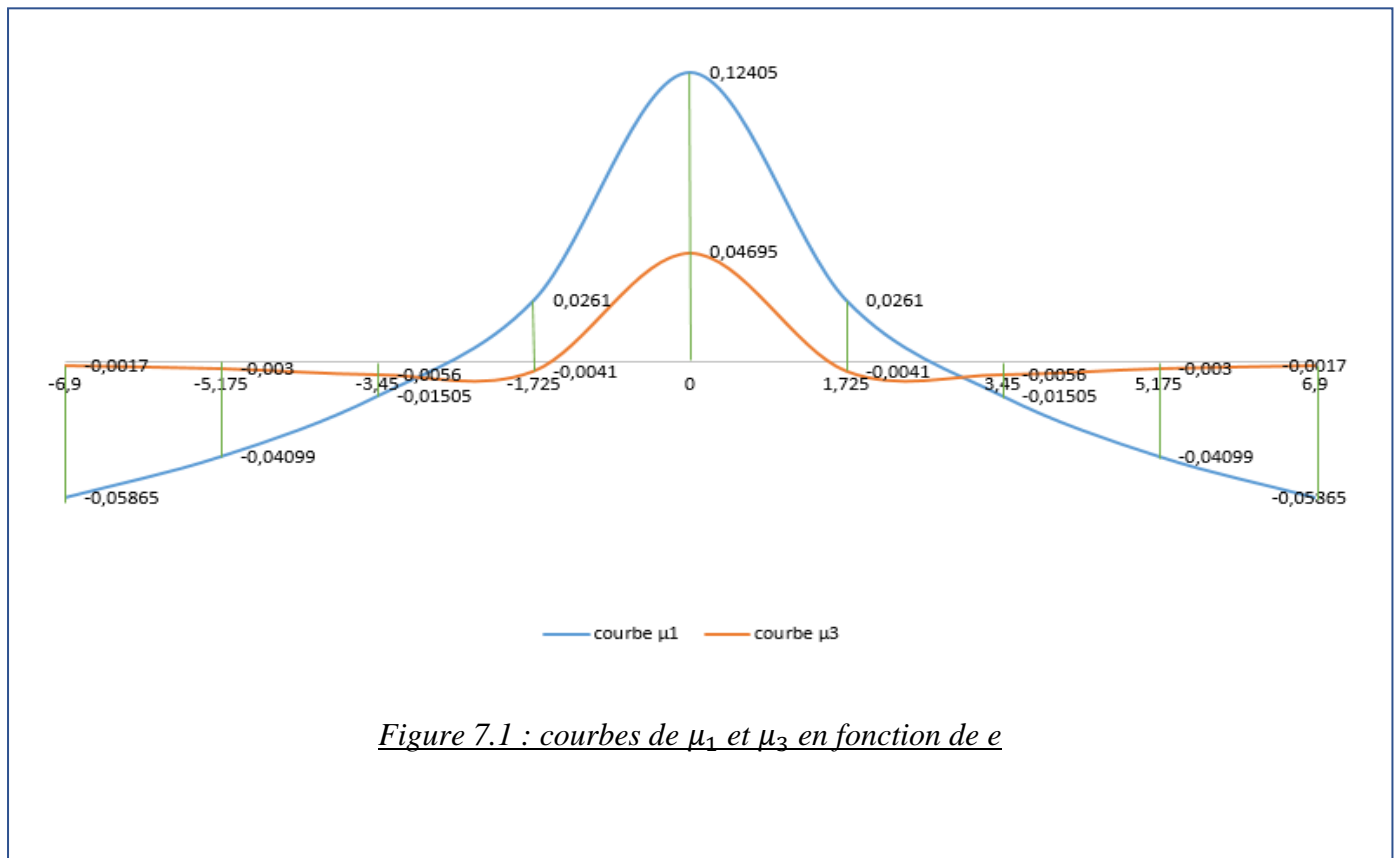


Figure 7.1 : courbes de μ_1 et μ_3 en fonction de e

2-Calcul du moment transversal

a-Charge permanente :

$$M_{T_{cp}} = 0,15 \times M_x = 0,15 \times 14,18$$

$$M_{T_{cp}} = 2,13 \text{ t.m}$$

b-Surcharge A(l)

$$M_y = \frac{b}{8}(\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

Transversalement :

On dispose la charge A(l) de la manière la plus défavorable sur les courbes (3 voies chargées). Vu que cette charge est uniformément répartie, on détermine les coefficients μ_1 et μ_3 en prenant les différentes surfaces positives et négatives. On prend l'avantage de la symétrie en traitant deux fois la moitié. On calcule l'aire approchée sous les courbes par la méthode des trapèzes.

$$\mu_1 = 2 \left[\frac{(0,12405 + 0,0261)1,7}{2} + \frac{(0,0261 \times 1,1)}{2} - \frac{0,01505 \times 0,7}{2} - \frac{0,03 \times 1}{2} \right]$$

$$\mu_1 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$\mu_3 = 2 \left[\frac{0,04695 \times 1,7}{2} - \frac{(0,0041 \times 0,2)}{2} - \frac{(0,0041 + 0,0056)1,9}{2} - \frac{(0,0056 - 0,0035)1}{2} \right]$$

$$\mu_3 = 0,047 \text{ m}^2$$

Longitudinalement :

$$q(l) = A(l) = 1,81 \text{ t/m}^2$$

$$H_1 = \frac{4q}{\pi} = \frac{4 \times 1,81}{\pi} = 2,30 \text{ t/m}^2$$

$$H_3 = \frac{4 \times 1,81}{3\pi} = 0,77 \text{ t/m}^2$$

On obtient le terme de flexion transversal :

$$M_y = \frac{b}{8}(\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

$$M_y = \frac{6,9}{8} (0,24 \times 2,30 - 0,047 \times 0,77)$$

$$M_y = 0,44 \text{ t.m}$$

D'où le moment de flexion transversal est donc :

$$M_T = M_y + 0,15M_x$$

$$M_T = 0,44 + 0,15 \times 13,33$$

$$M_T = 2,44 \text{ t.m}$$

c-Surcharge des trottoirs

$$M_y = \frac{b}{8}(\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

Transversalement :

$$\mu_1 = 2 \left[-\frac{(0,05865 + 0,04099)1,7}{2} - \frac{(0,03 + 0,04099)0,7}{2} \right]$$

$$\mu_1 = -0,22 \text{ m}^2$$

$$\mu_1 = 2 \left[-\frac{(0,0017 + 0,003)1,7}{2} - \frac{(0,003 + 0,0035)0,7}{2} \right]$$

$$\mu_1 = -0,013 \text{ m}^2$$

Longitudinalement :

$$q_{tr} = 0,15 \text{ t/m}^2$$

$$H_1 = \frac{4q}{\pi} = \frac{4 \times 0,15}{\pi} = 0,19 \text{ t/m}^2$$

$$H_3 = \frac{4q}{3\pi} = \frac{4 \times 0,15}{3\pi} = 0,06 \text{ t/m}^2$$

On obtient le terme de flexion transversal :

$$M_y = \frac{6,9}{8} [(-0,22) \times 0,19 - (-0,013) \times 0,06]$$

$$M_y = -0,035 \text{ t.m/ml}$$

D'où le moment transversal est :

$$M_T = -0,035 + 0,15M_x$$

$$M_T = -0,035 + 0,15 \times 0,71$$

$$M_T = 0,072 \text{ t.m}$$

d-Système Bc

$$M_y = \delta_B \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

Transversalement :

Le convoi Bc est disposé sur les courbes. On charge une, deux ou trois files et on retient la disposition qui entraîne l'effet le plus défavorable. Dans notre cas, la disposition qui entraîne le cas le plus défavorable est lorsque nous disposons 2 files de camions de manière symétrique par rapport à l'axe de la chaussée. Les ordonnées μ_i sont directement lues sur les courbes

$$\mu_1 = 2(0,11 + 0,015)$$

$$\mu_1 = 0,25$$

$$\mu_3 = 2(0,039 - 0,0042)$$

$$\mu_3 = 0,070$$

Longitudinalement :

La position la plus défavorable est déterminée par le théorème de Barré.

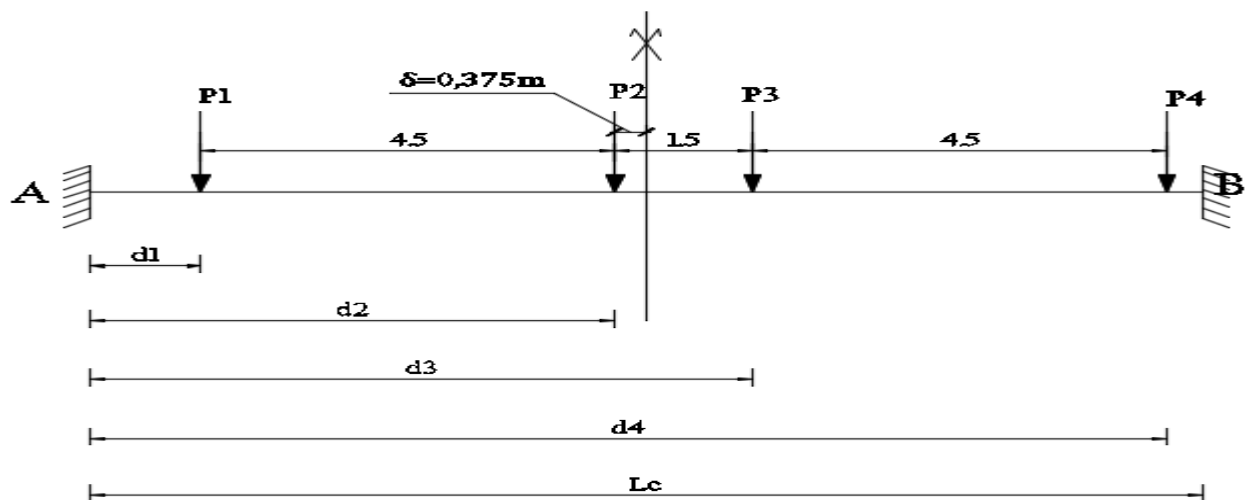


Figure 7.2 : disposition la plus défavorable pour la charge Bc

$$d_2 = \frac{Lc}{2} - \delta = \frac{12,17}{2} - 0,375 = 5,71m$$

$$d_1 = d_2 - 4,5 = 5,71 - 4,5 = 1,21 m$$

$$d_3 = d_2 + 1,5 = 5,71 + 1,5 = 7,21 m$$

$$d_4 = d_3 + 4,5 = 7,21 + 4,5 = 11,71 m$$

$$P_1 = P/2 = 6t ; P_2 = P = 12t ; P_3 = P = 12t ; P_4 = P/2 = 6t$$

$$H_1 = \frac{2P}{Lc} \left[\frac{1}{2} \sin \frac{\pi d_1}{Lc} + \sin \frac{\pi d_2}{Lc} + \sin \frac{\pi d_3}{Lc} + \frac{1}{2} \sin \frac{\pi d_4}{Lc} \right]$$

$$H_1 = \frac{2 \times 12}{12,17} \left[\frac{1}{2} \sin \frac{\pi \times 1,21}{12,17} + \sin \frac{\pi \times 5,71}{12,17} + \sin \frac{\pi \times 7,21}{12,17} + \frac{1}{2} \sin \frac{\pi \times 11,71}{12,17} \right]$$

$$H_1 = 4,27 t/m$$

$$H_3 = \frac{2P}{Lc} \left[\frac{1}{2} \sin \frac{3\pi d_1}{Lc} + \sin \frac{3\pi d_2}{Lc} + \sin \frac{3\pi d_3}{Lc} + \frac{1}{2} \sin \frac{3\pi d_4}{Lc} \right]$$

$$H_3 = \frac{2 \times 12}{12,17} \left[\frac{1}{2} \sin \frac{3\pi \times 1,21}{12,17} + \sin \frac{3\pi \times 5,71}{12,17} + \sin \frac{3\pi \times 7,21}{12,17} + \frac{1}{2} \sin \frac{3\pi \times 11,71}{12,17} \right]$$

$$H_3 = -1,67 t/m$$

Ainsi on obtient le terme de flexion transversal :

$$M_y = \delta_B \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

$$= 1,19 \times \frac{6,9}{8} (0,25 \times 4,27 - 0,07(-1,67))$$

$$M_y = 1,22 t.m/ml$$

D'où le moment transversal sous la charge Bc :

$$M_T = M_y + 0,15M_x$$

$$M_T = 1,22 + 0,15 \times 13,80$$

$$M_T = 3,29 t.m/ml$$

e-Système Bt

$$M_y = \delta_B \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

Transversalement :

Notre pont étant de première classe, nous ne pouvons charger qu'une ou deux files de Bt de manière symétrique par rapport à l'axe transversal ou non. Après chargement la position obtenue la plus défavorable pour le système Bt dans notre cas est lorsque nous disposons une file de roue sur l'axe de la chaussée (chargement non symétrique). Les ordonnées μ_i sont directement lues sur les courbes

$$\mu_1 = 0,12405 + 0,02 + 0,067 + 0,005$$

$$\mu_1 = 0,22$$

$$\mu_3 = 0,04695 - 0,0042 + 0,018 - 0,005$$

$$\mu_3 = 0,056$$

Longitudinalement :

On dispose Bt de la manière la plus défavorable pour un moment centrale. On se sert des lignes d'influences et on fait avancer le tandem dans le but d'en tirer l'effet maximum qui nous met dans le cas le plus défavorable :

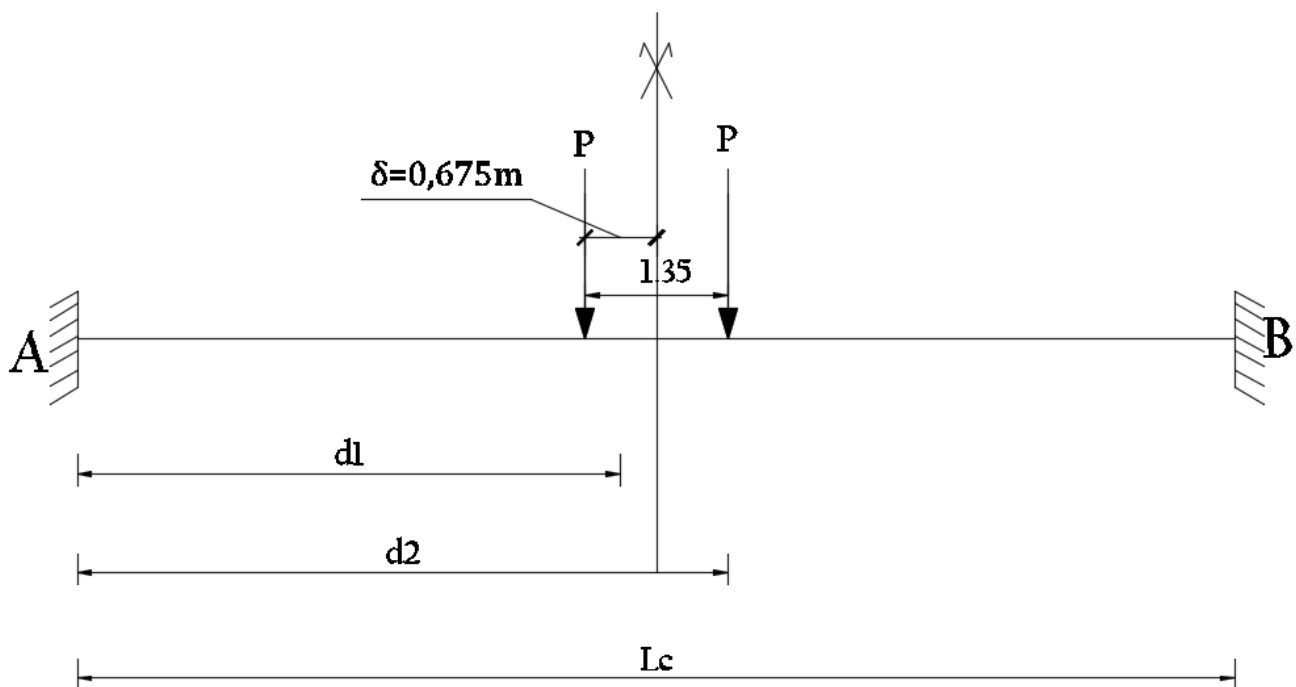


Figure 7.3 : disposition la plus défavorable pour la charge Bt

$$\begin{cases} d_1 = \frac{Lc}{2} - \frac{1,35}{2} = 5,41 \text{ m} \\ d_2 = \frac{Lc}{2} + \frac{1,35}{2} = 6,76 \text{ m} \end{cases}$$

$$P = 16t$$

$$\begin{aligned} H_1 &= \frac{2P}{Lc} \sin \frac{\pi d_1}{Lc} + \frac{2P}{Lc} \sin \frac{\pi d_2}{Lc} \\ &= \frac{2P}{Lc} \left[\sin \frac{\pi d_1}{Lc} + \sin \frac{\pi d_2}{Lc} \right] \\ &= \frac{2 \times 16}{12,17} \left[\sin \frac{\pi \times 5,41}{12,17} + \sin \frac{\pi \times 6,76}{12,17} \right] \end{aligned}$$

$$H_1 = 5,18 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} H_3 &= \frac{2P}{Lc} \sin \frac{3\pi d_1}{Lc} + \frac{2P}{Lc} \sin \frac{3\pi d_2}{Lc} \\ &= \frac{2P}{Lc} \left[\sin \frac{3\pi d_1}{Lc} + \sin \frac{3\pi d_2}{Lc} \right] \\ &= \frac{2 \times 16}{12,17} \left[\sin \frac{3\pi \times 5,41}{12,17} + \sin \frac{3\pi \times 6,76}{12,17} \right] \end{aligned}$$

$$H_3 = -4,56 \text{ t/m}$$

Ainsi on obtient le terme de flexion transversal :

$$\begin{aligned} M_y &= \delta_B \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3) \\ &= 1,19 \times \frac{6,9}{8} (0,22 \times 5,18 - 0,056(-4,56)) \end{aligned}$$

$$M_y = 1,43 \text{ t.m/ml}$$

D'où le moment transversal sous la charge Bc :

$$M_T = M_y + 0,15M_x$$

$$M_T = 1,43 + 0,15 \times 11,92$$

$$\mathbf{M_T = 3,22 \text{ t.m/ml}}$$

f-Systeme Br

$$M_y = \delta_B \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

Transversalement :

Ici nous n'avons qu'une seule charge qui est une roue isolée. On lit directement les valeurs des ordonnées μ_i sur les courbes.

$$\mu_1 = 0,12405 \text{ et } \mu_3 = 0,04695$$

Longitudinalement :

