



**ÉTUDES TECHNIQUES DÉTAILLÉES D'UN PONT MIXTE BIPOUTRE
SUR LE FLEUVE SANAGA, AXE BATCHENGA-NTUI (CAMEROUN)**

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE : GÉNIE CIVIL ET HYDRAULIQUE / BÂTIMENT

Présenté et soutenu publiquement le 16-01-2019 par :
AN-NOUR AHMAT OUMAR (2016 0143)

Directeur de Mémoire : Moussa LO, Enseignant GCH, 2iE

Maître de Stage : Guillaume LOMBARDOT, Ingénieur Génie Civil, RAZEL CAMEROUN

Structure d'accueil : RAZEL CAMEROUN

Jury d'évaluation du Mémoire :

Président : Pr. Abdou LAWANE.

Membres et Correcteurs : Dr Yasmine TRAORE

M. Arnaud OUEDRAOGO

Promotion [2019/2020]

DÉDICACE

« Je tiens à dédier ce modeste travail au Tout-Puissant créateur (ALLAH), pour tous les bienfaits dont il ne cesse de me gratifier et par sa grâce la réalisation de ce document a été possible. Je le dédie également à ma famille, spécialement à mes parents M. AHMAT OUMAR et Mme FADIMATOU pour tout le soutien et les conseils qu'ils m'ont prodigués. »

CITATIONS

« De tous les ouvrages je dis de tous, même des petits l'aspect importe il n'est pas permis de faire laid »

Paul Séjourné

« Les obstacles sont ces choses que tu vois lorsque tu perds l'objectif de vue »

Henry FORD

REMERCIEMENTS

Au terme de la rédaction de ce rapport, nous exprimons notre gratitude et notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail. Nous tenons donc à cet effet à remercier particulièrement :

- » L'administration de 2IE sous le couvert du département dont je dépends ;
- » Tout le corps professoral de 2IE pour le partage de connaissance tout au long de ma formation ;
- » Monsieur Moussa LO, enseignant à 2iE et encadrant de ce mémoire, pour sa disponibilité, son encadrement et la documentation fournie afin de donner une meilleure orientation à ce mémoire. Nous tenons aussi à lui notifier notre gratitude pour les sacrifices consentis tout au long de notre cursus ;
- » Monsieur Arnaud Louis OUEDRAOGO, enseignant-chercheur à 2iE, pour son suivi ;
- » Monsieur Larry Toto, Directeur du projet RBN à RAZEL CAMEROUN, pour avoir accepté mon intégration au projet ;
- » Monsieur Guillaume LOMBARDOT, mon encadreur au sein de l'entreprise et responsable des travaux Génie-Civil du projet route Batchenga-Ntui, pour les recommandations et les documents qu'il a bien voulu mettre à ma disposition dans le cadre de la rédaction de ce mémoire ;
- » Professeur Adama MESSAN, enseignant-chercheur à 2iE, pour son suivi ;
- » Madame Mbengue Marie, enseignant -chercheur à 2IE, pour son suivi
- » Monsieur IBRAHIM TALBA MALLA, ministre des marchés publics ;
- » Monsieur Djontouhou, coordonnateur du Projet ;
- » Monsieur ISSOUFOU Tamboura enseignant de ponts à 2iE ;
- » Tous mes promotionnaires pour leur soutien durant toute ma période de formation à la fondation 2iE.

RÉSUMÉ

Notre projet s'inscrit dans la stratégie de développement du secteur de transport, prôné depuis une dizaine d'années maintenant par le gouvernement du Cameroun et ses partenaires stratégiques. Ainsi, l'État du Cameroun lance le projet des travaux d'aménagement de la route BATCHENGA-NTUI avec la construction d'un pont sur la Sanaga en 2017. Le délai d'exécution des travaux est de 24 mois. Ledit projet est constitué d'un pont d'une longueur de 400 ml et une route avoisinant les 23 km de long « En rase campagne ». Ce projet est financé par l'AFD (Agence française de développement) et l'État du Cameroun.

Le présent mémoire traite de la conception et du calcul d'un pont mixte pour le franchissement du fleuve Sanaga, ainsi que de l'optimisation lors de la réalisation. L'ouvrage est situé entre le département de la Lekié et du Mbam et Kim au lieudit Nachtigal s'allongeant du PK 8 +447,5 au pK 8 +847,5. Ce travail est basé sur la recherche d'une solution optimale, aussi bien sur le plan technique qu'économique en vue de la réalisation du pont. Il en ressort donc, une possibilité de réaliser un pont mixte acier-béton bipoutres à travées continues avec entretoises intermédiaires, qui est la variante en cours d'exécution par l'Entreprise, en outre un pont dalle continue en béton armé et d'un pont à ossature métallique ont été proposés pour la traversée du fleuve, mais l'analyse des différentes variantes n'est pas étudiée dans ce mémoire. Le pont sur la Sanaga a une portée totale de 400 ml répartis en sept travées de portée (42,5 +60 +60 +75 +60 +60 +42,5) m. Le tablier large de 11 m repose sur deux poutres métalliques. Ces poutres reposent à leur tour sur des appareils d'appuis en élastomère frettés, soutenus par des piles de types fut ou voile. Les propriétés mécaniques des couches lithologiques ont permis d'opter pour des fondations superficielles à savoir des semelles encastrées à la couche de roche altérée. L'étude technique a donné une couche de roulement de 9 cm en béton bitumineux 0/14 mm. On ressort donc avec un coût total des travaux du pont estimés à sept milliards quatre-vingt-treize millions cinquante - neuf mille huit cent soixante-huit **7 093 059 868 FCFA TTC**.

Mots clés :

- 1- Connecteur
- 2- Entretoise
- 3- Fondation
- 4- Optimisation
- 5- Pont

ABSTRACT

Our study is part of the development strategy for the transport sector, which has been advocated for about ten years now by the Government of Cameroon and its strategic partners. Thus, the State of Cameroon is launching the BATCHENGA-NTUI road development project with the construction of a bridge over the Sanaga River in 2017. The execution time for the work is 24 months. The said bridge is 400 ml long and has a road of about 23 km long "In the open countryside". This project is financed by FDA(French Development Agency) and the State of Cameroon.

This paper discusses the design and calculation of 400 ml mixed bridge for the Sanaga River crossing, as well as the optimization during construction. The structure located between the department of Lekié and Mbam and Kim at Nachtigal extends from KP 8+447.5 to KP 8+847.5. This work is based on the search for an optimal solution, both technically and economically, for the construction of the bridge. Several possibilities were available to us, for this purpose, it was necessary to establish certain criteria for comparison. After a multi-criteria analysis of three variants, it therefore emerges that a mixed steel-concrete bi-girders bridge with continuous spans and intermediate spacers can be built, which is the variant currently being executed by the Company, to the detriment of a continuous reinforced concrete slab bridge and a steel-framed bridge. The bridge over the Sanaga has a total span of 400 ml divided into seven spans (42.5 +60 +60 +60 +75 +60 +60 +60 +42.5) m. The 11 m wide deck rests on two steel beams. These beams in turn rest on elastomeric fretted support devices, supported by stacks of the fut or voile type. The mechanical properties of the lithological layers made it possible to opt for surface foundations, i.e. footings embedded in the altered rock layer. The engineering study resulted in a 9 cm wearing course of 0/14 mm asphalt concrete. The total cost of the bridge works is estimated at seven billion ninety-three million fifty -nine thousand eight hundred and sixty-eight CFAF 7,093,059,868 including tax.

Keywords: 1-Connectors

2-Spacer

3-Foundation

4-optimisation

5-bridge

LISTES DES ABBREVIATIONS

a, b	Petit côté et grand côté de l'appareil d'appui
ANE	Axe Neutre Elastique
Asc	Section d'acier comprimée
Ast	Section d'acier tendue
Ar	Aire nette de l'élastomère
Av	Aire de l'âme du profilé
Bsup	Largeur semelle supérieure
Binf	Largeur semelle inférieure
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
BB	Béton Bitumineux
Csemelle ; Câme	Classe semelle ; Classe de l'âme
Cf	Coefficient de frottement sol-fondation
De	Profondeur d'encastrement
e	Pression limite nette
ELU	Etat Limite Ultime
ELS	État Limite de Service
fy	Limite d'élasticité garantie
Fxu :	Effort de freinage à ELU
Fz	Réaction verticale
G	Charges permanentes
H_t	Hauteur totale du profilé
H_w	Hauteur de l'âme du profilé
IDA	International Développement Association
I_h	Moment d'inertie de la section mixte
I_a	Moment d'inertie géométrique de la section en acier
I_y	Moment d'inertie
K_p	Facteur de portance
kN	Kilonewton
Lr	Largeur roulable
Lc	Largeur chargeable
Mx, y	Moment fléchissant suivant l'axe x ou y
Mmax	Moment fléchissant maximum

Mappuimax	Moment maximum en appui
Mxx, trans	Moment transversal suivant la direction Ox
Myy, long	Moment longitudinale suivant la direction Oy
Mrésistant	Moment résistant
Mtmax	Moment maximum en travée
Msoll	Moment sollicitant
Mel, Rd	Moment de résistance élastique
PRS	Profilé Reconstitué Soudé
PP73	Piles et paliers
PBEC	Plus basse eau connue
PHEC	Plus Haute Eau Connue
PDR	Plan directeur routier
S	Surcharges
Tyy, long	Effort tranchant longitudinal suivant la direction Oy
Txx, trans	Effort tranchant transversal suivant la direction Ox
Tb	Épaisseur totale de l'appareil d'appui
t_{fi}	Épaisseur semelle inférieure
t_{fs}	Épaisseur semelle supérieure
tw	Épaisseur de l'âme du profilé
Vmax	Effort tranchant maximum
Vrésistant	Effort tranchant résistant
Wel	Module de flexion élastique
λ	Coefficient de dilatation structure mixte acier-béton
δ	Coefficient de majoration dynamique
γ_{m0}	Coefficient partiel de sécurité
τ	Contrainte de cisaillement
ϵ_r	Déformation relative du béton due au retrait
2iE :	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

Sommaire

DÉDICACE.....	i
CITATIONS.....	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RÉSUME.....	iv
ABSTRACT.....	v
LISTES DES ABBREVIATIONS.....	vi
LISTES DES TABLEAUX.....	3
LISTES DES FIGURES.....	5
INTRODUCTION GENERALE.....	6
CHAPITRE I : GENERALITES.....	7
I.1 Présentation de la structure d'accueil.....	7
I.2 Présentation du projet.....	8
I.3 – Hydrologie et repérage géographique.....	11
I.4. Objectif de l'étude.....	13
CHAPITRE II : DONNEES NATURELLES.....	14
II.1 Résultats des sondages au pressiomètre Ménard.....	14
II.2 Conclusion du rapport géotechnique.....	14
II.3 Données hydrauliques et topographiques.....	15
II.4 Justification du Choix de type d'ouvrage métallique à construire.....	16
CHAPITRE III : MÉTHODOLOGIE.....	18
III.1 Méthodologie de conception.....	18
III.2 Dimensionnement de la structure.....	18
III.3 Matériel.....	20
III.4 Optimisation de l'ouvrage.....	20
CHAPITRE IV : CONCEPTION GÉNÉRALE DU PONT MIXTE.....	21

IV.1 -conception des travées.....	21
IV.2 Prédimensionnement des éléments du tablier.....	22
IV.3 Conception des appuis	25
IV.4 Choix et types de fondations	29
IV.5. Les équipements du pont	30
CHAPITRE V DIMENSIONNEMENT DU PONT MIXTE.....	34
V.1 Caractéristique matériaux utilisés	34
V.2 Documents de référence.....	35
V.3 Inventaires des charges	36
V.4 Définition des sollicitations de calcul	36
V.5. Etude du tablier du pont mixte bipoutre acier béton : justification de la section 40	40
V.6 Etude de l'hourdis	42
V.7 Etude des bossages.....	44
V.8 Dimensionnement de joint de la chaussée	45
V.9 Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	46
V.10 Dimensionnement de la pile.....	47
V.11 Etude de la culée	48
V.12 Dimensionnement de la dalle de transition.....	49
CHAPITRES VI : ÉTUDES D'EXÉCUTIONS	50
VII.1 construction du pont mixte.....	50
VII.2 Engins et outillages de chantier.....	53
VII.3 Devis quantitatif et estimatif des travaux.....	53
CONCLUSION GÉNÉRALE	56
BIBLIOGRAPHIE	57
ANNEXE.....	59

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1 : les différentes contraintes en fonction de la profondeur d'ancrage.	14
Tableau 2 : justification fondation superficielle.....	15
Tableau 3: Données topographiques	16
Tableau 4: Gamme de pont selon leur portée.....	17
Tableau 5: Choix des éléments de liaison du tablier.....	22
Tableau 6 : Prédimensionnement des éléments du tablier	23
Tableau 7 : Choix épaisseur âme en fonction de la nuance de l'acier	23
Tableau 8 : donnée du profilé.....	24
Tableau 9 : Epaisseur de la dalle en fonction de l'entraxe b	24
Tableau 10 : Les contraintes admissibles selon les fissurations.....	35
Tableau 11 : coefficient de pondération selon MEZOUI.....	37
Tableau 12 : combinaison à l'ELU	38
Tableau 13 : Combinaison à l'ELS	38
Tableau 14 : Sollicitations (moment) ELU 1	38
Tableau 15 : Sollicitation (moments) ELS1	39
Tableau 16 : Effort tranchant ELU.....	39
Tableau 17 : Effort tranchant ELS	39
Tableau 18: Récapitulatif effort et acier de la dalle à l'ELU	42
Tableau 19: récapitulatif effort et acier de la dalle à l'ELS	42
Tableau 20 : Contrainte tangentielle admissible	43
Tableau 21 : récapitulatif des sollicitations.....	47
Tableau 22: récapitulatif des sections d'acier dans le fut.....	47
Tableau 23: Acier semelle de liaison	47
Tableau 24 : récapitulatif des moments fléchissant sur le chevêtre	48
Tableau 25 : récapitulatif des efforts tranchants	48

Tableau 26: récapitulatif des sections d'acier du chevêtre.....	48
Tableau 27: Sollicitations et acier dans les pieux	48
Tableau 28: Armatures de la dalle de transition.....	49
Tableau 30 : coût estimatifs du projet	53

LISTES DES FIGURES

Figure 1: Localisation du projet	10
Figure 2:répartition transversale de charge selon la droite de courbons	19
Figure 3: Élément constitutif d'un pont	21
Figure 4 : Schéma du PRS.....	24
Figure 5 : Schéma de la dalle	25
Figure 6 : Schéma entretoise	25
Figure 7: Géométrie de la pile choisie	26
Figure 8:Culée à tête de talus	27
Figure 9:schema de la culée retenue	29
Figure 10 : schéma de base corniche.....	32
Figure 11: Glissière en béton armé	32
Figure 12: Coupes transversales de la dalle	33
Figure 13: Définition du souffle d'un joint de chaussée.....	45
Figure 14: Graphe de choix des joints de chaussée.....	46
Figure 15: joint de chaussée de type cantilever.....	46
Figure 16:Appareil d'appui en élastomère frette	47

INTRODUCTION GENERALE

Le parcours d'un élève ingénieur s'achève par un stage de fin de formation qui le permettra de mieux appréhender ses connaissances théoriques et de l'appliquer lors du dit stage. Dans le cadre de notre stage préprofessionnel portant sur le projet d'aménagement de la route Batchenga-Ntui, qui s'inscrit dans le cadre du programme « Stratégie sectorielle de transport » instauré depuis 2009 par l'État du Cameroun. Il a pour objectif de relier davantage les différents axes routiers du Cameroun à travers l'aménagement, le bitumage et l'équipement des principaux axes routiers. Il dotera le réseau routier camerounais de plusieurs options d'itinéraire. Il permettra entre autres de réduire le coût de transport qui est conséquent à l'heure actuelle. Il permettra aussi une meilleure répartition des trafics entre les différentes zones urbaines.

Il sera d'abord question de proposer une solution optimale aux exigences du projet, procéder à la conception de l'ouvrage retenu, justifier sa structure, proposer les équipements adaptés, analyser les résultats obtenus et proposer un coût global du projet.

Pour ce faire, dans le cadre de ce mémoire, nous allons aborder les chapitres suivants :

Chapitre 1 : Généralités

Dans cette partie, nous présenterons la structure d'accueil et situerons le contexte du projet afin de mieux appréhender l'étude.

Chapitre 2 : Données naturelles

La rubrique, consistera à une synthèse de donnée de base qui permettrons de référence sur le choix des différents éléments de la structure.

Chapitre 3 : Méthodologie

Il consistera à décrire brièvement notre démarche afin d'obtenir les différents résultats.

Chapitre 3 : Conception générale du pont

Ce chapitre aborde la conception générale du pont à partir des documents de référence.

Chapitre 4 : Dimensionnement du pont

À partir de la conception et de la méthodologie proposée, nous dimensionnerons les différents éléments de la structure porteuse.

Chapitre 5 : Études d'exécutions

Dans cette rubrique, nous aborderons la mise en œuvre des différents éléments.

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Présentation de la structure d'accueil

I.1.1 Historique de l'entreprise

Fondée en 1957 par Clément Fayat qui était fils d'un maçon et petit fils d'un paysan. L'entreprise a doublé de taille en 1994 grâce à l'acquisition du groupe Genest situé à Viry-Châtillon. En 2008, le groupe Fayat fait l'acquisition du groupe de travaux publics Razel et en 2009 l'acquisition d'un groupe de Nord France Constructions puis de CARI.

Le groupe **Fayat** est une des grandes entreprises françaises du bâtiment et des travaux publics, quatrième derrière Vinci, Bouygues et Eiffage. Fayat annonce être en France le premier en construction métallique, ainsi que leader mondial en matériel de compactage. Le groupe s'est construit par le rachat de très nombreuses entreprises du BTP et de l'industrie, devenues des filiales du groupe, qui jouissent d'une réelle autonomie, conservent leur nom, leurs marques et leurs dirigeants.

I.1.2 Quelques Réalisations de RAZEL au Cameroun

Nous avons plusieurs projets réalisés par Razel au Cameroun :

1978 -réalisation de la route Douala –Edéa ;

2011 -travaux d'extension et de renforcement du réseau d'eau potable dans la ville de Yaoundé ;

2012-Plateforme gazoduc de Kribi ;

2014-travaux d'accès au stade de Paul Biya ;

2015-projet d'assainissement de la ville de Yaoundé ;

2017- Route Batchenga- Ntui avec la construction d'un pont sur la Sanaga ;

I.1.3 Vision globale de la gestion du projet en cours

La RAZEL est une entreprise hautement qualifiée qui déploie un matériel (engins, appareils, instruments...) et une main-d'œuvre hautement qualifiée pour la réalisation des travaux liés à chacun de ses chantiers. Avec ses équipes pluridisciplinaires, elle peut intervenir dans les meilleurs délais avec l'appui des entreprises et artisans locaux. Elle porte aussi un accent particulier sur l'aspect sécuritaire afin de préserver la vie de ses employés.

Elle vise l'excellence dans le domaine des BTP.

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Contexte et justification du projet

Le secteur du transport joue un rôle fondamental dans l'économie d'un pays. Représentant 15% du PIB, il est très certainement un des « moteurs » du développement, et ceci s'explique par les distances considérables qui séparent les zones de production actuelles ou potentielles et zones de consommation ou d'exportation. Bien que le Gouvernement du Cameroun semble partager cette considération, il s'avère que la route « reçoit » pour son entretien et son développement, des ressources largement inférieures à celles qu'elle « donne » à l'Etat et à la collectivité nationale ; sur ce dernier aspect également, la comparaison avec d'autres pays de la sous-région est largement défavorable au Cameroun. Les résultats des différentes études dans le domaine montrent que l'investissement public (qui comprend l'infrastructure routière) par rapport au PIB au Cameroun est très faible. Les deux sources n'utilisent pas exactement les mêmes indicateurs, mais permettent de comparer le Cameroun aux autres pays africains subsahariens, ceux de la CEMAC en particulier. Une série de réformes visant à améliorer la situation du secteur a été formulée et, en partie, mise en exécution. On se trouve donc dans une phase dynamique où le cadre de référence du secteur change souvent.

L'aménagement de la route Batchenga – Ntui – Yoko – Tibati – Ngaoundéré s'inscrit dans le cadre de la stratégie de modernisation et de mise à niveau des secteurs d'appui au développement économique adopté par l'Etat camerounais et qui vise la mise en place d'un système de transport permettant la réduction des coûts de transport, le développement des échanges et l'intégration des économies régionales. La modernisation de l'axe du projet vient ainsi combler les insuffisances du réseau routier camerounais, qui ont été relevées par plusieurs documents ayant traité de la stratégie de développement et de planification des transports : le « Plan directeur routier du Cameroun, 2004 » et la « Stratégie sectorielle des Transports, 2009 » et qui mettent l'accent sur les trois principaux éléments suivants : la couverture limitée du réseau routier, à l'origine d'un enclavement prononcé de plusieurs régions ; le faible taux de bitumage, 15 % du linéaire total du réseau et l'état, généralement mauvais à très mauvais, des axes routiers, formant un handicap de taille pour la valorisation des potentialités économiques de plusieurs régions et un frein pour le relèvement des revenus de leurs populations.

Le Plan directeur routier (PDR) retient une stratégie de rattrapage en matière de réhabilitation du réseau et l'augmentation des ressources budgétaires du fond routier au cours des vingt prochaines années. Une nouvelle classification routière a été dans ce cadre introduite,

basée sur une hiérarchisation des axes en fonction de critères socio-économiques et environnementaux. Le PDR s'est, également, fixé l'objectif d'atteindre un taux de bitumage de 34 % à l'horizon 2025.

La route Batchenga – Ntui – Yoko – Tibati – Ngaoundéré présente la vocation d'un important axe d'échange nord-sud reliant la capitale Yaoundé et les régions du Centre et du Sud à la région d'Adamaoua, du Nord et d'Extrême Nord, tout en desservant, directement ou à travers un réseau de pistes qui se greffent sur la route, plusieurs villes, localités et villages.

Outre cette vocation de voie de desserte nationale, la route du projet forme un des maillons camerounais des liaisons inter-Etats de l'Afrique Centrale. Elle offre une nouvelle alternative de transit de/vers le Tchad et en moindres degrés la République centrafricaine, deux pays enclavés de la région qui s'approvisionnent principalement via le Port autonome de Douala (PAD). Dans ce contexte, le tronçon Batchenga – Ntui – Yoko – Tibati - Ngaoundéré reste le chaînon manquant pour assurer l'achèvement de la liaison internationale Douala - Yaoundé – Ndjamena en empruntant l'itinéraire le plus court.

I.2.2 Localisation du lieu du projet

Le projet se situe dans la région du centre du Cameroun, chevauchant ainsi deux départements à savoir le département de la Lekié et le département du Mbam et Kim. La route menant au projet est bien aménagée de Yaoundé jusqu'à Batchenga longue de 50km. Batchenga est le lieu où commence le projet. La figure suivante nous montre les contours du projet.

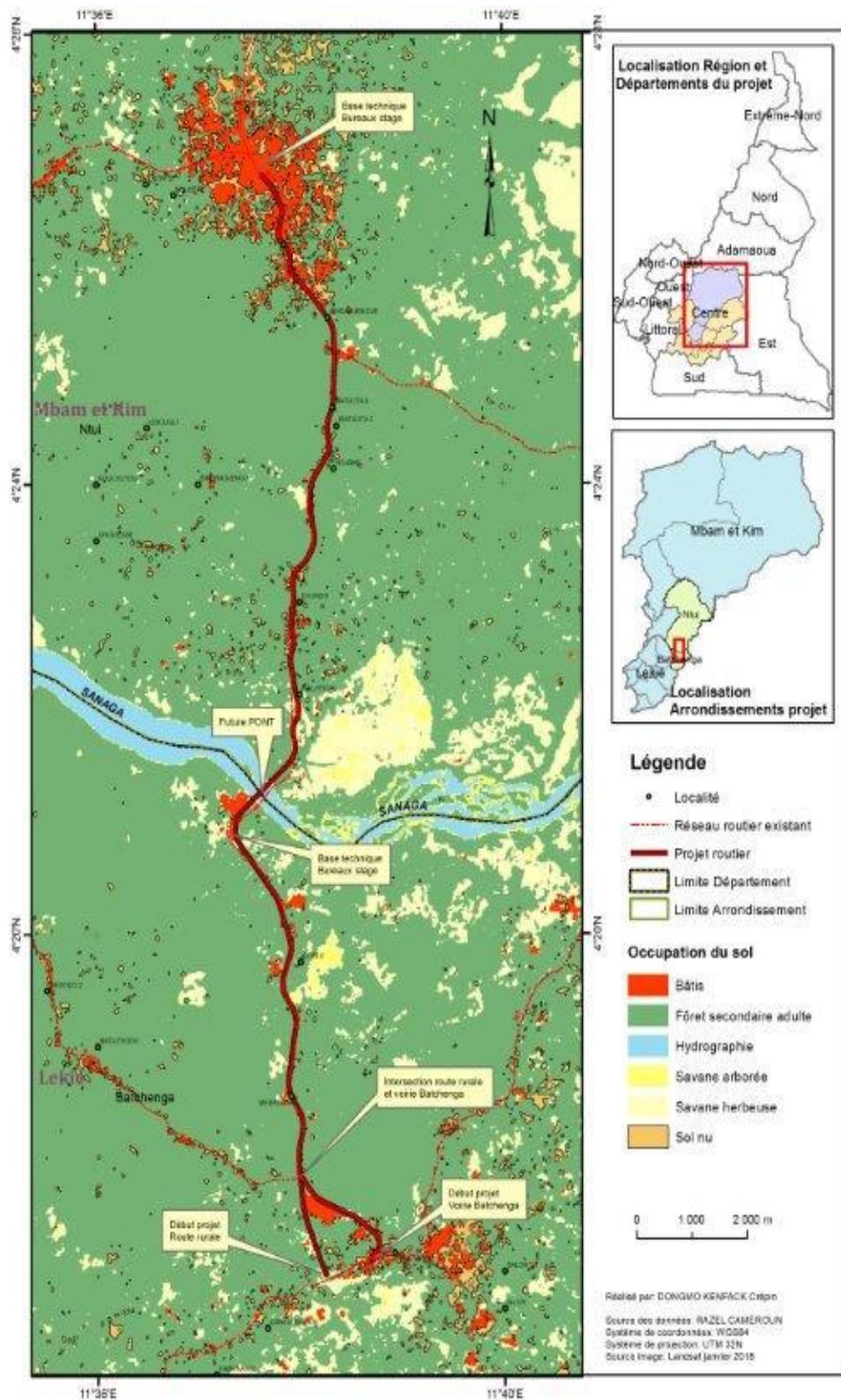


Figure 1: Localisation du projet

I.3 – Hydrologie et repérage géographique

Le phénomène hydrologique traité dans la présente rubrique concerne l'ensemble des aspects physiques et atmosphériques qui interviennent dans la formation des crues, leur comportement et leur quantification, dans la zone d'influence du projet. Dans les faits, ces aspects sont nombreux et diversifiés ; nous en abordons quelques-uns des plus saillants, qui caractérisent la région d'intérêt, et apportent des renseignements utiles pour la bonne connaissance du cadre général du projet. Le point de franchissement du fleuve Sanaga est repéré par les coordonnées moyennes ci-après :

11°38' longitude Est

4°21', latitude Nord.

I.3.1– Climatologie

La différenciation climatique est essentiellement fondée sur le régime des précipitations, et accessoirement sur le régime thermique et la succession des saisons. Le Cameroun est soumis à deux (02) principaux régimes climatiques (tropical et équatorial) qui de manière plus spécifique correspondent à des variétés liées à la façade maritime. De ce découpage climatique se déduit que le bassin de la Sanaga est influencé, de l'amont (Adamaoua) à l'aval (embouchure littorale) par trois types de climats :

- Le type 6, climat tropical d'altitude de l'Adamaoua : il comporte deux saisons dont une sèche et une humide d'environ 8 mois. Il est caractérisé par son régime thermique (altitude moyenne 1000 m) et des précipitations assez abondantes.
- Le type 4, climat tropical et équatorial de transition : il est caractérisé par une chute de pluviosité au cours des mois juillet – août.
- Le type 1, climat équatorial : il comporte 4 saisons bien marquées.

I.3.2 – pluviométrie

Grâce aux travaux de J.C OLIVRY, qui s'appuient sur une longue période de relevés – homogénéisation allant de 1930 à 1970 (40 ans), on a pu établir que le bassin de la Sanaga, qui comporte l'ensemble des stations pluviométriques compris entre les isohyètes 5000 et 1500 mm.

I.3.3– synthèse géologique du bassin de la Sanaga

Le socle précambrien ou « formation de base » domine dans le bassin de la Sanaga. Il comprend, notamment dans la série du Lom, d'anciennes formations sédimentaires, de

métamorphisme peu profond. Ces formations du Lom ont été traversées par des intrusions granitiques, formant un réseau dense de filons. Le complexe de base couvre la quasi-totalité du bassin. Il comprend les roches cristallophylliennes, ainsi que les roches éruptives et intrusives anciennes. Les "formations de couverture" quant à elles sont en proportion d'assez faible étendue, et sont constituées pour l'essentiel des roches volcaniques.