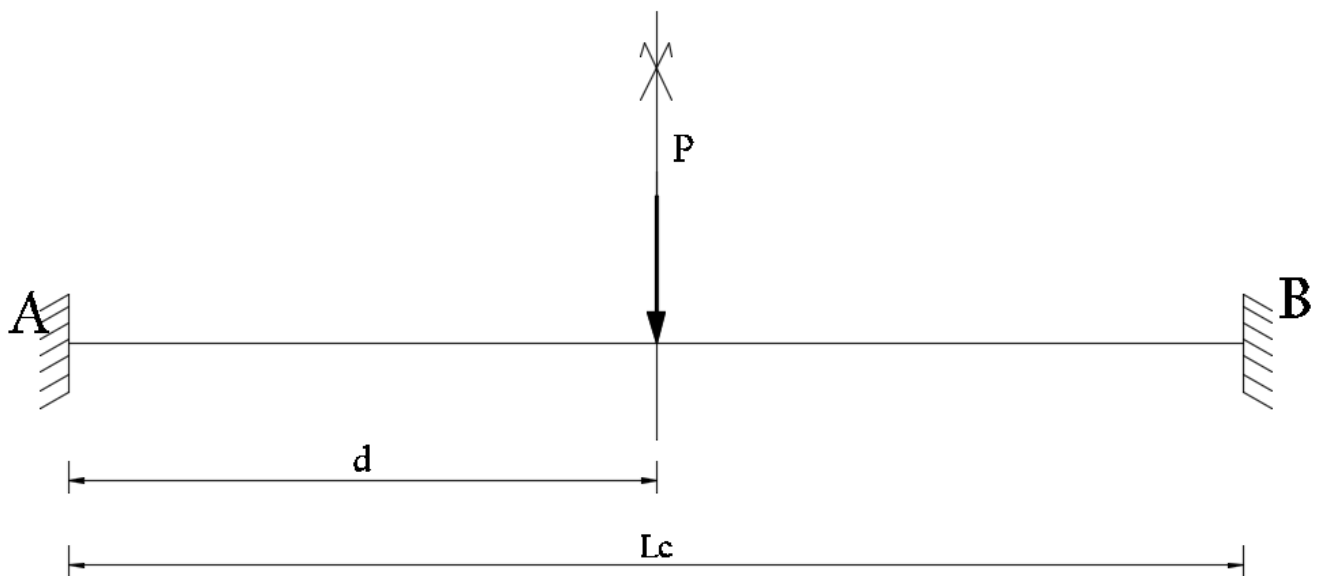


Figure 7.4 : disposition la plus défavorable pour la charge Br dans le sens longitudinal

$$d = \frac{L_c}{2} = 6,085$$

$$P = 10t$$

$$H_1 = \frac{2P}{L_c} \cdot \sin \frac{\pi d}{L_c}$$

$$H_1 = \frac{2P}{L_c} = \frac{2 \times 10}{12,17}$$

$$H_1 = 1,64 \text{ t/m}$$

$$H_3 = \frac{2P}{Lc} \cdot \sin \frac{3\pi d}{Lc}$$

$$H_3 = -\frac{2P}{Lc} = -\frac{2 \times 10}{12,17}$$

$$H_3 = -1,64 \text{ t/m}$$

Ainsi on obtient le terme de flexion transversal :

$$\begin{aligned} M_y &= \delta_B \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3) \\ &= 1,19 \times \frac{6,9}{8} (0,12405 \times 1,64 - 0,04695(-1,64)) \end{aligned}$$

$$M_y = 0,29 \text{ t.m/ml}$$

D'où le moment transversal sous la charge Br :

$$M_T = M_y + 0,15M_x$$

$$M_T = 0,29 + 0,15 \times 5,06$$

$$M_T = 1,05 \text{ t.m/ml}$$

g-Convoi militaire Mc120

$$M_y = \delta_{Mc120} \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

Transversalement

Dans notre cas la position la plus défavorable du char est lorsque l'axe d'une chenille est aligné avec l'axe transversal de la chaussée. Les valeurs des μ sont lues sur les courbes et nous calculons les aires approchées occupées par les deux chenilles :

$$\mu_1 = \left[(0,096 \times 1) - \frac{(0,01505 \times 0,7)}{2} - \frac{(0,01505 + 0,02) \times 0,3}{2} \right]$$

$$\mu_1 = 0,085$$

$$\mu_3 = \left[(0,0325 \times 1) - \frac{(0,005 + 0,0056) \times 0,7}{2} - \frac{(0,0056 + 0,0052) \times 0,3}{2} \right]$$

$$\mu_3 = 0,027$$

Longitudinalement :

La position la plus défavorable du char est obtenue lorsque le convoi est au milieu de la traverse :

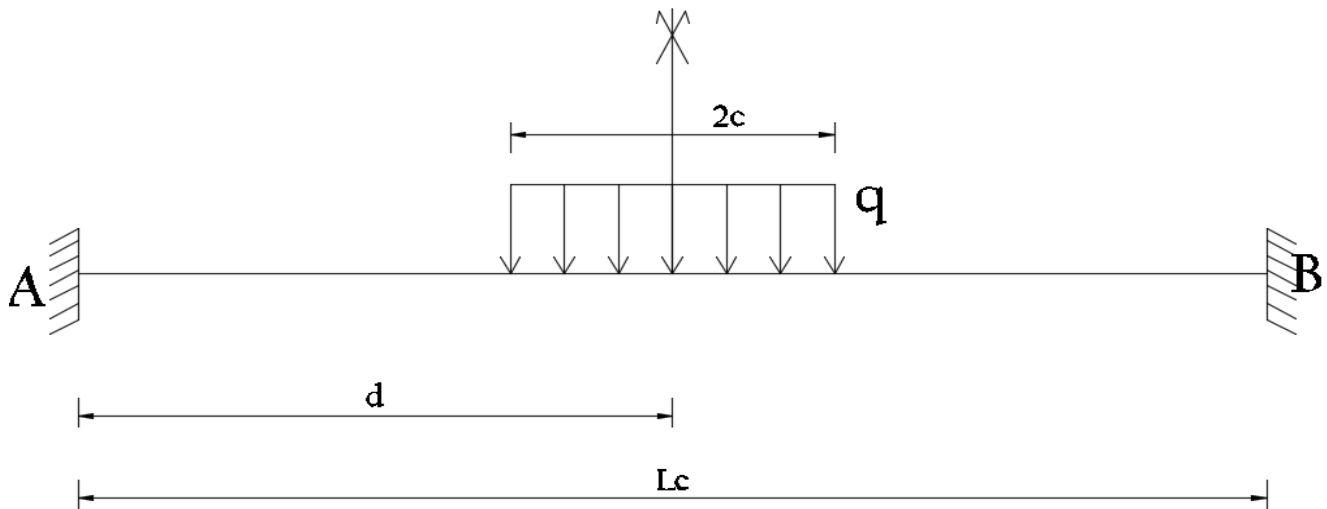


Figure 7.5 : disposition la plus défavorable du char Mc120 dans le sens longitudinal

$$2c = 6,10\text{m} \Rightarrow c = 3,05\text{m} ; \quad d = L_c/2 = 6,085\text{m}$$

$$q = \frac{110}{6,10 \times 1} = 18,033\text{t/m}^2$$

$$H_1 = \frac{4q}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi c}{L_c} \cdot \sin \frac{\pi d}{L_c}$$

$$H_1 = \frac{4 \times 18,033}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi \times 3,05}{12,17} \cdot \sin \frac{\pi \times 6,085}{12,17}$$

$$H_1 = 16,27 \text{ t/m}^2$$

$$H_3 = \frac{4q}{3\pi} \cdot \sin \frac{3\pi c}{L_c} \cdot \sin \frac{3\pi d}{L_c}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 18,033}{3\pi} \cdot \sin \frac{3\pi \times 3,05}{12,17} \cdot \sin \frac{3\pi \times 6,085}{12,17}$$

$$H_3 = -5,38 \text{ t/m}^2$$

On obtient ainsi le terme de flexion transversal :

$$M_y = \delta_{Mc120} \times \frac{b}{8} (\mu_1 H_1 - \mu_3 H_3)$$

$$M_y = 1,17 \times \frac{6,9}{8} (0,085 \times 16,27 + 0,027 \times 5,38)$$

$$M_y = 1,54 \text{ t.m/ml}$$

D'où le moment de flexion transversal sous le passage du char Mc120 est :

$$M_T = M_y + 0,15M_x$$

$$M_T = 1,54 + 0,15 \times 29,86$$

$$M_T = 6,02 \text{ t.m/ml}$$

Pour les surcharges civiles et militaires, on retient la valeur du moment transversal le plus élevé :

$$M_T = \max \left\{ \begin{array}{l} A_L \\ Bc \\ Bt \\ Br \\ \mathbf{Mc120} \end{array} \right\}$$

$$M_T = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,44 \\ 3,29 \\ 3,22 \\ 1,05 \\ 6,02 \end{array} \right\}$$

$$M_T = 6,02 \text{ t.m/ml}$$

ANNEXE 8: FERRAILLAGE DE LA TRAVERSE

La fissuration est jugée préjudiciable ainsi nous menons les calculs à l'ELS. La traverse est constituée par une dalle qui ne porte que sur deux de ses côtés opposés alors nous la calculons comme une poutre-dalle en flexion simple sur une bande d'un mètre :

Données de calcul : $b = 1m$; $h = 0,50m$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,5 = 0,45m$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$$

1-Aux appuis supérieurs (Jonction traverse-piédroit)

On détermine le ferrailage pour contrer les moments aux angles supérieurs A et B du portique.

Moment à l'ELS : $M_{ser} = 58,39 \text{ t.m/ml}$

Paramètre de déformation :

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,47$$

Fibre neutre :

$$\overline{\gamma}_{ser} = d \times \overline{\alpha}_{ser} = 0,45 \times 0,47 = 0,21$$

Bras de levier :

$$\overline{Z}_{ser} = d - \frac{\overline{\gamma}_{ser}}{3} = 0,45 - \frac{0,21}{3} = 0,38$$

Moment résistant :

$$Mr_{ser} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\gamma}_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times \overline{Z}_{ser} = \frac{1}{2} \times 1,00 \times 0,21 \times 15 \times 0,38$$

$$Mr_{ser} = 0,599 \text{ MN/ml}$$

$$M_{ser} < Mr_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour la reprise de la sollicitation

Section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times \overline{Z}_{ser}} = \frac{0,5839 \times 10^4}{250 \times 0,38}$$

$$A_s = 61,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,45 \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section retenue :

$$A = \max(A_{min}; A_s) = 61,46 \text{ cm}^2$$

Choix : 8 HA 32 \rightarrow 64,34 cm^2/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{8} = 13,43 \text{ cm}$ on retient $S_T = 12 \text{ cm}$

✚ Section minimale d'acier des aciers longitudinaux inférieurs prolongés sur l'appui (gousset)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

avec V_u : effort tranchant max dans la traverse à l'ELU = 47,91t

$$A_s \geq \frac{1,15}{500} \times 0,4791 \times 10^4$$

$$A_s = 11,02 \text{ cm}^2$$

Choix : 7 HA 16 p.m \rightarrow 14,07 cm^2/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{6} = 15,67 \text{ cm}$ on retient $S_T = 15 \text{ cm}$

✚ Résistance à l'effort de cisaillement (justification des armatures de l'effort tranchant) :

Calcul de la contrainte tangentielle de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{47,91 \times 10^4}{1 \times 0,45 \times 10^6} = 1,06 \text{ MPa}$$

Et

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

$$= \min (2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

L'utilisation des armatures d'efforts tranchants n'est pas requise. Mais nous disposons néanmoins aux appuis une section d'acier minimale aux appuis pour le respect des dispositions constructives. Cette section minimale d'acier sera constituée d'aciers transversaux à disposer au niveau de chaque gousset :

Diamètre minimal d'aciers transversaux de cisaillement :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right)$$

h est la plus grande épaisseur du gousset en élévation augmentée de l'épaisseur de la traverse

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{800}{35}; \frac{1000}{10}; 14\right)$$

$$\phi_t \leq \min(22,86 ; 100; 14)$$

Ainsi on retient $\phi_t = 12 \text{ mm}$

Espacement entre les cadres :

$$s_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min (41 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On garde un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

2-En travée : (ferraillage en travée dans le sens longitudinal)

Moment à l'ELS : $M_{ser} = 44,75 \text{ t.m}$

Section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times \bar{Z}_{ser}} = \frac{0,44750 \times 10^4}{250 \times 0,38}$$

$$A_s = 47,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,45 \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 4,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section retenue :

$$A_{long} = \max (A_{min}; A_S) = 47,11 \text{ cm}^2$$

Choix : 10 HA 25 → 49,09 cm²/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{9} = 10,44 \text{ cm}$ on retient $S_T = 10 \text{ cm}$

✚ Profondeur minimale de prolongement des aciers longitudinaux dans les appuis)

$$a \geq \frac{3,75 \times V_u}{b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3,75 \times 0,4791 \times 100}{1 \times 25}$$

$$a \geq 7,19 \text{ cm}$$

On retient $a = 20 \text{ cm}$

✚ Aciers de montage (armatures longitudinales du premier lit de la nappe supérieure)

$$A' = \frac{1}{3} A_{long}$$

$$= \frac{1}{3} \times 49,09 \text{ cm}^2$$

$A' = 16,36 \text{ cm}^2 > A_{min}$; On retient donc $A' = 16,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 8 HA 20 → 25,13 cm²/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{7} = 13,43 \text{ cm}$ on retient $S_T = 12 \text{ cm}$

3-Armatures dans le sens transversal :

Moment à l'ELS : $M_{ser} = 8,532 \text{ t.m}$

Section d'acier :

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times Z_{ser}} = \frac{0,08532 \times 10^4}{250 \times 0,38}$$

$$A_S = 8,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 4,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section retenue :

$$A_{transv} = \max (A_{min}; A_S) = 8,98 \text{ cm}^2$$

Choix : **8 HA 12** → **9,05 cm²/ml**

$$\text{Espacement : } S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{7} = 13,43 \text{ cm on retient } S_T = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

✚ Aciers de montage (armatures transversales du deuxième lit de la nappe supérieure)

Ici on adopte le ferrailage minimal pour le cisaillement aux appuis d'où on aura des aciers transversaux Ø12 espacés de 20cm.

4-Vérification du non poinçonnement de la dalle :

Si une dalle est soumise à une charge importante concentrée sur une petite surface, on risque de voir la charge passer à travers de la dalle par effet de poinçonnement. Le poinçonnement a pour effet d'engendrer une fissuration suivant des plans à 45° à partir du rectangle d'application de la charge. Il est donc nécessaire de vérifier la résistance au poinçonnement de la dalle.

C'est la roue Br qui induit le cas le cas le plus défavorable. On vérifie la relation suivante :

$$\frac{Q_{ser}}{0,045 \cdot u_C \cdot h_0} \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_{ser} : Charge de la roue Br à l'ELS = $10 * \delta_{Br} * 1,2 = 10 * 1,19 * 1,2 = 14,28 \text{ t}$

h_0 : Épaisseur totale de la dalle

u_C : Périmètre du contour d'impact de la charge au niveau de la fibre moyenne

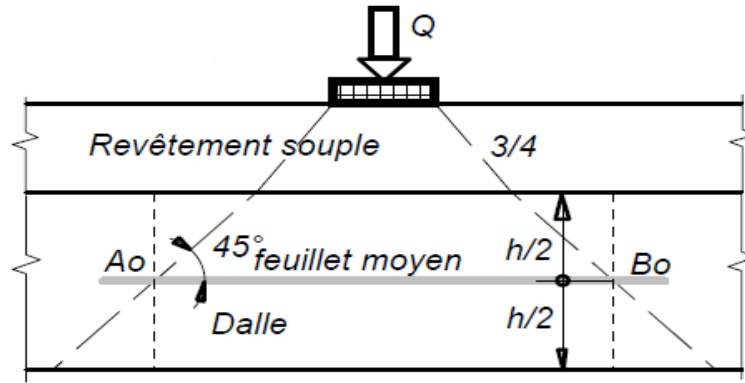


Figure 8.1 : diffusion d'une charge ponctuelle Q dans une dalle avec revêtement souple

Déterminons les valeurs du rectangle d'impact $A_0 \times B_0$:

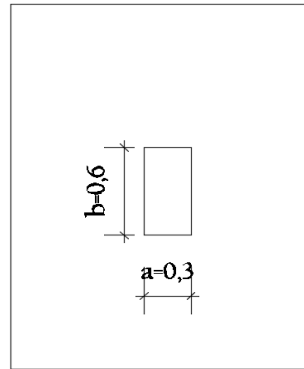


Figure 8.2 : rectangle d'impact de la roue Br avant diffusion

On a :

$$A_0 = \left[a + 2 \left(e_{CHAU} \times \frac{4}{3} \right) \right] + 2 \left(\frac{h/2}{\tan 45^\circ} \right) = 0,3 + 2(0,08 \times 1,33) + 0,50 = 1,02m$$

$$B_0 = \left[b + 2 \left(e_{CHAU} \times \frac{4}{3} \right) \right] + 2 \left(\frac{h/2}{\tan 45^\circ} \right) = 0,3 + 2(0,08 \times 1,33) + 0,50 = 1,32m$$

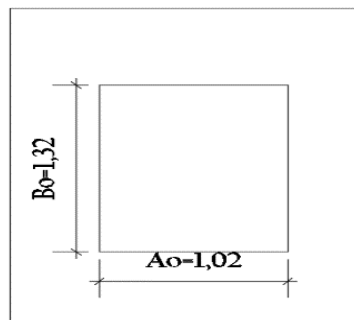


Figure 8.3 : rectangle d'impact de la charge Br après diffusion

$$\frac{Q_{ser}}{0,045 \cdot u_c \cdot h_0} \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{14,28 \times 10^4}{0,045 \times 2(1,32 + 1,02) \times 0,50 \times 10^6} \leq \frac{25}{1,5}$$

1,356 < 16,67 MPa condition vérifiée

ANNEXE 9 : FERRAILLAGE DES PIEDROITS

Les calculs sont effectués pour un piédroit que nous considérerons au mètre linéaire comme un poteau de section 100cm*50cm

Le piédroit en plus de supporter la charge de la traverse et des surcharges d'exploitation supporte également celle du gousset, du corbeau, de la poussée des terres et la moitié de la charge de la dalle de transition.

1-Détermination de la réaction d'appui apportée par la dalle de transition

$$Q_{DT} = \frac{R}{2b}$$

Caractéristiques de la dalle :

Largeur (L_{DT}) : 10m ; longueur (l_{DT}) : 3,30m ; épaisseur (e_{DT}) = 0,30m

Epaisseur du béton de propreté (e_{BP}) : 0,10m

Epaisseurs des couches de chaussée :

- revêtement (e_R) = 5cm

- couches d'assises : la dalle a une pente de 5% ; l'épaisseur des couches est variable sur la largeur de la dalle ($h_1 = 0,50m$ et $h_2 = 0,67m$)

Charge des différents éléments :

$$dalle = L_{DT} \times l_{DT} \times e_{DT} \times \rho_b = 10 \times 3,30 \times 0,3 \times 2,5 = 24,75t$$

$$béton\ de\ propreté = L_{DT} \times l_{DT} \times e_{BP} \times \rho_b = 10 \times 3,30 \times 0,1 \times 2,5 = 8,25t$$

$$revêtement = L_{DT} \times l_{DT} \times e_R \times \rho_{BB} = 10 \times 3,30 \times 0,05 \times 2,4 = 3,96t$$

$$couches\ d'assises = L_{DT} \times l_{DT} \times \frac{h_1+h_2}{2} \times \rho_T = 10 \times 3,30 \times \frac{0,5+0,67}{2} \times 2 = 38,61t$$

$$R = \frac{1}{2} \sum charges = 37,79t$$

D'où :

$$Q_{DT} = \frac{37,79}{13,8}$$

$$Q_{DT} = 2,74 t$$

2-Détermination du moment engendré par la surcharge sur le remblai d'accès

La surcharge de remblai est $q = 1\text{t/m}^2$

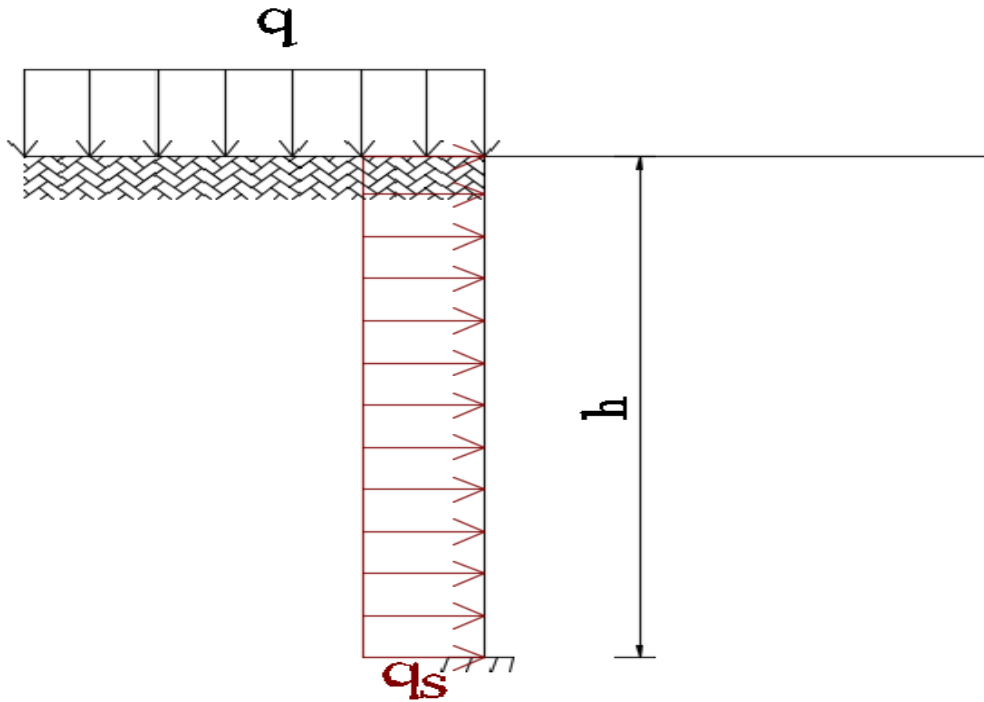


Figure 9.1 : schéma mécanique de la surcharge de remblai

La contrainte de poussée q_s exercée sur le mur qui est induite par les surcharges q sur le remblai se calcule comme suit :

$$q_s = K_q q$$

Avec K_q le coefficient de poussée due aux surcharges du remblai :

$$K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

K_a est le coefficient de poussée active du remblai sur le mur

β est l'angle que fait la surface du remblai avec le plan horizontal. ($\beta = 0$)

λ est l'angle formé entre le parement du mur et le plan vertical ($\lambda = 0$)

Ainsi :

$$K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} = \frac{0,333}{\cos 0^\circ}$$

$$K_q = K_a = 0,333$$

D'où :

$$q_s = 0,333 \times 1 = 0,333t$$

La poussée Q_s résultante est :

$$Q_s = q_s \times h = 0,333 \times 6,325$$

$$Q_s = 2,11 \text{ t/ml}$$

La poussée s'exerçant sur le mur de façon rectangulaire, nous avons le moment fléchissant :

$$M_Q = Q_s \times \frac{h}{2} = 2,11 \times \frac{6,325}{2}$$

$$M_Q = 6,67 \text{ t.m/ml}$$

3-Calcul des armatures pour un piédroit

Le récapitulatif des efforts appliqués à un piédroit est consigné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9.1 : récapitulatif des efforts appliqués à un piédroit

Désignation	Effort Normal	MOMENT (t.m)		EFFORT(t)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
EFFORTS HORIZONTALAUX					
Poussée des terres	18,51	24,99	18,51		
Surcharge de remblai	6,67	10,67	8,00		
EFFORTS VERTICAUX					
Surcharges routières	22,09			30,10	22,21
Poids du mur	6,88			9,29	6,88
charge du tablier	10,41			14,05	10,41
Charge de la dalle de transition	2,74			3,70	2,74
gousset	0,34			0,46	0,34
corbeau	0,26			0,35	0,26
TOTAL		35,66	26,51	57,95	42,84

Le piédroit est calculé en flexion composée car il est soumis à un moment de flexion (efforts horizontaux) et un effort normal de compression (efforts verticaux).

La fissuration est peu préjudiciable alors nous menons les calculs à l'ELU et les vérifications à l'ELS

$M_u = 35,66 \text{ t/ml}$ et $N_u = 57,95 \text{ t/ml}$

Calcul de l'excentricité totale :

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left(\frac{H}{250}; 2\text{cm}\right) \rightarrow \max\left(\frac{632,5}{250} = 2,53\text{cm}; 2\text{cm}\right) = 2,53\text{cm}$$

Excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{35,66}{57,95} = 0,62 \text{ m}$$

Excentricité du second ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

$\varphi = 2$ (cas courant)

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{24,99}{24,99 + 10,67} = 0,70$$

Longueur de flambement : $l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 6,325 = 4,43\text{m}$

l_0 : Hauteur libre du poteau

$$e_2 = \frac{3 \times 4,43^2}{10^4 \times 0,50} (2 + 0,70 \times 2)$$

$$e_2 = 0,04\text{m}$$

D'où :

$$e = 0,0253 + 0,62 + 0,04$$

$$e = 0,685 \text{ m}$$

Effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_{bmax} = b \times h \times f_{bu}$$

$$N_{bmax} = 1 \times 0,5 \times 14,2 = 710t$$

Coefficient de remplissage du diagramme de contrainte Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{bmax}} = \frac{57,95}{710}$$

$$\Psi_1 = 0,082$$

$\Psi_1 < 0,81 \Rightarrow$ on détermine l'excentricité critique relative

$$e_{NC} = \zeta \times h$$

$$\Psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,082}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,082})} = 0,164$$

Ainsi :

$$e_{NC} = 0,164 \times 0,5$$

$$e_{NC} = 0,082$$

$e > e_{NC}$ alors la section est partiellement comprimée

Moment de flexion fictif :

$$Mu_f = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 57,95 \left(0,685 + 0,45 - \frac{0,50}{2} \right)$$

$$Mu_f = 51,29 \text{ t.m}$$

Moment réduit du béton

$$\mu_u = \frac{Mu_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,5129}{1 \times 0,45^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 0,178$$

$F_e E500 \rightarrow \mu_l = 0,372$

$$\mu_u < \mu_l$$

Détermination de α

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,178}) = 0,247$$

Bras de levier :

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,247) = 0,41$$

Calcul de la section fictive :

$$A_{Sf} = \frac{Mu_f}{z \times f_{su}}$$

$$A_{Sf} = \frac{0,5129 \times 10^4}{0,41 \times 435} = 28,76 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section réelle :

$$A_S = A_{Sf} - \frac{N_u}{f_{su}}$$

$$A_S = 28,76 - \frac{0,5795 \times 10^4}{435}$$

$$A_S = 15,44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \times h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$\max\left\{\frac{1 \times 0,5}{1000}; 0,23 \times 1 \times 0,45 \frac{2,1}{500}\right\}$$

$$A_{min} = \max\{5 \text{ cm}^2; 4,347 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{min} = 5 \text{ cm}^2$$

Section retenue :

$$A = \max(A_{min}; A_S) = 15,44 \text{ cm}^2$$

Choix : 2 nappes \times 6 HA 16 \rightarrow 24,12 cm²/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{5} = 18,8 \text{ cm}$ on retient $S_T = 18 \text{ cm}$

Aciers de répartition :

$$A_r = A_{min} = 5 \text{ cm}^2$$

Choix : HA 12 espacement 20 cm

✚ Vérifications des sections à l'ELS :

Il s'agit de vérifier que les contraintes de compression dans le béton et les aciers ne sont pas dépassées

➤ Pour le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_X} \cdot y_1$$

➤ Pour l'acier

$$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{sc}$$

Avec :

$$\sigma_{sc} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I_X} \cdot (y_1 - d')$$

Détermination de la position de l'axe neutre de la section :

L'équation du moment statique par rapport à la fibre neutre est la suivante :

$$\frac{b \times y_1^2}{2} + n \times A'_s(y_1 - d') - n \times A_s(d - y_1) = 0$$

Ce qui nous conduit à avoir l'équation ci-dessous :

$$0,5y_1^2 - 0,009045 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne la valeur de $y_1 = 0,1345 \text{ m}$

Détermination du moment quadratique de la section par rapport à l'axe neutre :

$$I_X = \frac{b \times y_1^3}{3} + n \times A'_s(y_1 - d')^2 + n \times A_s(d - y_1)^2$$

On obtient après calcul $I_X = 0,003146 \text{ m}^4$

Calcul des contraintes

➤ Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_X} \cdot y_1 = \frac{0,2651}{0,003146} \times 0,1345$$

$$\sigma_{bc} = 11,33 \text{ Mpa}$$

On a :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{BON}$$

La contrainte de compression limite du béton n'est pas dépassée

➤ Pour l'acier

$$\sigma_{sc} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I_x} \cdot (y_1 - d') = 15 \times \frac{0,2651}{0,003146} (0,1345 - 0,05)$$

$$\sigma_{sc} = 106,81 \text{ MPa}$$

On a :

$$\sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{sc} = 250 \text{ MPa} \Rightarrow \text{BON}$$

La contrainte limite de compression des aciers n'est pas dépassée

4- appuis inférieurs (Jonction piedroit-semelle)

On détermine le ferrailage pour contrer les moments aux angles inférieurs C et D du portique, la fissuration est jugée préjudiciable alors nous menons les calculs à l'ELS

Moment à l'ELS : $M_{ser} = 35,66 \text{ t.m}$

Paramètre de déformation :

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,47$$

Fibre neutre :

$$\overline{\gamma}_{ser} = d \times \overline{\alpha}_{ser} = 0,45 \times 0,47 = 0,21$$

Bras de levier :

$$\overline{Z}_{ser} = d - \frac{\overline{\gamma}_{ser}}{3} = 0,45 - \frac{0,21}{3} = 0,38$$

Moment résistant :

$$Mr_{ser} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\gamma}_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times \overline{Z}_{ser} = \frac{1}{2} \times 1,00 \times 0,21 \times 15 \times 0,38$$

$$Mr_{ser} = 0,599 \text{ MN/ml}$$

$$M_{ser} < Mr_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour la reprise de la sollicitation

Section d'acier :

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times Z_{ser}} = \frac{0,3566 \times 10^4}{250 \times 0,38}$$

$$A_S = 37,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,45 \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section retenue :

$$A = \max(A_{min}; A_S) = 37,54 \text{ cm}^2$$

Choix : **2 × 6 HA 20 → 37,70 cm²/ml**

Choix : **St = HA 20 esp 18 cm par face**

5- justification de l'utilisation des armatures d'efforts tranchants

L'effort tranchant est prépondérant à la base du piédroit sa valeur à l'ELU est **RHu = 55,62 t/m**

Calcul de la contrainte tangentielle de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{55,62 \times 10^4}{1 \times 0,45 \times 10^6} = 1,24 \text{ MPa}$$

Et

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa})$$

$$= \min(2,5; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u > \bar{\tau}_u$$

Alors l'utilisation des armatures de cisaillement n'est pas requise

ANNEXE 10 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est dimensionnée suivant les recommandations du SETRA 1984 : « Dalles de transitions des ponts routes : technique et réalisation ». La dalle est considérée comme une poutre simplement appuyée d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part sur une bande de 60 cm de remblai. Elle est soumise à une charge permanente représentée dans notre cas par son poids propre et le poids des couches de chaussée sus-jacentes et à une surcharge représentée par les essieux du système Bt qui entraîne l'effet le plus défavorable pour la dalle. La dalle est d'épaisseur 0,30m alors elle sera ferrillée en deux nappes.

1-Détermination des sollicitations

Les sollicitations sont déterminées pour une bande de 1m suivant la largeur de la dalle

Charge permanente :

$$dalle = b_{DT} \times e_{DT} \times \rho_b = 1 \times 0,3 \times 2,5 = 0,75t/ml$$

$$revêtement = b_{DT} \times e_R \times \rho_{BB} = 1 \times 0,05 \times 2,4 = 0,12t/ml$$

$$couches d'assises de chaussée = b_{DT} \times \frac{h_1+h_2}{2} \times \rho_T = 1 \times \frac{0,5+0,67}{2} \times 2 = 1,17t/ml$$

$$G = 2,04t/ml$$

On a :

$$M_G = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{2,04 \times 2,85^2}{8} = 2,07 t.m$$

$$T_G = \frac{G \times L}{2} = \frac{2,04 \times 2,85}{2} = 2,91 t.m$$

Surcharge routière

Les sollicitations maximales sont déterminées pour les positions les plus défavorables des essieux du système Bt pour chaque effort par la méthode des lignes d'influence. La courbe de la ligne d'influence de chaque effort est à observer sur la figure ci-dessous :

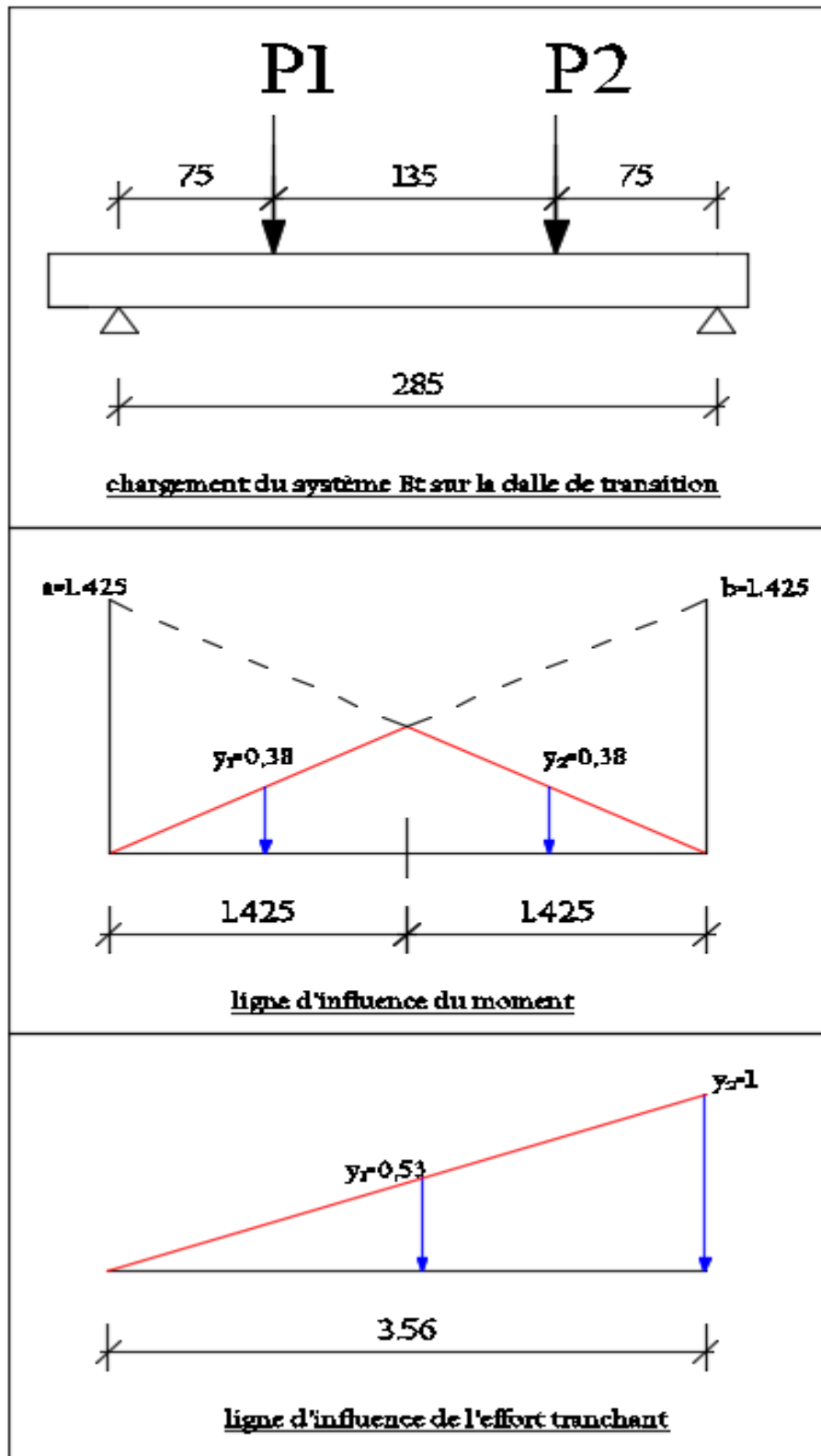


Figure 10.1 : courbe des lignes d'influence du moment fléchissant et de l'effort tranchant pour le passage de l'essieu Bt sur la dalle de transition

Les expressions des efforts sont les suivantes :

$$M = 2 \sum P_i \times y_i = 4(0,38 \times 16) = 24,32t$$

On divise la charge totale par la largeur pour la ramener au mètre linéaire :

$$M_{Bt} = \frac{M}{l_d} = \frac{24,32}{10} = 2,43 \text{ t.m/ml}$$

$$T = 2 \sum P_i \times y_i = 2(1 \times 16 + 0,53 \times 16) = 48,96 \text{ t}$$

$$T_{Bt} = \frac{T}{l_d} = \frac{48,96}{10} = 4,90 \text{ t/ml}$$

2-Calcul des armatures :

Le calcul est mené à l'ELU :

$$M_u = 1,35M_G + 1,6M_{Bt}$$

$$M_u = 1,35 \times 2,07 + 1,6 \times 2,43 = 6,68 \text{ t.ml}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,0668}{1 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 0,0645 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0645}) = 0,0834$$

$$\alpha_u = 0,0834 < 0,259$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,0834) = 0,261$$

Armatures de la nappe inférieure :

Aciers principaux :

$$A_{St} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}}$$

$$A_{St} = \frac{0,0668 \times 10^4}{0,261 \times 435} = 5,88 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,27 \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_{min}; A_{St}) = 5,88 \text{ cm}^2$$

Choix : 5 HA 14 → 7,70 cm²/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{4} = 23,5 \text{ cm}$ on retient $S_T = 20 \text{ cm}$

✚ Aciers de répartition :

$$A_{Sr} = \frac{1}{3} A_{St}$$

$$A_{Sr} = \frac{1}{3} \times 7,70 = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \max (A_{min}; A_{Sr}) = 2,61 \text{ cm}^2$$

La section d'acier de répartition est inférieure à la section minimale alors nous ferrailons le deuxième lit de la nappe inférieure à la section minimale.