I.3.4 – Relief et morphologie

La zone d'étude s'étend du plateau de l'Adamaoua au centre du Cameroun. L'altitude est proche de 800 m au Nord et diminue légèrement au centre, où elle n'est plus que de 600 m, pour remonter (à Yaoundé) de 750 m, comme si la surface avait été affectée par un vaste mouvement d'ondulations. Entre l'Adamaoua où débutent les ruissellements en altitude et la côte à laquelle le fleuve Sanaga se jette dans l'Océan atlantique, on assiste à un abaissement progressif d'altitudes. On peut penser que de faibles mouvements tectoniques en sont responsables, se traduisant par des différences sensibles du drainage des vallées.

I.3.5 – le couvert végétal

Il constitue l'élément fondamental pouvant influencer sur l'hydrologie des bassins. Le couvert végétal de la zone d'étude se rattache à une végétation composée de 30 pour cent de forêt et 70 pour cent de savane arborée à *lophira alata* et *daniellea oliveri* avec une strate herbacée régulièrement brûlée en raison de la grande abondance de troupeaux.

I.3.6 – Hydrographie

La Sanaga est le plus grand fleuve du Cameroun drainant tout le versant sud de l'Adamaoua et le versant Est de la chaîne occidentale jusqu'aux Bamboutos. Il est formé par la réunion du Lom et du Djerem qui sont ses principaux affluents. Le Djerem prend naissance sur le plateau de l'Adamaoua ; château d'eau le plus important du Cameroun vers 1100 m d'altitude et situé à 40 km au Nord de Meiganga. Il coule vers l'Ouest sur une distance de 180 km avec une forte pente. Il reçoit deux affluents importants sur sa rive gauche la Vina et le Beli. Quant au Lom qui prend naissance en Oubangui sur la bordure Sud-Est de l'Adamaoua vers la cote 1200 m au Nord-Est de l'Adamaoua vers la côte 1200 m au Nord-Est de Meiganga. Il traverse jusqu'à Betaré-Oya des régions presque aussi désertes que la vallée du Djerem. Le Lom ne reçoit qu'un affluent important qui est le Pangar (rive droite) situé à 35 km de l'amont de son confluent avec la Djerem. La Sanaga après son confluent qui lui donne naissance coule d'abord au milieu.

I.4. Objectif de l'étude

I.4.1 Objectif général

L'objectif général de la présente étude est de proposer une conception et un dimensionnement d'un pont mixte acier -béton de la façon la plus optimale pour le franchissement du fleuve Sanaga au lieu-dit Nachtigal, Région du centre. Il sera question pour nous de :

- Proposer une étude technique détaillée pour l'ouvrage de franchissement (pont mixte bipoutres;
- Proposer une méthodologie d'exécution.

I.4.2 Objectif spécifique

L'objectif spécifique de la présente étude est de réduire le coût de réalisation de l'ouvrage pour ce faire nous allons :

- Faire la synthèse des études de base ;
- Concevoir et dimensionner l'ouvrage ;
- Méthodologie d'exécution ;
- Estimer le coût de projet.

CHAPITRE II : DONNEES NATURELLES

II. DONNEES NATURELLES

II.1 Résultats des sondages au pressiomètre Ménard

L'essai pressiométrique permet de déterminer les composantes suivantes :

- EM : Module pressiométrique de Ménard qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- Pl : Pression limite qui caractérise la résistance de rupture du sol ;
- Pf : Pression de fluage qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique du sol.

II.2 Conclusion du rapport géotechnique.

Les fondations sont des supports des éléments de la structure. Le tableau suivant nous montre les contraintes admissibles en fonction de la profondeur d'ancrage :

Tableau 1 : les différentes contraintes en fonction de la profondeur d'ancrage.

	Culée C0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Culée C7
Profondeur d'ancrage roche (m)	1,5	2	2	1,5	2,5	1,3	1,3	1,6
Capacité portante de la fondation (bars)	8	7	8,7	8	8,6	7	5	8,2

NB : la fondation superficielle telle que proposer dans le rapport géotechnique, et ce conformément au fascicule 62 -titre V du CCTG : « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ».

Dans le document référence citée ci-dessus (fascicule 62 -titre V du CCTG), on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement **De** est inférieure à 1,5 fois sa largeur, c'est-à-dire :

$$\frac{D_e}{B} < 1,5$$

Pour notre ouvrage, le rapport de la profondeur d'encastrement **De** sur la largeur **B** de la fondation est donnée par :

Tableau 2 : justification fondation superficielle

	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6
Profondeur de la roche (m)	2	2	1,5	2,5	13	1,3
B(m)	5	5	5	5	5	5
De/B	0,4	0,4	0,3	0,5	2,6	0,26

NB : les culées seront en fondation profonde.

II.3 Données hydrauliques et topographiques

Donnée hydraulique

Les études hydrauliques menées dans le cadre de cette étude ont conduit à considérer les valeurs suivantes :

Débit centennial projet (m³/s) :	4415
Débit étiage (m³/s) :	460
Niveau des PHEC (m) :	430,86
Niveau des PBEC (m) :	427,5

➤ OUVERTURE DU PONT

Suivant la topographie du lit du cours d'eau et vu que nous avons un ouvrage droit, la longueur de la brèche à franchir est de L=380,00 mètres.

GABARIT DU PONT

Le niveau des Plus Hautes Eaux étant connu et considérant que nous sommes dans une zone forestière, un tirant d'air (revanche) de 4,00 mètres sera considéré. Ce tirant d'air permettra également la mise hors d'eau des appareils d'appui. De ce fait, le pont sera calé à une côte $Z_c = 435,04$ sous les poutres principales.

$$G = PHEC + \text{Tirant d'air} + h_{\text{bossage}} + h_{\text{appareil d'appui}}$$

$$G = 430,86 + 4 + 0,1 + 0,08 = 435,04 \text{ m}$$

NB : Le fleuve Sanaga est navigable

Donnée topographique

Après validation du choix de l'ouvrage, les études topographiques menées dans le cadre de cette étude ont conduit à considérer les valeurs suivantes :

Tableau 3: Données topographiques

Désignation	Culée C0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Culée C7
Cote finie des semelles	437,81	426,7	427,3	427,3	426,3	427,3	427	435,01
Cote finie des appuis PK	8 +445.70	8 +448.20	8 +548.20	8 +608.20	8 +683.20	8 +743.20	8 +803.20	8 +845.70

➤ DOMAINES D'EMPLOIS DES OUVRAGES MÉTALLIQUES

Dans le document « Conception des ponts ; par Anne Bernard-GELY & Jean-Armand CALGARO », il existe deux grandes familles de ponts métalliques à savoir :

- Les ponts métalliques à travées indépendantes ;
- Les ponts métalliques à poutres continues.

Les ponts métalliques à travées indépendantes, on y retrouve des ponts à :

- Poutrelles enrobées ;
- Tablier mixte ;
- Dalle orthotrope.

Les ponts métalliques à poutres continues, on y retrouve les mêmes types de ponts :

- Poutrelles enrobées ;
- Tablier mixte ;
- Dalle orthotrope.

Dans ces deux grandes familles d'ouvrages métalliques ainsi énumérées, le choix d'un type de pont se fait en fonction de la portée maximale.

II.4 Justification du Choix de type d'ouvrage métallique à construire

Vu la longueur de la brèche à franchir qui est de 380 mètres , l'enveloppe réduite du projet ; en outre l'exigence du délai et la maîtrise de la réalisation d'un ouvrage de ce type par l'entreprise nous a permis naturellement de porter notre choix vers un pont à tablier mixte bipoutre acier-béton à travée continue qui présente les avantages suivants :

- Délai d'exécution relativement court ;
- Possibilité de préfabrication de la dalle de couverture
- Possibilité de façonnage de la charpente métallique en usine ;

- Facilité de mise en œuvre ;
- Structure légère et esthétique ;
- Grande portée (jusqu'à 90 m environ) réduisant ainsi le nombre de travées ;

Le tableau suivant illustre les différentes portées de pont selon le type de l'ouvrage.

Tableau 4: Gamme de pont selon leur portée

TYPE D'OUVRAGE	PORTEES (m)								
	0	5	10	20	30	40	50	100	200
<u>TRAVÉE INDEPENDANTE</u>									
Poutrelles enrobées			—	—	—	—	—		
Tablier mixte					—	—	—	—	
Dalle orthotrope								—	—
<u>POUTRE CONTINUE</u>									
Poutrelles enrobées			—	—	—	—	—		
Tablier mixte					—	—	—	—	
Dalle orthotrope								—	—

CHAPITRE III : MÉTHODOLOGIE

Pour mener à bien notre travail, nous allons nous focaliser sur trois principaux volets à savoir : la conception, le dimensionnement et la méthodologie d'exécution.

Au préalable, nous nous sommes imprégnés du projet en lisant : le marché (CCAP (Cahier de clause administrative particulière, CCTP (Cahier de clause technique particulière), le rapport géotechnique et le rapport hydrographique afin d'extraire les données de base.

III.1 Méthodologie de conception.

Afin de réaliser notre conception, nous nous servirons du document SETRA (2010) Pont mixte acier-béton, guide de conception durable.

Ce document nous permettra de réaliser la conception en nous renseignant sur les paramètres tels que :

- La hauteur des poutres,
- La largeur de semelles,
- L'épaisseur de l'âme du profilé,
- L'épaisseur du tablier.

Une fois les paramètres géométriques établis, nous procéderons au dimensionnement structurel. Pour les appuis des éléments en béton armé nous nous servirons du document SETRA PP73 et de CALGARO afin d'en faire une conception optimale.

III.2 Dimensionnement de la structure

III.2.1 Modélisation de la structure

Le pont étant géométriquement grand (largeur et portée), il est quasi impossible de le modéliser en entier dans un logiciel sans licence. Pour ce faire nous le modéliserons par partie. Nous modéliserons une seule poutre avec ses différentes charges appliquées.

L'étude de la flexion longitudinale des poutres principales permettra de valider les épaisseurs des tôles des semelles et des âmes mises en œuvre vis-à-vis des points suivants :

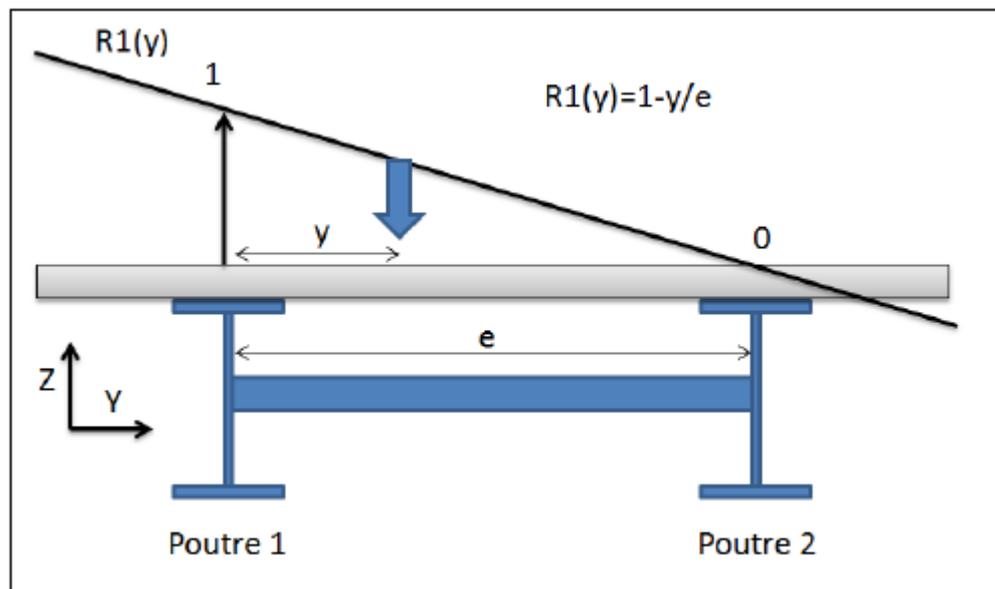
- Sollicitations à l'ELS et à l'ELU ;
- Contraintes de fatigue

On réalisera un modèle d'une poutre mixte hyperstatique sur le logiciel Robot Analysis Structural développé par la société Autodesk. Les charges excentrées seront répercutées sur les

poutres principales à l'aide d'un coefficient de répartition transversal selon la droite de Courbons.

Le logiciel possède les fonctionnalités suivantes :

- La définition des différentes sections mixtes de l'ouvrage
- La définition des charges permanentes
- La définition des charges de trafic (convois simples et multiples) positionné suivant les lignes d'influence de manière à provoquer les effets les plus défavorables sur la structure (moment max et min ; effort tranchant max et min).
- La définition des combinaisons réglementaires et enveloppes.
- Le classement des sections à l'ELU



- L'analyse des sollicitations et des contraintes et la vérification des critères de justification de la charpente des hourdis et des armatures.

Figure 2:répartition transversale de charge selon la droite de courbons

III.2.2 Poutre modélisée

Le calcul de la charpente métallique du bipoutre est réalisé sur la base d'une seule poutre. La coupe fonctionnelle du tablier de l'ouvrage étant symétrique, les deux poutres sont chargées de la même façon.

a. modélisation de la dalle

La dalle sera modélisée en élément coque sur deux appuis simples.

b. modélisation de la pile

La pile de type fut la plus sollicitée sera modélisée avec sa semelle dans le logiciel.

c. Modélisation de la culée

La culée sera modélisée entièrement avec ses différentes parties éléments (chevêtre, mur garde grève, mur en retour).

III.2.3 Dimensionnement de la structure

Après avoir modélisé la structure, nous recueillerons toutes les sollicitations, ensuite nous le dimensionnerons selon la façon dont il est sollicité (flexion simple , flexion composée...). Nous utiliserons le BAEL 91 modifié 99 pour le calcul des aciers des éléments en béton armé.

III.3 Matériel

L'outil informatique nous a beaucoup faciliter la tâche dans la mesure où il réduisait un bon nombre de calcul manuel et de dessin graphique. Il s'agit entre autres de :

- Le logiciel robot RSA 2017 : il permettra la modélisation et d'en ressortir les sollicitations
- Le logiciel Autocad 2016 :il permettra la réalisation dessins graphiques et les plans de ferrailage.
- Word : il permettra la rédaction du rapport.
 - Excel :il facilitera les calculs des aciers et la programmation de certaines démarches .

III.4 Optimisation de l'ouvrage

Ici, il sera question de faire une analyse globale de la structure et d'adapter les sollicitations sur chaque partie de l'ouvrage.

Sachant bien que l'aspect technique engendre un coût important lors de la réalisation nous optimiserons les matériaux et les méthodes de réalisation.

Pour les solutions économiques lors de la réalisation, nous nous baserons sur les retours d'expérience de l'entreprise et les différents documents en vigueur.

CHAPITRE IV : CONCEPTION GÉNÉRALE DU PONT MIXTE

Nous aborderons dans ce chapitre la conception des différents éléments constitutifs du pont dans son ensemble. La figure ci-dessous vous présente les différents éléments

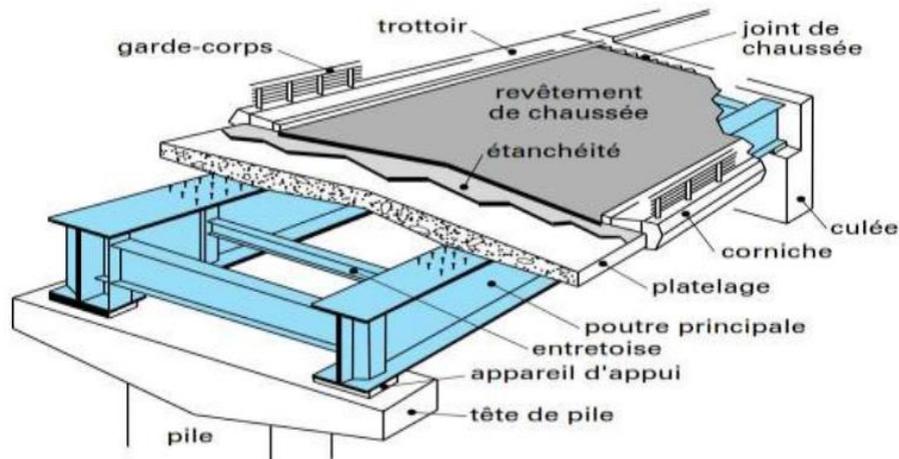


Figure 3: Élément constitutif d'un pont

IV.1 -conception des travées

Afin de libérer le lit de la Sanaga, nous avons opté pour une grande ouverture au milieu du lit ainsi que les travées proches de celle du milieu auront aussi une grande ouverture. En outre, la conception des travées a été influencée par les essais géotechniques, l'étiage de la Sanaga et le document SETRA qui impose un ratio de 60% entre deux travées consécutives d'un pont mixte à travées continue. Pour éviter de faire de fondations profondes ou les piles de grande hauteur, combinée à ces hypothèses précédentes, il en résulte sept travées conçues comme suit à savoir deux travées de 42,5 m, quatre travées de 60 m et une travée de 75 m.

SCHEMA



IV-1.1 Conception du tablier

Le tablier du pont mixte bipoutre acier-béton est constitué de sept travées continues et de deux poutres (bipoutres) reconstituées soudées (PRS) solidaires entre elles par l'intermédiaire de poutres (entretoise) transversales en profilées laminées espacées de 6 mètres

d'axe en axe et supportent entièrement une dalle en béton armé. La liaison béton-acier du tablier est assurée par des connecteurs soudés au-dessus de la semelle supérieure des poutres principales. La dalle est recouverte d'une couche de béton bitumineux sur toute la largeur roulable et présente un profil en toit permettant d'évacuer les eaux de ruissellement. Les trottoirs de 1,5 m de large seront aménagés de part et d'autre de la chaussée à deux voies de 3,75 m chacune. Un dispositif de sécurité de type S8 (garde-corps) sera installé sur le pont. Il sera prévu sur une bande de 0,25 m de large, des cunettes en béton armé qui vont recueillir les eaux de ruissellement sur la chaussée pour les diriger à cet effet vers les gargouilles. La figure 3 ci-dessous montre la composition d'un tablier d'un pont mixte acier-béton bipoutre.

❖ **Choix des poutres principales et des entretoises.**

Le choix du type d'élément, entretoises ou pièces de pont qui permettront d'assurer la liaison avec les poutres principales dépend essentiellement de la largeur totale de l'ouvrage d'art projeté. Pour ce qui est de notre pont, la largeur totale est de $L_t=11\text{m}$ ($3,75*2 + 1,35*2 + 0,4*2$). Le choix du type d'élément (pièces de pont ou entretoises) se fait suivant les considérations ci-après (Cf. Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception-SETRA septembre 2010) :

❖ **Types d'éléments de liaison**

Tableau 5: Choix des éléments de liaison du tablier

TYPE DE LIAISON		
TABLIER ACIER -BÉTON	TABLIER A ENTRETOISE	TABLIER A PIÈCE DE PONT
	$L_t < 13\text{ m}$	$L_t > 14\text{ m}$

IV.2 Prédimensionnement des éléments du tablier.

Le tablier est constitué d'une chaussée à deux voies de 3,75 m chacune, encadrée respectivement de part et d'autre d'une cunette d'évacuation des eaux avec les glissières de sécurité en béton armé de 0,40 m de large, d'un trottoir de 1,35 m pour une largeur totale de 11 m.

IV.2.1 Prédimensionnement des poutres principales

D'après le document SETRA guide de dimensionnement durable 2010 nous obtenons le tableau suivant :

Tableau 6 : Prédimensionnement des éléments du tablier

ÉLÉMENT	CALCUL	CHOIX
La Longueur totale du tablier (m)	400	400 m
LT Largeur totale du tablier	11	11 m
Hauteur totale des poutres principales	$max = \left[\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45}; 0,40 + \frac{X}{35} \right]$	2,52 2,6 m
Entraxe des poutres A	$A=0,55*LT$	6,01 6 m
Largeur des semelles inf. Binf	$Binf = \left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{LT}{150} \right)$	0,98 1000 mm
Largeur des semelles sup. Bsup	Bsup=Binf-0,1, car tablier à 2 voies	0,88 900 mm
Entretoise courante	IPE 600	IPE600 IPE600
Épaisseur de la dalle au centre de la dalle et à l'extrémité	$E1 = \left(0,13 + \frac{LT-L}{26} \right)$ au droit des poutres principales	0,32 35 cm
	$E2 = \left(0,12 + \frac{L}{50} \right)$ au centre	0,24 25 cm

Source 1: Guide SETRA conception durable 2010

IV.2.2 Âme et semelles des poutres principales

Les poutres principales en I seront des profilés reconstitués soudés.

a. Épaisseur âme

Pour la nuance d'acier S355 généralement utilisée pour la construction des ouvrages métalliques comme la charpente d'un pont mixte acier-béton, l'épaisseur des tôles varie suivant le tableau ci-dessous (cf. Ponts mixtes acier-béton, guide de conception durable ; SETRA septembre 2010) :

Tableau 7 : Choix épaisseur âme en fonction de la nuance de l'acier

Nuance	ÉPAISSEUR	Qualité
S355	30 mm < e < 80 mm	N ou M

tw=50mm

b. Épaisseur des semelles

À cause des problèmes de fatigue et dans le souci de l'optimisation, l'épaisseur des semelles variera.

RÉCAPITULATIF : les Poutres principales en PRS ont une hauteur totale constante :

Tableau 8 : donnée du profilé

Hauteur Poutre Ht (mm)	B _{sup} (mm)	B _{inf} (mm)	t _{fsup} (mm)	t _{finf} (mm)	t _w (mm)
2600	800	900	50	50	50

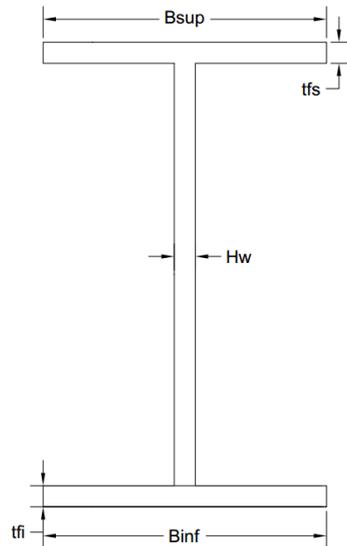


Figure 4 : Schéma du PRS

IV.2.3 La dalle de couverture

La dalle de couverture en béton armé sera modélisée comme un rectangle avec une épaisseur constante. La longueur de la dalle correspondra à la longueur d'un plot (hourdi), c'est-à-dire 6 m de long. La dalle sera solidaire aux poutres principales par l'intermédiaire des connecteurs qui seront soudés sur les semelles supérieures des poutres.

NB : L'épaisseur de la dalle de couverture sera constante dans notre cas et sera prise conformément au tableau 9, ceci pour des faibles valeurs d'entraxe b (cf. Ponts mixtes Acier-béton : guide de conception ; SETRA 1990) :

Tableau 9 : Epaisseur de la dalle en fonction de l'entraxe b

b en (m)	em (m)	ep (cm)	Épaisseur constante
5,00	24	28	25
6,00	25	30	27

Pour notre ouvrage, $b = 6,05m \Rightarrow e = 27cm$

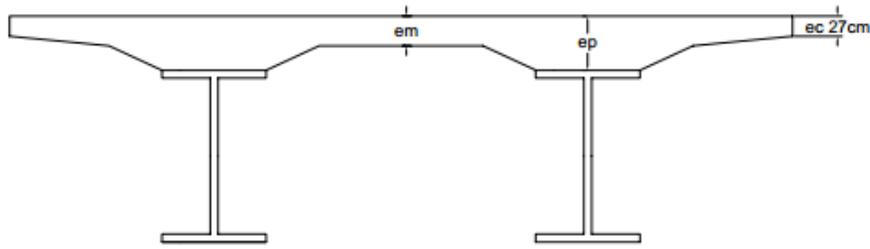


Figure 5 : Schéma de la dalle

IV.2.4 Entretoises

Les entretoises en zone courante sont des profilés laminés IPE 600 qui seront espacés tous les 7,00 m d'axe en axe (d'après le guide de conception durable du Setra). Au niveau des appuis, les entretoises seront en HEA 600 qui serviront éventuellement de contreventement pour les poutres principales. La figure suivante illustre l'entretoise.

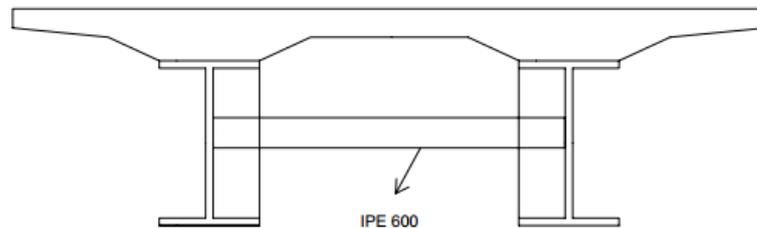


Figure 6 : Schéma entretoise

IV.3 Conception des appuis

IV.3.1 Généralités

Les appuis sont des éléments verticaux sur lesquels s'appuie le tablier de l'ouvrage d'art. Les appuis ont pour rôle de transmettre au sol de fondation, les efforts dus au tablier. On distingue deux types d'appuis à savoir les culées (appuis d'extrémité) et les piles (appuis intermédiaires). Dans le cas de notre ouvrage qui est un pont mixte acier-béton bipoutre à travée continue de portée maximale égale à 75 mètres, il y aura deux culées et six piles.

IV.3.2. Conception de pile

On distingue deux types de piles : les piles de type voile et les piles de type poteau ou colonne. Les piles de type voile sont plus solides et présentent un coffrage très esthétique. Elles nous fournissent une grande robustesse vis-à-vis des différents chocs.

Les piles sont en béton armé et sont de type voile ou fut. Elles sont semi-rectangulaires, leur hauteur varie entre 10m et 12 m, car la pente longitudinale de 7% impose cette variation. Afin que les descentes de charges s'effectuent directement, nous excentrons les bossages.

Nous proposons des piles de type fut en forme concave. Ce choix est influencé par la possession du coffrage de ce type par l'entreprise.

Le PP73 conseille un espace libre supérieur à 15 cm, à réserver sous l'intrados pour placer les vérins, nous prenons un espace libre de 25 cm.

La géométrie retenue pour la pile est :

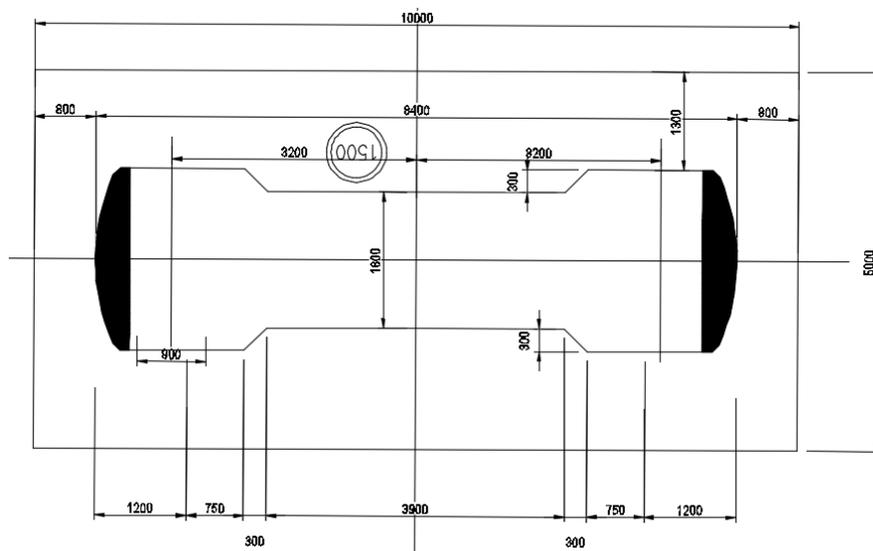


Figure 7: Géométrie de la pile choisie

IV.3.3 Conception des culées

La culée a essentiellement deux fonctions : une fonction technique et une fonction mécanique.

La fonction mécanique de la culée consiste à une bonne transmission des efforts au sol de fondation, à la limitation des déplacements horizontaux et verticaux en tête de l'ouvrage. Quant à la fonction technique, la culée permet d'assurer la transition entre les voies d'accès et l'ouvrage, en d'autres termes, c'est par la culée que l'on accède à l'intérieur de l'ouvrage. Nous avons plusieurs types de culées à savoir : les culées enterrées ; les culées remblayées ; les culées creuses ; les culées en terre armée ; les culées contrepoids.

Dans notre étude, nous avons opté pour une culée à tête de talus, car elle facilite la mise en œuvre. Le tablier, et un mur garde-grève à l'arrière qui isolent le tablier du remblai d'accès.

La figure suivante illustre ce type de culée.