Choix : 6 HA10 → 4,71 cm²/ml

Espacement : 15 cm

✚ Armatures de la nappe supérieure :

Les armatures de la nappe supérieure jouent le rôle d'aciers de montage donc ils seront également ferrillés à la section minimale

Choix : 6 HA $\frac{10}{ml}$ → 4,71 cm²/ml

Espacement : 25cm

✚ Résistance à l'effort de cisaillement (justification des armatures de l'effort tranchant) :

Calcul de la contrainte tangentielle de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

En fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0, 1f_{c28} ; 5MPa)$$

$$= \min (2,5 ; 5MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

Et

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = 1,35T_G + 1,6T_{Bt}$$

$$T_u = 1,35 \times 2,91 + 1,6 \times 4,90 = 11,77 t$$

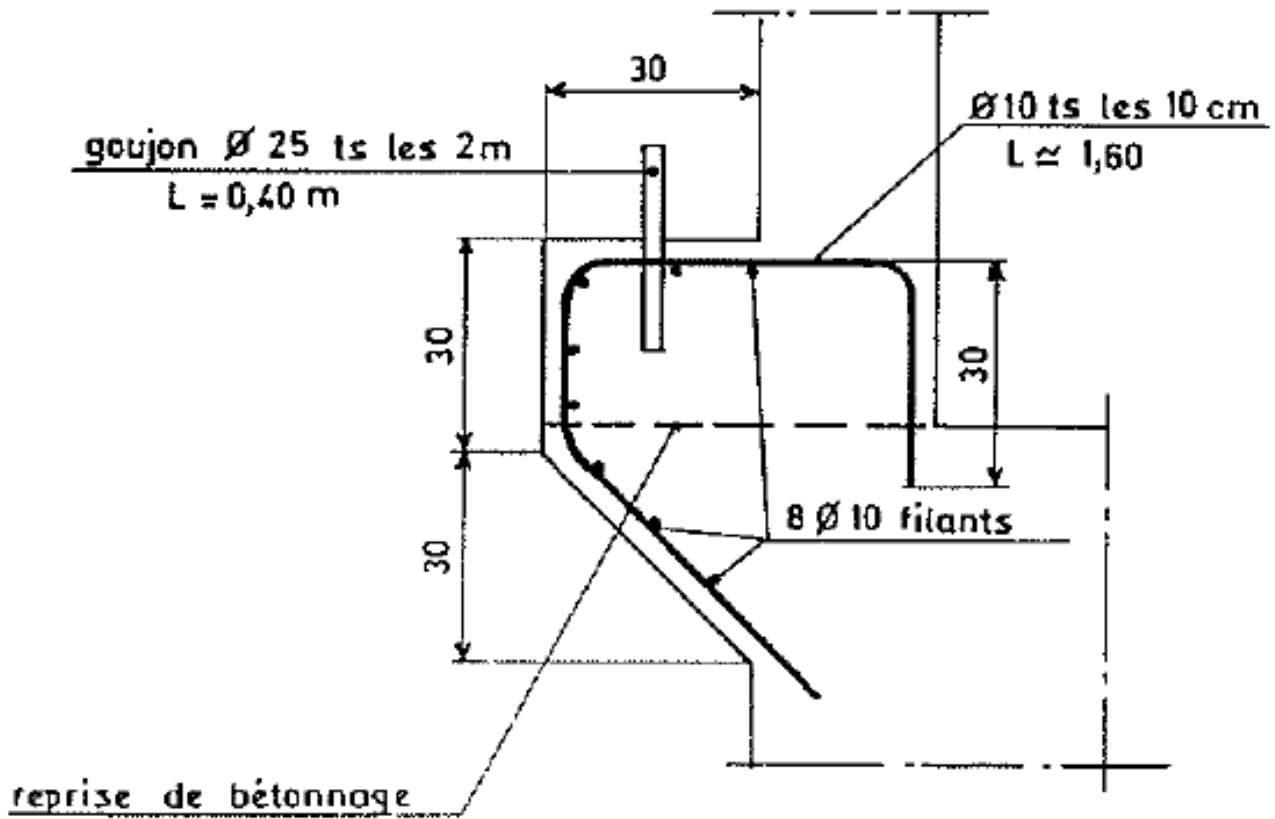
$$\tau_u = \frac{11,77 \times 10^4}{1 \times 0,27 \times 10^6} = 0,44$$

On a

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée alors l'utilisation des armatures d'effort tranchant n'est pas requise.

ANNEXE 11 : FERRAILLAGE DU CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION



ANNEXE 12 : DIMENSIONNEMENT DU MUR EN AILE

1-Hypothèses de calcul

Cohésion :	$c = 0$
Coefficient de poussée des remblais :	$K_a = 0,333$
Angle de frottement interne des remblais :	$\phi = 30^\circ$
Parement lisse :	$\delta = 0$
Différence épaisseur du voile :	$\lambda = 0$
Poids volumique des terres :	$\gamma = 2 \text{ t/m}^2$
Fissuration préjudiciable	
Fe E500	
Enrobage :	$e' = 3\text{cm}$

2-Vérification de la stabilité externe

Les murs en ailes jouent un rôle de soutènement des remblais d'accès sur le plan latéral. Dans notre cas, le voile du mur est de hauteur variable, nous le considérerons de hauteur constante pour des besoins de calcul. La hauteur à considérer sera la plus grande hauteur du voile ($H = 6,40\text{m}$). Les calculs sont effectués pour une bande de mur de longueur 1m.

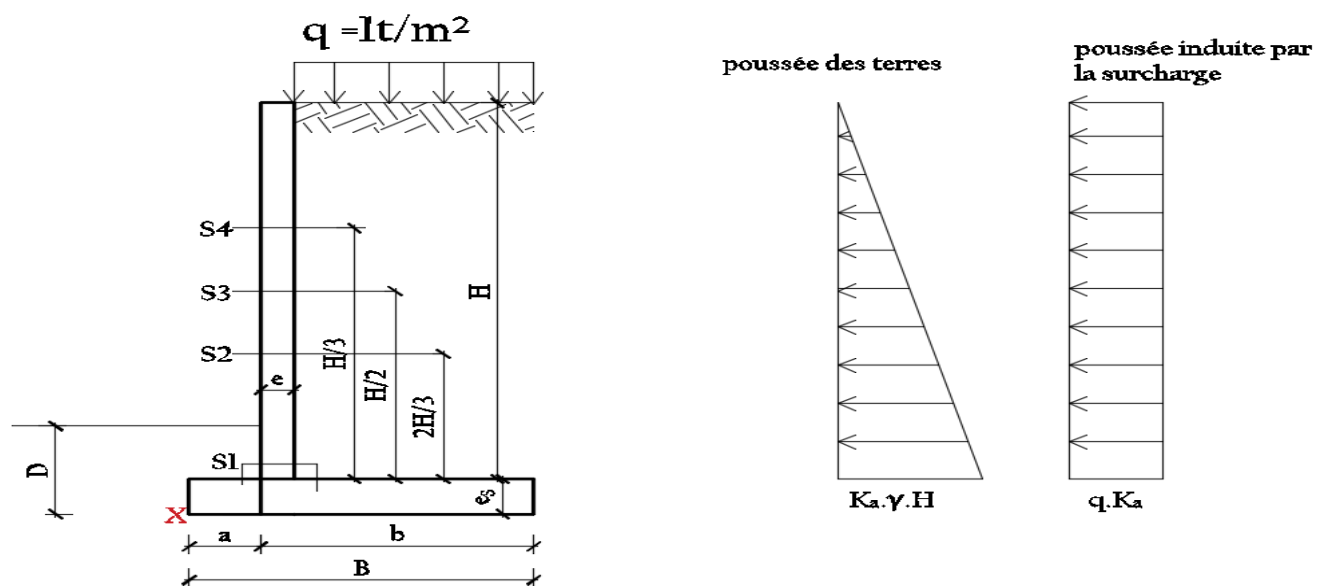


Figure 12.1 : diagrammes des contraintes sur le mur en aile

Détermination des efforts verticaux et horizontaux :

désignation		Formule	Effort (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport au point X (t.m/ml)
EFFORTS VERTICAUX	Poids du voile	$e \times H \times \gamma_B = 0,4 \times 6,4 \times 2,5$	6,4	$a + e/2 = 1,05$	-6,72
	Poids de la semelle	$e_s \times B \times \gamma_B = 0,6 \times 3,7 \times 2,5$	5,55	$B/2 = 2,05$	-11,38
	Poids des terres sur le patin	$[a \times (D - e_s)] \times \gamma_T = 0,85 \times 0,9 \times 2$	1,53	$a/2 = 0,425$	-0,65
	Poids des terres sur le talon	$[H \times (b - e)] \times \gamma_T = 6,4 \times 2,45 \times 2$	31,36	$a + e + (b-e)/2 = 2,475$	-77,62
	Surcharge routière	$q \times (b - e) = 1 \times (2,85 - 0,40)$	2,45	$a + e + (b-e)/2 = 2,475$	-6,06
EFFORTS HORIZONTAUX	Poussées des terres	$K_a \times \gamma_T \times \frac{H^2}{2} = 0,333 \times 2 \times \frac{6,4^2}{2}$	13,64	$H/3 = 2,13$	29,05
	Poussées des terres induites par la surcharge	$K_a \times q \times H = 0,333 \times 1 \times 6,4$	2,13	$H/2 = 3,2$	6,82

a-Stabilité du mur au glissement

On vérifie que :

$$F_g = \frac{c \times B' + R_v \tan \varphi}{R_H} \geq 1,50$$

Avec :

B' : largeur de sol comprimée sous la semelle

$C = 0$, cohésion du sol de fondation

φ : Angle de frottement interne des grains du sol de fondation

R_H : composante horizontale de la résultante des forces

$$R_H = 13,64 + 2,13 = 15,77 \text{ t/ml}$$

R_v : composante verticale de la résultante des forces

$$R_v = 6,4 + 5,55 + 1,53 + 31,36 + 2,45 = 47,29 \text{ t/ml}$$

On a :

$$F_g = \frac{47,29 \times \tan 30^\circ}{15,77} = 1,73$$

$F_g = 1,73 > 1,50$, alors la stabilité au glissement est vérifiée.

b-Stabilité du mur au renversement (non basculement)

On vérifie que :

$$\frac{\text{moment stabilisant } M_s}{\text{moment renversant } M_r} \geq 1,50$$

Ici nous ne prenons pas en compte la butée sur le patin

$$M_s = 1,35(|-6,72| + |-11,38| + |-77,62|) + 1,50 \times |-6,06| = 138,31 \text{ t.m/ml}$$

$$M_r = 1,35 \times 29,05 + 1,5 \times 6,82 = 49,45 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{138,31}{49,45} = 2,80$$

On a $\frac{M_s}{M_r} > 1,5$ alors la stabilité au renversement est vérifiée.

3-Ferraillage du mur

a-Calcul du voile :

SECTIONS	S1 (H = 6,40m)	S2 (Z= 4,26 m)	S3 (Z = 3,2 m)	S4 (Z = 2,13 m)
EFFORTS				
Poids propre N (t/ml)	6,4	4,26	3,2	2,13
Effort tranchant dû à la poussée des terres V(t/ml)	13,52	5,98	3,38	1,48
Moment fléchissant dû à la Poussée des terres M _{G1} (t.m/ml)	28,80	8,49	3,61	1,05
Effort tranchant dû aux surcharges V (t/ml)	2,13	1,42	1,07	0,71
Moment fléchissant dû aux surcharges M _{G2} (t.m/ml)	6,82	3,02	1,71	0,76

La fissuration est préjudiciable alors nous menons nos calculs à l'ELS.

Efforts aux ELS :

$$N_{ser} = 6,4 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = M_{G1} + M_{G2} = 28,80 + 6,82 = 35,62 \text{ t.m/ml}$$

Excentricité :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{35,62}{6,4}$$

$$e = 5,57\text{m}$$

$$4e_0 = 4 \times 0,4 = 1,6\text{m}$$

On a $e > 4e_0$ alors le calcul est mené en flexion simple.

✚ Calcul des armatures tendues coté terre

➤ Section S1

On a $M_{ser} = 35,62 \text{ t.m}$

Paramètre de déformation :

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,47$$

Fibre neutre :

$$\overline{\gamma}_{ser} = d \times \overline{\alpha}_{ser} = 0,36 \times 0,47 = 0,17$$

Bras de levier :

$$\overline{Z}_{ser} = d - \frac{\overline{\gamma}_{ser}}{3} = 0,36 - \frac{0,17}{3} = 0,30$$

Moment résistant :

$$Mr_{ser} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\gamma}_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times \overline{Z}_{ser} = \frac{1}{2} \times 1,00 \times 0,17 \times 15 \times 0,30$$

$$Mr_{ser} = 0,383$$

$$M_{ser} < Mr_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour la reprise de la sollicitation

Section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times \overline{Z}_{ser}} = \frac{0,3562 \times 10^4}{250 \times 0,30}$$

$$A_s = 47,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,36 \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 3,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section retenue :

$$A = \max (A_{min}; A_S) = 47,49 \text{ cm}^2$$

Choix : **2 × 5HA25** → 49,08 cm²/ml

$$\text{Espacement : } S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{4} = 23,5 \text{ cm on retient } S_T = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

➤ **Section S2, S3 et S4**

Nous décidons d'harmoniser les armatures des sections S2, S3 et S4 et pour le calcul nous tiendrons compte des efforts de la section S2 qui sont plus critiques.

$$N_{ser} = 4,26 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = M_{G1} + M_{G2} = 8,49 + 3,02 = 11,51 \text{ t.m/ml}$$

Excentricité :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11,51}{4,26}$$

$$e = 2,70 \text{ m}$$

$$4e_0 = 4 \times 0,4 = 1,6 \text{ m}$$

On a $e > 4e_0$ alors le calcul est mené en flexion simple.

Section d'acier :

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times Z_{ser}} = \frac{0,1151 \times 10^4}{250 \times 0,30}$$

$$A_S = \mathbf{15,35 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Section retenue :

$$A = \max (A_{min}; A_S) = \max (3,48 \text{ cm}^2 ; 15,35 \text{ cm}^2) = 15,35 \text{ cm}^2$$

Choix : **10 HA 14** → 15,39 cm²/ml

$$\text{Espacement : } S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{9} = 10,44 \text{ cm on retient } S_T = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

✚ **Armatures de répartitions :**

➤ **Armatures horizontales coté terre :**

$$A_H \geq 0,10e_0 = 0,10 \times 40 = 4 \text{ cm}^2; \text{ avec } e_0 \text{ l'épaisseur du voile}$$

Choix : 7 HA 10 → 5,50 cm², espacement 15 cm

Face avant :

Il convient d'adopter un ferrailage forfaitaire pour le coté non remblayé du voile :

➤ **Armatures verticales :**

$$A_V \geq 0,10e_0 = 0,10 \times 40 = 4\text{cm}^2; \text{ avec } e_0 \text{ l'épaisseur du voile}$$

Choix : 5 HA 12 → 5,65 cm², espacement 20 cm

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq 0,075e_0 = 0,075 \times 40 = 3\text{cm}^2; \text{ avec } e_0 \text{ l'épaisseur du voile}$$

Choix : 7 HA 10 → 5,50 cm², espacement 15 cm

✚ **Résistance à l'effort de cisaillement (justification des armatures de l'effort tranchant)**

Calcul de la contrainte tangentielle de cisaillement :

Avec :

En fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1f_{c28} ; 4\text{MPa})$$

$$= \min (2,5 ; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Et

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Le cisaillement est de valeur maximale dans la section S1 de profondeur H alors nous considérons les valeurs des efforts de cette section pour le calcul

$$V_u = 1,35 \times 13,52 + 1,5 \times 2,13 = 21,45 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{21,45 \times 10^4}{1 \times 0,36 \times 10^6} = 0,60 < 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée alors l'utilisation des armatures d'effort tranchant n'est pas requise.

b-Calcul de la semelle

Récapitulatif des efforts sollicitant la semelle :

Résultante des actions verticales R_V (t/ml)	47,29
Résultante des actions horizontales R_H (t/ml)	15,77
Moment résultant par rapport au point X (t.m/ml)	-66,56

Excentricité :

$$e_A = \frac{M}{R_V} = \frac{66,56}{47,29}$$

$$e_A = 1,41 \text{ m}$$

Contrainte sous la semelle :

$$\sigma = \frac{R_V}{2e_A} = \frac{47,29}{2 \times 1,41}$$

$$\sigma = 16,77 \text{ t/m}^2$$

✚ Armatures du patin

$$M_{ser} = \sigma \times \frac{a^2}{2} = 16,77 \times \frac{0,85^2}{2}$$

$$M_{ser} = 6,06 \text{ t.m/ml}$$

Paramètre de déformation :

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,47$$

Fibre neutre :

$$\overline{\gamma}_{ser} = d \times \overline{\alpha}_{ser} = 0,54 \times 0,47 = 0,25$$

Bras de levier :

$$\overline{Z}_{ser} = d - \frac{\overline{\gamma}_{ser}}{3} = 0,54 - \frac{0,25}{3} = 0,46$$

Moment résistant :

$$Mr_{ser} = \frac{1}{2} \times b \times \overrightarrow{\gamma_{ser}} \times \overrightarrow{\sigma_{bc}} \times \overrightarrow{Z_{ser}} = \frac{1}{2} \times 1,00 \times 0,25 \times 15 \times 0,46$$

$$Mr_{ser} = 0,863 \text{ MN}$$

$$M_{ser} < Mr_{ser} \Rightarrow A_{SC} = 0$$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour la reprise de la sollicitation

Section d'acier :

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\overrightarrow{\sigma_{st}} \times \overrightarrow{Z_{ser}}} = \frac{0,0606 \times 10^4}{250 \times 0,46}$$

$$A_S = 5,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,54 \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 5,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section retenue :

$$A = \max (A_{min}; A_S) = 5,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **6 HA 12** → 6,79 cm²/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{5} = 18,80 \text{ cm}$ on retient **S_T = 18 cm**

✚ Armatures de répartition :

On dispose des aciers de répartition de direction perpendiculaire à celle des armatures principales :

$$A_R \geq 0,1 \times e_S = 0,1 \times 60 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **8 HA 10** → 6,28 cm²/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{7} = 13,43 \text{ cm}$ on retient **S_T = 12 cm**

✚ Armatures du talon

Le talon est soumis :

A la réaction du sol de fondation sous le talon

Au poids propre des terres au-dessus du talon

A la surcharge d'exploitation au-dessus du talon

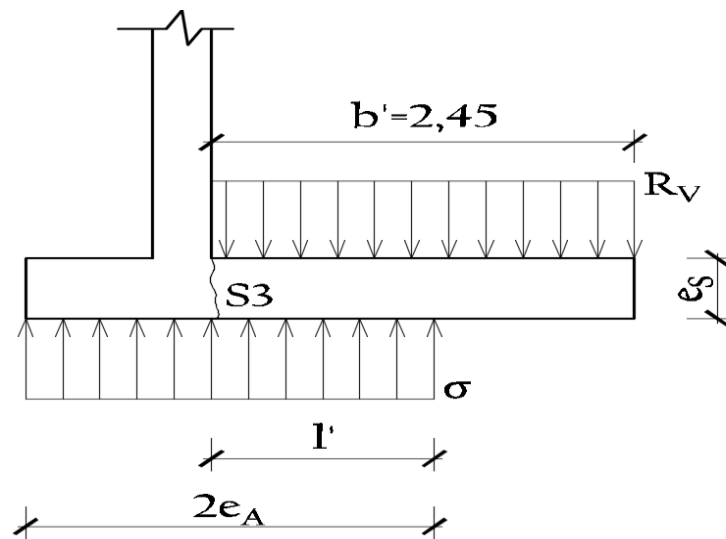


Figure 12.2 : schéma des charges s'appliquant sur le talon de la semelle

$$l' = 2e_A - (a + e)$$

$$l' = 2 \times 1,41 - (0,85 + 0,40)$$

$$l' = 1,57\text{m}$$

Moment à l'ELS

La résultante des actions verticales sur le talon est :

$$R_V = (H \times \gamma_T) + q = (6,4 \times 2) + 1$$

$$R_V = 13,8 \text{ t/m}^2$$

On a donc :

$$M_{ser}/S_3 = \frac{R_V \times b'^2}{2} - \frac{\sigma \times l'^2}{2}$$

$$M_{ser} = \frac{13,8 \times 2,45^2}{2} - \frac{16,77 \times 1,57^2}{2}$$

$$M_{ser} = 20,75 \text{ t.m/ml}$$

Paramètre de déformation :

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,47$$

Fibre neutre :

$$\overline{\gamma}_{ser} = d \times \overline{\alpha}_{ser} = 0,54 \times 0,47 = 0,25$$

Bras de levier :

$$\overline{Z}_{ser} = d - \frac{\overline{\gamma}_{ser}}{3} = 0,54 - \frac{0,25}{3} = 0,46$$

Moment résistant :

$$Mr_{ser} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\gamma}_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times \overline{Z}_{ser} = \frac{1}{2} \times 1,00 \times 0,25 \times 15 \times 0,46$$

$$Mr_{ser} = 0,863 \text{ MN}$$

$$M_{ser} < Mr_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour la reprise de la sollicitation

Section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \times \overline{Z}_{ser}} = \frac{0,2075 \times 10^4}{250 \times 0,46}$$

$$A_s = 18,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,54 \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 5,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section retenue :

$$A = \max(A_{min}; A_s) = 18,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **6HA 20** → 18,85 cm²/ml

Espacement : $S_T = \frac{100-2 \times e}{n \text{ barres}-1} = \frac{100-2 \times 3}{5} = 18,80 \text{ cm}$ on retient **$S_T = 18 \text{ cm}$**

Armatures de répartition :

$$A_R \geq 0,1 \times e_s = 0,1 \times 60 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 8 HA 10 → 6,28 cm²/ml espacement = 12cm

ANNEXE 13 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

1-Ferraillage de la semelle de liaison

Nous calculons la semelle de liaison par la méthode des bielles tel qu'exigé par le CCTP.

La méthode des bielles consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs) sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles obliques. ; L'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures

Détermination de l'effort à la base de la semelle :

$$N_{us} = N_u + P_S + P_{REMB}$$

Avec :

P_S : Poids propre de la semelle

P_{REMB} : Poids spécifique du remblai supporté par une tranche de 1ml de semelle

$$P_{REMB} = (\text{aire remblai}_{\text{arrière mur}} + \text{aire remblai}_{\text{avant mur}})\rho_T$$
$$= \left[\frac{(5,05 + 5,2)2,5}{2} + (1 \times 0,5) \right] 2$$

$$P_{REMB} = 26,63t$$

D'où :

$$N_{us} = 57,95 + (11,5 + 26,63) \times 1,35 = 109,43t$$

✚ Calcul des armatures inférieures transversales :

La section A_1 des armatures transversales relatives à un couple de pieux est déterminée par la formule

$$A_1 = \frac{N_{us}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(d/2 - e_2/4)}{h}$$

Avec :

d : entraxe des pieux

e_2 : épaisseur du piedroit

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e \text{ (recommandation du SETRA); } \frac{2 \times 500}{3} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$h = h_S - c \text{ (} h_S \text{: hauteur de la semelle ; } c \text{: enrobage) } h = 1,15 - 0,04 = 1,11\text{m}$$

$$h \geq \frac{d}{2} - \frac{e_2}{4} = \frac{2,4}{2} - \frac{0,5}{4}$$

$$h \geq 1,075m \Rightarrow BON$$

D'où :

$$A_1 = \left[\frac{1,0943}{333,33} \times \frac{(1,2 - 0,125)}{1,11} \right] \times 10^4$$

$$A_1 = 31,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times (0,9 \times 1,15) \times \frac{2,1 \times 10^4}{500}$$

$$A_{min} = 10 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_1; A_{min}) = A_1 = 31,79$$

Choix : 7 HA 25 p.m $\rightarrow A_r = 34,36 \text{ cm}^2$

Espacement : 15 cm

Calcul des armatures inférieures longitudinales :

Ces armatures jouent un rôle de répartition des efforts entre le piédroit et les pieux et leur section doit au moins être égale au tiers de la section des armatures transversales. Ces derniers peuvent également être calculés par la méthode des bielles comprimées.

$$A_2 = \frac{1}{3} A_r = 11,45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_2; A_{min}) = A_1 = 11,45 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 7 HA 16 totalisant 14,07 cm² espacés de 15 cm.

Armatures de montage (nappe supérieure) :

Armatures supérieures transversales :

$$A'_1 = \frac{1}{3} A_r = 11,45 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 7HA 16 totalisant 14,07 cm² espacés de 15cm.

Armatures supérieures longitudinales :

$$A'_2 = \frac{1}{3} A_2 = 3,81 \text{ cm}^2$$

$$A' = \max (A'_2; A_{min}) = A_{min} = 10 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 7HA 14 totalisant 10,78 cm² espacés de 15cm.

✚ Aciers de peau :

Lorsqu'on a une section de grande hauteur, il convient de disposer sur ses parois, des armatures forfaitaires dont la section est de 3 cm² par mètre de hauteur. La hauteur de notre semelle est de 1,15 m alors nous aurons des aciers de peau de section

$$A_{peau} = 1,15 \times 3 \text{ cm}^2 = 3,45 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 HA 10 d'où une section d'acier réelle de 4,71 cm²

Espacement : 20 cm

2-Calcul des armatures des pieux

Les pieux forés destinés aux fondations des ouvrages d'art sont en général armés sur toute leur hauteur. Le ferrailage doit donc être préfabriqué en usine ou sur le chantier et descendu ensuite dans le forage. L'ensemble des armatures constituant le ferrailage ainsi préfabriqué porte le nom de cage d'armatures.

En partie courante, la cage d'armatures d'un pieu est constituée de barres longitudinales, disposées suivant les génératrices d'un cylindre, autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des armatures transversales (cerces ou hélices, appelées encore spires). Un calcul au préalable de la portance des pieux est nécessaire pour vérifier si la contrainte à supporter par les pieux n'est pas dépassée.

a-Vérification de la portance des pieux

✚ Vérification de la portance d'un pieu isolé

L'effort normal en tête d'un pieu représente l'ensemble des efforts verticaux provenant du tablier, des piédroits et des semelles de liaison. Sa valeur à l'ELU est :

$$N_{UP} = \frac{Q_T}{N_p}$$

Avec :

Q_T : effort normaux arrivant en tête du groupe de pieux sous une culée

N_p : nombre de pieux en dessous de la semelle de liaison

$$Q_T = N_{US} \times 2b = 109,43 \times 13,80 = 1510,13 t$$

N_{US} : effort à la base de la semelle de liaison (déterminé pour une bande d'un mètre de largeur)

$2b$: largeur de l'ouvrage

On a :

$$N_{UP} = \frac{1510,13}{12}$$

$$N_{UP} = 125,84 t$$

Nous avons la capacité portante d'un pieu soumis par le rapport géotechnique à l'ELU $Q_{admELU} = 1890 kN = 189 t$

$$N_{UP} < Q_{admELU}$$

Conclusion partielle :

La charge limite de portance d'un pieu n'est pas dépassée alors l'effort peut être repris par le pieu.

✚ Capacité portante du groupe de pieux

Le comportement d'un pieu isolé sert de référence pour les études des groupes de pieux. En effet lors de la réalisation des fondations, on exécute un groupe de pieux répartis de manière judicieuse pour assurer la reprise et la transmission des charges au sol. Il est donc nécessaire d'analyser le comportement du groupe de pieux soumis aux actions de la structure. Dans un groupe, le pieu a un comportement différent de lorsqu'il est isolé. La force portante sous sollicitations axiales, le tassement, les réactions latérales, les poussées latérales du sol et le frottement négatif sont autant de paramètres à recalculés lorsque le pieu est dans un groupe.

La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée

La charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins.

Cette influence peut chiffrée par des méthodes rationnelles telles que la méthode des éléments finis mais aussi par des méthodes théoriques ou semi-empiriques.

La capacité portante totale d'un groupe de pieux ; Q_l (groupe), est comparée à la capacité individuelle des pieux isolés, Q_{adm} (unité), comme suit :

$$Q_{adm(groupe)} = C_e \cdot n \cdot Q_{adm}(unité)$$

C_e : coefficient d'efficacité du groupe

n : nombre de pieux

Le calcul du coefficient d'efficacité du groupe se fera à l'aide de la formule de CONVERSE-LABARRE

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\emptyset}{d}\right)[(m-1)n + (n-1)m]}{90 \times m \times n}$$

Avec :

∅ : diamètre des pieux

d : entraxe des pieux

m : nombre de rangées

n : nombre de pieux par rangées

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{0,8}{2,40}\right)[(2-1)6 + (6-1)2]}{90 \times 2 \times 6}$$

$$C_e = 0,73$$

On a :

En ELU durable :

$$Q_{l(groupe)} = 0,73 \times 12 \times 189 = 1655,64 \text{ tonnes}$$

$$Q_T = 1510,13t < Q_{adm(groupe)} = 1655,64t$$

Conclusion partielle :

La valeur de la charge à reprendre par le groupe de pieux Q_T est admissible car elle ne dépasse pas la valeur de la charge limite Q_{adm(groupe)}.

b-Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales ont pour rôle de résister, dans chaque section du pieu, aux moments fléchissant calculés ou parasites. Leur diamètre, qui doit être au moins égal à 12 mm (fascicule 68, article 36.1), peut atteindre 32 mm et tout à fait exceptionnellement 40 mm. Les longueurs commerciales courantes de fourniture sont de 12 et 14 m. Les cages d'armatures des pieux de grande longueur (supérieure à 15 m) doivent donc être décomposées en tronçons élémentaires qui sont assemblés sur le

chantier lors de la descente du ferrailage dans le forage. Les armatures longitudinales sont réparties le plus souvent uniformément sur la périphérie du pieu. Leur nombre doit être au moins égal à 6.

Calcul du ferrailage

Les pieux sont des porteurs verticaux travaillant en compression centrée. Nous les calculons en compression simple à l'ELU d'après le BAEL 91 modifié 99 :

Le pieu doit résister à l'effort normal arrivant à sa tête et aussi à la charge de son poids propre :

$$N_{pieu} = N_{UP} + (1,35 \times P_p) = 125,84 + \left[1,35 \left(\frac{\pi \times 0,8^2}{4} \right) \times 17 \times 2,5 \right]$$
$$N_{pieu} = 154,68 \text{ t}$$

Longueur de flambement :

Le pieu est encasté par le haut dans la semelle de liaison et par le bas dans le sol

$$L_f = 0,5 L_0$$

$$L_f = 0,5 \times 17 = 8,5 \text{ m}$$

Elancement :

$$\lambda = 4 \times \frac{L_f}{\phi}$$

$$\lambda = 4 \times \frac{8,5}{0,8} = 42,5$$

Détermination du coefficient α :

$\lambda < 50$ Alors :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{42,5}{35} \right)^2} = 0,656$$

$$\alpha = 0,656$$

Calcul de la section réduite du béton :

$$B_r = \pi \times \frac{(\phi - 0,02)^2}{4} = \pi \times \frac{(0,8 - 0,02)^2}{4}$$

$$B_r = 0,478 \text{ m}^2$$

Section théorique d'armatures :

$$A_{th} = \frac{1}{f_{su}} \left[\frac{N_{pieu}}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$$

$$A_{th} = \frac{1}{435} \left[\frac{154,68 \times 10^{-2}}{0,656} - \frac{0,478 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times 10^4$$

$$A_{th} = -149,29 \text{ cm}^2$$

$A_{th} < 0$, La section de béton seule permet de résister à l'effort alors le pieu sera ferrillé à la section minimale d'acier.

Section minimale

. La section des armatures doit être au moins égale à 0,5 % de la section de béton du pieu (article 36.1 du fascicule 68, titre premier). Le ferrillage minimal correspond à une quantité d'armatures longitudinales variant entre 39 et 46 kg par mètre cube de béton. La densité de répartition des armatures peut varier sur la périphérie du pieu dans le cas où les efforts principaux ont une direction préférentielle, mais en général, on préfère éviter une telle disposition peu compatible avec les conditions de mise en œuvre (bardage, positionnement dans le forage). Dans le tableau ci-après, nous avons fait figurer le ferrillage minimal à disposer dans un pieu en fonction du diamètre de celui-ci et en tenant compte des prescriptions rappelées ci-dessus.

Tableau 13.1: ferrillage minimal à disposer dans un pieu en fonction de sa section

Diamètre du pieu (cm)	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Aire de béton (cm ²)	1 964	2 868	3 849	5 027	6 362	7 854	9 504	11 310	13 274
Aire minimale d'acier (cm ²)	9,82	14,14	19,25	25,14	31,81	39,27	47,52	56,55	66,37
Exemple de ferrillage minimal	9 Ø 12 ou 7 Ø 14 ou 5 Ø 16	10 Ø 14 8 Ø 16 5 Ø 20	10 Ø 16 7 Ø 20 5 Ø 25	13 Ø 16 8 Ø 20 6 Ø 25	13 Ø 16 11 Ø 20 7 Ø 25	13 Ø 20 8 Ø 25	16 Ø 20 10 Ø 25	18 Ø 20 12 Ø 25	22 Ø 20 14 Ø 25

On a un diamètre de pieu égal à 80cm d'où un ferrillage minimal de 13 HA 16, 8 HA 20 ou 6 HA 25

Nous prendrons 6HA25 en acier longitudinaux soit une aire d'acier de 29,45cm².

$$A_{min} = 29,45 \text{ cm}^2$$

c-Les armatures Transversales

Du point de vue du béton armé, les armatures transversales jouent trois rôles. Leur rôle principal est de maintenir les armatures longitudinales en s'opposant au flambement de celles-ci. Leur second rôle est de

résister à l'effort tranchant. Leur troisième rôle est de s'opposer à l'ouverture des fissures longitudinales qui pourraient apparaître dans le béton ; elles améliorent la résistance du béton par rapport à celle du même béton non armé, indépendamment de l'effet des armatures longitudinales. En fait, les armatures transversales constituent une couture de compression dont l'action éventuelle augmente la sécurité. Du point de vue de l'exécution, les armatures transversales jouent, en association avec d'autres armatures (les cerces de gabarit de montage par exemple) un rôle de rigidification de la cage lors des manutentions, et de maintien des armatures longitudinales pendant la descente de la cage dans le forage et pendant le bétonnage.

La quantité conseillée d'armatures transversales est d'au moins 20 kg par mètre cube de béton. Les diamètres conseillés des armatures transversales sont confinés dans le tableau suivant :

Tableau 13.2.: diamètres d'armatures transversales pour pieu

Armatures longitudinales φ (mm)	12	14	16	20	25	32
Armatures transversales φ (mm)	6-8	6-8	8-10	12-14	12-14-16	16

Les armatures transversales sont en forme de cerces ou spires enroulées autour des armatures longitudinales.

Le ferrailage transversal sera constitué par des cerces continues en $\varnothing 12$ et de pas 20 cm.

Les armatures et les dispositifs particuliers

Outre les armatures longitudinales et transversales, il existe d'autres types d'armatures et dispositifs qui ont des rôles importants dans la bonne mise en œuvre des pieux.

Cerces de montage : ils ont pour rôles de faciliter la préfabrication de la cage, respecter le diamètre terminé de celle-ci et répartir convenablement les armatures longitudinales, ces cerces doivent être rigides pour cela leur diamètre est important par exemple pour nos pieux ($\varnothing = 800\text{mm}$) on préconise des diamètres de $\varphi = 20\text{ mm}$. Leur espacement varie entre 2 et 3 m environ.

Cales en béton ou en plastique : pour assurer l'enrobage des armatures de la cage et le centrage de celle-ci, on utilise des cales, de forme circulaire, qui peuvent être en ciment ou en matière plastique.

Armatures de levage : ces armatures ont pour rôle de faciliter le levage de la cage d'armatures pour la poser éventuellement dans le forage. Il est nécessaire souvent de renforcer le ferrailage au niveau où ces armatures seront placées.

Tableau 13.3 : Armatures des pieux

Pieu sous piédroit	section d'acier		
	Théorique (cm²)	choix	adoptée (cm²)
Armature longitudinale	-149,29	6HA25	29,45
Armature transversale	Ø 12 esp 20cm		

ANNEXE 14 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU PROJET

N°	DESIGNATION	UNITES	PRIX UNITAIRE	QUANTITE	PRIX TOTAL HTVA (FCFA)
LOT N°1 : TRAVAUX PREPARATOIRES					
01	Etude d'exécution	FF	8 000 000	1	8 000 000
02	Installation de chantier	FF	25 000 000	1	30 000 000
03	Amenée et repli du matériel	FF	12 000 000	1	15 000 000
04	Implantation	FF	5 000 000	1	5 000 000
SOUS TOTAL 1					50 000 000
LOT N°2 : TERRASSEMENTS					
04	Forage pour pieux	ml	181 315	408	73 976 520
05	tranchées pour semelles de liaisons	m ³	4390	327,52	1 437 813
06	tranchées semelles murs en ailes	m ³	4390	723,96	3 178 184
07	Remblais provenant des déblais	m ³	2240	211,90	474 656
08	Remblais contigus en arrière des pénétrations	m ³	5000	341,22	1 706 100
09	Remblais contigus en arrière des murs en ailes	m ³	5000	140,75	703 750
SOUS TOTAL 2					81 477 023
LOT N°3 : FONDATIONS					
10	Béton armé pour pieux	m ³	250 000	205,08	51 270 000

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont portique à l'intersection de la voie urbaine « carrefour Tsinga village-Nkozoa » et du chemin de fer : région du centre Cameroun