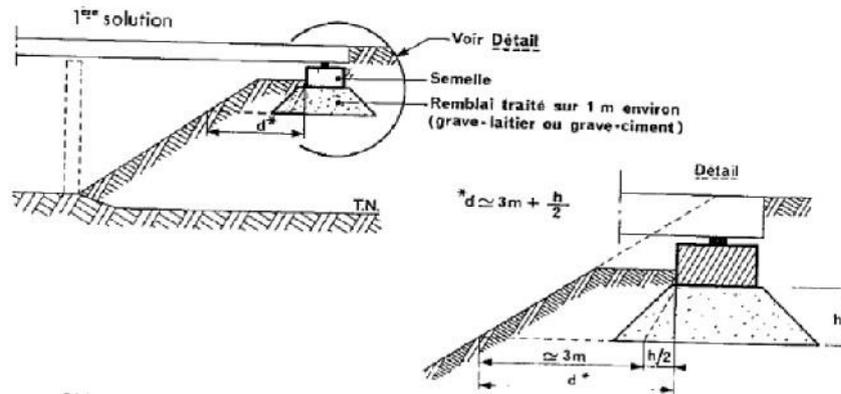


Figure 8: Culée à tête de talus

Prédimensionnement de la culée

D'après le document de Calgaro « projet et construction de pont » on a :

$$d = 3.5 \text{ m}$$

Pré dimensionnement du chevêtre

Nous dimensionnons le chevêtre comme une semelle de liaison

Diamètre des pieux

Selon Calgaro : $0.6 \leq \emptyset \leq 2.5$, nous choisissons $\emptyset = 1 \text{ m}$

Longueur du Chevêtre

$$L_s = (n - 1) \times l' + 2\emptyset$$

L_s : la longueur de la semelle

n : Nombre de pieux

l' : espacement de deux files voisines

\emptyset : Diamètre de pieux

$$L_s = (6 - 1) \times 2 + 2 \times 1$$

$$L_s = 12 \text{ m}$$

Largeur du Chevêtre

$$B = (3N - 1)\emptyset$$

Avec :

N : Nombre de file

\emptyset : Diamètre des pieux

$$B = (3 \times 2 - 1) \times 1 = 5 \text{ m}$$

$$B = 5 \text{ m}$$

Hauteur du Chevêtre

$$H_s = 0.5 * \left(3\emptyset - \frac{a}{2} \right) + d$$

$$H_s = 1.2 \text{ m}$$

Le mur en retour

Selon J.A. Calgario, l'épaisseur de mur en retour est $30 < e < 45 \text{ cm}$

Ce mur permet de retenir latéralement les terres en tête des culées enterrées et la réception des éléments de corniche préfabriquée.

Son épaisseur : $e = 50 \text{ cm}$. Sa longueur égale à la longueur de la dalle de transition.

- La dalle de transition

$$\text{La largeur } l = \inf[6 \text{ m}; \sup(3 \text{ m}; 0,60H = 0,60 \times 8 = 4,8)] = 4,8$$

H étant la hauteur du remblai.

Nous retenons **$l = 5 \text{ m}$**

$$\text{Longueur} = \text{largeur de la chaussée} + 2 * \text{BD} : 11 \text{ m}$$

$$l = 11 \text{ m}$$

Épaisseur : $e = \max(0.3; h/8)$ avec $h = 2 \text{ m}$ on a :

$$e = 30 \text{ cm}$$

Le corbeau

C'est l'élément situé en arrière du mur garde-grève sur lequel la dalle de transition prend appui.

$$e_{max} = 60 \text{ cm}$$

La longueur est égale à celui de la dalle de transition.

- La semelle de fondation

$$\text{Largeur de la semelle : } \frac{H}{3} \leq l_s \leq \frac{2H}{3} \Leftrightarrow \frac{6.17}{3} \leq l_s \leq \frac{2 \times 6.17}{3}$$

$2,05 \leq l_s \leq 4.13$, avec H la hauteur totale de la culée

On adopte $l_s = 5m$

Hauteur de la semelle : $h_s = 1,2m$

Longueur de la semelle : $L = 11 + 0,5 \times 2 + 0,10 \times 2 = 12.2 m$

Le prédimensionnement nous donne la figure suivante :

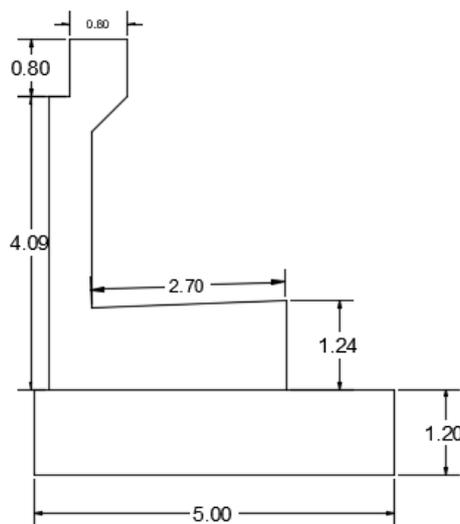


Figure 9:schema de la culée retenue

IV.4 Choix et types de fondations

Les résultats des sondages géotechniques montrent que les fondations superficielles sur semelles sont les mieux indiquées pour notre ouvrage.

Les essais géotechniques ont révélé la présence d'une roche gneiss à 2 m de profondeur en moyenne. La conception et l'implantation de la culée suivant la brèche à franchir donnent une hauteur totale de remblai à soutenir de $Ht = 8,0 m$.

IV.5. Les équipements du pont

Ils permettent à l'ouvrage d'art d'assurer sa fonction fondamentale. Ils sont aussi des éléments non négligeables de conception et de dimensionnement de l'ouvrage.

IV.5.1 Les revêtements

IV.5.1.1 La couche d'étanchéité

Elle a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux de pluie sur la structure béton, lesquelles eaux pourraient éventuellement fragiliser l'ouvrage par la détérioration des armatures. La mise en œuvre de la couche d'étanchéité aura un impact significatif sur la durée de vie de l'ouvrage. Elle sera constituée d'une couche d'asphalte coulée de 3,0 cm d'épaisseur et sera posée sur toute la surface de la dalle de couverture du tablier en béton armé.

IV.5.1.2 Couche de roulement

La couche de roulement sera en béton bitumineux de 9,0 cm d'épaisseur et sera disposée sur la surface roulable du tablier.

IV.5.1.3 Les trottoirs

Ils représentent la partie d'ouvrage réservée pour la mobilité des piétons. Les trottoirs seront légèrement surélevés de 20,0 cm (Bordure de trottoir DE type T2) par rapport au niveau de la chaussée afin d'isoler les piétons des automobilistes. Les trottoirs auront une largeur de 1,35 m, une pente de 4,00% et seront constitués entièrement de béton plein.

IV.5.1.4 Les garde-corps

Les garde-corps seront de type S8. Ce sont des équipements qui protègent les piétons d'une éventuelle chute sur le pont. Ils seront ancrés dans les corniches. Leurs poids sont de 65kg/ml.

IV.5.1.5 Les appareils d'appui

Notre tablier repose sur les PRS (profilé reconstitués soudés) qui à leur tour transmettent leur charge aux appuis (culées et piles) par l'intermédiaire des appareils d'appui. Ils sont conçus pour transmettre essentiellement les efforts verticaux ou, à la fois, des efforts verticaux et horizontaux. Il existe plusieurs types d'appareils d'appui sur le marché. On peut citer :

- des appareils d'appui en béton ;
- Les appareils d'appui métalliques ;
- Les appareils d'appui spéciaux et ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.

Dans le cas de notre projet, les appareils d'appui seront en élastomère fretté, car, du point de vue technique, ils sont compatibles avec l'ouvrage. En plus, ils reprennent élastiquement les charges verticales et horizontales qui les sollicitent et leur mise en œuvre est relativement facile.

IV.5.1.6 Les joint de chaussées

Les joints de chaussée ou joints de dilatation sont des dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure de tablier. Notre ouvrage présentera un tel dispositif à ses extrémités (culée-tablier). Suivant l'intensité de la circulation, il existe trois choix possibles de joint de chaussée :

- un joint léger pour un trafic inférieur à 1000 véhicules lourds par jour ;
- Un joint semi-lourd pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules lourds par jours
- un joint lourd pour un trafic de plus de 3000 véhicules lourds par jour.

Pour notre ouvrage, avec un trafic de moins de 1000 véhicules lourds par jour, il sera utilisé un joint léger.

IV.5.1.7 Les gargouilles

Les gargouilles sont des éléments qui contribuent à l'évacuation des eaux de ruissellement sur la chaussée. Elles seront disposées tous les 20m de part et d'autre de la chaussée.

IV.5.1.8 Les corniches

Ce sont des équipements qui ont essentiellement un rôle esthétique. Elles seront placées sur les bords latéraux extérieurs de la dalle du tablier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. Il existe essentiellement trois catégories de corniches : les corniches en béton coulées en place, les corniches métalliques et les corniches en béton préfabriquées.

Nous allons utiliser dans le cadre de ce projet comme indiqué sur la figure 10 ci-dessous, une corniche préfabriquée en béton de section $A=0,237m^2$

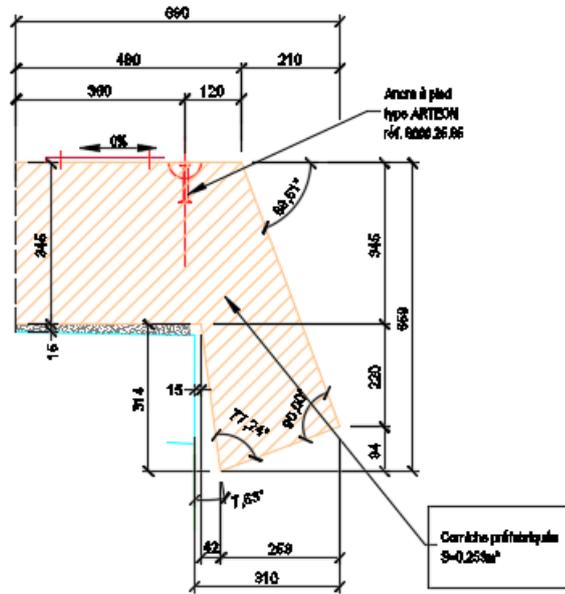


Figure 10 : schéma de base corniche

IV.5.1.9 Les glissières en béton armé

Un pont de 400 ml engendre une accrescence de vitesse, par ailleurs les piétons utilisent le pont pour franchir le fleuve, d'où la nécessité de les protéger des différentes charges comme le grumier. Pour y faire, nous avons décidé de mettre des Glissières en béton armé au droit des trottoirs. La figure suivante illustre notre choix.

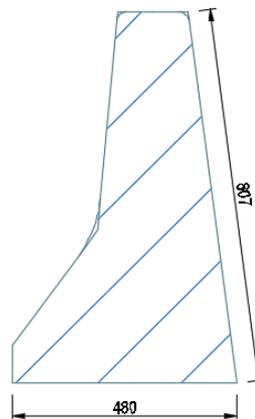


Figure 11: Glissière en béton armé

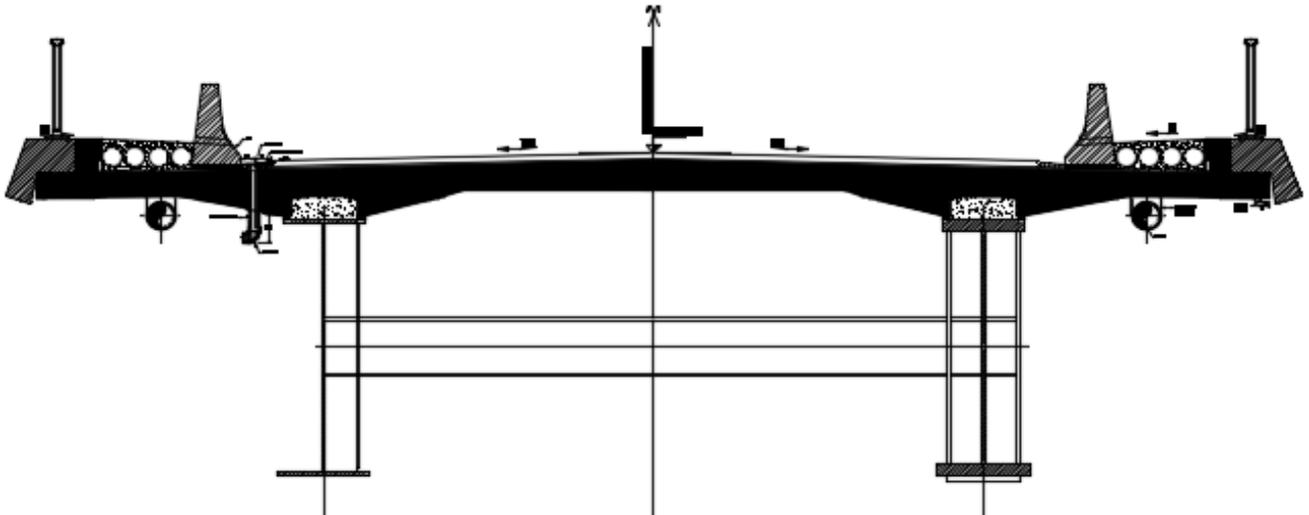


Figure 12: Coupes transversales de la dalle

Description de l'ouvrage retenue

Sens transversal : le pont est constitué de deux voies de 3,75m avec deux trottoirs de 1,35m, des glissières de sécurité de 40cm de part et d'autre du trottoir. Le devers est de 2,5%.

Sens longitudinal : un ouvrage long de 400 avec 7 travées continues ($2*42,5 + 4*60 + 75$) et une pente de sept 0,7%

CHAPITRE V DIMENSIONNEMENT DU PONT MIXTE

V.1 Caractéristique matériaux utilisés

V.1.1 Ciment

Le ciment utilisé sera dû :

- CEM I 32.5 pour toutes les semelles : Car il est recommandé pour les ouvrages enterrés et coulés sans reprises ;
- CEM I 42.5 pour les piles et chevêtre : il est recommandé pour les ouvrages avec reprise ;
- CEM I 52.5 pour l'hourdis : la méthode de mise en place par poussage impose une résistance à 14h d'âge de 11MPa d'ou la nécessité d'utilisé une grande résistance de classe ;

V.1.2 Acier pour charpente métallique

Module d'élasticité longitudinale	E 210 000 MPa
Coefficient de poisson	$\mu = 0,30$
Module d'élasticité transversale	G = 81 000 MPa
Coefficient de dilatation linéaire (thermique)	12.10-6 par °C
Masse volumique de l'acier	78,5 kN/m ³

- **Type de profilé PRS**

Nuance des aciers S355

Nuance des aciers S460

- **Béton pour hourdis**

Type de béton B35

Poids volumique du béton (armé) 25kN/m³

Résistance à la compression à 28 jours, $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Résistance à la traction à 28 jours, $f_{t28} = 2,70 \text{ MPa}$

- **Béton pour semelle, pile et culée**

Type de béton B30

Poids volumique du béton (armé) 25kN/m³

Résistance à la compression à 28 jours, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Résistance à la traction à 28 jours, $f_{t28} = 2,40 \text{ MPa}$

- **Béton pour bossage**

Type de béton B40

Poids volumique du béton (armé) 25kN/m³

Résistance à la compression à 28 jours, $f_{c28}=40$ MPa

Résistance à la traction à 28 jours, $f_{t28} = 3$ MPa

• **Aciers passifs pour béton**

Module d'élasticité longitudinale E_s 200 000 MPa

Aciers à haute adhérence (HA) FeE400 ($f_e=400$ MPa)

Aciers rond FeE215 ($f_e=215$ MPa)

Les contraintes admissibles seront calculées conformément au tableau suivant :

Tableau 10 : Les contraintes admissibles selon les fissurations

Situation de calcul	Contraintes admissibles de l'acier		Contrainte admissible du béton	
	ELS	ELU	ELS	ELU
Peu préjudiciable	-	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$0,6 * f_{c28}$	$\frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$
Préjudiciable	$\min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5 * f_e; 110 * \sqrt{1,6 * f_{tj}})\right)$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$0,6 * f_{c28}$	$\frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$
Très préjudiciable	$0,8 * \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5 * f_e; 110 * \sqrt{1,6 * f_{tj}})\right)$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$0,6 * f_{c28}$	$\frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$

V.2 Documents de référence

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

- Eurocode 3 et 4 pour la justification de la section mixte
- Fascicule N°61 titre II du CPC : « Programmes de charges et épreuves des ponts-routes » ;
- Fascicule N°61 titres V du CPC : « Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier » ;
- Fascicule N°62 titre I- section I du CCTG : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites »
- (Règles BAEL 91 modifiées 99) ;
- Fascicule N°62 titres V du CCTG : « Règles techniques de conception et de calcul de fondation des ouvrages de génie civil » ;
- Fascicule N°66 du CCTG : « Exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier »

- Différents types de bulletins techniques du SETRA ;
- Dossier pilote du SETRA - PP73.

V.3 Inventaires des charges

V.3.1 Charges permanentes

V.3.1.1 Poids des équipements fixes

Le poids des équipements fixes est de : $G1=47584$ kN (Poids total en kN).

Pour plus de détail, voir l'annexe 1 du présent document.

V.3.1.2 Charpente métallique

Le poids de la charpente métallique est de : $[G2] = 3009,0$ kN (Poids total kN). La charge permanente totale est de :

$$[G] = G1 + G2 = 47584 + 3009 = 50593 \text{ kN.}$$

NB : Pour plus de détails, se référer à l'annexe 1 du présent document.

V.3.2 Charges d'exploitations

Les charges à prendre en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage sont celles définies par le fascicule 61, titre II du CPC, défini ci-après :

- le système de charge A ;
- Le système de charge B ;
- Le convoi militaire de types Mc120 ;
- La charge générale de 150 kg/m² sur les trottoirs ;
- L'effort de freinage ;
- Les surcharges sur remblai.
- La charge exceptionnelle de type de grumier.

NB : Pour le calcul des différents coefficients de majoration dynamique, se référer à l'annexe 1 du présent document.

V.4 Définition des sollicitations de calcul

- . ANALYSE GLOBALE DE LA STRUCTURE

L'analyse structurale de l'ouvrage dans son ensemble pour la détermination des sollicitations de flexion longitudinale et des contraintes correspondantes dans toutes ses sections.

Afin de mener à bien une analyse globale de l'ouvrage, le logiciel Robot Structural Analysis 2017 nous permettra :

- d'avoir les déformées transversales et longitudinales ;
- Les efforts sur les poutres principales ainsi que les entretoises ;
- La réaction maximale sur appui.

V.4.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS ET DES CONTRAINTES

Les combinaisons d'action à prendre en compte avec les différents coefficients partiels de sécurité sont les suivantes :

- Sollicitations de calcul vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (ELU) de résistance et de stabilité de forme :

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \Psi_{Q1}Q_1$$

Sollicitations de calcul vis-à-vis des Etats Limites de Service (ELS) :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \Psi_{Q1}Q_1$$

G_{max}, G_{min} = ensemble des actions permanentes défavorables, favorables ;

γ_{Q1} = coefficient de pondération = 1,50 dans le cas général ;

Q_1 = action variables dites de base ;

Q_i = autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$);

Ψ_{Q_i} = coefficients de pondération

Tableau 11 : coefficient de pondération selon MEZOU

Type de charge	ELU	ELS
Charge permanente	1,35	1
Caractère normal (A, B*)	1,6	1,2
Caractère particulier\$ (M*,D,E)	1,35	1
Charges sur trottoirs	1,6	1
Charge sur remblai	1,6	1,2
Charge due au vent	1,2	1
Charge sismique**	1,2	0
Choc de bateaux**	1,2	0

* à multiplier par le Coefficient du majoration dynamique

\$ suivant l'itinéraire

** charge accidentelle non vérifiée à l'ELS.

Source 2: Cours de BEN MONGUI OUEZOU

• **Les combinaisons possibles**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q + \max(1,6A(l); 1,6Bc; 1,6Bt; 1,35Mc120; 1,35Gr)$$

$$\text{ELS} : G + Q + \max(1,2A(l); 1,2Bc; 1,2Bt; 1, Mc120; Gr)$$

Tableau 12 : combinaison à l'ELU

ELU	COMBINAISONS DE CHARGES
ELU1	1.35 G +1,6A(l)+1,6 Strotire
ELU2	1.35 G+1,6 Bc+1,6 Strotire
ELU3	1,35 G +1,6Bt
ELU4	1,35 G +1,6Br
ELU5	1,35 G+1,35Mc120+1, 6Strotoire
ELU6	1,35 G +1,35Gr

Tableau 13 : Combinaison à l'ELS

ELS	COMBINAISONS DE CHARGES
ELS1	G+1,2A(l)+1,0Strotire
ELS2	G+1,2 Bc+1,0 Strotire
ELS3	G +1,2 Bt
ELS4	G +1,2 Br
ELS5	G+Mc120+Strotoire
ELS6	1,35 G +1,35Gr

MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

Nous avons modélisé en éléments barres (charpente métallique) : comme le pont est gigantesque, nous avons modélisé une seule poutre avec la moitié des charges. Nous avons modélisé en éléments coque la dalle appuyée sur deux appuis avec la travée de 75 m et enfin nous avons modélisé en éléments voile la pile la plus sollicitée.

Après avoir modélisé la structure, nous présentons les différentes sollicitations sur la charpente et la dalle de couverture.

➤ **Moment fléchissant maximum**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,6A(l) + 1,6S$$

Tableau 14 : Sollicitations (moment) ELU 1

Travée	Longueur (m)	Moment (KN.m)	
		Sur appui	En travée
1	42,5	0	19331,26
2	60	55276,21	38181,1
3	60	55276,21	27824,6
4	75	79513,09	60207,06

ELS :

Tableau 15 : Sollicitation (moments) ELS1

Travée	Longueur (m)	Moment (kN. m)	
		Sur appui	En travée
1	42,5	0	19331,26
2	60	39814,7	28318
3	60	40948,3	1914,25
4	75	58874,4	44625,4

- Effort tranchant

ELU :

Tableau 16 : Effort tranchant ELU

Travée	Longueur (m)	Effort Tranchant (kN)	
		Sur appui	
1	42,5	3407,5	5632,3
2	60	6055,56	6029,12
3	60	5695,81	6389,7
4	75	7372,08	7372,08

ELS :

Tableau 17 : Effort tranchant ELS

Travée	Longueur (m)	Effort Tranchant (kN)	
		Sur appui	
1	42,5	2522,25	4173,2
2	60	4486,71	4467,2
3	60	4221,2	4732,9
4	75	5460,29	5460,29

V.5. Etude du tablier du pont mixte bipoutre acier béton : justification de la section

Le tablier supporte les charges permanentes et surcharges routières. Il est constitué des bipoutres principales, mais aussi de tous les éléments de superstructure, notamment :

- La dalle de couverture en béton armé ;
- La couche d'étanchéité et le revêtement en béton bitumineux ;
- Les trottoirs, les corniches et les barrières de sécurité ;
- Les gargouilles ;
- Les glissières de sécurité

L'étude du tablier va consister en la justification des différentes sections des éléments métalliques du tablier ainsi qu'au dimensionnement de la dalle de couverture.

Les bipoutres sont des profilés reconstitués soudés (PRS) sur lesquelles repose la dalle de couverture. Elles sont solidarisiées entre elles par des entretoises dont le rôle est la répartition des charges et surcharges routières sur lesdites poutres principales, mais aussi, les entretoises jouent un rôle de contreventement.

Les bipoutres sont sollicitées en flexion et les dimensions de la coupe transversale sont les suivantes :

Hauteur totale de la poutre principale (mm)	Ht	2600
Largeur semelle supérieure (mm)	Bsup	800
Largeur semelle inférieure (mm)	Binf	900
Épaisseur semelle supérieure (mm)	tfs	varie
Épaisseur semelle inférieure (mm)	tfi	varie
Hauteur de l'âme (mm)	Hw	varie
Épaisseur de l'âme (mm)	tw	50

V.5.1 Classe du profile : bipoutres principales en PRS

Après avoir calculé les différentes conditions nous obtenons :

$$\frac{B_{sup}}{2 \cdot t_{fs}} < 14 \cdot \varepsilon \quad \text{La semelle est de classe 3}$$

$$\frac{H_w}{t_w} < 87\epsilon \text{ D'où l'âme est de classe 2}$$

Le profilé métallique est de classe 3 et sera justifié par une analyse élastique.

NB : Pour plus de détails, se référer à l'annexe 3 du présent document.

V.5.2 Étude de la stabilité des poutres principales

a. vérification en flexion simple

Le moment résistant est défini par :

$$M_{résistant} = \frac{W_{el} * f_z}{\gamma_{m0}}$$

D'après les calculs de l'annexe 3, nous avons :

$$\begin{cases} M_{max} = 79513,8 \text{ kN.m} \\ M_{résist sup} = 97704 \text{ kN.m} \\ M_{résist inf} = 108054 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{max} < M_{résist}$$

Par conséquent, la flexion est vérifiée

b. vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

L'effort tranchant résistant est défini par :

$$V_{résist} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}}$$

D'après les calculs de l'annexe 3 nous avons :

$$V_{solli} = 7372,8 \text{ kN} < V_{résist} = 30276 \text{ kN}$$

c. Risque de voilement

D'après les calculs de l'annexe 3, nous avons :

$$\frac{H_w}{t_w} = 45,6 < \frac{31\epsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 50,91 \text{ Donc il n'y a pas un risque de voilement.}$$

c. Vérification du déversement

D'après les calculs de l'annexe 3, nous avons :

$$M_{solli} = 60207,06 \text{ kN.m} > M_{Rd,LT} = 10863,277 \text{ kN.m}$$

Le risque de déversement est imminent, pour palier à cela nous mettrons des raidisseurs tous les 7 m.

Les calculs de l'annexe 3 nous montrent clairement que la stabilité de bipoutres est assurée par rapport aux moments fléchissants, à l'effort tranchant et au phénomène de voilement.

V.5.3 Étude des entretoises : en appui et en zone courante

Les entretoises résistent bien au cisaillement, que ce soit en appuis ou en travée.

NB : Pour plus de détails, confère annexe 3 du présent document.

V.6 Etude de l'hourdis

V.6.1 Calcul des sections d'aciers dans la dalle

Le rôle de la dalle est de transmettre les charges aux bipoutres : il s'agit là de la flexion locale ou transversale. Le ferrailage sera fait pour un mètre linéaire de dalle, pour cela $b=1,00$ m et l'épaisseur de la dalle est de 27,00 cm.

Le tablier est donc modélisé comme une dalle supportée par deux poutres, toutefois, il sera dimensionné comme une poutre sur deux appuis.

Ainsi nous récapitulons dans le tableau ci-dessous toutes les sollicitations avec leurs sections d'acier.

➤ ELU :

Tableau 18:Récapitulatif effort et acier de la dalle à l'ELU

Orientation	Localisation	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
				Section d'acier théorique	Choix des aciers	Section d'acier réel
Sens transversal	Appui	85,2	95,36	11,12 cm ²	8HA14	12.31
	Travée		34,55	4,15 cm ²	6HA10	4.71
Sens longitudinal	Appui	160,89	85,55	10,52 cm ²	4HA20	12.57
	Travée		76,2	9,33 cm ²	3HA14	9,47

➤ ELS :

Tableau 19:récapitulatif effort et acier de la dalle à l'ELS

Orientation	Localisation	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
				Section d'acier théorique	Choix des aciers	Section d'acier réel
Sens transversal	Appui	62	76,87	15,99	8HA16	16,08
	Travée		23,2	5,14	6HA14	6,79
Sens longitudinal	Appui	98,2	142,2	29,54	10HA20	31,42
	Travée		76,2	16,45	6HA20	18.85

Conclusion : L'État Limite de Service (ELS) est le plus défavorable en travée

V.6.2. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

✓ Sens transversal

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\tau_U = \frac{V}{b * d} < \tau_{adm} \quad d = 0,9 * h \text{ et } h = \text{épaisseur de la dalle}$$

La contrainte tangentielle admissible (τ_{adm}) est donnée par le tableau suivant :

Tableau 20 : Contrainte tangentielle admissible

$\tau_{adm} [MPa]$	Fissuration peu préjudiciable	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable
Cadre droit (à 90°)	$\min \left[0,20x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] MPa$	$\min \left[0,15x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] MPa$
Cadre à 45°	$\min \left[0,27x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \right] MPa$	$\min \left[0,27x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \right] MPa$
Cadre à 22,5°	$\min \left[0,235x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 6 \right] MPa$	$\min \left[0,21x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5,5 \right] MPa$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{85,2 * 10^{-3}}{1 * 0,27} = 0,315 MPa \\ \tau_{adm} = \left(\min(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4) \right) = 3,49 MPa \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \tau_{adm}$$

✓ Sens longitudinal

La même condition doit être satisfaite :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{160.89 * 10^{-3}}{1 * 0,27} = 0,597 MPa \\ \tau_{adm} &= \left(\min(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4) \right) = 3,49 MPa \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \tau_{adm}$$

V.6.3 Vérification de la condition de non-fragilité

La condition suivante doit être vérifiée pour le calcul des aciers longitudinaux et transversaux :

$$A_{st} > A_{smin} = 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f'_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 * 1 * 0,9 * 0,27 * \frac{2,7}{400} = 3,77 \text{ cm}^2$$

Il se trouve que la section d'acier Ast a l'ELS est supérieure à celle de Asmin donc on conservera Ast L'ELS.

3. ETUDE DES CONNECTEURS

Afin de limiter le glissement à l'interface acier-béton et assurer aussi une meilleure adhérence entre ces deux matériaux, les connecteurs seront soudés sur la semelle supérieure des bipoutres métalliques, d'où le nom de structure mixte acier-béton.

N.B : L'étude des connecteurs est développée à l'annexe 5 du présent document.

V.7 Etude des bossages

Les bossages sont des pièces en béton armé solidaires aux appuis (culées et piles) sur lesquelles sont posés les appareils d'appui. Ils seront coulés sur place dans le cas de notre ouvrage.

Le rôle des bossages est multiple :

- ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui ;
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée ;
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui ;
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

V.7.1 Dimensions en plan des bossages

Les bossages présenteront par rapport aux appareils d'appui, un débord minimal de 5cm. Pour rappel, notre appareil d'appui a les dimensions suivantes :
Ce débord de 5cm de part et d'autre de l'appareil d'appui nous permet d'avoir un bossage de dimensions en plan **65cmx75cm**

V.7.2. Hauteur des bossages

D'après le PP73 (141), avec un débord de 5 cm, la hauteur maximale du bossage est de 10 cm. Pour notre ouvrage, nous allons considérer comme hauteur de bossage, la valeur suivante :

$$H_{bossage} = 10\text{cm}.$$

Finalement, les dimensions des bossages sont les suivantes : **axbxh = 65cmx75cmx10cm**

V.7.3 Dimensionnement du bossage

Le bossage sera dimensionné avec l'effort maximal provenant de l'un des appuis dus aux charges permanentes et surcharges routières sur le tablier.

Cette réaction, à ELS5 est de : $FZ = 7372,7 \text{ kN}$ (RSA 2017)

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et vu leur faible hauteur ($h=10\text{cm}$), ils seront ferrailés pour éviter leur éclatement.

Le calcul des aciers est donné par l'expression (cf. PP73) :

$$\begin{cases} Ast \geq 0,004 * \frac{Fz}{\sigma_{st}} \\ \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$Ast = 5,60 \text{ cm}^2$$

NB : Le frettage se fera dans les deux sens. On aura 5HA12 espacés de 10 cm dans la direction perpendiculaire à 65 cm et 5HA12 espacés de 12 cm dans l'autre sens.

V.8 Dimensionnement de joint de la chaussée

Le principe de dimensionnement des joints de chaussée est basé sur le souffle (ouverture). Le souffle d'un joint (cf. figure 13) est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

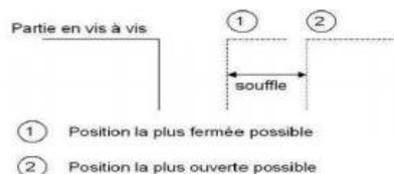


Figure 13: Définition du souffle d'un joint de chaussée

Les actions à prendre en compte pour le dimensionnement des joints de chaussée sont les suivants la température, les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (le retrait), les charges d'exploitation (effort de freinage).

Le type de joint de chaussée dépend essentiellement de la valeur du souffle. Pour notre ouvrage, le souffle est de $S=131 \text{ mm}$ Nous portons notre choix sur un joint de chaussée de type cantilever comme présenté sur la figure 14 ci-dessous dont la gamme de souffle est comprise entre 50mm et 800mm.

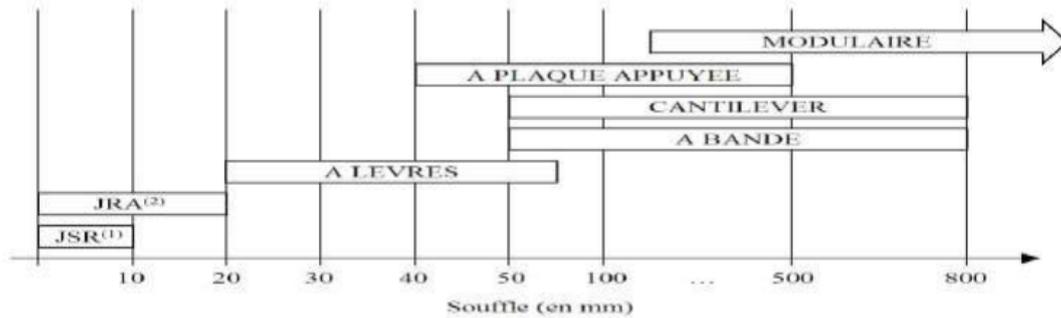


Figure 14: Graphe de choix des joints de chaussée

Nous avons choisi un joint de chaussée de type cantilever.



Figure 15: joint de chaussée de type cantilever

NB : Les détails de calcul sont en annexe 8 du présent document

V.9 Dimensionnement de l'appareil d'appui

L'appareil d'appui choisi est en élastomère fretté de type B : 550*655 ;4 (12 +4) ; 2*2,5

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte. Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. Cependant, pour des réactions d'appui limitées à 7.7 MN (calculées à l'ELU),

l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Les appareils d'appui à pot sont préférables, car ils limitent l'encombrement du dispositif.

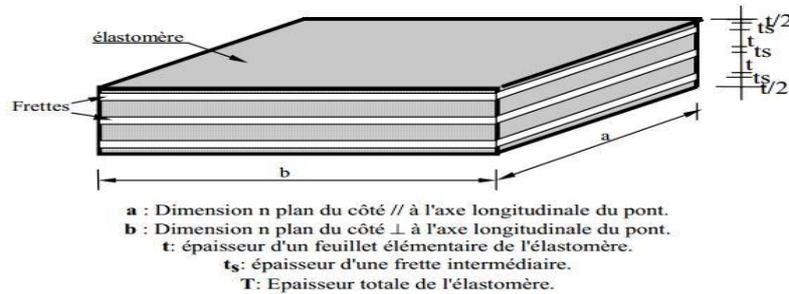


Figure 16:Appareil d'appui en élastomère fretté

NB : Pour plus de détail voir annexes 7 et 9 du présent document.

V.10 Dimensionnement de la pile

➤ Fut

Il est dimensionné en flexion composée BAEL 91 modifiée 99, Fissuration préjudiciable. Nous considérons du béton 30Mpa et l'acier Fe400.

Le logiciel robot nous donne les sollicitations suivantes :

Tableau 21 : récapitulatif des sollicitations

Désignation	ELU	ELS
Moment fléchissant (kN. m)	338,5	285,5
Effort Normal (kN)	3109,9	2284,1

A l'aide des sollicitations, nous calculons les sections d'acier :

Tableau 22: récapitulatif des sections d'acier dans le fut

Acier verticaux	44HA 25+44HA20
Acier effort tranchant tz	HA 14 esp de 15cm
Acier effort tranchant ty	HA 14 esp de 15cm

➤ Semelle de liaison

Tableau 23: Acier semelle de liaison

Acier longitudinal inférieur	HA 32 esp de 15cm
Acier transversal inférieur	HA 20 esp de 20cm
Acier longitudinal supérieur	HA 20 esp de 15 cm
Acier transversal inférieur	HA 20 esp de 15cm

Pour justifier la semelle sous l'effort tranchant on mettra des HA 16 Esp de 15cm

V.11 Etude de la culée

Il est dimensionné en flexion simple BAEL 91 modifié 99, Fissuration préjudiciable. Nous considérons du béton 30Mpa et l'acier Fe400. Le logiciel Robot nous donne les sollicitations suivantes :

a. Chevêtre

Les sollicitations ainsi obtenues sont les suivantes :

Tableau 24 : récapitulatif des moments fléchissant sur le chevêtre

Moment fléchissant (kN. m)	ELU	ELS
MfY	2632	2132
Mfz	300	210

Tableau 25 : récapitulatif des efforts tranchants

Effort tranchant (kN)	ELU	ELS
TY	3407,5	2522,25

A l'aide des sollicitations, nous calculons les sections d'acier :

Tableau 26: récapitulatif des sections d'acier du chevêtre

NAPPES	EPINGLES	CADRES
HA 32	HA16	HA16 cm
ESP = 15 cm	ESP =20 cm	ESP =15 cm

b. Mûr garde Grève

Moment fléchissant à l'ELU est :

$$Mu=74,2 \text{ kN.m}$$

Choix acier :

- Acier verticaux les HA 16 esp de 15 cm
- Acier horizontaux les HA 14 esp de 15cm

c. Mur en retour

On disposera des HA14 par face et par direction.

Pour plus de détail confère annexe 11 du présent document.

d. Pieux de la culée

Nous récapitulons les données dans le tableau ci-dessous

Tableau 27:Sollicitations et acier dans les pieux

Désignation	Pu (MN)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Choix acier
Armature longitudinale	3,29	44,0	37,88	14 HA 20
Armature transversale		Les cercles de HA12 esp de 20 cm		

NB : le ferrailage des éléments pile et culée se trouvent en annexe 12

V.12 Dimensionnement de la dalle de transition

Elle sera dimensionnée simplement comme une poutre appuyée sur deux appuis, le corbeau arrière de la culée et une bande du sol de 0,50m de large seront renforcée en acier. le calcul est mené à l'ELU selon les prescriptions du SETRA. Les dimensions de la dalle sont 5,00m de long et 11 m de large.

Les sections d'aciers retenues après dimensionnement béton armé sont consignés dans le tableau suivant.

Tableau 28: Armatures de la dalle de transition

Dalle de transition	Section théorique (cm ²)	Choix	Section (cm ²) réelle
Armatures principales	24,69 cm ²	8HA20, esp=10	25,13 cm ²
Armatures transversales	7,12 cm ²	10HA10, esp=10	7,28 cm ²

CHAPITRES VI : ÉTUDES D'EXÉCUTIONS

Le pont mixte sur le fleuve Sanaga fait partie des travaux d'amélioration de l'axe routier Yaoundé-Ngaoundéré. Ces travaux, une fois achevés, contribueront à :

- Améliorer la fluidité de la circulation, en particulier le transport des biens et des personnes ;
- Réduire de 200 km la durée du trajet de Yaoundé -Ngaoundéré ;
- Réduire le prix de transport en commun.

Les travaux dont les quantités à exécuter sont contenues dans le cadre du détail estimatif

Comprennent notamment :

- L'installation de chantier ;
- La construction du pont mixte acier-béton bipoutre.

VII.1 construction du pont mixte

La construction du pont se déroulera suivant les étapes ci-après :

- La réalisation de la digue du côté ouest, c'est à dire du côté de Batchenga ;
- L'implantation de la culée c0 et des piles 1,2 et 3. Cette opération consistera à positionner avec exactitude les différents axes des parties de l'ouvrage.
- La réalisation des fondations de ces trois parties en suivra et les différentes élévations,
- Le démontage de la digue en fera une étape,
- L'installation de la digue de l'autre côté nord, c'est à dire coté Ntui consistera à niveler le terrain à la côte souhaitée.
- Exécution des fondations : la position des culées étant bien connue, on procédera au coffrage et aux ferrailages de la semelle de fondation suivant le plan de part et d'autre du cours d'eau.
- Réalisation du mur de front : le ferrailage étant déjà en place, on procédera au coffrage à l'aide des éléments métalliques. Le bétonnage du mur de front se fera sans interruption. Des mesures seront prises pour assurer une bonne répartition du béton dans le coffrage. Notons cependant que des armatures seront laissées en attente pour la réalisation du mur garde-grève. Avant le durcissement total du béton du mur de front, des aciers seront mis en attente pour la réalisation des bossages qui serviront de support pour les appareils d'appui.

- Mise en œuvre des appareils d'appui : les appareils d'appui en élastomère fretté seront placés conformément aux prescriptions techniques.
- Remblai du bloc technique : après la réalisation du mur de front et du mur en retour, la finalisation du bloc technique suivra.
- Installation des poutres principales : les poutres reconstituées soudées seront mises en place à l'aide de la méthode de treillis. L'assemblage de tous les éléments de la charpente métallique se fera sur site grâce à une soudure, un sablage et une peinture.
- Exécution de la dalle de couverture : Elle sera coulée sur place par plot et subira un poussage chaque 14h. Un coffrage préfabriqué sera monté, puis sera mis en place le ferrailage conformément au plan, s'ensuivra le bétonnage.
- Réalisation du mur garde-grève : le mur garde-grève sera exécuté une fois le coulage de la dalle de couverture réalisée.
- Mise en place des équipements du pont : il s'agit ici de l'ensemble des équipements qui contribueront à rendre le pont fonctionnel. Il s'agira de procéder à la réalisation de la couche d'étanchéité sur toute la surface de la dalle de couverture, à la réalisation des trottoirs suivie de la pose des corniches préfabriquées. La pose des glissières de sécurité et la mise en œuvre du béton bitumineux sur l'étendue de la surface de roulement et en dernier ressort, la fixation des joints de chaussée à cantilever. Des réservations préalablement prévues lors de l'exécution de la dalle de couverture pour l'évacuation des eaux de ruissellement et les gains électriques.

Modes de réalisation

Montage de la charpente

Nous avons plusieurs modes de montage de la charpente à savoir :

- Montage par hissage
- Montage par grue
- Montage par lançage

Le montage retenu dans notre cas d'étude est le montage par lançage, car elle présente beaucoup d'avantage.

Le lançage est la méthode de montage la plus fréquemment utilisée. Il est envisageable pour une portée déterminante pouvant atteindre 80-90 m pour un ouvrage isostatique et 130-140 m pour un ouvrage hyperstatique. Son principe consiste à faire cheminer la charpente sur les

appuis jusqu'à sa position définitive, après sa reconstitution en tout ou partie sur une aire d'assemblage située à l'arrière de l'une ou des deux culées. Le déplacement de la charpente est assuré par des patins, l'effort nécessaire étant exercé en général par des treuils, plus rarement par des vérins avaleurs de câbles ou un bâti de poussage. La charpente est lancée à un niveau supérieur à son niveau définitif, sur des appuis provisoires, appelés « camarteaux », constitués par un empilement de profilés en I ou en H convenablement raidis et contreventés. Une fois la charpente amenée à l'aplomb de ses appuis définitifs, on la descend sur appuis provisoires de bétonnage.

Assemblages

L'assemblage sera fait sur site par soudage des différents tronçons. Ce choix a pour but de faciliter la manutention de l'usine jusqu'à chantier. La soudure étant maîtrisée par le sous-traitant contracté il est plus facile d'aller dans ce sens.

NB : Afin de protéger la charpente contre la corrosion il est nécessaire d'appliquer une peinture de haute qualité.

Réalisation des accès pour appui

Pour exécuter les appuis nous avons besoin d'aménager l'accès. Nous avons la possibilité soit de réaliser une digue, soit de réaliser une estacade. La digue semble être la solution la moins coûteuse, car le projet contenait déjà les éléments fondamentaux de la réalisation d'une digue à savoir la latérite et les moellons.

Réalisation des hourdis.

Nous avons plusieurs modes de réalisation l'hourdis du tablier à savoir :

- la dalle préfabriquée
- le coulage surplace
- le lançage avec la charpente

La méthode de poussage étant brevetée par l'entreprise, elle demeure moins coûteuse, car tout le matériel est disponible pour le faire.

Elle consiste au poussage des plots par des vérins hydrauliques après 16h d'âge.

Méthodes de réalisation des appuis

Le mode de réalisation des appuis sont diverses, dans notre cas nous avons deux choix : soit de réaliser un batardeau ou de réaliser un rideau de palplanches.

La solution la plus économique était de réaliser un rideau de palplanches, car elle mobilise moins de matériels, personnel et heure machine.

VI.2 Engins et outillages de chantier

Afin de mener à bien l'exécution du projet, l'entreprise aura besoin au minimum des outillages et équipements essentiels suivants en propriété ou en location :

- deux dumpers et six camions bennes : ils serviront au transport de la laterite et du moellons pour la réalisation de la digue ;
- Deux pelles hydrauliques pour le démontage de la digue;
- Deux chargeurs (bulldozers) ;
- Deux compacteurs à bille pour compacter la zone d'accès ;
- Deux niveleuses pour régler les différents niveaux ;
- Une centrale à béton hydraulique pour le coulage des différents éléments en béton armé;
- Une centrale de production d'enrobée pour l'application de l'enrobé;
- Quatre camions-toupies pour le transport du béton des deux côtés de la rive ;
- deux camions-citernes à eau pour l'arrosage du chantier ;
- Un finisher pour l'application de l'enrobés ;
- Deux grues pour les différentes manutentions ;

VI.3 Devis quantitatif et estimatif des travaux.

Le devis quantitatif notamment estimatif a pour but de donner une idée réelle du coût d'exécution de son projet. La connaissance de ce coût va permettre de budgétiser le Projet et/ou de rechercher d'éventuel financement extérieur. Les tableaux ci-dessous donnent le coût estimatif d'exécution du projet en hors taxes.

Tableau 29 : co estimatifs du projet

N° Prix	Désignation	Unité	P. U	Quantité	Montant HT
100	Installation générale de l'ouvrage				
101	Installation chantier	FF	800 000 000	1	800 000 000
102	Épreuve d'ouvrage	FF	50 000 000	1	50 000 000
103	Suivi topographique	FF	35 000 000	1	35 000 000

N° Prix	Désignation	Unité	P. U	Quantité	Montant HT
104	Reconnaissance géotechnique	FF	250 000 000	1	250 000 000
	Sous total 100				1 135 000 000
200	Terrassement				
201	Remblais contigus à l'ouvrage	m ³	6 859	8 750	60 016 250
202	Fouilles milieu aquatique rocheux	m ³	44 190	5 554	245 431 260
203	Enrochement	m ³	91 000	3 145	286 195 000
	Sous total 200				591 642 510
300	Ouvrages d'art				
301	Amené et repli matériel fondation	FF	15 000 000	1	15 000 000
302	Forages des trous	ml	13 150	8 184	107 619 600
303	Acier HA32	kg	860	62 038	53 352 680
304	Gros béton pour semelle				
305	Gros béton semelle culée	m ³	95 000	177	16 815 000
306	Armature GB semelle culée	kg	855	4 488	3 837 240
307	Gros béton semelle pile	m ³	140 000	650	91 000 000
308	Armature GB semelle pile	kg	855	16 588	14 182 740
309	Batardeaux	U	120 000 000	5	600 000 000
310	Culée et pile				
311	Béton de propreté	m ³	8 000	75	600 000
312	Coffrages ordinaire	m ²	78 000	4 386	342 084 600
313	Armature passive	kg	855	741	633 555
314	Béton B30	m ³	120 000	3 706	444 708 000
315	Charpente métallique				
316	Fourniture+transport+Ass	kg	2 500	850 000	2 125 000 000
317	Mise sur appui	FF	75 000 000	1	75 000 000
318	Protection anti corrosion	m ²	25 000	11 000	275 000 000
319	Fourniture acier goujons	kg	3 108	11 000	34 188 000
320	Hourdis béton				
321	Béton B35	m ³	135 000	1 562	210 870 000

N° Prix	Désignation	Unité	P. U	Quantité	Montant HT
322	Coffrages ordinaire	m ²	15 000	5 179	77 685 000
323	Coffrages soignés	m ²	15 000	913	13 695 000
324	Armature	kg	855	390 000	333 450 000
325	Superstructure				
326	Chape d'étanchéité	m ²	7 350	4 410	32 413 500
327	Asphalte gravillonné	m ²	4 200	261,45	1 098 090
328	Drainage murs culées	m ²	12 500	126	1 575 000
329	Bossage d'appui	dm ³	690	5 000	3 450 000
330	Bordure trottoir	ml	12 140	871	10 573 940
331	Corniches préfabriqués	ml	146 000	871	127 166 000
332	Trottoir en béton armé	ml	40 000	871	34 840 000
333	Equipement				-
334	Barriere S8	ml	90 000	870	78 300 000
335	Joint de chaussée	ml	450 000	26,25	11 812 500
336	Joint de trottoir	ml	350 000	8,40	2 940 000
337	Appareil d'appui néoprène	dm3	19 000	550	10 450 000
338	Fourreaux D200 dans le trottoir	ml	7 000	3 486	24 402 000
339	Gargouilles	U	186 000	82	15 252 000
	Sous total 300				5 188 994 445
400	Signalisation et équipement				
401	Glissière de sécurité en béton armé	ml	80 000	400	32 000 000
402	Signalisation verticale	U	314 000	40	12 560 000
	Sous total 400				44 560 000
Somme Total taxe					6 960 196 955
TVA 19.25%					132 862 913
Somme TTC					7 093 059 868

CONCLUSION GÉNÉRALE

Du fait que les ouvrages d'art représentent des investissements coûteux, il est très important que leur construction fasse suite à de nombreuses études d'avant-projet sommaire et détaillé. Ce mémoire a été consacré aux études techniques détaillées d'un ouvrage d'art pour le franchissement du fleuve Sanaga. Ces études techniques se sont basées sur les résultats des études hydrauliques, hydrologiques, géotechniques et topographiques réalisées sur le site de ce projet.

Il s'agit d'un pont à sept travées continues de 75 m de portée maximale, reposant sur six piles en béton armé et sur deux culées en béton armé. L'ouvrage a une longueur totale de 400 m. La méthodologie d'étude d'ouvrage adoptée a été celle d'une étude manuelle en majorité et une autre partie avec logiciel. Les études détaillées ont permis d'avoir un tablier de 27 cm d'hourdis reposant sur 2 PRS de 2,6 m de hauteur et 40 cm d'épaisseur d'âme, espacée de 6 m avec entretoises intermédiaires. Le sol de fondation offrant une bonne propriété mécanique, l'ouvrage projeté est donc sur fondations superficielles encastré dans la couche de roche altérée. Plusieurs équipements ont été prévus sur cet ouvrage parmi dont une surveillance et un entretien périodique permettront de conserver le niveau de l'ouvrage et de ses voies d'accès, dont le coût total s'élève à **7 093 059 868 FCFA TTC**.

BIBLIOGRAPHIE

- BERNARD- GELY, A., and J-A. CALGARO (2000), Conception des ponts, Techniques de L'Ingénieur, (C4500).
- CALGARO, J-A. (2000), Projet et construction des ponts -Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- CHARON, P. (1986), Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL, Paris.
- COURBON, J., et J.-N. THEILLOUT (2001), Résistance des matériaux-Formulaire, Techniques de l'Ingénieur, (2 060), 1-150.
- SNARD, V., A. GREKOW, et P MROZOWICZ (1964), Formulaire de l'Ingénieur, avec exposés de méthodes pratiques de calcul d'ouvrages de génie civil, Eyrolles, Paris.
- J.A. CALGARO et M. VIRLOGEUX, "Projet et Construction des Ponts : Analyse des Tabliers des Ponts", Presses de l'ENPC, Paris, 1988.pp 162-169. Code ENIT : D1430.
- LCPC, et SETRA (1994), Conception et dimensionnement des structures de chaussée, Guide technique.
- Ministère de l'équipement et du logement, et Ministère de l'économie et des finances (1981), Fascicule n°61 Titre II du CCTG : Programmes de charges et épreuves des ponts-routes, Texte officiel.
- Ministère de l'équipement, du logement et des transports (1999), Fascicule n°62 -Titre I Section I du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99, Texte officiel.
- SETRA (1972) Appareil d'appui en elastomère fretté utilisation sur le pont .
- SETRA (2007) Appareil d'appui en elastomère fretté, guide technique .
- SETRA (1972) Calcul de l'hourdis .
- SETRA (2013) Joint de chaussée des ponts-routes ,determination du souffle aux eurocodes .
- SETRA (1987) Joints de chaussée des ponts routes - Guide technique .
- SETRA Piles et Palées (PP73) .
- SETRA (2010) Pont mixtes acier-béton conception durable .
- SETRA (1985) Ponts mixtes acier-béton bipoutre ,guide de conception .

Polycopié

A.DIONE Note de cours de fondation profonde des ouvrages ,Polycopié de l'institut internationale d'ingenierie de l'eau et de l'environnement. - 2016.

TAMBOURA ISSOUFOU Pont ouvrage d'art ;polycopié de l'institut internationale d'ingenierie de l'eau et de l'environnement . - 2014-2015.

ANNEXE

Table de matière

ANNEXE 1:ÉVALUATION DU POIDS DU PONT	60
ANNEXE 2:DISPOSITION DES CHARGES.....	70
ANNEXE 3:VERIFICATION DES INSTABILITES.....	72
ANNEXE 4:VERIFICATION DU CONDITION DE NON POINÇONNEMENT	79
ANNEXE 5:ETUDES DES CONNECTEURS.....	81
ANNEXE 6:SECTION MIXTE DE LA DALLE	85
ANNEXE 7:PREDIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	88
ANNEXE 8: DIMENSIONNEMENT DES JOINTS DE CHAUSSEE.....	91
ANNEXE 9:VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI.....	94
ANNEXE 10: DISCUSSION SUR L'OPTIMISATION DE L'OUVRAGE ET SOLUTION ECONOMIQUE POUR LA REALISATION DE L'OUVRAGE.....	98
ANNEXE 11:ETUDE DE LA CULÉE.....	105
ANNEXE 12:ETUDE DES PIEUX DE LA CULÉE.....	116
ANNEXE 13: ETUDE DE LA PILE P4	130
ANNEXE 14: PLAN DE FERRAILLAGE DES DIFFERENT ELEMENTS	136

ANNEXE 1:ÉVALUATION DU POIDS DU PONT

A. POIDS DES ÉLÉMENTS FIXES

Tableau 30 : Charges des éléments fixe

Éléments	Poids volumiques kN/m ³	Dimensions				Poids kN/ml
		Largeur (m)	Épaisseur (m)	Sections (m ²)	2*Sections (m ²)	
Dalle de couverture	25	11	0,3	2,7	-	67,5
Étanchéité	24	11	0,03	0,33	-	7,92
Couche de roulement en béton bitumineux	24	7	0,09	0,56	-	15,12
Bordure de trottoir T1	0,56 kN/ml				1,12	1,12
Trottoir	25	1,25	0,2	0,25	0,5	12,5
Cunette en béton	23	0,25	0,08	0,02	0,04	0,92
Corniche	25			0,17	0,35	8,65
Contre-corniche	23	0,2	0,26	0,05	0,1	2,39
Garde-corps S8	0,65 kN/ml					1,3
Béton de remplissage	23			0,07		1,54
TOTAL (kN/ml)						118,96
[G1] = Poids total en (kN)						47584

B. POIDS DE LA CHARPENTE METTALLIQUE

-Poids des entretoises

Hypothèse toutes les entretoise sont des HEA 300

Tableau 31 : donnée du Profilé HEA

Hauteur HEA 600	B _{sup}	B _{inf}	T _{fsup}	t _{finf}	t _w
Ht (mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
600	300	300	25	25	13

Tableau 32 : Poids des entretoises

Désignation	Poids volumique (kN.m ³)	Section (mm ²)	Nombre	Longueur (m)	Poids total kN ou T
HEA 600	78,5	22650	57	6	608,08

Tableau 33:tableau de tronçon de PRS

Différent tronçon	Longueur tronçon (mm)	Nuance (MPa)	t_w (mm)	H_t (mm)	t_{fs} (mm)	B_{sup} (mm)	t_{fi} (mm)	B_{inf} (mm)	Poids kN ou T
T1	5 700	S355	50	2 540	30	800	30	900	
T2	15 200	S355	50	2 540	30	800	30	900	
T3	17 200	S355	50	2 500	45	800	55	900	
T4	10 000	S355	50	2 420	90	800	90	900	
T5	11 000	S355	50	2 500	45	800	55	900	
T6	20 625	S355	50	2 540	30	800	30	900	
T7	7 865	S355	50	2 540	30	800	30	900	
T8	12 260	S355	50	2 510	45	800	45	900	
T9	7 500	S355	50	2 420	90	800	90	900	
T10	12 250	S355	50	2 510	45	800	45	900	
T12	14 000	S355	50	2 540	30	800	30	900	
T13	6 000	S355	50	2 540	30	800	30	900	
T14	8 000	S355	50	2 510	45	800	45	900	
T15	12 250	S355	50	2 420	90	800	90	900	
T16	7 500	S460	50	2 380	110	800	110	900	
T17	12 850	S355	50	2 420	90	800	90	900	
T18	5 000	S355	50	2 510	45	800	45	900	
T19	15 500	S355	50	2 510	45	800	45	900	
									2 401

C. CHARGES D'EXPLOITATION

Les charges à prendre en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage sont celles définies par le Fascicule 61, titre II du CPC, définies ci-après :

- Le système de charge A ;
- Le système de charge B ;
- Le convoi militaire de type Mc120 ;
- La charge générale de 150 kg/m² sur les trottoirs ;
- L'effort de freinage ;
- Les surcharges sur remblai.
- La charge exceptionnelle est celle du grumier.
- Classification du pont

Classe de pont Description

1ère classe :

Pont de largeur roulable L_r supérieure ou égale à 7,50 m

Pont de largeur roulable L_r inférieure à 7,00 m, mais désigné comme pont de 1ère classe dans les CCTP

2ème classe :

Pont de largeur roulable L_r comprise entre 5,50 m et 7,00 m

3ème classe :

Pont de largeur L_r inférieure à 5,50 m

NB : Notre ouvrage est un pont de 1ère classe, car la largeur roulable est de 7,5 m

- ❖ Largeur roulable et largeur chargeable

Éléments Description

Largeur roulable : largeur de chaussée comprise entre dispositifs de sécurité ou de bordure de trottoir

Largeur chargeable : elle est égale à la largeur roulable moins 0,50 m de part et d'autre des dispositifs de sécurité s'il en existe. Dans le cas contraire, la largeur chargeable est égale à la largeur roulable $L_c=L_r$ en cas d'existence de bordure.

$$Lr = Lt - 2 * largeur trottoir - 2 * GBA$$

$$Lr = 11 - 2 * 1,35 - 0,4 * 2 = 7,5$$

$$Lc = Lr = 7,50$$

❖ Nombre de voies de circulation : $N_v = \frac{l_c}{3} = \frac{7,5}{3} = 2,5$

On considère la partie entière.

Le nombre de voies est égale à 2.

❖ Largeur d'une voie :

Par convention, la largeur d'une voie est donnée par : $Lv = \frac{Lc}{Nv} = \frac{7,5}{2,5} = 3,75$

1. SYSTEME DE SURCHARGE A

Le système de charge A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée exprimée en mètre.

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{L + 12} \text{ en } kN/m^2$$

D'après le fascicule 61 titre 2 lorsque nous avons un pont a plusieurs travées, pour avoir $A(l)$ nous sommes respectivement la longueur deux a deux.