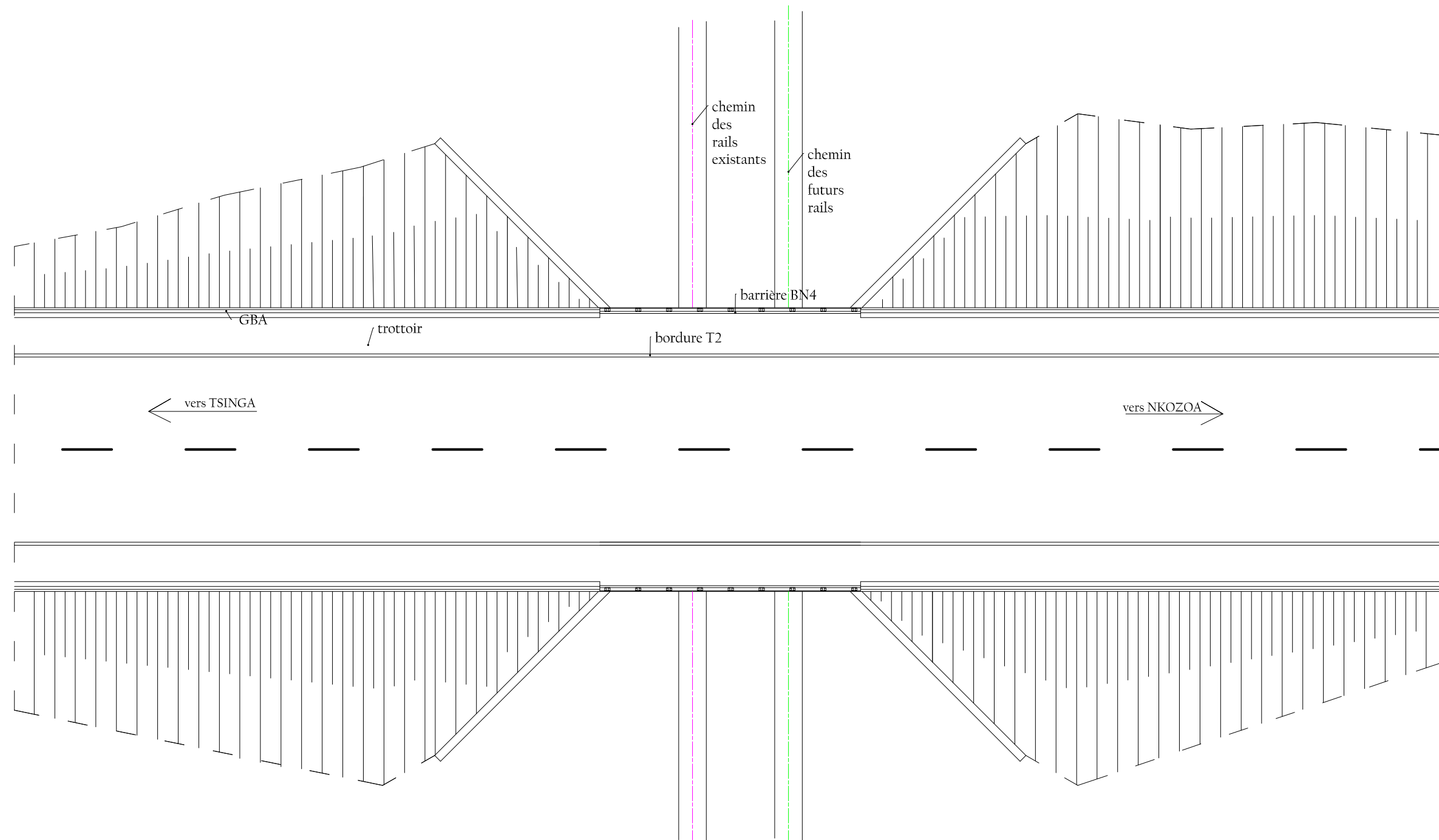
11	Béton de propreté pour semelles	m ³	120 000	30,28	2 573 800
12	Béton armé pour semelles de liaisons	m ³	250 000	126,96	31 740 000
13	Béton armé pour semelles des murs en ailes	m ³	250 000	103,63	25 907 500
14	coffrage	m ²	6570	155,66	1 022 686
SOUS TOTAL 3					112 513 986
LOT N°4 : SUPERSTRUCTURE ET MURS					
15	Béton armé pour piédroit	m ³	250 000	74,80	18 700 000
16	Béton armé pour traverse et goussets	m ³	250 000	93,88	23 470 000
17	Béton armé pour voile du mur en aile	m ³	250 000	68,16	17 040 000
18	Coffrage pour murs et piédroits	m ²	6230	644,4	4 014 612
19	Coffrage traverse	m ²	13 490	161,05	2 172 565
SOUS TOTAL 4					65 397 177
LOT N°5 : EQUIPEMENTS					
20	Béton de propreté pour dalle de transition	m ³	120 000	6,94	832 800
21	Béton armé pour dalle de transition	m ³	250 000	19,8	3 960 000
22	Coffrage abords de la dalle	m ²	6570	9,96	65 437
23	Béton armé pour corbeau d'appui de la dalle	m ³	250 000	2,10	525 000

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont portique à l'intersection de la voie urbaine « carrefour Tsinga village-Nkozoa » et du chemin de fer : région du centre Cameroun

24	Béton pour trottoir	m ³	180 000	12,16	2 188 800
25	Bordure T2	ml	17 000	25,32	430 440
26	Etanchéité	m ²	7 800	113,94	888 732
27	Barrière de sécurité BN4	ml	15 200	25,32	384 864
28	Fourreaux PVC dans les trottoirs	ml	9500	50,68	177 380
SOUS TOTAL 5					9 453 453
TOTAL HORS TVA					318 841 639
TVA (19,25% du montant total HTVA)					61 377 016
TOTAL TTC en FCFA					380 218 655

ANNEXE 15 : EMPLACEMENT DE L'OUVRAGE SUR LE PROFIL EN LONG DE L'AXE ROUTIER

**PLANS STRUCTURAUX ET
ARCHITECTURAUX**



INSTITUT 2iE
 RUE DE LA SCIENCE - 01
 BP 294 COGOUSSOU
 01 - BURKINA FASO

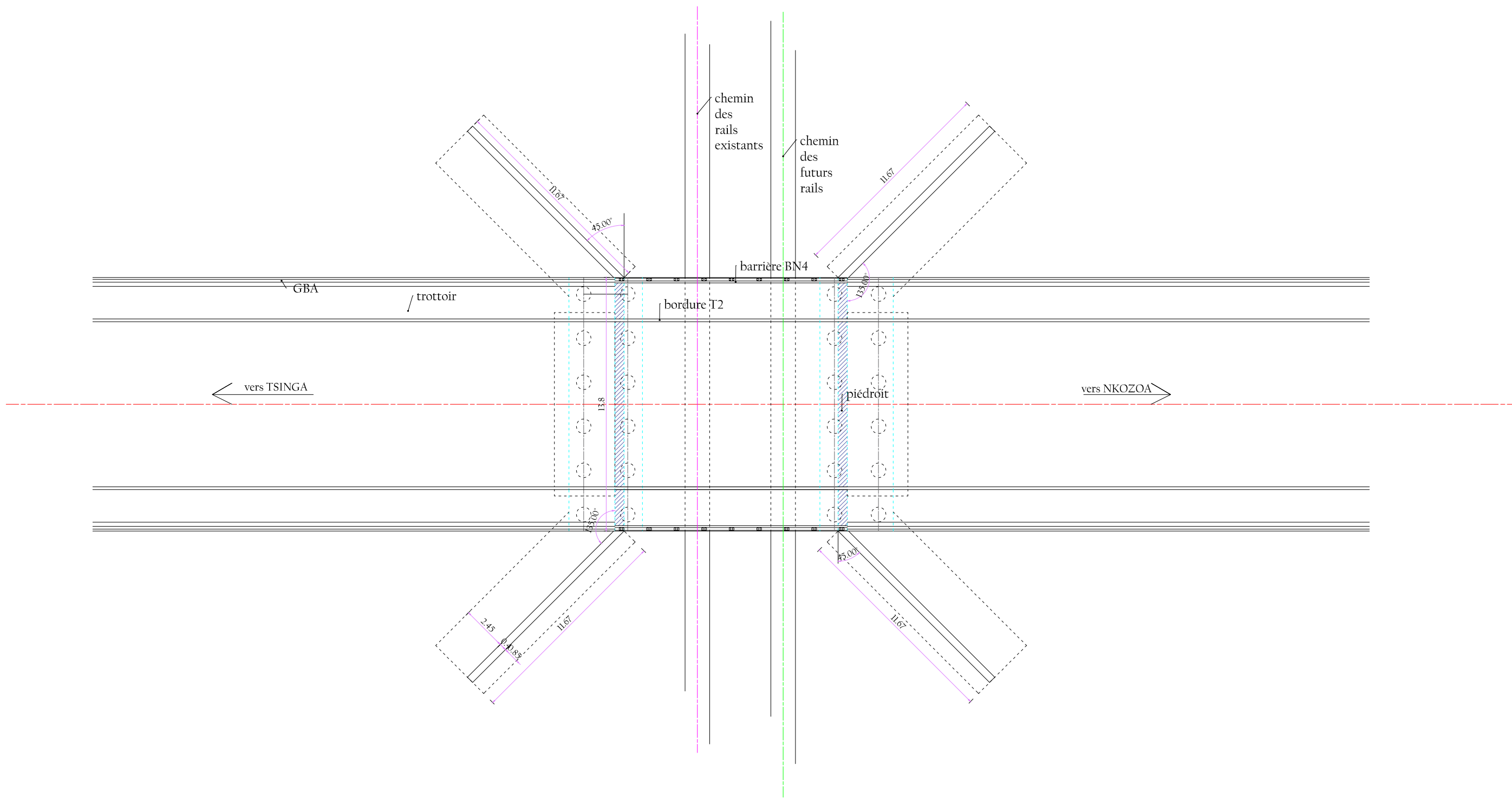
ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR
 TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN

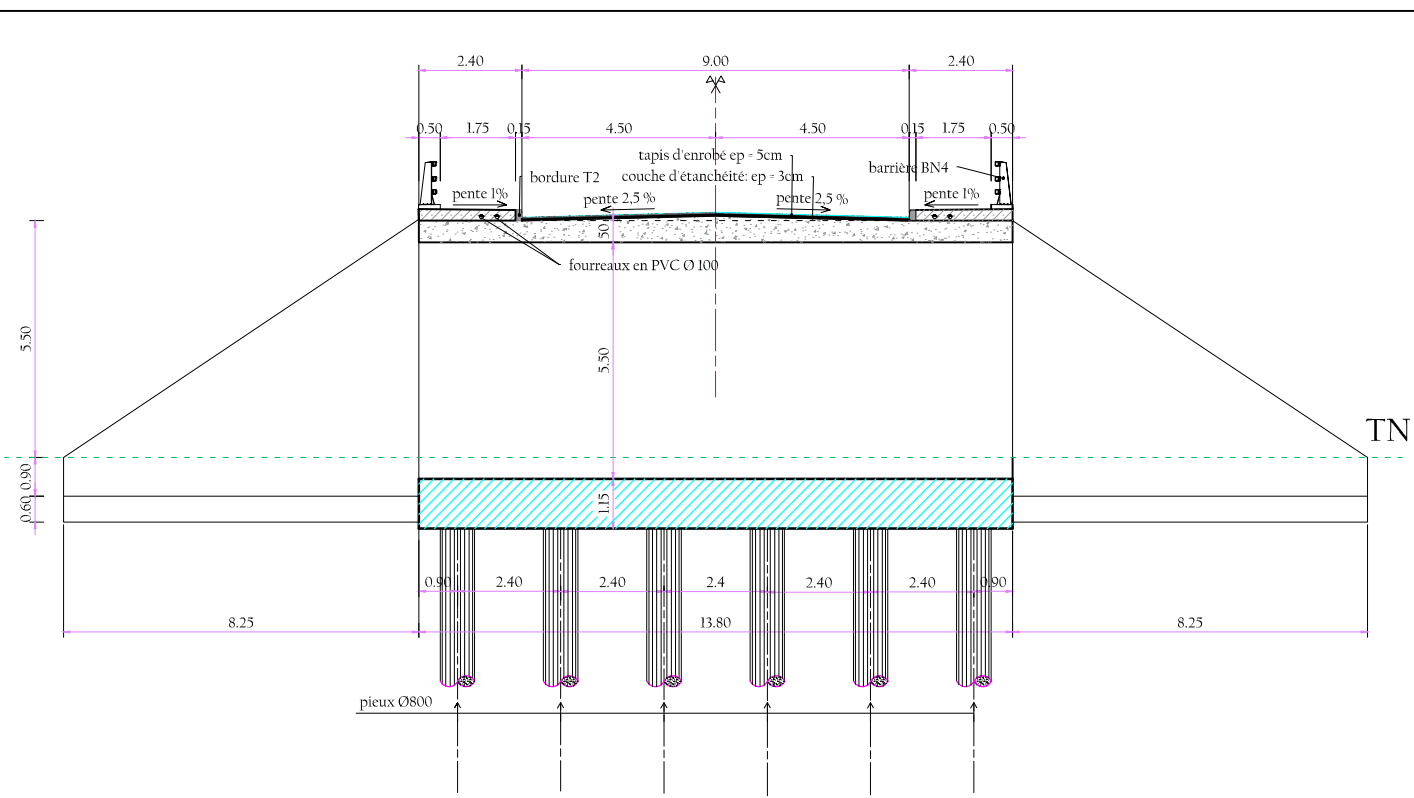
VUE EN PLAN DU PONT PORTIQUE

DESSINE PAR :
 ABADA LAURENT EUGENE
 VERIFIE PAR :
 Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
 APPROUVE PAR :
 Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
 ECHELLE :
 1/250

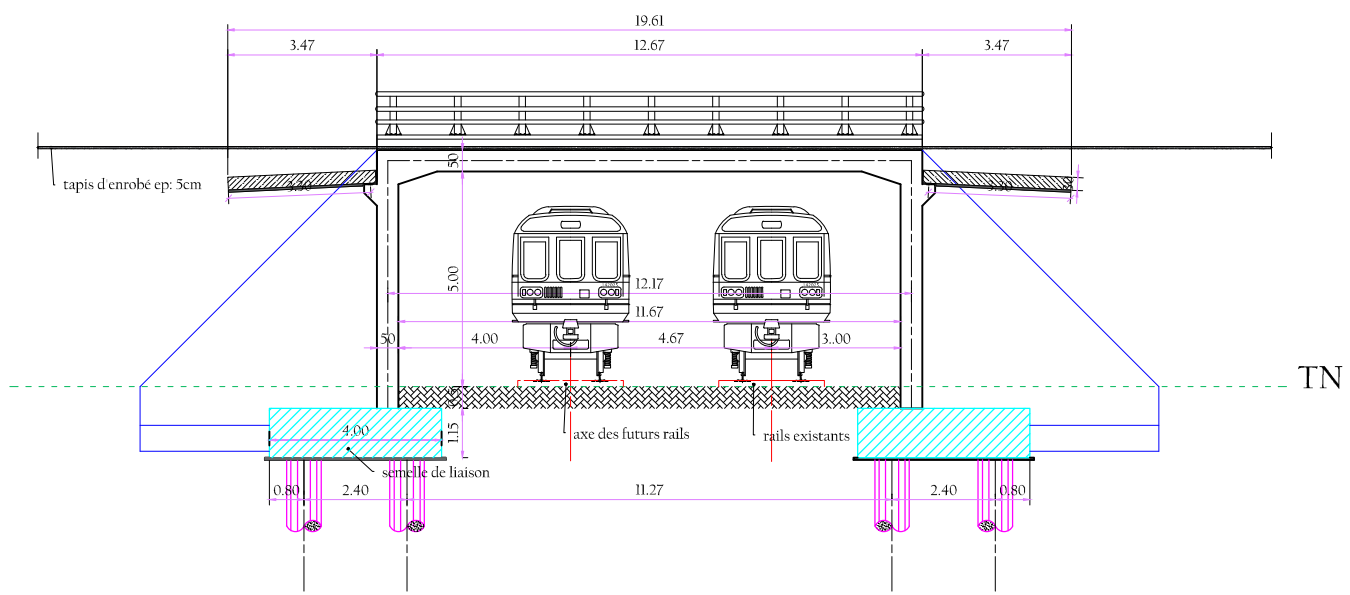
NO.
 FORMAT
 A3

RAZEL CAMEROUN
 RUE DE
 L'INDEPENDANCE - BP
 1087 YAOUNDE -
 CAMEROUN





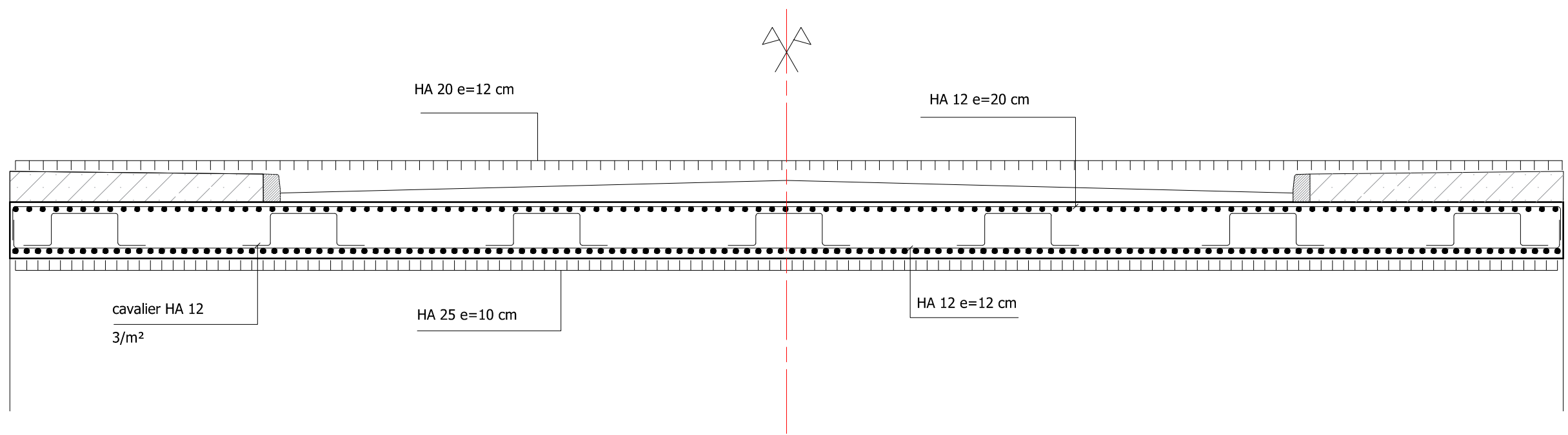
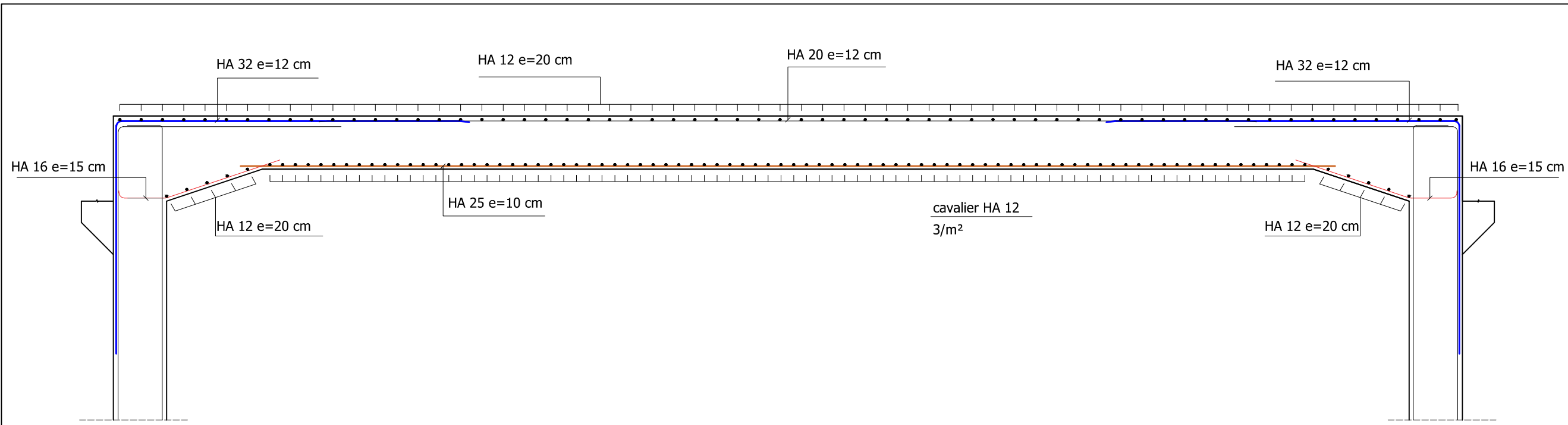