Tableau 34 : Surcharge A(L)

L	42,5	60	60	75	60	60	42,5
A(L)	8,90550459	7,3	7,3	6,437931	7,3	7,3	8,9055046
L	102,5	120	135	135	120	102,5	
A(L)	5,4441048	5,0272727	4,74897959	4,7489796	5,0272727	5,4441048	
L	162,5	195	195	195	162,5		
A(L)	4,36303725	4,0391304	4,03913043	4,0391304	4,3630372		
L	237,5	255	255	237,5			
A(L)	3,74288577	3,6483146	3,64831461	3,7428858			
L	297,5	315	297,5				
A(L)	3,4631664	3,4009174	3,4631664				
L	357,5	357,5					
A(L)	3,27428958	3,2742896					
L	400						
A(L)	3,17378641						

$$A(L) = \max(a_1 * a_2 * A(L); (4 - 002L) \text{ en } kN/m^2$$

Les différents coefficients sont définis dans le tableau suivant

Tableau 35 : Coefficient a1

Classe du pont	Nombre de voie chargée					V0 (m)
	1	2	3	4	5	
1	1	1	0,9	0,75	0,75	3,5
2	1	0,9				3
3	0,9	0,8				2,75

Dans notre cas $a_1=1$ et $v_0=3,5$

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

$$a_2 = \frac{3,5}{3,75} = 0,933$$

Tableau 36 : Surcharge A(l) Max

L(m)	42,5	60	60	75	60	60	42,5
A(L)	8,3088358	6,8109	6,8109	6,0065897	6,8109	6,8109	8,3088358
L(m)	102,5	120	135	135	120	102,5	
A(L)	5,0793498	4,6904455	4,430798	4,430798	4,6904455	5,0793498	
L(m)	162,5	195	195	195	162,5		
A(L)	4,0707138	3,7685087	3,7685087	3,7685087	4,0707138		
L(m)	237,5	255	255	237,5			
A(L)	3,525	3,49	3,49	3,525			
L(m)	297,5	315	297,5				
A(L)	3,405	3,37	3,405				
L(m)	357,5	357,5					
A(L)	3,285	3,285					
L(m)	400						
A(L)	3,2						

2. SYSTEME DE SURCHARGE B

Le système de surcharge B est composé de trois sous-système :

- Le système de charge Bc qui est composé de deux camions de 30tonnes ;
- Le système Bt qui est composé d'un groupe de deux essieux appelé essieux tandem de 32tonnes
- Le système Br qui est une roue isolée de 10tonnes.

❖ Système de surcharge Bc :

Le système Bc est composé de deux camions de 30tonnes chacun. Chaque camion comporte trois essieux dont deux en arrière et un en avant. Les essieux arrière portent chacun une masse de 12tonnes et l'essieu avant une masse de 6tonnes.

Pour l'évaluation des charges, le nombre de camions à disposer dans le sens longitudinal est limité à deux par file. Dans le sens transversal, on peut disposer autant de file de camions qu'il existe de voies de circulation.

Le système Bc est affecté d'un coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

L=portée du pont ;

G= Charge permanente de l'ouvrage ;

S= Poids total maximal des essieux du système B (Bc ou Bt) qu'il est possible de placer sur la longueur L du pont. La valeur de la surcharge S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc :

Pour un pont de première classe avec deux voies chargée la valeur de bc= 1,1

$$L = 42,5 ; S = 3 * 300 * 1,1 = 990kN ; G = 8837,8kN$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * 42,5} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{8837,8}{990}}$$

$$\delta_{bc} = 1,058$$

❖ Système de surcharge Bt :

Le système Bt est composé de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun. Le poids de chaque essieu est de 16tonnes. Ce système de charge s'applique uniquement sur les ponts de 1er et de 2e classe.

Le nombre de camions est limité à un dans le sens longitudinal et à deux dans le sens transversal et ceci quel que soit le nombre de voies. Il est affecté d'un coefficient bt égal à 1 pour les ponts de premier classe et 0,9 pour ceux de deuxième classe.

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Notre ouvrage étant un pont de premier classe, le coefficient bt=1,00

$$L = 42,5 ; S = 1 * 320 * 2 = 640kN ; G = 8837,8kN$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * 42,5} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{8837,8}{640}}$$

$$\delta_{bc} = 1,053$$

❖ Système de surcharge Br

Le système Br est composé d'une roue isolée transmettant un effort de 10 tonnes à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,60 x0,30m (la dimension 0,60 est perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage).

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Le coefficient Br est identique à celui de Bt.

$$L = 42,5 ; S = 1 * 100 = 100kN ; G = 8837,8kN$$

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * 100} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{8837,8}{100}}$$

$$\delta_{br} = 1,044$$

3. Surcharge militaire Mc120

Un véhicule type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110tonnes ;

- Longueur d'une chenille : 6,10 m ;
- Largeur d'une chenille : 1,00 m ;
- Distance entraxe des deux chenilles : 3,30 m ;
- Charge surfacique par chenille : 9,02tonnes/m² ou 90,20 kN/m² ;

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 entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50 m entre les points de contact avec la chaussée. Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

Le coefficient de majoration dynamique du système Mc120 est :

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

S=2200kN (deux chars Mc120 placés sur le pont) ; G=8837,8 kN ;

$$\delta_{c120} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 * 42,5} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{8837,8}{2200}}$$

$$\delta_{mc120} = 1,077$$

4. Surcharge exceptionnelle de type camion grumier

Un camion type grumier présente les caractéristiques suivantes :

- Poids total : 100 t
- Nombre d'essieux : 5
- Le premier essieu pèse 7,5tonnes réparti sur 2 roues dont l'entraxe est de 1,85 m ;
- Les quatre autres essieux pèsent chacun 23,125tonnes répartis sur 2 paires de roues.

L'entraxe des paires est de : 1,50 m

- Les distances par rapport au premier essieu sont :
 - De 4,00 m pour le 2ème
 - De 5,45 m pour le 3ème
 - De 12,85 m pour le 4ème

- De 14,30 m pour le 5ème
- L'impact des roues est de 0,25 x 0,25 m

Dans la modélisation de cette surcharge, nous allons considérer un seul camion circulant sur le pont. Elle ne sera pas affectée d'un coefficient de majoration pour effets dynamiques et sera supposée ne développer aucune réaction de freinage.

5. Surcharges sur les trottoirs (qtr)

Nous appliquerons sur les trottoirs une surcharge uniforme de 150 kg/m² réservée uniquement à la

Circulation des piétons : (150 kg/m²=1,50 kN/m²)

• **Deux trottoir chargé : $q_{tr2} = 1,25 \times 1,50 \times 2 = 3,75 \text{ kN/ml}$**

NB : Cette charge est cumulable avec la charge routière à caractère normal et particulier, c'est-à-dire qu'on peut l'ajouter à la charge A(l), à la charge Bc ou à la charge Mc120 si elle peut donner un effet défavorable.

6. Efforts de freinage

▪ Dû à A(l) : L'effort de freinage correspondant à la charge A(l) est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$F_{A(L)} = \frac{S}{20 + 0,0035 * S} * A(L)$$

S= désigne en mètres carrés la surface chargée= $Lc \times L = 7,50 \times 75 = 562,5 \text{ m}^2$ et

A(l)=8,3 kN/m

$$F_{A(L)} = \frac{562,5}{20 + 0,0035 * 562,5} * 8,3 = 212,52 \text{ kN}$$

Avec le convoi Bc : Pour la surcharge Bc, un seul camion de 30tonnes est censé freiner.

$F_{Bc} = 30 \text{ tonne} = 300 \text{ kN}$ (Cet effort de freinage est le plus défavorable)

7. Charge sur remblai

Sur les remblais d'accès à l'ouvrage, on dispose une charge uniformément répartie sur toute la largeur de la plateforme et d'intensité égale à 10kN/m², laquelle intervient dans la justification de la stabilité des culées.

Surcharge sur remblai d'accès (Sr)=10 kN/m

ANNEXE 2:DISPOSITION DES CHARGES

✓ sous-système Bc

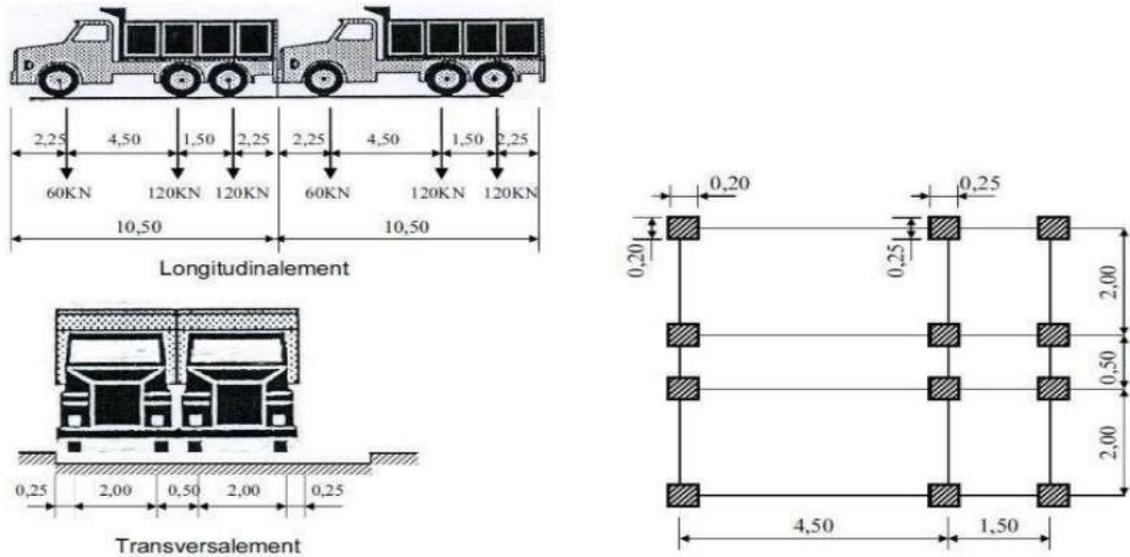


Figure 17 :Disposition du convoi BC

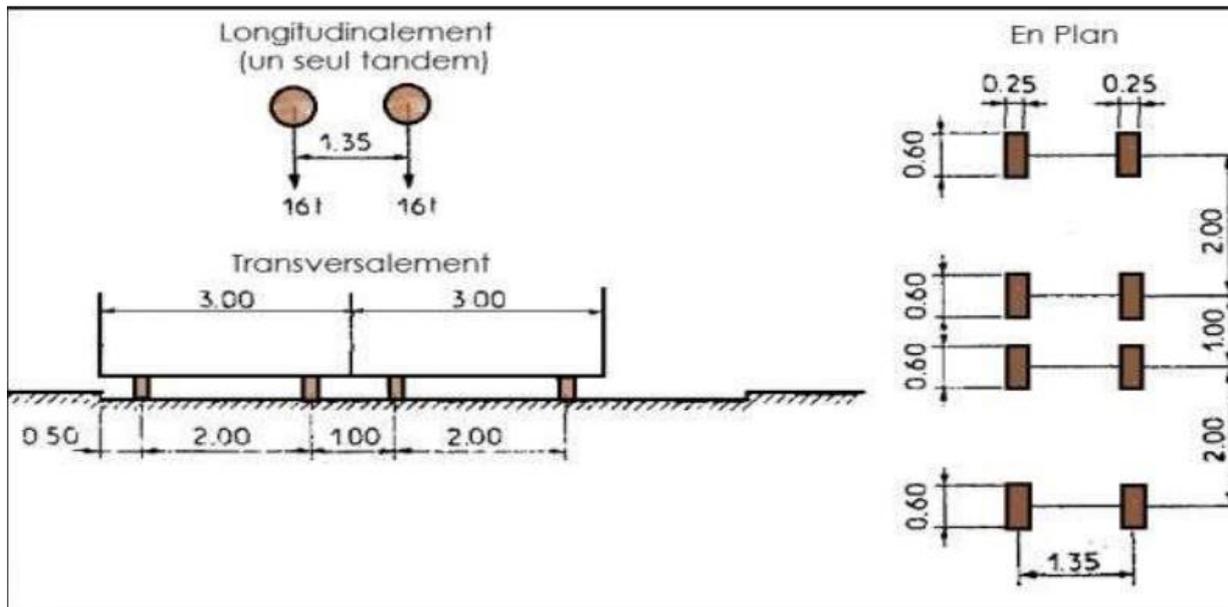


Figure 18 : Disposition des essieux du système Bt

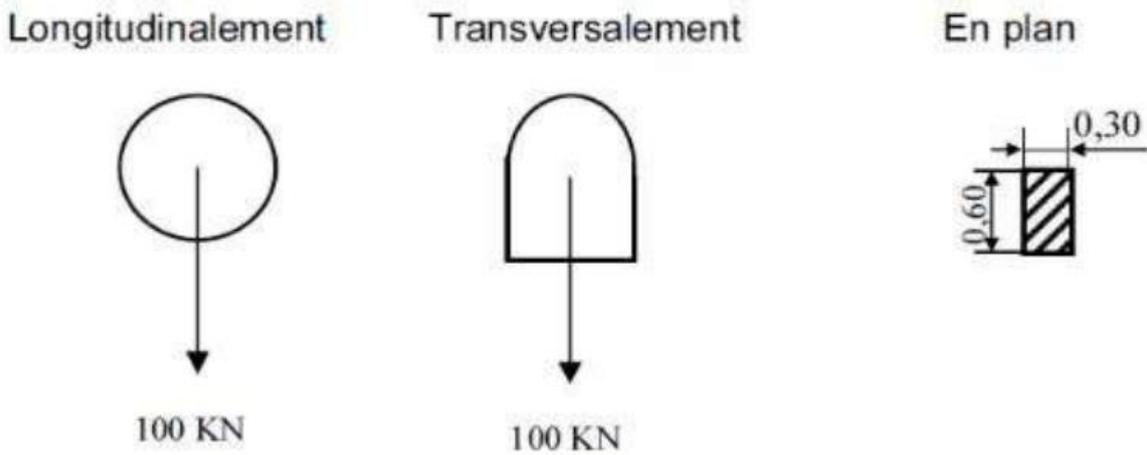


Figure 19 :Disposition des essieux du système Bt

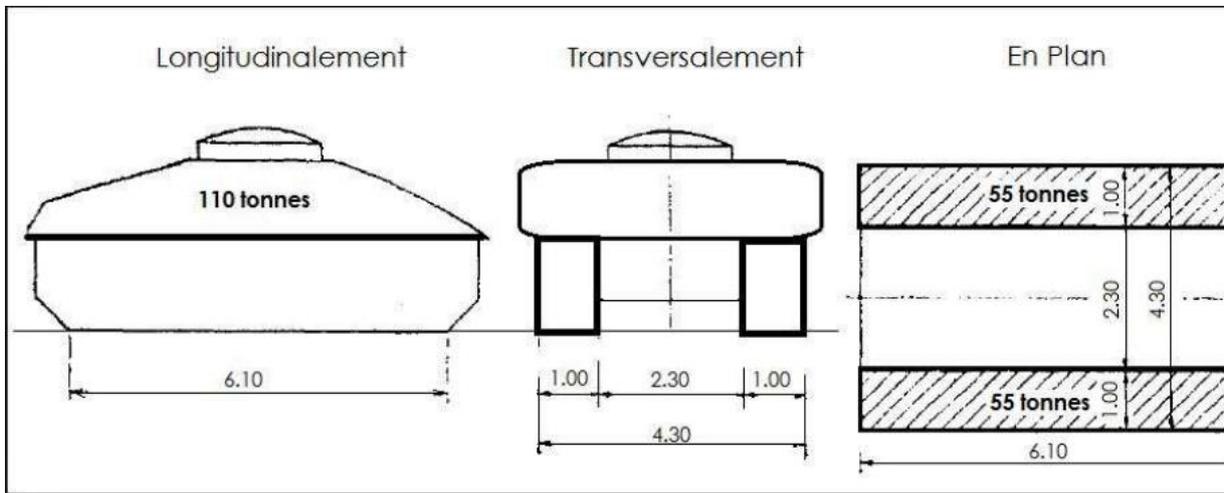


Figure 20 : Disposition des essieux du système MC 120

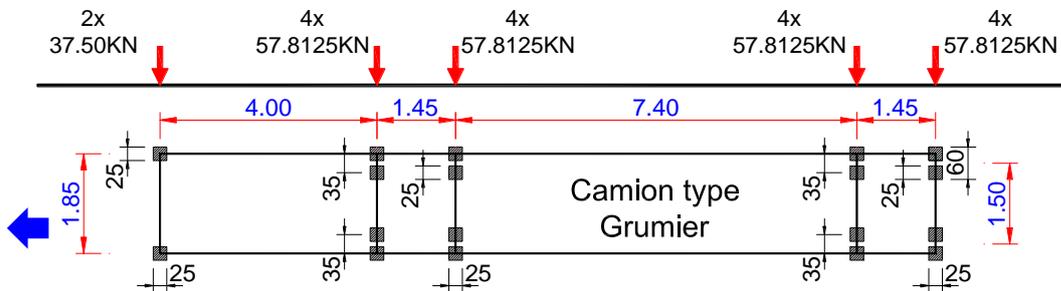


Figure 21 : Dispositions des essieux du système Grumier.

ANNEXE 3: VERIFICATION DES INSTABILITES

1. CLASSE DU PROFILE : BIPOUTRES PRINCIPALES EN PRS

a. CLASSE DE LA SEMMELLE

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Avec ε coefficient reducteur

f_y limite d'elasticité

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_{sup}}{2 \cdot t_{fs}} = \frac{800}{2 \cdot 45} = 8,88 \\ 14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot 0,81 = 11,34 \end{array} \right. \Leftrightarrow \frac{B_{sup}}{2 \cdot t_{fs}} < 14 \cdot \varepsilon$$

La semelle est de classe 3

2. CLASSE DE L'AME

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H_w}{t_w} = \frac{2410}{40} = 60,5 \\ 87 \cdot \varepsilon = 87 \cdot 0,81 = 67,23 \end{array} \right. \Leftrightarrow \frac{H_w}{t_w} < 87 \varepsilon \text{ D'où l'âme est de classe 2}$$

D'où le profilé est de classe 3, car $C_{PRS} = \max(C_{semelle}, C_{ame})$

$$C_{PRS} = \max(3, 2) = 3$$

Les calculs se feront à l'état limite élastique.

3. ÉTUDE DE LA STABILITE DE LA POUTRE

Les sollicitations en appui $\begin{cases} M_{solli} = 79513,8 \text{ kN.m} \\ V_{solli} = 7372,8 \text{ kN} \end{cases}$

Les sollicitations en travée $\begin{cases} M_{solli} = 60207,08 \text{ kN.m} \\ V_{solli} = 0 \text{ kN} \end{cases}$

Justification en flexion simple

$$M_{max} < M_{résistant} = \frac{W_{el} * f_z}{\gamma_{m0}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{el} = \frac{I_y}{(V_{yinférieur}; V_{ysupérieur})} \\ I_y = \text{moment d'inertie} \\ h = 2600 \end{array} \right.$$

- Position du centre de gravité par rapport à la base de la semelle inférieure du PRS.

$$Y_G = \frac{(900 * 110) * 55 + (2280 * 50) * 1250 + (800 * 110) * 2540}{(900 * 110) + (2280 * 50) + (800 * 110)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{yinférieur} = 1234,10 \\ V_{ysupérieur} = 1365,9 \end{array} \right.$$

$$I_y = \left(\frac{50 * 2280^3}{12} + 50 * 2280 * 94,10^2 \right) + \left(\frac{800 * 110^3}{12} + 800 * 110 * 1310^2 \right) + \left(\frac{900 * 110^3}{12} + 900 * 110 * 1179,1^2 \right)$$

$$I_y = 0,289876 \text{ m}^4$$

- Calcul du module de flexion

$$W_{el sup} = \frac{0,289876}{1,365} = 0,2124 \text{ m}^3$$

$$W_{el inf} = \frac{0,289876}{1,234} = 0,2349 \text{ m}^3$$

$$M_{résist sup} = \frac{0,2124 * 460000}{1} = 97704 \text{ kN.m}$$

$$M_{résist inf} = \frac{0,2349 * 460000}{1} = 108054 \text{ kN.m}$$

$$\text{On a donc : } \begin{cases} M_{max} = 79513,8 \text{ kN.m} \\ M_{resist\ sup} = 97704 \text{ kN.m} \\ M_{resist\ inf} = 108054 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{max} < M_{resist}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_{max} \leq V_{resist} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 * B_f * T_f = 0,114 \text{ m}^2$$

$$V_{resist} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{0,114 * \frac{460000}{\sqrt{3}}}{1} = 30276 \text{ kN}$$

$$V_{solli} = 7372,8 \text{ kN} < V_{resist} = 30276 \text{ kN}$$

L'effort tranchant est vérifié

Vérifions le voilement

$$\begin{cases} \frac{H_w}{t_w} \geq \frac{31\epsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} \\ k_\tau = 5,34 + 4 * \left(\frac{H_w}{a}\right)^2 \\ \eta = 1,2, \text{ car S460} \end{cases}$$

$$\frac{H_w}{t_w} = \frac{2280}{50} = 45,6$$

$$k_\tau = 5,34 + 4 * \left(\frac{2,280}{6}\right)^2 = 5,92$$

$$\frac{31\epsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = \frac{31 * 0,81}{1,2} \sqrt{5,92} = 50,91$$

$$\frac{H_w}{t_w} = 45,6 < \frac{31\epsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 50,91 \text{ Donc il n'y a pas un risque de voilement.}$$

- **L'interaction entre la flexion et l'effort tranchant (M et V)**

L'effort tranchant sollicitant diminue la résistance d'une section à la flexion lorsque ce dernier est supérieur à la moitié de l'effort tranchant résistant de la section considérée.

La condition suivante doit être vérifiée : $V_{max} < 0,5 * V_{resistant}$

$$0,5 * V_{resistant} = 0,5 * 30276 = 15138 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 7372,08 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{max} = 7372,08 \text{ kN} < 0,5 * V_{resistant} = 15138 \text{ kN} \\ M_{max} = 79513,08 \text{ kN.m} < M_{résistant} = 97704 \text{ kN.m} \\ \text{OK} \end{cases}$$

⇒ il n'y a pas d'interaction, par conséquent il n'y a pas d'influence sur le moment fléchissant.

• Vérification au déversement

Il convient de faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle en béton, soit quand le béton est encore liquide. C'est un phénomène d'instabilité en flexion de la poutre qu'on se doit de vérifier aussi bien en montage qu'en service.

La condition à vérifier est la suivante : $M_{Soll} \leq M_{Rd,LT}$

M_{Soll} : Moment sollicitant

$M_{Rd,LT}$: le moment résistant au déversement

$$M_{Rd,LT} = \chi_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{ely}}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_w = 1 \text{ et } \gamma_{M1} = 1,1$$

Equations de courbes de réduction :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{avec} \quad \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Pour les PRS, le facteur d'imperfection $\alpha_{LT} = 0,49$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{el} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}}$$

Le moment critique de déversement élastique est : $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$

Chargement uniformément réparti sur appuis simple : $C_1 = 1,13$

$E = 210\,000 \text{ MPa}$ (Module de Young)

G : module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec } \nu = \text{coefficient de poisson égale à } 0,3$$

$$G = \frac{210\,000}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ Mpa}$$

$$\frac{L_{cr}}{L_0} = \sqrt{\frac{1 - 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1 \times \eta_2}{1 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1 \times \eta_2}}$$

avec $\eta_1 = \eta_2 = 1$

$$\frac{L_{cr}}{L_0} = 0,92 \text{ d'où } L_{cr} = 0,92 \times 156 = 143,80 \text{ m}$$

I_z : moment d'inertie autour de l'axe faible z-z

$$I_z = 13,54. 10^{10} \text{ mm}^4$$

I_t : la constante de torsion

$$I_t = \frac{1}{3} (2 \times b \times t_f^3 + (h + 2t_f) \times t_w^3)$$

$$I_t = \frac{1}{3} ((800 \times 90^3) + (900 \times 90^3) + (2600 - 2 * 90) \times 50^3)$$

$$I_t = 51,39, 10^7 \text{ mm}^4$$

I_w : moment de gauchissement

$$I_w = I_t \frac{(h-t_f^2)}{4} = 51,39. 10^7 \times \frac{(2600-90)^2}{4} = 8,95. 10^{14} \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 10^3 \times 13,54. 10^{-2}}{143,80^2} \sqrt{\frac{8,95. 10^2}{13,54. 10^{-2}} + \frac{143,80^2 \times 80769,23 \times 51,39. 10^{-5}}{\pi^2 \times 210000 \times 13,54. 10^{-2}}}$$

$$M_{cr} = 15717, 36 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{el} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{15,30. 10^{-2} \times 355 \times 10^6 \times 1}{15717.35 \times 10^3}} = 1,83$$

1,83 > 0,4 alors il y a un risque de déversement de la poutre.

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5[1 + 0,49(1,83 - 0,2) + 1,83^2] = 2,57$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{2,57 + \sqrt{2,57^2 - 1,83^2}} = 0,22$$

$$M_{Rd,LT} = \chi_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{ely}}{\gamma_{M1}} = 0,22 \times 1,0 \times 355 \times 10^3 \times \frac{15,30 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 10863,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{Solli} = 60207,06 \text{ kN.m} > M_{Rd,LT} = 10863,277 \text{ kN.m}$$

Le risque de de déversement est imminent pour pallier à cela nous mettra des raidisseurs chaque 7 m.

Conclusion sur la stabilité des poutres principales :

Les calculs montrent que la stabilité des bipoutres est assurée par rapport aux moments fléchissant, à l'effort tranchant et au phénomène de voilement. Par contre le déversement n'est pas vérifié on mettra des raidisseurs.

4. STABILITE DES ENTRETOISE

Tableau 38 : Donnée de l'IPE utilisé comme entretoise

IPE EN ZONE COURANTE	
Désignation	Dimension en (mm)
Ht	600
HW	562
Binf	220
Bsup	220
Tw	12
Tfi	19
tfs	19

Tableau 37 : Donnée du HEA utilisé comme entretoise

HEA SUR APPUI	
Désignation	Dimension en (mm)
Ht	590
HW	540
Binf	300
Bsup	300
Tw	13
Tfi	25
Tfs	25

Les différentes sollicitations sont :

Tableau 39 : Les efforts dans les entretoises

	HEA SUR APPUI	IPE en ZONE COURANTE
<i>Msolli (kN.m)</i>	168,5	110,5
<i>Vsolli (kN)</i>	115,9	79,6

- **Vérification**

$$\tau = \frac{V_{solli}}{tw * Hw} \leq \tau_{adm} = 0,60 * \frac{2}{3} * f_y = 0,60 * \frac{2}{3} * 460 = 184 \text{ N/mm}^2$$

- **En appui**

$$\tau = \frac{V_{solli}}{tw * Hw} = \frac{168,5 * 1000}{550 * 13} = 23,56$$

- **En zone courante**

$$\tau = \frac{V_{solli}}{tw * Hw} = \frac{79,6 * 1000}{562 * 12} = 11,80$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur appui } \tau = 23,56 \\ \text{en zone courante } \tau = 11,80 \end{array} \right. < \tau_{adm} = 184 \text{ mm}^2$$

Conclusion : Les entretoises résistent bien au cisaillement, que ce soit en appuis ou en travée.

ANNEXE 4: VERIFICATION DU CONDITION DE NON POINÇONNEMENT

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle. Sous l'action des forces localisées telle que le système de charge Br, il y'a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement.

La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

$$Q_{ELU} \leq Q_{adm}$$

$$Q_{adm} = 0,045 * \frac{U_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$$

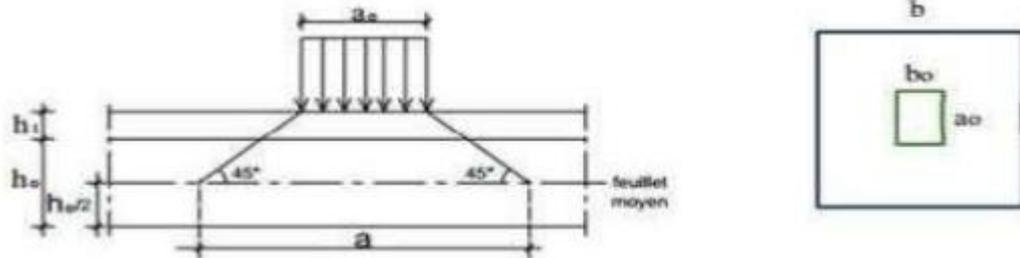


Figure 22 : Diffusion des charges localise dans l'hourdis

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 0,3 \text{ et } a_0 = 0,6 \\ h_1 = \text{épaisseur de revêtement} = 0,11 \text{ et } h_0 = \text{épaisseur de la dalle de couverture} = 0,3m \\ a \times b = \text{dimension du rectangle au niveau de feuillet moyen} \\ a_0 * b_0 = \text{Dimension du rectangle d'impact sur le revêtement} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = h + 2 * \varepsilon * e + a_0 \\ b = h + 2 * \varepsilon * e + b_0 \\ \varepsilon = \text{coefficient fonction de la nature du revêtement} \end{array} \right.$$

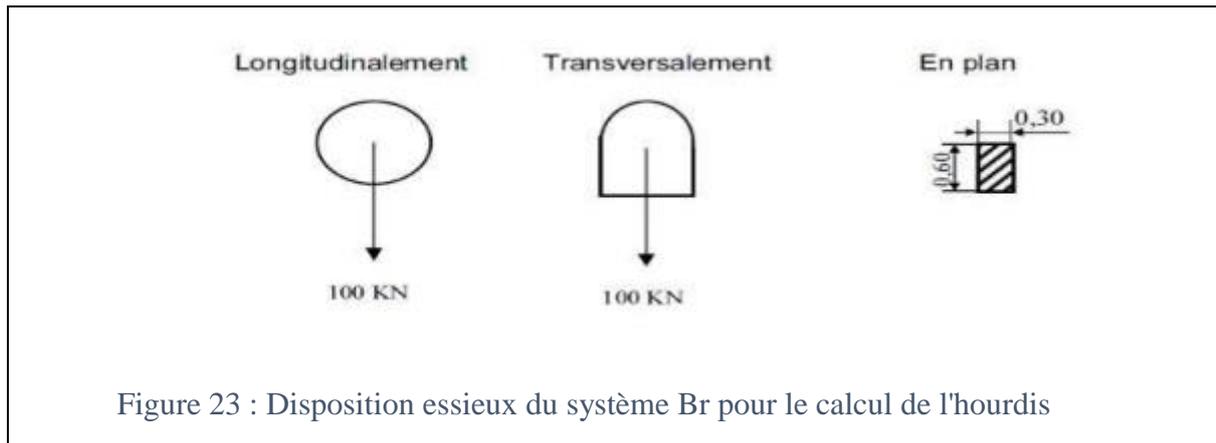


Figure 23 : Disposition essieux du système Br pour le calcul de l'hourdis

Les angles de diffusion de la surcharge routière du système Br sont respectivement de 37° dans la couche de roulement d'épaisseur 11cm et de 45° dans le hourdis en Béton armé.

Soit b_0 et a_0 les côtés du rectangle d'impact de la roue de 10tonnes ;

La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

$$Q_{ELU} \leq Q_{adm}$$

$$\begin{cases} U_c = 2 * (a + b) \\ a = h + 2 * \varepsilon * e + a_0 = 0,3 + 2 * \frac{4}{3} * (0,08 + 0,03) + 0,3 = 0,89m \\ b = h + 2 * \varepsilon * e + b_0 = 0,3 + 2 * \frac{4}{3} * (0,08 + 0,03) + 0,6 = 1,19m \end{cases}$$

$$Q_{ELU} = 1,6 * \delta_{Br} * b_r * Q$$

$$\begin{cases} Q = 100 \text{ kN} \\ U_c = 2 * (0,89 + 1,19) = 4,17 \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases}$$

$$Q_{ELU} = 1,6 * 1,042 * 1 * 100 = 166,72 \text{ kN}$$

$$Q_{adm} = 0,045 * \frac{4,17 * 0,3 * 35 * 10^3}{1,5} = 1313,55 \text{ kN}$$

$$Q_{ELU} = 166,72 \text{ kN} < Q_{adm} = 1313,55 \text{ kN}$$

⇒ La condition est satisfaite, il n'aura pas risque de poinçonnement dans la dalle.

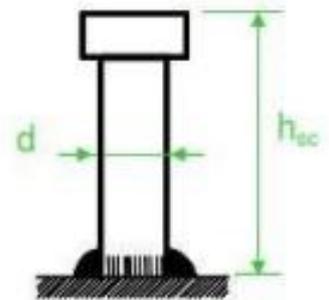
ANNEXE 5:ETUDES DES CONNECTEURS

La liaison entre le profilé et l'hourdis du tablier est faite à base des connecteurs. il a pour but de limiter le glissement à l'interface acier-béton et assurer aussi une meilleure adhérence entre ces deux matériaux, les connecteurs seront soudés sur la semelle supérieure des bipoutres Métalliques. Les connecteurs types goujons à tête sont couramment utilisés en construction mixte. Leurs caractéristiques géométriques : limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprises dans le tableau ci-dessous.

Le coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur est de : $\gamma_v = 1,25$

Tableau 40 : connecteurs type goujons à tête

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450



1. CHOIX DES CONNECTEURS

Pour notre ouvrage, nous allons utiliser des connecteurs dont les caractéristiques géométriques sont consignées ci-dessous :

Tableau 41 : donnée du connecteur choisie

hsc (mm)	d (mm)	d1 tête	ht tête	fy(Mpa)	fu(Mpa)
250	22	34,9	10	350	450

2. RESISTANCE D'UN GOUJON A TETE

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteur :

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance

Caractéristique suivante :

$$P_{Rk}^{(1)} = 0,8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$P_{Rk}^{(1)} = 0,8 * 450 * \frac{3,14 * (22 * 10^3)^2}{4} = 136,78 \text{ kN}$$

- La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance

Caractéristique suivante :

$$\begin{cases} P_{Rk}^{(2)} = 0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{c28} * E_{CM}} \\ \alpha = 0,20 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4, \text{ sinon } \alpha = 1,0 \\ E_{CM} = \text{module d'élasticité du béton} \end{cases}$$

$$P_{Rk}^{(2)} = 0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{c28} * E_{CM}} = 157,51 \text{ kN}$$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{Rk} = \min (P_{Rk}^{(1)}; P_{Rk}^{(2)})$$

$$P_{Rk} = 136,78 \text{ kN}$$

La résistance de calcul P_{Rd} s'obtient en divisant P_{Rk} par le coefficient partiel de sécurité

$\gamma_v = 1,25$. Finalement, la résistance de calcul vaut :

$$\begin{cases} P_{Rd}^{ELU} = 0,8 * P_{Rk} \\ P_{Rd}^{ELS} = k_s * P_{Rk} \\ k_s = 0,6 \end{cases}$$

Soit donc :

$$P_{Rd}^{ELU} = 0,8 * P_{Rd} = 0,8 * 136,7 = 109,42kN$$

$$P_{Rd}^{ELS} = k_s * P_{Rd} = 0,6 * 136,7 = 82,02kN$$

$$k_s = 0,6$$

3. CALCUL DU NOMBRE DE CONNECTEURS : DIMENSIONNEMENT SOUS

ELU

L'espace longitudinal entre deux connecteurs qui se suivent est de : **$b = 70cm$** ;

L'espace transversal entre deux connecteurs extrêmes est de : **$a = 67,80cm$** ;

Nous allons prévoir quatre (03) connecteurs par rangée espacés d'axe en axe de :

$$a' = 167 \text{ cm}$$

La longueur totale d'un profilé reconstitué soudé est de : **$L = 400m$** ;

Le nombre de connecteurs (n) est déterminé par l'expression :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{F_c^*}{P_{Rd}^{ELU}} \\ F_c^* = \min(F_c; Fa) \\ F_c \text{ effort de compression dans le béton} = h_c * b_{eff} * \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ F_a \text{ effort de traction} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_a} \end{array} \right.$$

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_c = h_c * b_{eff} * \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 0,3 * 6 * \frac{0,85 * 35 * 10^3}{1,5} = 35700kN \\ F_a = A_a * \frac{f_y}{\gamma_a} = 0,1824 * \frac{355 * 10^3}{1} = 64752kN \\ F_c^* = \min(F_c; Fa) = 35700kN \\ n = \frac{F_c^*}{P_{Rd}^{ELU}} = \frac{35700}{109,42} = 326 \text{ connecteurs.} \end{array} \right.$$

3.1. DIMENSIONNEMENT DES CONNECTEURS

On a **$\{16mm \leq d \leq 25mm$** or **$d = 22mm$**

$$h \geq 4d \Leftrightarrow h = 4d = 4 * 22 = 88mm$$

Pour les connecteurs, on va considérer les dimensions suivantes : **$\{h=200 \text{ mm et } d=22mm$**

▪ Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs :

Soit b cette distance :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = \min(6e; 800) \text{ mm} = \min(6 \times 270; 800) = \min(162; 80) = 80 \text{ cm} \\ b_{max} \leq 22x t_{fs} x \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \times 40 x \sqrt{\frac{235}{355}} = 715,98 \text{ mm} = 71,59 \text{ cm} \Rightarrow b = 70 \text{ cm} \\ e = \text{épaisseur de la dalle} = 27 \text{ cm}, \\ f_y = \text{limite d'élasticité semelle supérieure (PRS)} \end{array} \right.$$

- Espacement transversal entre deux connecteurs opposés :

L'espacement e_D entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit :

$$e_D = \min\left(100 + \frac{d}{2}; 9 * t_{fs} * \sqrt{\frac{235}{f_y}} + \frac{d}{2}\right) \text{ mm}$$

$$e_D = \min\left(100 + \frac{22}{2}; 9 * 40 * \sqrt{\frac{235}{355}} + \frac{22}{2}\right) = \mathbf{111 \text{ mm}}$$

Nous devons aussi avoir :

$$e_{Dmin} \geq \mathbf{25 \text{ mm}} + d/2 = 25 + 22/2 = 36 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e_D = \mathbf{111 \text{ mm}} \geq e_{Dmin} = \mathbf{36 \text{ mm}} \rightarrow \text{ok}$$

Donc, nous avons : $a = B_{sup} - 2xe_D = 800 - 2 \times 111 = \mathbf{578 \text{ mm}}$

- Détermination du diamètre et de la hauteur de tête du goujon

$$\begin{cases} h_{tête} \geq 0,4 * d = 0,4 * 22 = 8,8 \\ d_{tête} \geq 1,5 * d = 1,5 * 22 = 33 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc nous maintenons notre choix

Tableau 42 : Choix du connecteur type goujon à tête à utiliser

hsc (mm)	d (mm)	d1 tête	ht tête	fy(Mpa)	fu(Mpa)
250	22	34,9	10	350	450

ANNEXE 6:SECTION MIXTE DE LA DALLE

1 ÉTUDE DE LA SECTION MIXTE DE LA DALLE

1.1 DETERMINATION DE LA POSITION DE L'AXE NEUTRE ELASTIQUE

Nous allons supposer que la Position de l'axe neutre élastique est située en dehors de la dalle. La position de l'axe neutre, caractérisée par la distance z entre cet axe et la face supérieure de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$\begin{cases} A_h * z = A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c \right) \text{ ou} \\ A_h = A_a + \frac{b_{eff} * hc}{n} \\ n = 3 * \frac{E_{cm}}{E_a} \end{cases}$$

Déterminons a priori (d'après l'Eurocode 4 qui gère la construction mixte plus particulièrement les poutres mixtes nous avons)

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

$$L_0 = 42,5 = 4,8 \text{ et } b_1 = 2,5 \text{ et } b_2 = 3$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 5,5 \text{ m}$$

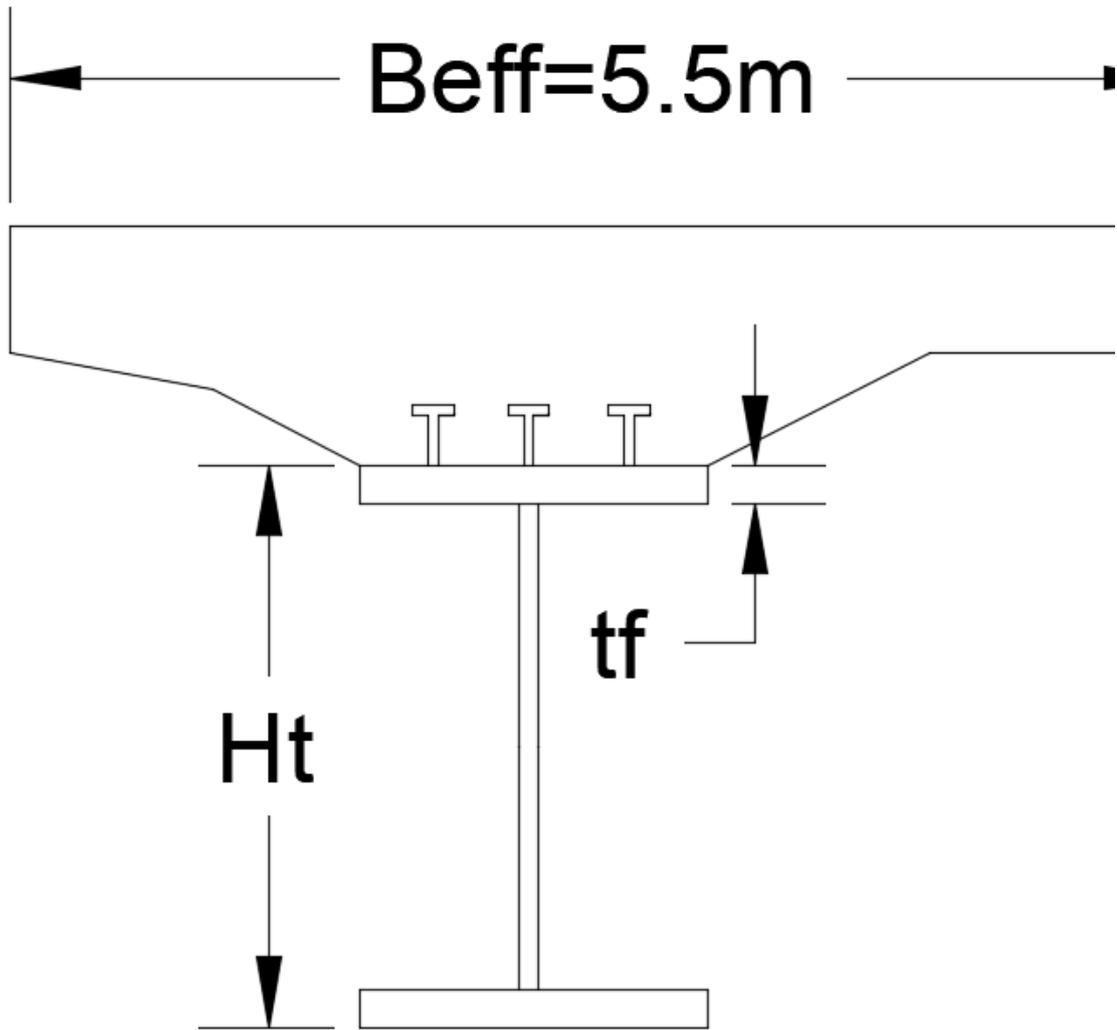


Figure 24 : schéma de la section mixte

$$\begin{cases} A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c \right) = 0,310 \left(\frac{2,6}{2} + 0,3 \right) = 0,496m \\ A_h = A_a + \frac{b_{eff} * h_c}{n} = 0,310 + \frac{5,5 * 0,27}{18} = 0,39 \\ z = \frac{0,496}{0,39} = 1,27 \end{cases}$$

L'axe neutre élastique est situé dans l'âme du profilé métallique.

2. CALCUL DU MOMENT RESISTANT ELASTIQUE MEL.RD

▪ Le moment d'inertie géométrique de la section mixte homogénéisée par rapport à l'axe neutre est donné par l'expression :

$$I_h = I_a + A_a(Z_a - Z^2) + \frac{b_{eff} * h_c}{n} \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] \text{ ou } I_a \text{ est l'inertie de la section d'acier}$$

$$I_h = 0,2898 + 0,310 * (1,57 - 1,27^2) + \frac{3 * 0,27}{18} \left[\frac{0,27}{12} + (1,38 - \frac{0,27}{2}) \right]$$

$$I_h = 0,257m^4$$

- Le moment de résistance élastique en fibre inférieure tendue est de :
- Le moment de résistance élastique en fibre supérieure comprimée est de :

$$M_{el,rdsup} = \frac{I_h * f_y}{z' * \gamma_{m0}} = \frac{0,257 * 460 * 1000}{(2,57 - 1,38) * 1} = 99445 \text{ kN.m}$$

Le moment de résistance élastique en fibre inférieure comprimée est de :

$$M_{el,rдинf} = \frac{I_h * f_y}{z' * \gamma_{m0}} = \frac{0,257 * 460 * 1000}{(1,38) * 1} = 85667 \text{ kN.m}$$

3. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LA SECTION MIXTE

L'effort tranchant dans la section mixte est donné par l'expression :

$$V_{max} \leq V_{resist} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{max} = 7372,08kN \quad \text{Et} \quad V_{resist} = 30276kN$$

4. VERIFICATION DE LA SECTION MIXTE

- Vérification du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans la section mixte :

$$\begin{cases} M_{el,rdsup} = 99445 \text{ kN.m} \\ M_{el,rдинf} = 85667 \text{ kN.m} \\ V_{resist} = 30276kN \end{cases} > \begin{cases} Msolli = 79312 \text{ kN.m} \\ Vsolli = 7372 \text{ kN} \end{cases}$$

Conclusion : La section est donc bien dimensionnée

ANNEXE 7: PREDIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui seront en élastomères fretté et seront de type B, car ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets intermédiaires d'épaisseur constante. Les frettes d'extrémité sont enrobées d'élastomère d'au moins 4 mm (6 mm pour notre cas). L'épaisseur de frettes varie de 1 à 4 mm et épaisseur des feuillets d'élastomères est en générale.

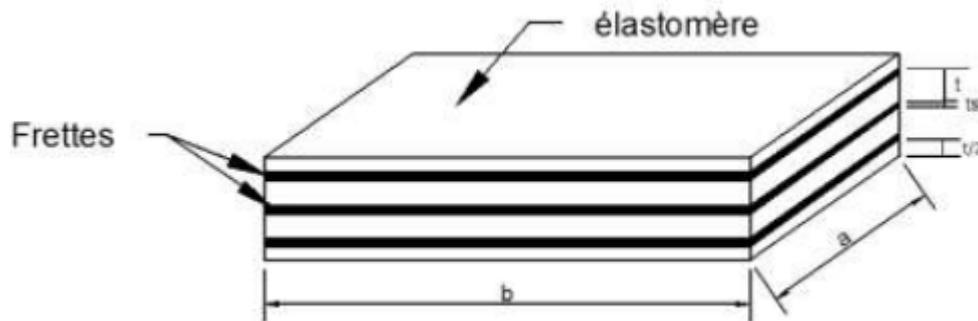


Figure 25 : Appareil d'appui en élastomère fretté

La contrainte moyenne dans le plan est telle que $20\text{Mpa} \leq \frac{Fz}{a' \cdot b'} \leq 25\text{Mpa}$ (Cf appareil d'appui guide de SETRA 2007). Sur la surface de l'appareil d'appui

$$a' = a - 2 \cdot 0,06 = a - 0,012$$

$$b' = b - 2 \cdot 0,06 = b - 0,012$$

$$A' = a' \cdot b'$$

L'épaisseur T_b de l'appareil d'appui doit respecter la condition de non-flambement suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

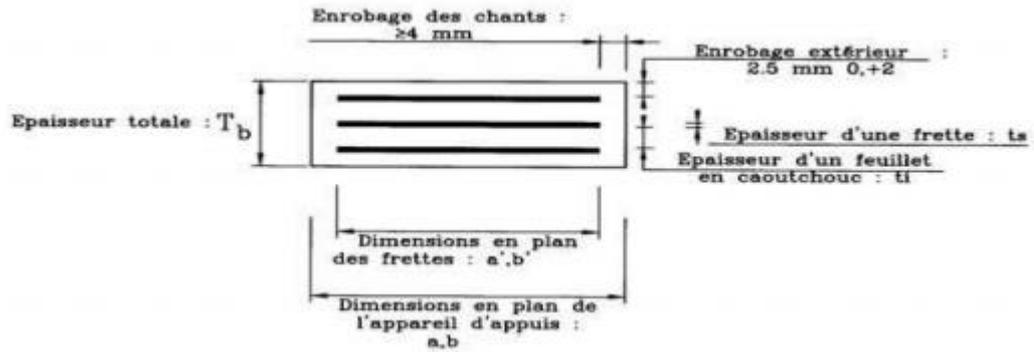


Figure 26 : Disposition des frettes dans l'appareil

Un appareil d'appui se nomme comme suit : $axb; n(t_s + t_i); 2e$

$$\text{Avec : } \begin{cases} t_i = \text{épaisseur feuillet d'élastomère intermédiaire} \\ t_s = \text{épaisseur frette métallique} \\ e = \text{enrobage} = 2,5\text{mm} \\ n = \text{nombre de feuillet d'élastomère intermédiaire.} \end{cases}$$

La formule de T_p est donc

$$T_p = n(ts + ti) + ts + 2e$$

D'après notre modélisation sur robot RSA 2019 nous obtenons $F_z = 7372 \text{ kN}$

Données de calcul.

- La contrainte moyenne de compression est limitée entre 20 et 25 MPA sur la surface de A'
- $G_0=0,09 \text{ MPa}$ (module de cisaillement conventionnelle de l'élastomère)
- Prenons $\lambda=0,5 \text{ m}$
- $FZ = 7372$
- Nuance de frette S235 donc la limite élastique garantie $f_e=235 \text{ MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \leq \frac{Fz}{(a - 0,012)(b - 0,012)} \leq 25 \\ 0,519 \leq b \leq 0,619 \end{array} \right.$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

$$D'où A = a \times b = 0,5 \times 0,6 = 0,3 \text{ m}^2$$

Pour satisfaire la condition de non flambement il faut

$$\frac{a}{10} \leq Tb \leq \frac{a}{5}$$

$$50mm \leq Tb \leq 100mm$$

En choisissant $n = 5$ feuillets d'épaisseur de 12 mm et les frette d'épaisseur de 4 mm avec un enrobage de 2,5 mm alors

$$T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 5(12 + 4) + 4 + 2 * 2,5 \quad T_b = 89mm$$

on a $\left\{ \begin{array}{l} 50mm \leq Tb \leq 100mm \\ Tb = 89 \text{ mm} \end{array} \right.$

Donc on a un appareil de type B : 500*600 ; 5(4+12) ; 2*2,5

ANNEXE 8: DIMENSIONNEMENT DES JOINTS DE CHAUSSEE

Le principe de dimensionnement des joints de chaussée est basé sur le souffle (ouverture). Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. Les actions à prendre en compte pour le dimensionnement des joints de chaussée sont les suivants :

- La température ;
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (le retrait) ;
- Les charges d'exploitation : effort de freinage.

1. EFFETS DUS A LA VARIATION DE LA TEMPERATURE

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta L = L \lambda \Delta T \\ L = \text{longueur dilatable} \\ \Delta L = \text{variation de longueur} \\ \lambda = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C} = \text{coefficient de dilatation structure mixte acier - béton} \\ \Delta T = 15^\circ\text{C} = \text{Variation de température} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } \Delta L_1 = L * \lambda * \Delta T = 200 * 12 * 12 * 10^{-6} * 15 = 36 \text{ mm}$$

2. EFFETS DUS AUX DEFORMATIONS DIFFEREEES DU BÉTON

Il s'agit de la variation de longueur du béton due au retrait final de ce dernier. Elle est donnée par :

$$\Delta L_2 = l * \varepsilon_r$$

$$\Delta L_2 = 200 * 2,4 * 10^{-4}$$

$$\Delta L_2 = 50 \text{ mm}$$

3. ACTIONS DUES AUX CHARGES D'EXPLOITATION

Le déplacement du tablier dû aux charges d'exploitation provient essentiellement des efforts de freinage. Il est donné par :

$$\Delta l_3 = \frac{T \cdot F_{freinage}}{G \cdot A}$$

$$\Delta l_3 = \frac{0,089 \cdot \frac{0,3}{2}}{0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,6} \quad \Rightarrow \quad \Delta l_3 = 49,4 \text{ mm}$$

Soit :

On a donc une valeur de souffle de :

$$S = \Delta L$$

$$t = \sum \Delta Li = 36 + 50 + 49,4 = 135,4 \text{ mm}$$

4. CHOIX DU JOINT DE CHAUSSEE

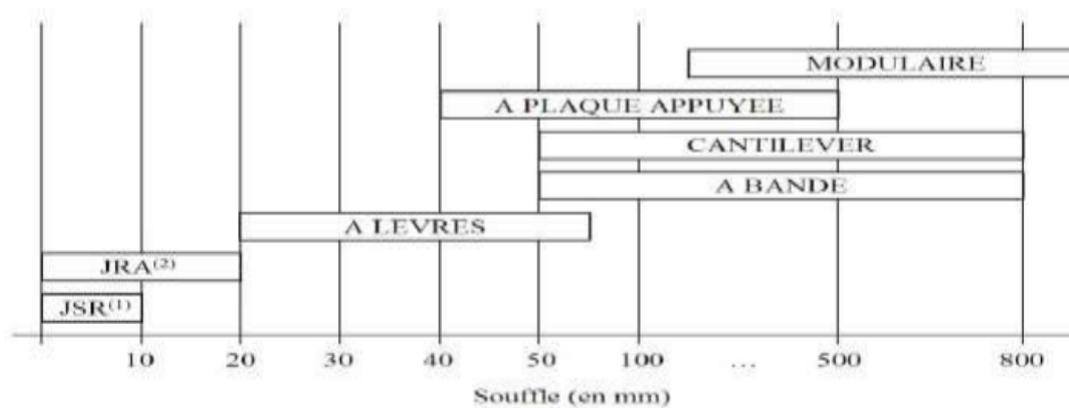


Figure 27 : graphe pour choix des joints de chaussée

Le type de joint de chaussée dépend essentiellement de la valeur du souffle. Pour notre ouvrage, le Souffle est de $S=135,4$ mm. Quatre types de joint de chaussée peuvent donc être utilisés (cf. figure ci-dessus). Nous portons cependant notre choix sur un joint de chaussée à cantilever dont la gamme de souffle est comprise entre 50 mm et 800 mm.

ETUDE DE LA DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est dimensionnée simplement comme une poutre appuyée sur deux appuis, d'un côté sur le corbeau arrière de la culée et de l'autre côté sur une bande de sol de 0,50m de large renforcée par une armature de chaînage.

La surcharge prise en compte pour le dimensionnement de la dalle de transition est celle du sous-système Bt et le calcul est mené à l'ELU selon les prescriptions du SETRA. Ses dimensions sont 5,00m de long et 11 m.

Calcul du moment maximum de la dalle dû au système Bt

On dispose deux essieux dans le sens longitudinal de la dalle et le moment maximal est :

$$M_{max}^{Bt} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right) \text{ avec } P=32t \text{ et } a = 1,02 \text{ coefficient de majoration dynamique.}$$

$$M_{max}^{Bt} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right) = \frac{32 \times 5}{2} \left(1 - \frac{1,35}{2 \times 5}\right) = 56,12 \text{ t.m} = 561,2 \text{ kN.m} = 53,96 \text{ kN.m/ml}$$

Calcul du moment dû au poids propre de la dalle

$$M_{max}^{PP} = \frac{PL^2}{8} = (5 \times 0,30 \times 25) \times \frac{5^2}{8} = 117,19 \text{ kN.m/ml}$$

- Calcul de la somme du moment à l'ELU

$$M_{ELU} = 1,35M_{max}^{PP} + 1,60M_{max}^{Bt} = 1,35 \times 117,19 + 1,60 \times 53,96 = 224,54 \text{ KN.m/ml}$$

Les sections d'aciers retenues après dimensionnement béton armé sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 42: Armatures de la dalle de transition

Dalle de transition	Section théorique (cm ²)	choix	Section (cm ²) réelle
Armatures principales	24,69 cm ²	8HA20, esp=10	25,13 cm ²
Armatures transversal	7,23 cm ²	10HA10, esp=10	7,10 cm ²

ANNEXE 9: VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

1. VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

La condition suivante doit être vérifiée :

$$20MPa \leq \sigma_{max} = \frac{F_z}{a' * b'} \leq 25MPa$$

Nous avons :

$$\sigma_{max} = \frac{F_z}{a' * b'} = \frac{7372,12 * 10^{-3}}{0,538 * 0,638} = 21,48MPa$$

21,48 MPa est supérieur à **20MPa** et inférieur a **25MPa** ⇒ **Condition satisfaisante**

2 . VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT

La condition suivante doit être satisfaite

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 * G_0 * a' * S_1}{3 * T_b}$$

$$S_1 = \frac{a' * b'}{2 * t * (a' + b')}$$

S_1 coefficient de forme defeuillet le plus epais

$$S_1 = \frac{0,538 * 0,638}{2 * 0,012 * (0,538 + 0,638)} = 12,16$$

Soit :

$$\frac{7372}{0,1662} = 44,42 < \frac{2 * G_0 * a' * S_1}{3 * T_b} = 47$$

⇒la condition est satisfaite,

3. VERIFICATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT

Il s'agit de vérifier que l'appareil d'appui ne glisse pas sous l'effet des charges horizontales. la vérification du non-glissement est assurée en l'absence de dispositif anti-cheminement si :

$$F_{xy} \leq \mu_e \times F_z \text{ et } \frac{F_{zGmin}}{A_r} \geq 3MPa \text{ avec } \mu_e = 0,10 + \frac{1,5 \times k_f}{\sigma_m} \text{ où } \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \text{ (en MPa)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{zGmin} = \text{Réaction minimale sous charge permanente} \\ F_z \text{ et } F_{xy} = \text{Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables} \\ \mu_e = \text{Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure en acier} \\ k_f = 0,20 \text{ pour l'acier} \end{array} \right.$$

$$F_{xy} = F_{xu} =$$

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{7372}{0,1662} = 44,36 MPa$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times k_f}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,2}{44,36} = 0,1068 \quad \text{Donc } F_{xy} < \mu_e * F_z$$

$$\mu_e * F_z = 787 kN$$

⇒ la stabilité au glissement est satisfaite, car la condition est vérifiée.