COUPE TRANSVERSALE DU PORTIQUE

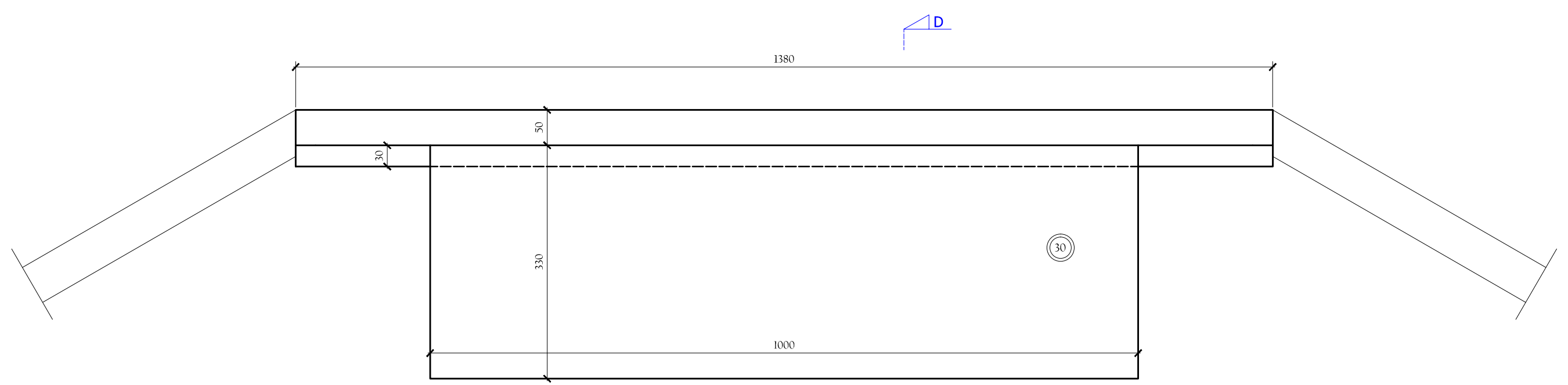


COUPE LONGITUDINALE DU PORTIQUE

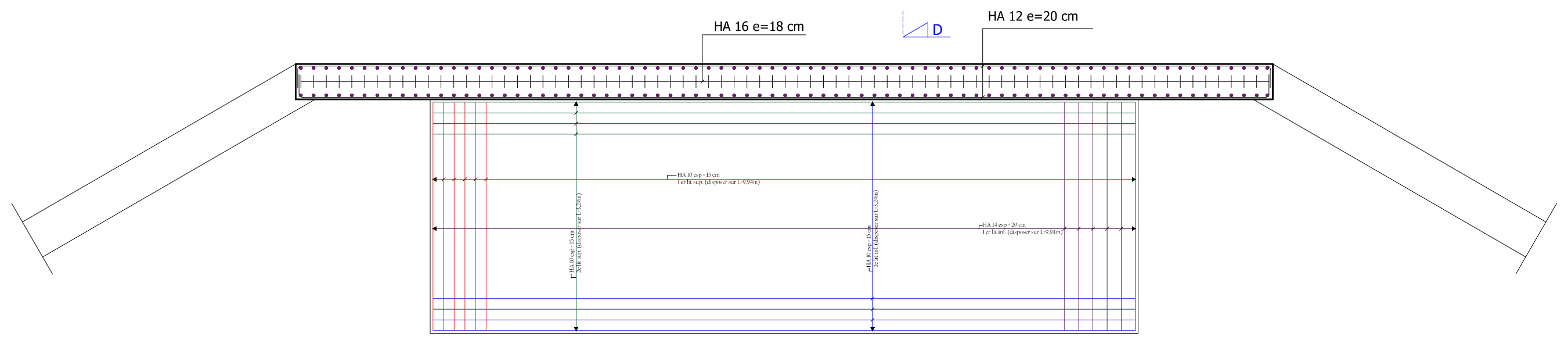
 <p>INSTITUT 2iE BRESSEA SOCIÉTÉ D'ÉTUDES ET D'INGÉNIERIE</p>	<p>ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN</p>	<p>DESSINE PAR : ABADA LAURENT EUGENE</p> <p>VERIFIE PAR : Dr DEGROLY D'JOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME</p>	<p>NO.</p>	 <p>RAZEL CAMEROUN SOCIÉTÉ D'ÉTUDES ET D'INGÉNIERIE</p>
	<p>COUPES TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DU PORTIQUE</p>	<p>APPROUVE PAR : Dr DEGROLY D'JOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME</p> <p>ECHELLE : 1/100</p>	<p>A4</p>	



INSTITUT 2iE RUE DE LA SCIENCE - QUAGAGODOU 01 - BURKINA FASO		ETUDES TECHNIQUES DETAILLES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE DU CAMEROUN	DESSINE PAR : ABADA LAURENT EUGENE	NO. FORMAT A3		RAZEL CAMEROUN rue de l'indépendance N° 11306 Yaoundé
		FERRAILLAGE DE LA TRAVERSE	VERIFIE PAR : Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME			
			ECHELLE : 1/100			



VUE EN PLAN COFFRAGE PIEDROIT ET DALLE DE TRANSITION



VUE EN PLAN FERRAILLAGE PIEDROIT ET DALLE DE TRANSITION

INSTITUT 2iE
RUE DE LA SCIENCE -
01 BP 594
OUAGADOUGOU 01 -
BURKINAFASO

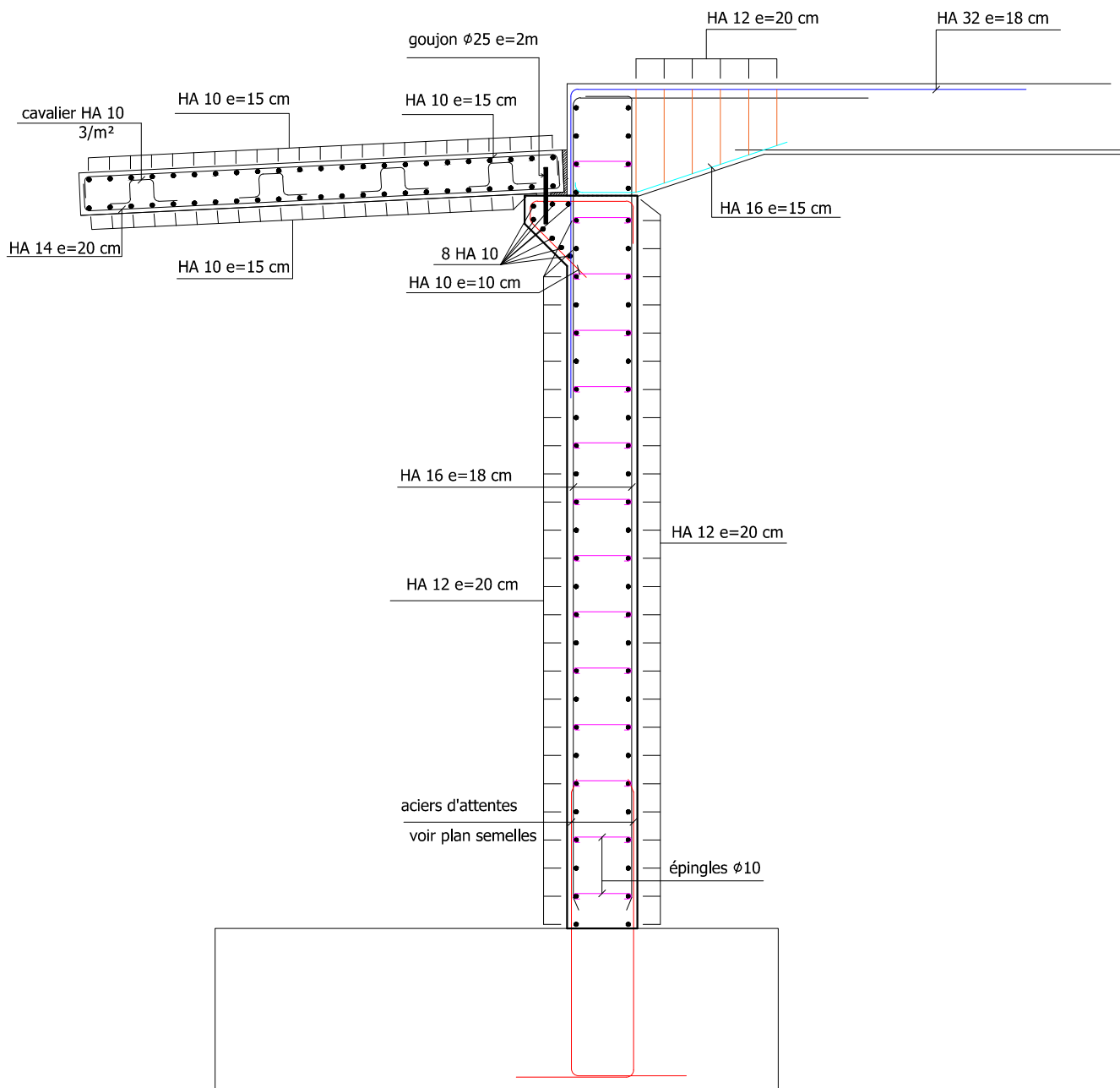
ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN

VUES EN PLAN DU COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU PIEDROIT ET DE LA DALLE DE TRANSITION



DESSEINE PAR :
ABADA LAURENT EUGENE
VERIFIE PAR :
Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
APPROUVE PAR :
Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
ECHELLE :
1/100

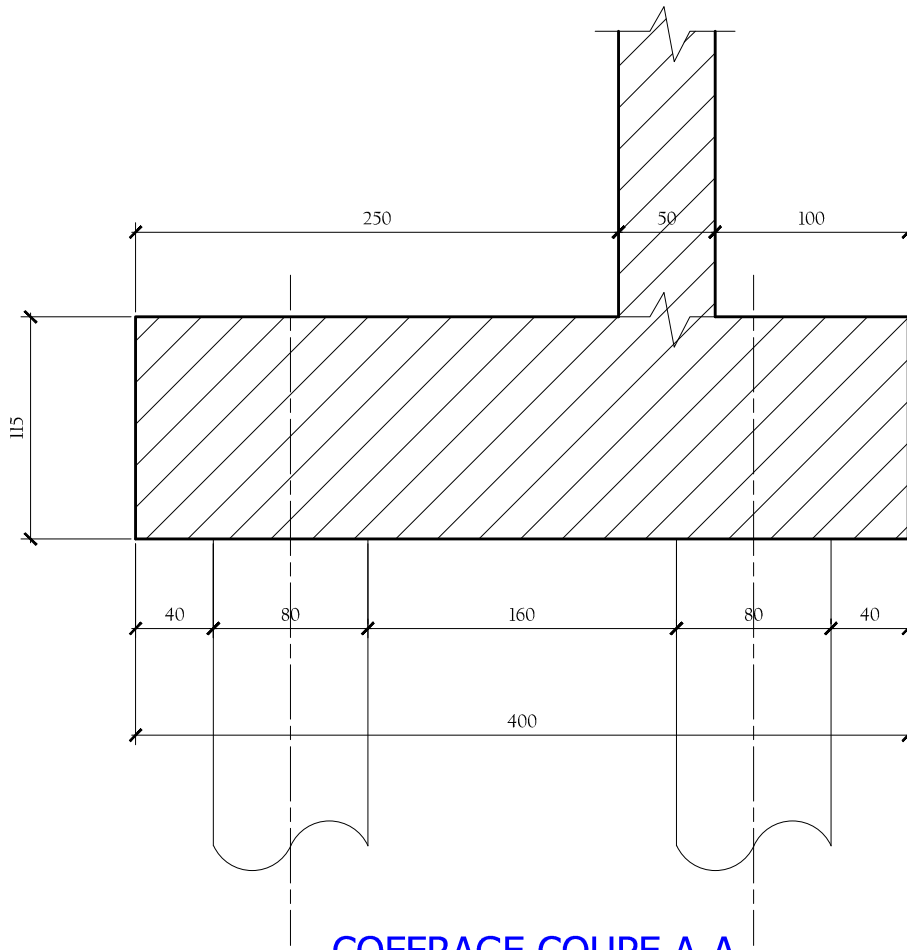
NO.
FORMAT
A3

RAZEL CAMEROUN
RUE DE
L'INDEPENDANCE - BP
DIBOYAKONDE -
CAMEROUN

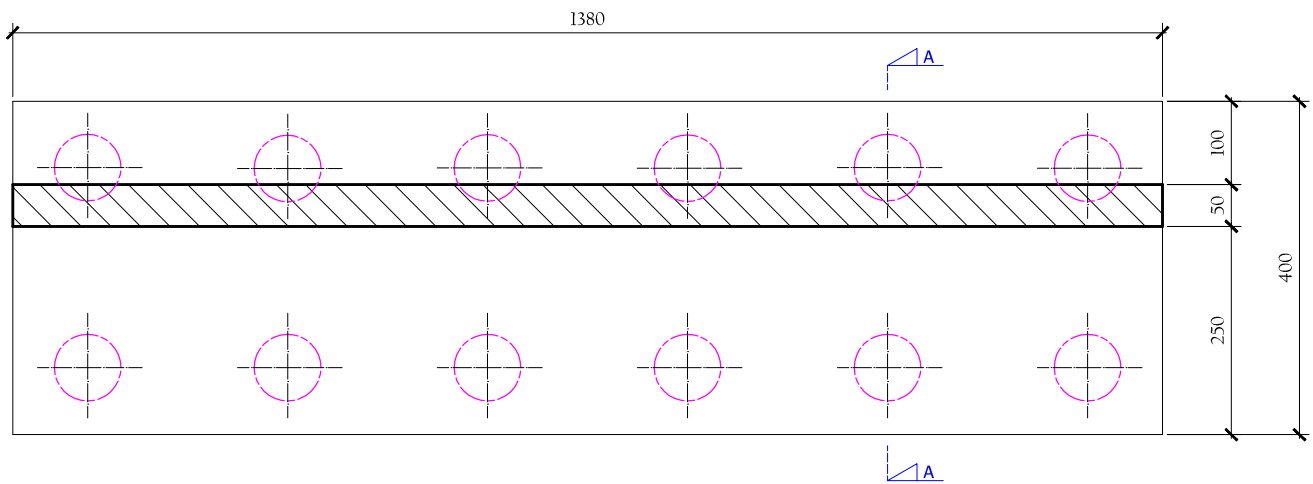


FERRAILLAGE COUPE D-D

 INSTITUT 2iE BUREAU D'ETUDE ET D'ARCHITECTURE D'INGENIERIE	ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN	DESSINE PAR: ABADA LAURENT EUGENE	NO. FORMAT A4	 RAZEL CAMEROUN BUREAU D'ETUDE ET D'ARCHITECTURE D'INGENIERIE CAMEROUN
	FERRAILLAGE PIEDROIT ET DALLE DE TRANSITION	VERIFIE PAR: Dr DEGROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME		
		ECHELLE: 1/100		



COFFRAGE COUPE A-A



VUE EN PLAN COFFRAGE

INSTITUT 2iE
BUREAU D'ETUDE ET
D'ARCHITECTURE
D'INGENIERIE



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN

COFFRAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON

DESSEINE PAR :
ABADA LAURENT EUGENE
VERIFIE PAR :
Dr DEGROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
APPROUVE PAR :
Dr DEGROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
ECHELLE :
1/100

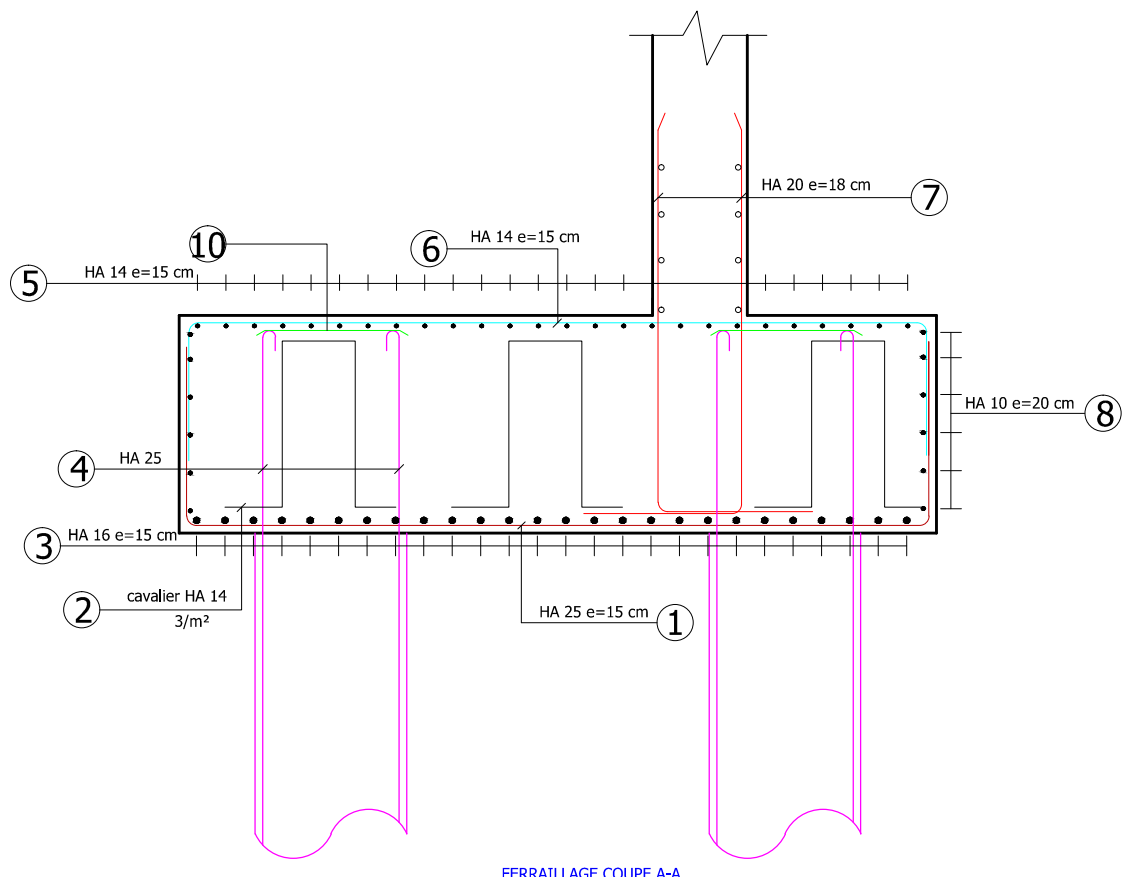
NO.