4. VERIFICATION DE L'ÉPAISSEUR MINIMALE DES FRETTES

L'épaisseur minimale des frettes doit être supérieure ou égale 2 mm L'épaisseur choisie étant de **ts = 4 mm**, la condition suivante doit être satisfaite :

$$t_s \geq \gamma_m * \frac{2,6 * F_z * t_i}{A_r * f_y} \text{ ou } t_i = 12mm \text{ et } f_y = 235 MPa$$

On a donc :

$$\gamma_m * \frac{2,6 * F_z * t_i}{A_r * f_y} = 1 + \frac{2,6 * 7372 * 10^{-3} * 12 * 10^{-3}}{0,1662 * 235} = 0,0059 \text{ m}$$

$$t_s \geq 5mm \quad \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

A. VERIFICATION DE LA DISTORSION

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'ELU par :

$$\epsilon_t = K_L (\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_\alpha) < 7$$

$$\epsilon_q < 1 \text{ et } K_L = 1,0$$

Avec **εc**, **εq**, **εα** : Distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les déplacements Horizontaux et les rotations du tablier.

- Calcul de ϵ_q : distorsion sous déplacement horizontal maximal

La distorsion $\epsilon_q = tg(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale de l'élastomère est donnée par l'expression ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_q = \frac{v_x}{T_q} \leq 1,0 \\ v_x = v_1 + v_2 \end{array} \right.$$

$v_1 = 0,0045 + 0,006 = 0,0105m$ (Déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait)

$v_2 = 60,83mm$ (Déplacement horizontal maximal dû au freinage)

Nous avons donc :

$$v_x = 4,5 + 6 + 60,83 = 71,33$$

$$\epsilon_q = \frac{71,33}{89} = 0,8 < 1$$

⇒ **Condition satisfaisante**

- Calcul de ϵ_c : distorsion sous effort vertical

$$\epsilon_c = \frac{1,5 * Fz}{G * Ar * S_1} = \frac{1,5 * 7372 * 10^{-3}}{0,9 * 0,1662 * 12,16} = 4,079$$

- Calcul de ϵ_α : distorsion sous rotation du tablier

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a'^2 * \alpha_a + b'^2 * \alpha_b) * t_i}{2 * \sum t_i^3}$$

Dans cette expression :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_a \text{ et } \alpha_b : \text{distorsion d'axe perpendiculaire aux côtés } a \text{ et } b \text{ de l'élastomère} \\ \alpha_a = 0,002\text{rad (cf. RSA Version 2017)} \\ a' = 0,39\text{m et } b' = 0,49\text{m} \\ t_i = 12\text{mm} = \text{épaisseur de l'élastomère le plus épais} \\ \alpha_0 = \text{defaut de pose} = 0,010\text{rad car structure posée directement sur appareil d'a} \end{array} \right.$$

Nous avons donc :

$$\epsilon_\alpha = \frac{(0,538^2 * (0,002 + 0,01) + 0,638^2 * 0,0) * 0,012}{2 * (4 * 0,012^3 + 2 * 0,0025^3)} = 1,95$$

La distorsion totale est de :

$$\epsilon\tau = 0,7x (1,95 + 0,8 + 4,07) = 6,82 < 7 \Rightarrow \text{condition satisfaisante}$$

Conclusion : Toutes les vérifications effectuées sont satisfaisantes, il ressort que le choix de L'appareil d'appui est bon.

Appareil d'appui type B : **550*655 ;4(12+4) ; 2*2,5**

ANNEXE 10: MÉTHODOLOGIE DE MISE EN OEUVRE

La conception et la réalisation d'un ouvrage sont lie non seulement sur le plan technique, mais aussi sur le plan financier. De ce fait la façon dont on choisit de réaliser un ouvrage joue un rôle essentiel sur le coût du projet. En outre il est nécessaire de l'optimiser. Par ailleurs pour réduire le coût d'un ouvrage on peut soit limiter l'utilisation des matériaux ou changer le procédé de mise en œuvre de l'ouvrage.

Dans notre étude nous avons optimisé les matériaux ainsi que les méthodes afin de réduire le cout de réalisation de l'ouvrage.

1. OPTIMISATION DE LA CHARPENTE

Dans la construction d'un pont mixte, la charpente métallique détient 25% à 30% du coût de réalisation de l'ouvrage. De ce fait, il est important de pouvoir l'utiliser à l'optimum nécessaire, le surdimensionnement engendrera des dépenses inutiles ainsi que le poids de l'ouvrage.

La charpente

La charpente est la pièce essentielle d'un pont mixte et de ce fait il est très important de l'étudier avec soins afin d'éviter son surdimensionnement. En outre, il représente 20 à 30% du coût de réalisation de l'ouvrage ; de ce fait l'optimiser devient inéluctable.

Sachant que les bipoutres n'ont pas de sollicitation identique, car les travées ayant de portée différent crée une variation des sollicitations. Nous l'étudierons les poutres en flexion simple et l'effort tranchant, cette instabilité prime sur d'autres.

Après modélisation de la structure, nous avons recueillis toutes les sollicitations :

1.1. Répartition de la matière

Nous avons modélisé notre poutre métallique dans le logiciel robot analisis structural 2017

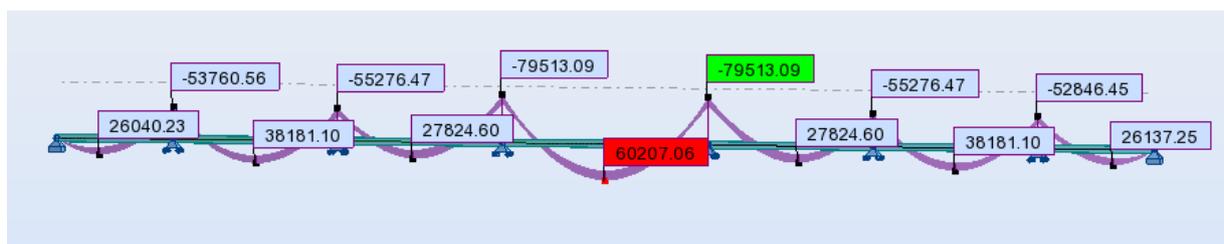


Figure 28: Répartition de la matière

Après le recueil des sollicitations, nous avons vérifié la condition d'instabilité en flexion simple et celle de l'effort tranchant.

$$M_{solli} < M_{résistant} = \frac{W_{el} * f_z}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{max} \leq V_{resist} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}}$$

Ainsi nous avons pu réduire l'épaisseur des tôles et varier l'épaisseur des semelles. Nous récapitulons les résultats dans le tableau ci-dessous

Tableau 43: Etude de la charpente

Ht (mm)	Binf (mm)	Bsup (mm)	tsup (mm)	tinf (mm)	tw (mm)	VRD (KN)	Mrd (KN.m)
2600	900	800	30	30	50	26149,3	22605,36/23371,30
2600	900	800	45	45	50	25840,45	33329,59/34821,53
2600	900	800	45	55	50	25737,5	34424,74/41589,64
2600	900	800	90	90	50	24913,9	63693,97/67865,69
2600	900	800	110	110	50	31749,2	99013,85/106074,38

1.2-gains en optimisant

Nous avons gagné sur deux aspects à savoir : le coût et le poids de la charpente. Le poids initial était de 4200 tonnes et celui-ci revient à 2400 tonnes soit 1800 tonnes de différence et sachant que le kilogramme de l'acier est vendu à 2500 nous avons réduit une dépense de 450.000.000 Fcfa (quatre cent cinquante millions).

S'il fallait prendre le cas le plus défavorable et uniformiser, nous serions entrain de mettre des s460 sur tout le pont avec un épaisseur de 110 mm. Le kg de s460 est de 3000 FCFA

Assemblages

L'assemblage sera fait sur site par soudage des différents tronçons. Ce choix a pour but de faciliter la manutention de l'usine jusqu'à chantier. La soudure étant maîtrisée par le sous-traitant contracté il est plus facile d'aller dans ce sens.

Culée

C'est l'appui de rive de l'ouvrage. Il est en liaison direct avec les voies d'accès du pont. Ses caractéristiques géométriques et techniques demeurent très importantes. Initialement nous avons opté pour des culées remblayées, mais la réalisation de telle culée a une certaine hauteur devient très délicat, Nous avons opté pour des culées a tête de talus comme celui des ponts de poivre en France, le sommier repose directement sur des pieux.

2. Les piles

2.1-forme de la pile

La forme initiale de la pile a été revue afin de diminuer sa section qui ne travaille pas totalement.

Cette pile avait une section de 27 m²

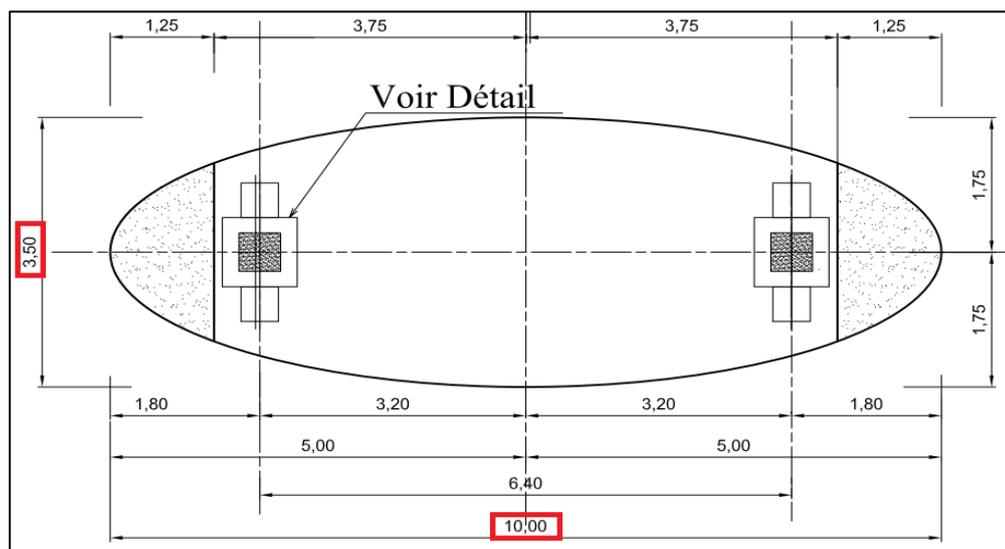


Figure 29: Schéma de la pile elliptique choisie

-Nous avons opté pour une pile de type fut de section 17,21 m²

Batchenga jusqu'au chantier par les voix terrestres. Ce choix découle d'un tableau comparatif des offres des différents prestataires dans le domaine de transport.

Modes de réalisation

Montage de la charpente

Nous avons plusieurs modes de montage de la charpente à savoir :

- Montage par hissage
- Montage par grue
- Montage par lançage

Le montage retenu dans notre cas d'étude est le montage par lançage, car elle présente beaucoup davantage.

Le lançage est la méthode de montage la plus fréquemment utilisée. Il est envisageable pour une portée déterminante pouvant atteindre 80-90 m pour un ouvrage isostatique et 130-140 m pour un ouvrage hyperstatique. Son principe consiste à faire cheminer la charpente sur les appuis jusqu'à sa position définitive, après sa reconstitution en tout ou partie sur une aire d'assemblage située à l'arrière de l'une ou des deux culées. Le déplacement de la charpente est assuré par des patins, l'effort nécessaire étant exercé en général par des treuils, plus rarement par des vérins avaleurs de câbles ou un bâti de poussage. La charpente est lancée à un niveau supérieur à son niveau définitif, sur des appuis provisoires, appelés « camarteaux », constitués par un empilement de profilés en I ou en H convenablement raidis et contreventés. Une fois la charpente amenée à l'aplomb de ses appuis définitifs, on la descend sur appuis provisoires de bétonnage.

Réalisation des accès pour appui

Pour exécuter les appuis nous avons besoin d'aménager l'accès. Nous avons la possibilité soit de réaliser une digue, soit de réaliser une estacade. La digue semble être la solution la moins coûteuse, car le projet contenait déjà les éléments fondamentaux de la réalisation d'une digue à savoir la latérite et les moellons.

Réalisation des hourdis.

Nous avons plusieurs modes de réalisation l'hourdis du tablier à savoir :

- la dalle préfabriquée
- le coulage surplace

-le lançage avec la charpente

La méthode de poussage étant breveté par l'entreprise, elle demeure moins couteuse, car tout le matériel est disponible pour le faire.

Elle consiste au poussage des plots par des vérins hydraulique après 16h d'âge.

Méthodes de réalisation des appuis

Le mode de réalisation des appuis sont diverses, dans notre cas nous avons deux choix : soit de réaliser un batardeau ou de réaliser un rideau de palplanches.

La solution la plus économiques était de réaliser un rideau de palplanches, car elle mobilise moins de matériels, personnel et heure machine.

Les photos suivantes illustrent les méthodes utilisées.



Photo 1: préparation de lançage de la charpente



Photo 2: ferrailage de la pile



Photo 3: Mise en place de rideau de palplanche



Photo 4: Excavation pour la réalisation de la pile P4

1. Béton

- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

- Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

- Coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$

- La résistance de calcul du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ soit } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 17 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite du béton comprimé à L'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ soit } \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

2. Acier Passive

- Nuance : Barres de haute adhérence (HA)

- Type d'acier Fe E 400MPa

- Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$

- Poids volumique de l'acier : $78,5 \text{ kN/m}^3$

- Résistance de calcul à L'ELU

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1,15 \text{ soit } f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

- Résistance de calcul à L'ELS

- Dans le cas de la fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 * \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}) \right\} = 172 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement dans les semelles $l_s = 41\emptyset$

L'enrobage est de 4 cm

3. Justification de la culée

a. Chevêtre

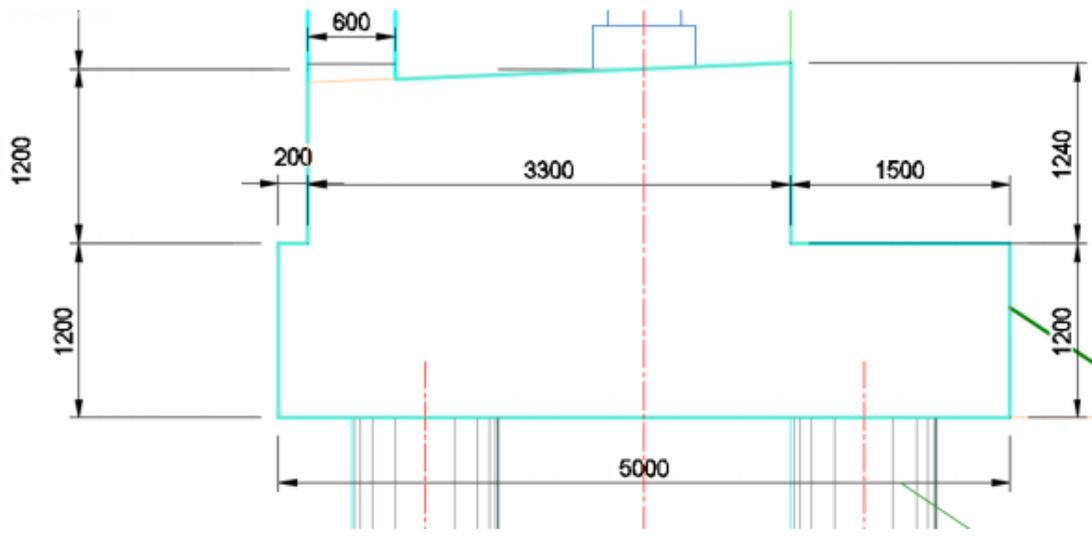


Figure 33 : schéma chevêtre

Justification du chevêtre en flexion

La justification des chevêtres en flexion est réalisée selon les étapes ci- après

- On détermine le pourcentage mini selon PP73
- On calcule les sections des aciers en flexion et en torsion
- On fait les enveloppes de ces deux ferrailages

D'après le pp73 :

2.2.1.1. - Ferrailage constructif minimal du chevêtre - Ferrailage minimal type.

Le chevêtre en tête de piles-culées ou de piles à colonnes doit comporter un ferrailage longitudinal constructif minimal, dont le taux (pour l'ensemble des nappes) ne sera pas inférieur à 0,5 %, soit environ 40 kg d'acier au m³ de béton. Ce pourcentage est voisin de la condition de non-fragilité en traction.

La section minimale d'armatures transversales par un plan horizontal doit être au moins égale à 0,002 fois l'aire du béton correspondant et l'espacement t des cours successifs d'armatures transversales doit être inférieur à 20 cm.

Pour notre chevêtre on a :

- Section minimale des aciers longitudinale

$$0,50\% \times 5,000 \times 1,200 + 0,50\% \times 3,300 \times 1,200 = 498,0 \text{ cm}^2$$

Soit : 33,49 cm²/ml pour un contour de 14,78 m

- Section des armatures verticales + effort tranchant :

$$0,20\% \times 5,000 = 100,0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

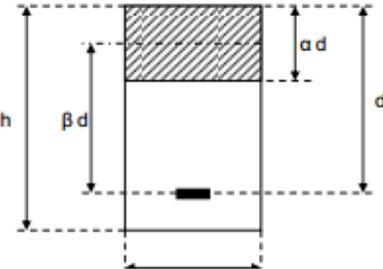
- Section des armatures horizontale + effort tranchant :

$$0,20\% \times 2,400 = 48,0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul a l'ELU

Flexion My

Moment $M_u = 2632$ kNm
 Largeur totale : $b = 3.300$ m
 Hauteur totale : $h = 2.400$ m
 Les aciers sont disposés à une distance de la paroi égale à : $c = 10.0$ cm
 Hauteur utile : $d = 2.300$ m



$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{ed}} = \frac{2.632}{3.30 \times 2.300^2 \times 17.0} = 0.009$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009} \right] = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.011 = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}(\epsilon_{st})} = \frac{2.632}{0.996 \times 2.300 \times 348} = 33.0 \text{ cm}^2$$

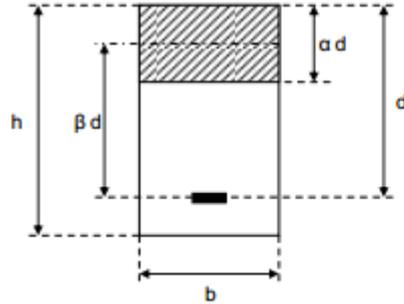
Soit 10 cm²/ml pour les faces supérieures et inférieures.

Flexion Mz

Moment $M_u = 300$ kNm
 Largeur totale : $b = 2.400$ m
 Hauteur totale : $h = 3.300$ m

Les aciers sont disposés à une distance de la paroi égale à : $c = 10.0$ cm

Hauteur utile : $d = 3.200$ m



$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{cd}} = \frac{0.300}{2.40 \times 3.200^2 \times 17.0} = 0.001$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.001} \right] = 0.001$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.001 = 1.000$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}(\epsilon_{st})} = \frac{0.300}{1.000 \times 3.200 \times 348} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit 1,125 cm²/ml pour les faces latérales.

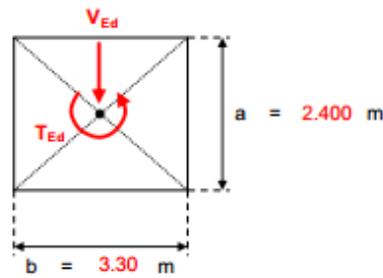
Calcul des aciers a l'ELS .

Flexion My

CALCUL D'ACIER A L'ELS POUR UNE SECTION RECTANGULAIRE - FLEXION COMPOSEE		
Section	Acier	Efforts
$b_0 = 3.30$ m $h = 2.40$ m $d = 2.30$ m $d' = 0.100$ m	$\sigma = 21600$ t/m ²	$M = 192.00$ tm $N = 0.00$ t $A' = 0.00$ cm ² $A = 48.23$ cm ² $A' = 0.00$ cm ² $\sigma'_{sc} = 835.82$ t/m ² $\sigma_s = 93.41$ t/m ² $A.N. = 0.272$ m Etat : Section P.C. ou P.T.
TEST		
Cas 1: 0 Section E.C.	Cas 2: 1 Section P.C. ou P.T.	Cas 3: 0 Section E.T.

Soit 1,44 cm²/ml pour les faces latérales.

Justification du chevêtre a l'ELS



Hauteur totale : $h = 2.400$ m
 Hauteur utile : $d = 2.400 - 0.100 = 2.300$ m
 Bras de levier : $z = 0.90 d = 2.070$ m

Cas dimensionnant : **Service**

Moment de torsion : $T_{Ed} = 1160$ kNm

Effort tranchant : $V_{Ed} = 3180$ kN

Résistance en compression du béton : $f_{ck} = 26$ MPa et $\gamma_c = 1.50$ pour les situations durables

Limite d'élasticité de calcul de l'acier : $f_{yk} = 400$ MPa et $\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables

Epaisseur des parois : $t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{7.92}{11.40} = 0.695$ m

Aire intérieure au feuillet moyen : $A_k = 1.705 \times 2.605 = 4.443$ m²

Périmètre de la surface A_k : $u_k = 8.621$ m

Contrainte de cisaillement :

Les calculs sont menés avec un angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément égal : $\theta = 45^\circ$

► $\cot \theta = 1.00$

Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant :

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \times \left[1 - \frac{25.5}{250} \right] = 0.539$$

• Cisaillement à la torsion :

$$\tau_T = \frac{T_{Ed}}{2 A_k t_{ef}} = \frac{1.160}{2 \times 4.443 \times 0.695} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$T_{Rd,max} = 2 \alpha_{cw} t_{ef} A_k v_1 f_{cd} / 2 = 1 \times 1 \times 0.695 \times 4.443 \times 0.539 \times 17.0 = 28.27 \text{ MN}$$

• Cisaillement au tranchant :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1 \times 3.300 \times 2.070 \times 0.539 \times 17.0}{1.000 + 1.000} = 31.28 \text{ MN}$$

$$\tau_V = \frac{V_{Ed}}{b \cdot 0.9 a} = \frac{3.180}{3.300 \times 0.90 \times 2.400} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{1.160}{28.271} + \frac{3.180}{31.285} = 0.14 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

Armatures transversales :

• Armatures de torsion :

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_T = \tau_T t_{ef} \frac{a}{z f_{yd}} = 0.19 \times 0.695 \times \frac{2.400}{2.070 \times 348} = 4.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Armatures d'effort tranchant :

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_V = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd}} = \frac{3.180}{2.070 \times 348} = 44.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures longitudinales :

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2 A_k f_{yd}} u_k = \frac{1.160}{2 \times 4.443 \times 348} \times 8.621 = 32.4 \text{ cm}^2 \quad (\text{en plus des armatures de flexio})$$

Soit :

- armatures verticales + effort tranchant + torsion : $44,2 + 4,4 = 48,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- armatures longitudinales dues aux torsions : $32,4 / 11,4 = 2,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Principe de ferrailage du chevêtre

On constate que les Aciers dus aux sollicitations sont inférieurs à la section minimale de PP73 => on retient les aciers de PP73 soit :

- Aciers longitudinaux : $33,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ pour un contour de $14,78 \text{ m}$ soit 104 barres de HA 25 (espacement environ 15 cm).

Récap :

Aciers verticaux :

$$0,20\% \times 5,000 = 100,0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

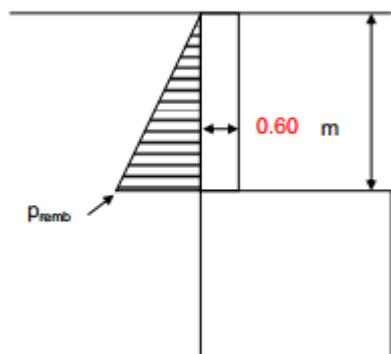
Soit 10 brins de HA16 $e = 0,2 \text{ m}$

- Aciers horizontaux :

$$0,20\% \times 2,400 = 48,0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5 brins de HA12 $e = 20 \text{ cm}$ + 2 brins de HA16 $e = 20 \text{ cm}$.

ÉTUDE GARDE GREVE



Paramètres du remblai :

Les caractéristiques géotechniques du remblai à l'arrière des murs des culées sont :

- Poids volumique : $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$

▪ Coefficient de poussée : $K_a = 0,22$

Poids propre du garde-grève :

$$= P1 = 25 \times 0,6 \times 3,77 = 56,6 \text{ kN / ml}$$

Poussée du remblai :

$$Prem = 0,22 \times 20 \times 3,77 = 16,6 \text{ kN / m}^2$$

Moment engendré par la poussée du remblai à la base du garde-grève :

$$Mrem = Prem \times \frac{h^2}{6} = 39,9 \text{ kN.m}$$

Charge de trafic sur remblai :

$$Vsuch = 0,22 \times 10 \times 3,77 = 8,3 \text{ kN}$$

Moment engendré par la poussée des surcharges 10 kN/m^2 à la base du garde-grève :

$$Msuch = Vsuch \times \frac{h}{2} = 15,6 \text{ kN.m}$$

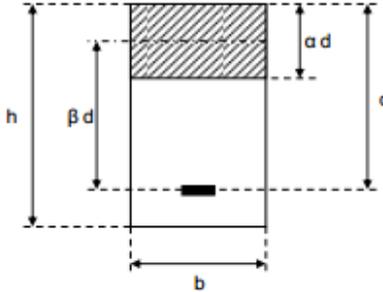
Combinaisons des efforts :

$$G_{inf} + 1,35 G_{sup} + 1,35 \text{ Surcharge}$$

$$N_{pous} = 56,6 \text{ kN}$$

$$M_{pous} = 74,2 \text{ kN.m}$$

Moment $M_u = 74.2 \text{ kNm}$
 Largeur totale : $b = 1.000 \text{ m}$
 Hauteur totale : $h = 0.600 \text{ m}$
 Les aciers sont disposés à une distance de la paroi égale à : $c = 5.0 \text{ cm}$
 Hauteur utile : $d = 0.550 \text{ m}$



$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{cd}} = \frac{0.074}{1.00 \times 0.550^2 \times 17.0} = 0.014$$

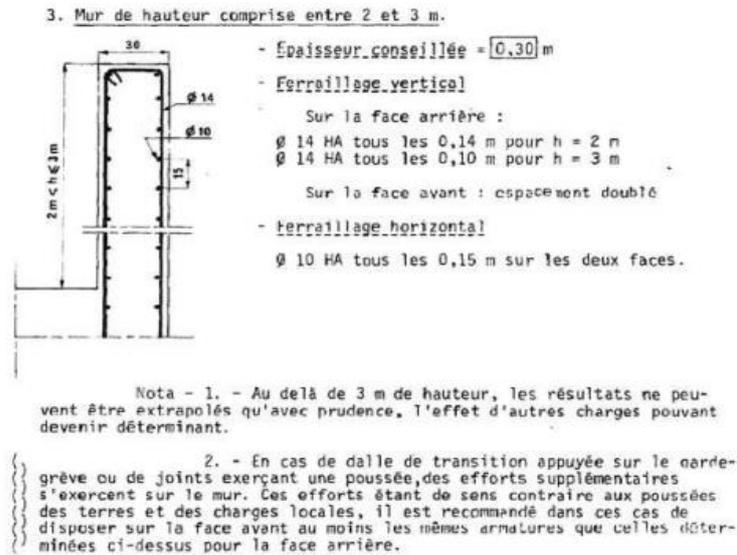
$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014} \right] = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.018 = 0.993$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}(\epsilon_{st})} = \frac{0.074}{0.993 \times 0.550 \times 348} = 3.9 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage préconisé pour le garde-grève d'après le PP73 :



La condition de non-fragilité du BAEl, soit $\rho > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e$, pour un béton B30 et de l'acier à 400 MPa, correspond au taux minimum de 0,0014 \Rightarrow soit 8,4 cm²/ml par face et par direction) pour un élément de 0,6 m

- On disposera des HA 16 e= 20 cm > (HA10 e= 0,15 et 8,4 cm²/ml) par face pour les aciers verticaux
- Pour les aciers horizontaux on disposera des HA14 e= 15 cm par face.