FORMAT

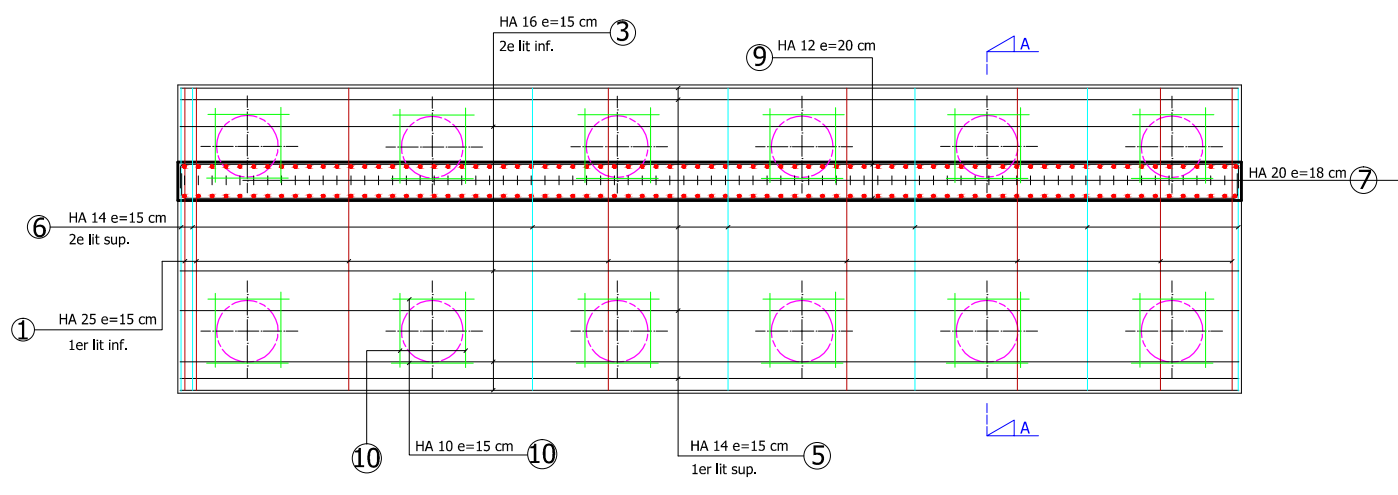
A4





RAZEL CAMEROUN
BUREAU D'ETUDE ET
D'ARCHITECTURE
D'INGENIERIE

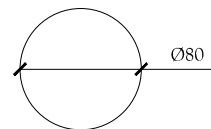
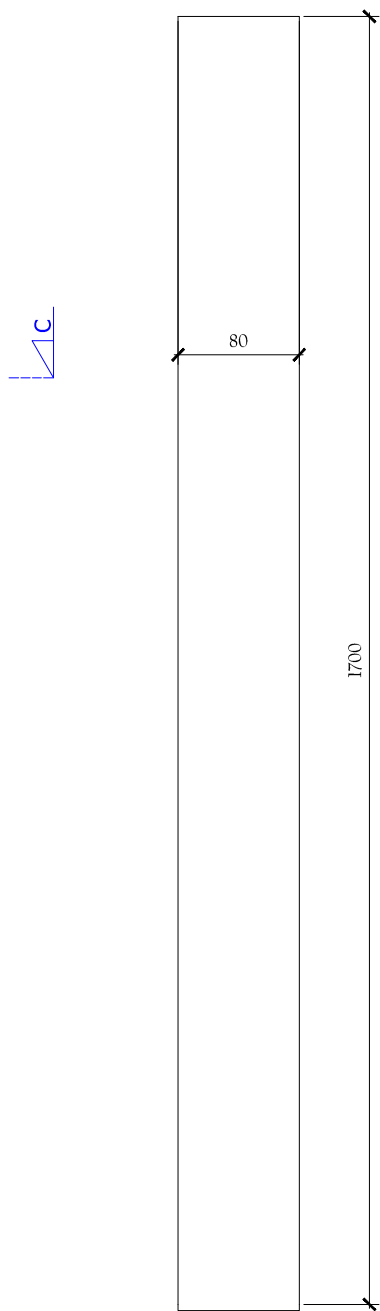


FERRAILAGE COUPE A-A

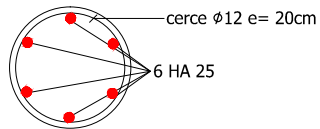
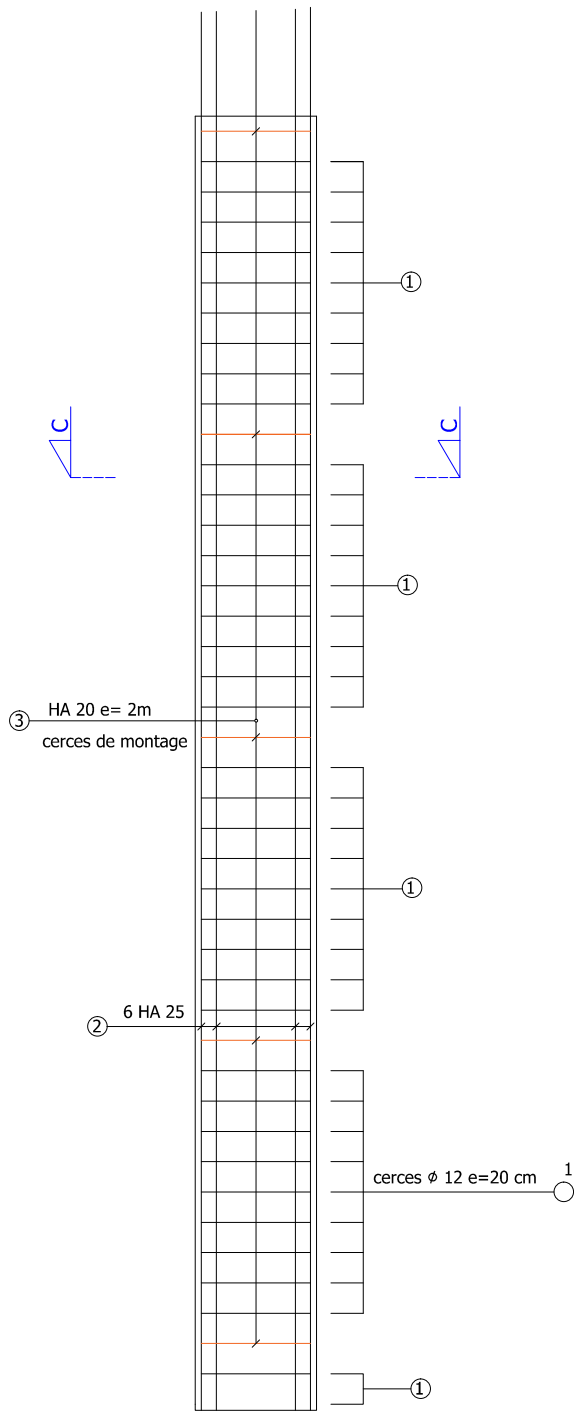


FERRAILAGE VUE EN PLAN



	ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN	DESSINE PAR : ABADA LAURENT EUGENE	NO. FORMAT A4		RAZEL CAMEROUN BUREAU D'ETUDE ET DE CONSTRUCTION CAMEROUN
	FERRAILAGE SEMELLE DE LIAISON	VERIFIE PAR : Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME			
		ECHELLE : 1/100			

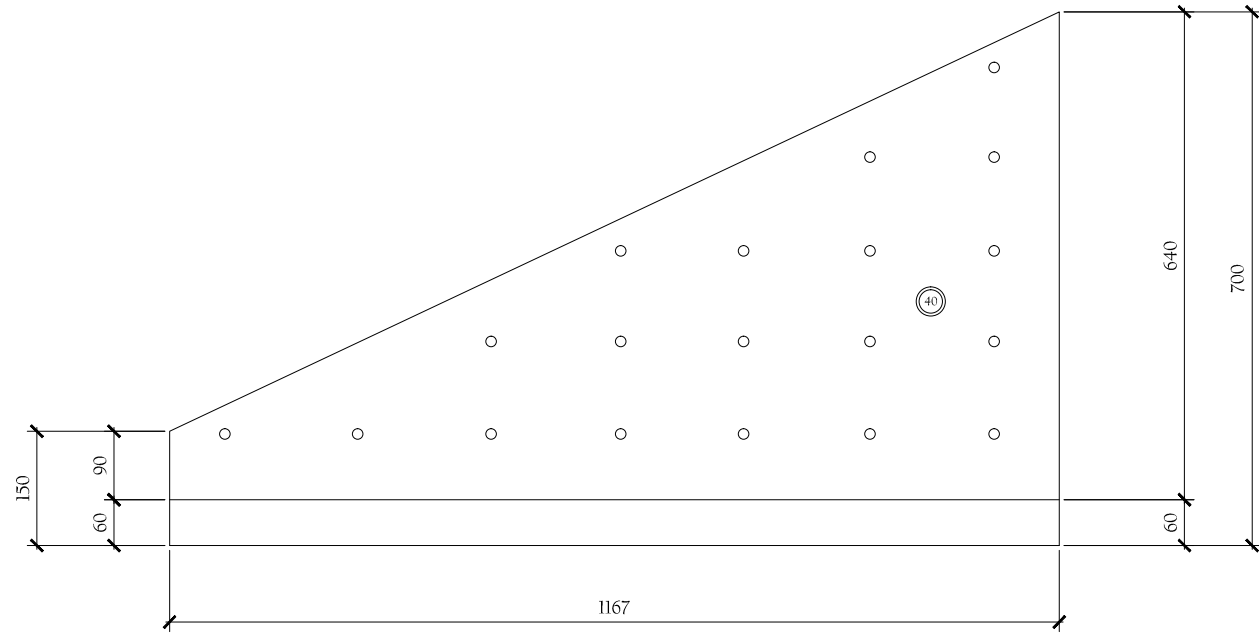


COUPE C-C

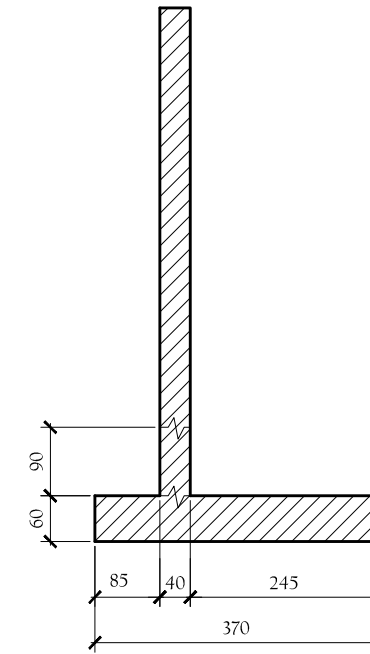


COUPE C-C

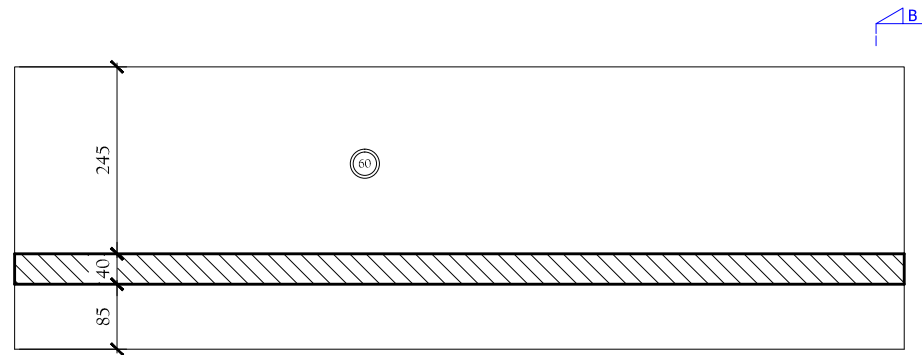
 <p>INSTITUT 2iE BUREAU D'ETUDE ET D'ARCHITECTURE D'INGENIERIE</p>	<p>ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN</p>	<p>DESSINE PAR: ABADA LAURENT EUGENE</p> <p>VERIFIE PAR: Dr DEGROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME</p>	<p>NO.</p>	 <p>RAZEL CAMEROUN BUREAU D'ETUDE ET D'ARCHITECTURE D'INGENIERIE CAMEROUN</p>
	<p>FERRAILLAGE DU PIEU</p>	<p>APPROUVE PAR: Dr DEGROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME</p> <p>ECTHELLE: 1/100</p>	<p>FORMAT A4</p>	



COFFRAGE LONGITUDINAL DU MUR EN AILE



COFFRAGE DU MUR EN AILE (COUPE B-B)



COFFRAGE DU MUR EN AILE (VUE EN PLAN)

INSTITUT 2iE
 RUE DE LA SCIENCE -
 01 BP 594
 OUAAGOUA GOUA -
 BURUNDI

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN

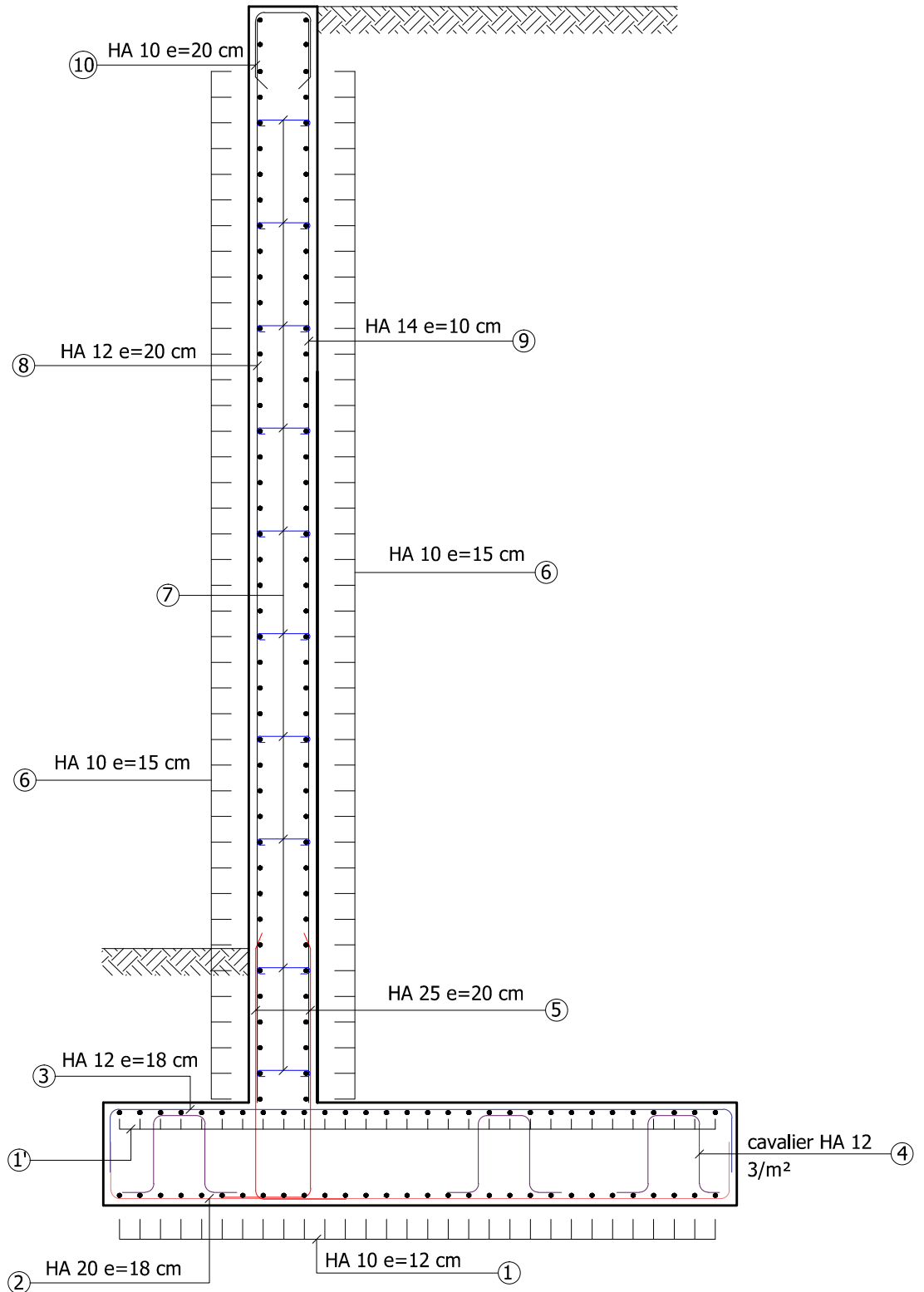
PLAN DE COFFRAGE DU MUR EN AILE

DESSINE PAR :
 ABADA LAURENT EUGENE
 VERIFIE PAR :
 Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
 APPROUVE PAR :
 Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
 ECHELLE :
 1/100



NO.
 FORMAT
 A3

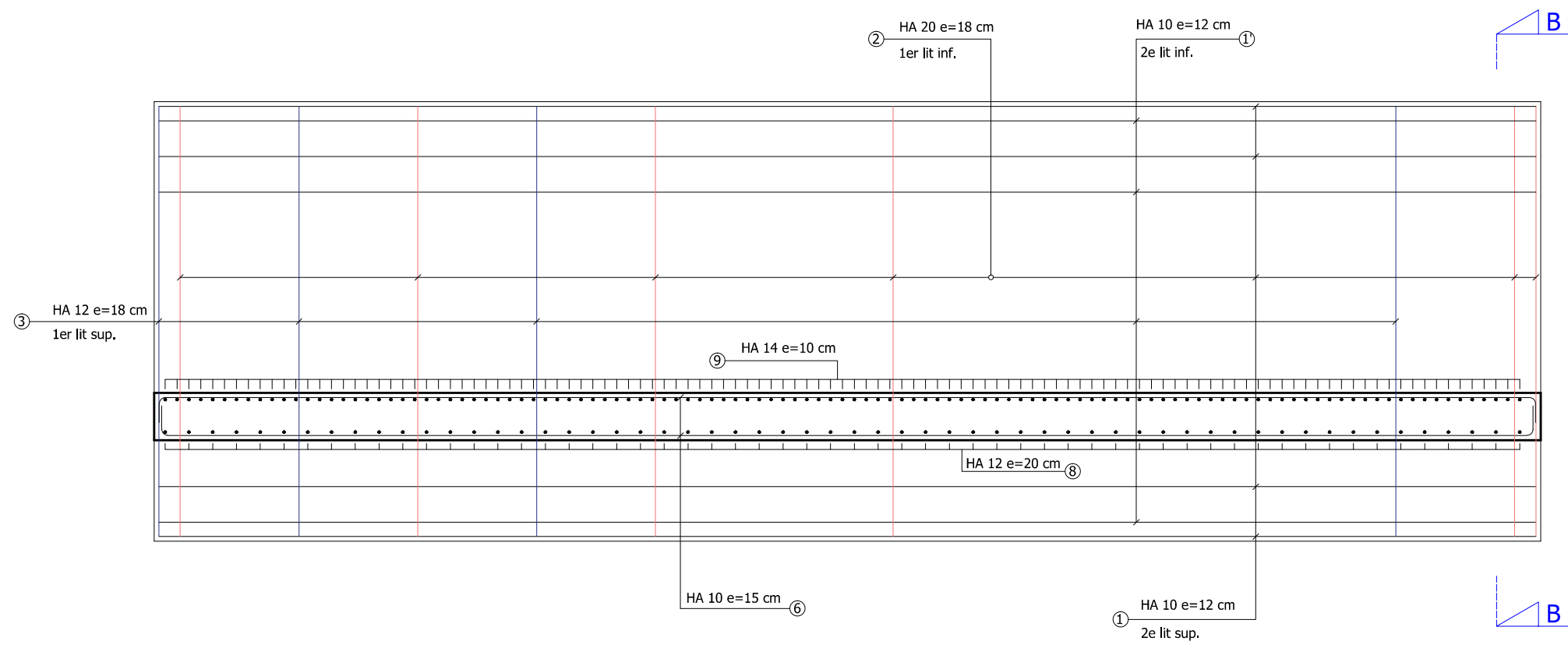


RAZEL CAMEROUN
 RUE DE
 L'INDEPENDANCE - BP
 DIMYAGORNE -
 CAMEROUN



FERRAILLAGE COUPE B-B

	ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN	DESSINE PAR : ABADA LAURENT EUGENE			RAZEL CAMEROUN 11, RUE DU COMMERCE BOULEVARD DE LA REUNION CAMEROUN
	COUPE B-B FERRAILLAGE DU MUR EN AILE	VERIFIE PAR : Dr DEGROLY D'JOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME	NO.		
		APPROUVE PAR : Dr DEGROLY D'JOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME	FORMAT		
		ECHELLE : 1/100	A4		



FERRAILAGE DU MUR EN AILE (VUE EN PLAN)

INSTITUT 2iE
RUE DE LA SCIENCE -
01 BP 594
OUAGADOUGOU -
BURKINAFASO

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT PORTIQUE A L'INTERSECTION DE LA VOIE URBAINE "CARREFOUR TSINGA VILLAGE-NKOZOA" ET DU CHEMIN DE FER: REGION DU CENTRE CAMEROUN

FERRAILAGE EN PLAN DU MUR EN AILE

DESSINE PAR :
ABADA LAURENT EUGENE
VERIFIE PAR :
Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
APPROUVE PAR :
Dr DECROLY DJOUBISSIE et M. MOR SARATA COUME
ECHELLE :
1/100

NO.
FORMAT
A3

RAZEL CAMEROUN
RUE DE
L'INDEPENDANCE - BP
DIBOYANGRE -
CAMEROUN