ÉTUDE DU MUR EN RETOUR

CALCUL D'ACIER A L'ELS POUR UNE SECTION RECTANGULAIRE - FLEXION COMPOSEE																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Section</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$b_0 =$</td> <td style="text-align: right;">1.00 m</td> </tr> <tr> <td>$h =$</td> <td style="text-align: right;">0.50 m</td> </tr> <tr> <td>$d =$</td> <td style="text-align: right;">0.42 m</td> </tr> <tr> <td>$d' =$</td> <td style="text-align: right;">0.080 m</td> </tr> </tbody> </table>	Section		$b_0 =$	1.00 m	$h =$	0.50 m	$d =$	0.42 m	$d' =$	0.080 m	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Acier</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\sigma =$</td> <td style="text-align: right;">21600 t/m²</td> </tr> </tbody> </table>	Acier		$\sigma =$	21600 t/m ²	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Efforts</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$M =$</td> <td style="text-align: right;">4.28 tm</td> </tr> <tr> <td>$N =$</td> <td style="text-align: right;">0.00 t</td> </tr> <tr> <td>$A' =$</td> <td style="text-align: right;">0.00 cm²</td> </tr> <tr> <td>$A =$</td> <td style="text-align: right;">5.00 cm²</td> </tr> <tr> <td>$A' =$</td> <td style="text-align: right;">0.00 cm²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma'_{sc} =$</td> <td style="text-align: right;">-480.94 t/m²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_b =$</td> <td style="text-align: right;">299.22 t/m²</td> </tr> <tr> <td>$A.N. =$</td> <td style="text-align: right;">0.072 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Etat : Section P.C. ou P.T.</td> </tr> </tbody> </table>	Efforts		$M =$	4.28 tm	$N =$	0.00 t	$A' =$	0.00 cm ²	$A =$	5.00 cm ²	$A' =$	0.00 cm ²	$\sigma'_{sc} =$	-480.94 t/m ²	$\sigma_b =$	299.22 t/m ²	$A.N. =$	0.072 m	Etat : Section P.C. ou P.T.	
Section																																				
$b_0 =$	1.00 m																																			
$h =$	0.50 m																																			
$d =$	0.42 m																																			
$d' =$	0.080 m																																			
Acier																																				
$\sigma =$	21600 t/m ²																																			
Efforts																																				
$M =$	4.28 tm																																			
$N =$	0.00 t																																			
$A' =$	0.00 cm ²																																			
$A =$	5.00 cm ²																																			
$A' =$	0.00 cm ²																																			
$\sigma'_{sc} =$	-480.94 t/m ²																																			
$\sigma_b =$	299.22 t/m ²																																			
$A.N. =$	0.072 m																																			
Etat : Section P.C. ou P.T.																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">TEST</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;"><u>Cas 1 :</u> 0 Section E.C.</td> <td style="text-align: center;"><u>Cas 2 :</u> 1 Section P.C. ou P.T.</td> <td style="text-align: center;"><u>Cas 3 :</u> 0 Section E.T.</td> </tr> </tbody> </table>			TEST			<u>Cas 1 :</u> 0 Section E.C.	<u>Cas 2 :</u> 1 Section P.C. ou P.T.	<u>Cas 3 :</u> 0 Section E.T.																												
TEST																																				
<u>Cas 1 :</u> 0 Section E.C.	<u>Cas 2 :</u> 1 Section P.C. ou P.T.	<u>Cas 3 :</u> 0 Section E.T.																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr> <td>Section d'acier :</td> <td style="text-align: right;">A = 5.00 cm²</td> </tr> </tbody> </table>			Section d'acier :	A = 5.00 cm ²																																
Section d'acier :	A = 5.00 cm ²																																			

CALCUL D'ACIER A L'ELS POUR UNE SECTION RECTANGULAIRE - FLEXION COMPOSEE																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Section</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$b_0 =$</td> <td style="text-align: right;">1.00 m</td> </tr> <tr> <td>$h =$</td> <td style="text-align: right;">0.50 m</td> </tr> <tr> <td>$d =$</td> <td style="text-align: right;">0.40 m</td> </tr> <tr> <td>$d' =$</td> <td style="text-align: right;">0.100 m</td> </tr> </tbody> </table>	Section		$b_0 =$	1.00 m	$h =$	0.50 m	$d =$	0.40 m	$d' =$	0.100 m	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Acier</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\sigma =$</td> <td style="text-align: right;">21600 t/m²</td> </tr> </tbody> </table>	Acier		$\sigma =$	21600 t/m ²	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Efforts</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$M =$</td> <td style="text-align: right;">0.85 tm</td> </tr> <tr> <td>$N =$</td> <td style="text-align: right;">0.00 t</td> </tr> <tr> <td>$A' =$</td> <td style="text-align: right;">0.00 cm²</td> </tr> <tr> <td>$A =$</td> <td style="text-align: right;">101 cm²</td> </tr> <tr> <td>$A' =$</td> <td style="text-align: right;">0.00 cm²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma'_{sc} =$</td> <td style="text-align: right;">-3925.86 t/m²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_b =$</td> <td style="text-align: right;">13103 t/m²</td> </tr> <tr> <td>$A.N. =$</td> <td style="text-align: right;">0.033 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Etat : Section P.C. ou P.T.</td> </tr> </tbody> </table>	Efforts		$M =$	0.85 tm	$N =$	0.00 t	$A' =$	0.00 cm ²	$A =$	101 cm ²	$A' =$	0.00 cm ²	$\sigma'_{sc} =$	-3925.86 t/m ²	$\sigma_b =$	13103 t/m ²	$A.N. =$	0.033 m	Etat : Section P.C. ou P.T.	
Section																																				
$b_0 =$	1.00 m																																			
$h =$	0.50 m																																			
$d =$	0.40 m																																			
$d' =$	0.100 m																																			
Acier																																				
$\sigma =$	21600 t/m ²																																			
Efforts																																				
$M =$	0.85 tm																																			
$N =$	0.00 t																																			
$A' =$	0.00 cm ²																																			
$A =$	101 cm ²																																			
$A' =$	0.00 cm ²																																			
$\sigma'_{sc} =$	-3925.86 t/m ²																																			
$\sigma_b =$	13103 t/m ²																																			
$A.N. =$	0.033 m																																			
Etat : Section P.C. ou P.T.																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">TEST</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;"><u>Cas 1 :</u> 0 Section E.C.</td> <td style="text-align: center;"><u>Cas 2 :</u> 1 Section P.C. ou P.T.</td> <td style="text-align: center;"><u>Cas 3 :</u> 0 Section E.T.</td> </tr> </tbody> </table>			TEST			<u>Cas 1 :</u> 0 Section E.C.	<u>Cas 2 :</u> 1 Section P.C. ou P.T.	<u>Cas 3 :</u> 0 Section E.T.																												
TEST																																				
<u>Cas 1 :</u> 0 Section E.C.	<u>Cas 2 :</u> 1 Section P.C. ou P.T.	<u>Cas 3 :</u> 0 Section E.T.																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr> <td>Section d'acier :</td> <td style="text-align: right;">A = 1.01 cm²</td> </tr> </tbody> </table>			Section d'acier :	A = 1.01 cm ²																																
Section d'acier :	A = 1.01 cm ²																																			

La condition de non-fragilité du BAEL, qui correspond, pour un béton B30 et de l'acier à 400 MPa, de 0,0014 => soit 7,0 cm²/ml par face et par direction) pour un élément de 0,5 m On disposera des HA14 esp de 15cm par face et par direction.

ANNEXE 12: ETUDE DES PIEUX DE LA CULÉE

1. Choix du type de pieux

Nous avons opté pour des pieux forés sous boues qui sont les plus adaptés pour notre projet.

1.1 Pré dimensionnement des pieux

a. Diamètre des pieux

Pour les pieux forés exécutés sur place, le diamètre peut aller de 0,60 m jusqu'à 2,50 m.

Mais pour ces pieux, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,80m, car la qualité du béton de périphérie est inférieure à celle du béton de la zone centrale. Nous optons pour des pieux de 1m de diamètre pour les culées.

b. Nombre de pieux

Le choix du nombre de pieux résulte d'une optimisation globale de la fondation, tant sur le plan mécanique que sur le plan économique. En règle, il est préférable de prévoir un nombre limité de pieux de fort diamètre plutôt qu'une forêt de petits pieux : les pieux de fort diamètre sont d'une qualité meilleure et mieux contrôlable, et surtout offrent une plus grande robustesse. Toutefois, l'épaisseur de la semelle de répartition est fonction du diamètre des pieux : s'ils ont un fort diamètre, la semelle sera également très massive, et l'économie du projet peut s'en ressentir. Nous opterons 6 pieux par semelle de liaison.

c. Entraxe des pieux

La conception et le dimensionnement d'un appui de pont doit s'appuyer sur une analyse correcte du cheminement des efforts, analyse que l'on effectue généralement à partir de modèles de bielles et de tirants. On comprend alors qu'un espacement trop grand entre pieux à une forte incidence sur le volume de la semelle de répartition. En revanche, un espacement trop faible présente des inconvénients majeurs tant à l'exécution que sur le plan de fonctionnement mécanique c'est-à-dire l'effet de groupe. Il est communément admis qu'un entraxe de trois diamètres 3ϕ constitue une bonne base de départ pour le dimensionnement d'une fondation. L'effet de groupe est quasiment inexistant pour de faibles sollicitations horizontales et si un pieu a été mal exécuté, on disposera d'une place suffisante pour forer un autre. Nous optons pour un entraxe de 3m entre les pieux.

d. Nombre de files de pieux

Le nombre de file de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance. Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, on prévoit généralement deux files de pieux. Il convient d'éviter un nombre impair de files qui

conduit à en disposer une dans l'axe de l'appui, cette file risque d'être plus chargée que les autres, et donc tasser davantage. Pour des petits ouvrages, il est possible de fonder certains appuis sur une file uniquement de pieux verticaux. Pour qu'une telle fondation ne soit pas trop souple, il faut que les pieux soient d'assez fort diamètre et que les sols traversés soient susceptibles d'offrir une réaction horizontale assez raide. Cependant, une telle conception est à déconseiller dans le cas des culées, car les efforts horizontaux peuvent être tels qu'indépendamment des problèmes de résistance mécanique ils peuvent conduire à des déplacements incompatibles avec un fonctionnement correct des appareils d'appui. Nous optons pour deux files de trois pieux chacun.

- Longueur des pieux de fondation

Conformément au rapport géotechnique du pont présent, les pieux seront encastrés dans la couche de roche altérée. La profondeur de l'encastrement à la couche en roche altéré moyenne ne doit pas inférieure à 2m. Les résultats de l'adoption pour la longueur des pieux de fondation sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Appui	Nombre de file	Nombre par file	Longueur pieux	Profondeur d'encastrement
Culée C0	2	3	10	1
Culée C7	2	3	11.5	1.5

Le dimensionnement de la semelle dépendra directement du diamètre des pieux, du nombre de rangées et celui de files.

➤ Diamètre des pieux

La détermination du diamètre est faite à travers la relation de Calgaro :

$$0,6m \leq \emptyset \leq 2,5m . \text{ Avec } \emptyset \text{ diamètre du pieu}$$

Nous prenons $\emptyset = 1 \text{ m}$

➤ Longueur de la semelle de liaison

La longueur de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$L_s = (N-1) \times l' + 2\emptyset$$

L_s : La longueur de la semelle

N : Nombre des pieux, prenons 6 pieux

l' : Espacement de deux (02) files voisines égale à $3\emptyset$

\emptyset : Diamètre des pieux

Ls=10 m

➤ **Largeur de la semelle**

Elle dépend de l'arrangement géométrique du système des pieux, caractérisé par le nombre (N) de files et la distance entre entraxes des files (L), qui dépend elle-même du diamètre des pieux. Cette largeur est donnée par la formule suivante :

$B = (N-1) \times L + 2\phi$, nous prenons N=2 soit deux files de pieux.

Nous avons donc une largeur de semelle **B= 5m**

➤ **Hauteur de la semelle de liaison Hs**

La formule de détermination de la hauteur de la semelle est donnée par :

$$H_s = 0,5 \left(L - \frac{a}{2} \right) + d$$

L : Distance entre entraxe des files

A : Diamètre des colonnes

B : enrobage de la semelle pris à 5cm

$$H_s = 0,5 \left(2,4 - \frac{1}{2} \right) + 0,05 = 1\text{m}$$

Les 1 m ne respecte pas la condition de Calgaro selon laquelle $H_s = 1,2\phi = 1.2\text{m}$.

Donc nous prendrons comme pour hauteur **Hs=1,20**

2. Dimensionnement du pieu

La force portante d'un pieu est la somme de deux termes : la résistance en pointe QP et la Résistance au frottement latéral QF, bien qu'il y ait interaction entre ces deux termes, il est Traditionnel de les calculer séparément :

Charge limite d'un pieu $Q_L = Q_P + Q_F$

Charge admissible d'un pieu $Q_{adm} = \frac{Q_P + Q_F}{3}$

Avec : $Q_p = A_p * q_p$ et $Q_F = \sum P. \Delta l. f$

a. Capacité portante des appuis de rive (Culée c0 & culée c7)

Nous utiliserons également les résultats des sondages pressiométriques SPR des études géotechniques du PK8+445,7 au PK8+847,5.

Culée C0 côté Batchenga

Diamètre d'un pieu (m)	Longueur d'un pieu (m)	Charge en pointe (kN)	Charge par frottement latéral (kN)	Charge par frottement latéral amélioré (kN)	Charge limite du pieu (kN)
1	11,5	567	2657,2	452	3687,7

Culée 7 côté Ntui

Diamètre d'un pieu (m)	Longueur d'un pieu (m)	Charge en pointe (kN)	Charge par frottement latéral (kN)	Charge par frottement latéral amélioré (kN)	Charge limite du pieu (kN)
1	12	947	3627,2	552	5126,2

2.1 Évaluation des sollicitations

a. Charges permanentes

□ Poids propre du pieux : $g_1 = \gamma_b * S_p * H = 25 * \pi * (0,5) * 11,3 = 70,63kN$

□ Charges transmises par la semelle de liaison :

$$g_2 = 1782,5 + 6500 = 8285,5kN$$

Charge total $G_{total} = \sum g_i = 70,63 + 8285,5 = 8356,13$

Étant donné que nous avons six (06) pieux par semelle de liaison, chaque pieu prendra les 1/6 -ème des sollicitations totales. Soit : 1392,68 kN

b. Charges d'exploitation

Il s'agit ici des charges de chaussée du système Mc120=1012,188kN

c. Combinaison des charges

- Etat limite Ultime

Combinaison fondamentale : $P_u = 1,35G = 1,35 * 1392,68 = 1879,2$

Combinaison accidentelle : $P_u = 1,35G + 1605Q = 1,35 * 1392,68 + 1,5 * 1012,18 = 3394,2$

- Etat limite de Service

Combinaison quasi permanent fondamentale : $P_{ser} = 1392,68kN$

Combinaison rare : $P_{ser} = G + 1,2Q = 1392,68 + 1,2 * 1012,18 = 2607,296kN$

c. Calcul des armatures

Le calcul des pieux sera effectué à l'Etat Limite de Service en fissuration très préjudiciable. La longueur de calcul adoptée ici est 11,5m. Étant donné que les pieux sont supposés encastrés dans la semelle de liaison et dans la couche de roche altérée, ils seront calculés en compression centrée. Le calcul est mené sous un programme Excel conçu à cet effet et les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 44. Acier pieux

Désignation	Pu (MN)	As (cm ²)	Armin (cm ²)	Choix acier
Armature longitudinale	3.39	44.0	37,88	14HA 20
Armature transversale		Les cercles de HA12 esp de 20 cm		

Description du pieux

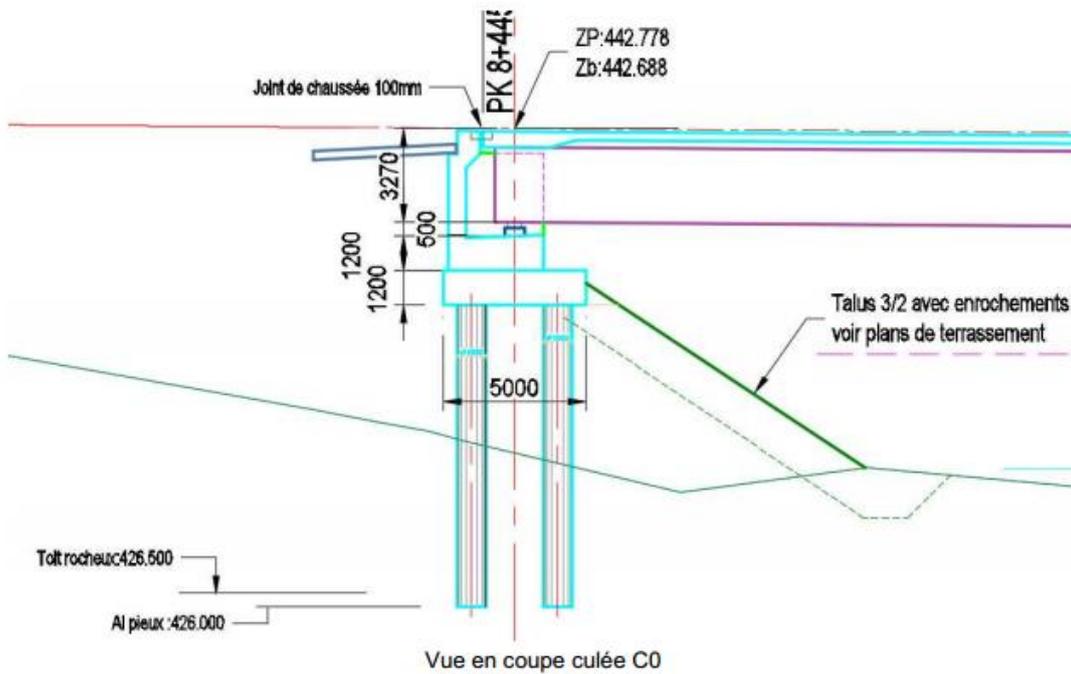


Figure 34 : schéma pieu de la culée

Hypothèse de calcul.

Caractéristiques du béton :

Le béton des pieux est de classe C 30 / 37

Valeurs caractéristiques à 28 jours :

- à la compression : $f_c = \frac{\inf \{f_{c1} ; f_{c28} ; f_{ctim}\}}{k_1 k_2}$ (cf. Fascicule n°62 - Titre V - §A.3.1.2)
 On considère que les pieux sont des pieux forés tubés bétonnés sous l'eau. $f_{ctim} = 25.0$ MPa et $k_1 = 1.20$
 ► Les pieux appartiennent au groupe B.
 Le diamètre des pieux est égal à : $d = 1.00$ m
 On suppose que la longueur des pieux est supérieure à : $l = 10.61$ m
 $d > 0.60$ m et $\frac{d}{l} = \frac{1.00}{10.61} = 0.094 > \frac{1}{20} = 0.050$ ► $k_2 = 1.00$
 $f_c = \frac{\inf [30.00 ; 25.00]}{1.20 \times 1.00} = 20.8$ MPa
- à la traction : $f_{ct28} = 0.6 + 0.06 f_c = 0.6 + 0.06 \times 20.8$ (BAEL - § A 2.1.12)
 $f_{ct28} = 1.85$ MPa
- module instantané de déformation longitudinale :
 $E_{c28} = 11000 [f_c]^{1/3} = 11000 \times [20.8]^{1/3}$ (BAEL - § A 2.1.21)
 $E_{c28} = 30260$ MPa
- module différé de déformation longitudinale :
 $E_{c28} = 3700 [f_c]^{1/3} = 3700 \times [20.8]^{1/3}$ (BAEL - § A 2.1.22)
 $E_{c28} = 10180$ MPa

Contrainte admissible du béton

La résistance de calcul du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ soit } f_{bu} = \frac{0,85 \times 20,3}{1,5 \times 1} = 11,8 \text{ MPa}$$

Contrainte limite du béton comprimé à L'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_c \text{ soit } \bar{\sigma}_{bc} = 12,2 \text{ MPa}$$

Acier

Nuance : Barres de haute adhérence (HA)

Type d'acier Fe E 400MPa

Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$

Poids volumique de l'acier : $78,5 \text{ kN/m}^3$

Résistance de calcul à L'ELU

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1,15 \text{ soit } f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

Résistance de calcul à L'ELS

Dans le cas de la fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

Dans le cas de la fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}fe, \max(0,5fe; 110\sqrt{\eta * ft28})\right\} = 200 \text{ MPa}$$

Dans le cas de la fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 * \min\left\{\frac{2}{3}fe, \max(0,5fe; 110\sqrt{\eta * ft28})\right\} = 172 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement dans les semelles $l_s = 40\emptyset$

L'enrobage est de 7 cm (cf. fascicule 62 titre 5).

On considère que les pieux peuvent être réalisés avec un écart d'implantation de ± 10 cm

La variation du moment et de l'effort normal dans les pieux due à l'écart d'implantation peut être négligée.

2. Justification des pieux.

La culée repose sur 6 pieux $\emptyset 1000$ dont les caractéristiques sont récapitulées ci-dessous :

- Diamètre du pieu : 1 m
- Section de la pointe : $AC = 0,785 \text{ m}^2$
- Périmètre du pieu : $P = 3,142 \text{ m}$

JUSTIFICATION A LA FLEXION

La justification des pieux en flexion est réalisée suivant les étapes ci-après :

- On détermine le pourcentage d'aciers mini à mettre en place sous sollicitations ultimes et en ELS rares.
- On s'assure que ce pourcentage est supérieur au ferrailage minimal requis dans le Fascicule 62 - Titre V.

SECTION MINIMALE ET ESPACEMENT DES ACIERS

La section minimale d'armatures longitudinales est donnée par le Fascicule 62 - Titre V. Elle est alors au moins égale à la fraction suivante de la section du béton :

- 0,50% lorsque la largeur ou le diamètre B du pieu est inférieur à 1 m,
- $0,50\% \times (1/B)0,5$ dans les cas contraires avec un minimum de 0,35%.

La section d'acier nécessaire pour résister aux efforts dans les pieux est inférieure au pourcentage minimum. Nous appliquons donc un pourcentage minimum de, soit pour un pieu $\emptyset 1000$

Comme $Ac = 0,785 \text{ m}^2$ alors $A_{sbmin} = 39,3 \text{ cm}^2$

Nous proposons 14 HA 20 qui mobilisent $44,0 \text{ cm}^2$.

L'espacement des barres longitudinal doit être compris entre 100 mm et 200 mm

Les barres longitudinales sont disposées à une distance r_{hc} de l'axe des pieux :

$$r_{hc} = 0,5 - 0,07 - 0,012 - \frac{0,02}{20} = 0,41$$

Distance entre armatures longitudinales :

$$\frac{2 * \pi * r_{hc}}{n_{HA}} = \frac{2 * 3,14 * 41}{14} = 183mm$$

Justification à l'effort tranchant.

Effort tranchant à l'ELU :

$$V_u = 27,4 \text{ T / pieu} = 0,268 \text{ MN / pieu}$$

Données pour le calcul :

Diamètre des pieux : $\varnothing = 1000 \text{ m}$

Hauteur utile : $d = 0,9 * 1 = 0,9 \text{ m}$

$$\text{Largeur équivalente } b_w = \frac{\phi}{1,4} = \frac{1}{1,4} = 0,714$$

Vérification du cisaillement

Contrainte due à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_w * d} = \frac{0,27}{0,64} = 0,42 \text{ MPa}$$

Résistance en compression du béton : $f_{ck} = 20,8 \text{ MPa}$

Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau = \frac{0,06 * f_c}{\gamma_b} = \frac{0,06 * 20,1}{1,5} = 0,83$$

On vérifie que :

$$\tau_u = 0,42 < \tau = 0,83$$

Armatures d'effort tranchant requises :

On dispose une quantité suffisante d'armatures d'effort tranchant afin d'avoir :

$$\frac{A_s}{S_t} = \max \left(\frac{\tau_u - 0,3 * f_{tj}}{0,9 * \frac{f_e}{\gamma_s}} \varnothing; \frac{0,4}{f_e} \varnothing \right) = 10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La contrainte limite des aciers à l'ELU est égale à $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

On disposera des cercles HA 12 esp de 20 cm mobilisant $11,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq 10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Principe de ferrailage.

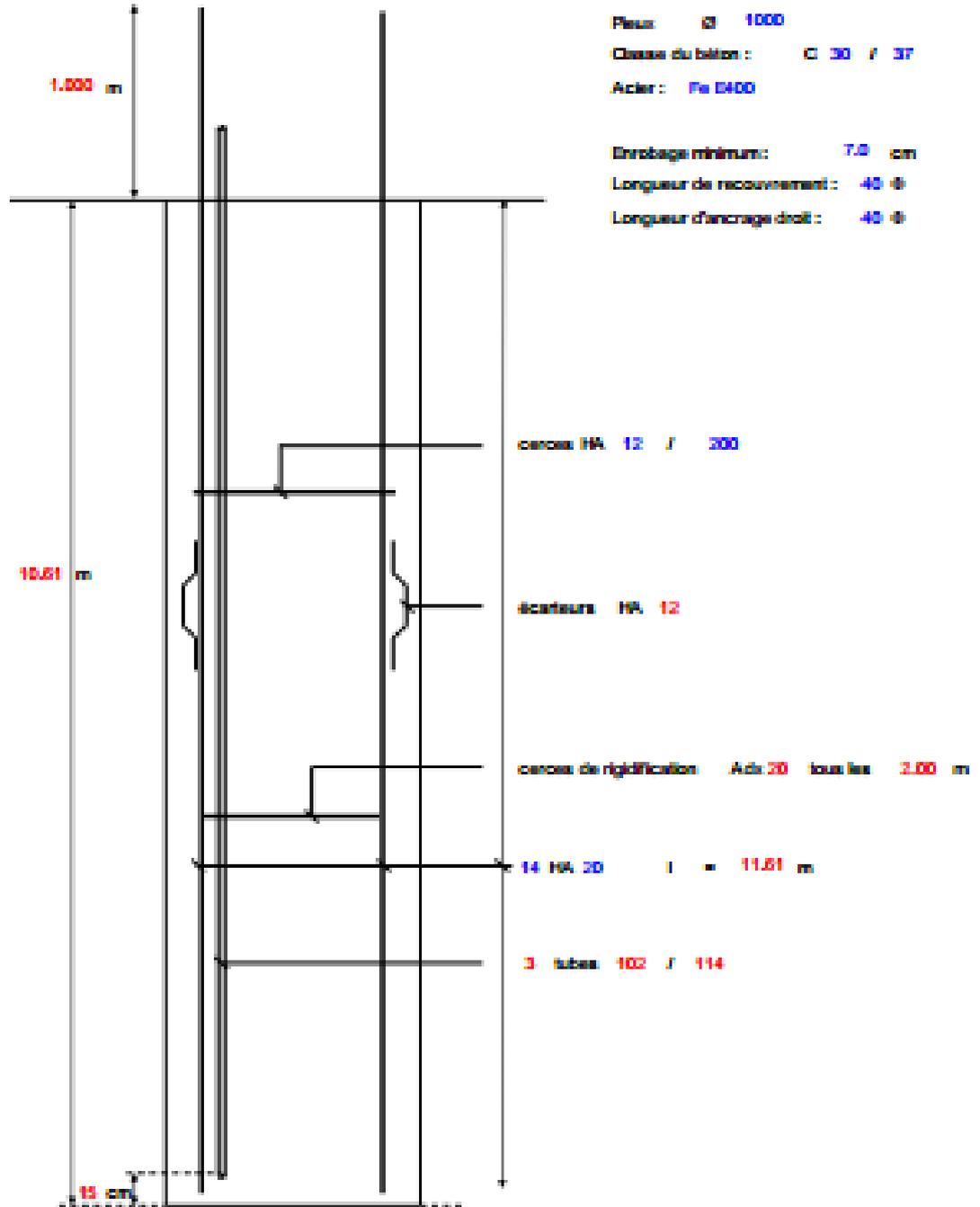


Figure 35 principe de ferrailage du pieu

Vérification des pieux

Détermination de la contrainte limite de pointe

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D P_l^*(Z) dz$$

Avec :

p_{le}^* : Pression limite nette equivalente

$P_l^*(Z)$: Pression limite equivalente a une profondeur

d : pris en général égal à 0 ;

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

$$P_l^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(Z) dz$$

La contrainte limite de pointe qpu est donnée par la formule :

$$Q_{pu} = K_P * P_{le}^*$$

Tableau 45 : Valeur de KP selon le fascicule 62 titre 5.

Nature des terrains	Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol	
Argiles-Limons	A	1.1	1,4
B	1,2	1,5	
C	1,3	1,6	
Sables-Graves	A	1,0	4.2
B	1,1	3,7	
C	1,2	3.2	
Craies	A	1,1	1,6
B	1,4	2,2	
C	1,8	2,6	
MARNES, MARNO-CALCAIRES	1,8	2,6	

ROCHES ALTERES (1)	1,1 à 1,8	1,8 à 3,2	
(1) : la valeur de KP pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'approche le plus.			

Cas de la culée

Détermination de la profondeur d'ancrage

Profondeur d'ancrage= 1,65m dans la roche saine.

Calculons P_{le}^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(Z) dz$$

$$B = 1 \text{ et } a = 0,5$$

$$h = \frac{B}{3} = \frac{1}{3} = 0,3m$$

. Nous retiendrons $h = 0,35m$

$b = \min(a, h) \Rightarrow a = 0,35m$

$D = 8 \text{ m}$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0,35+3*0,5} \int_{8-0,5}^{8+3*0,5} P_l^*(Z) dz \rightarrow P_{le}^* = \frac{1}{1,85} \int_{7,65}^{9,5} P_l^*(Z) dz$$

L'intégrale

$$S = 10m^2$$

Calcul de la culée :

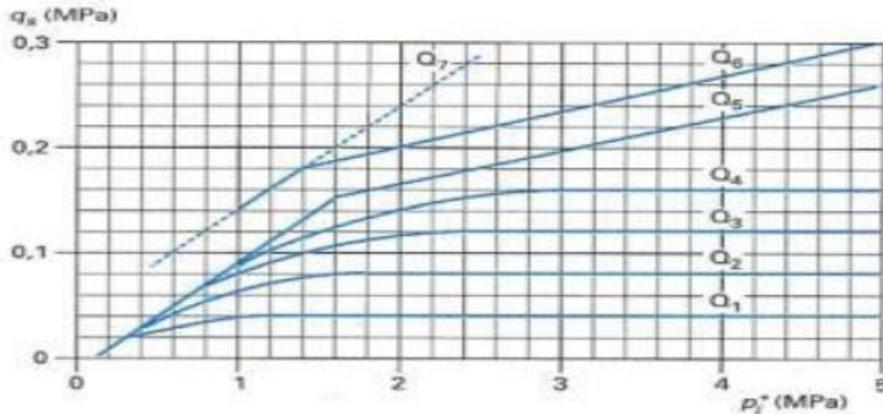
$$P_{le}^* = \frac{1}{1,85} * 10 = 5,4 \text{ MPa}$$

Calcul de q_u :

$$q_u = 1,45 * 4,35 = 6,31 \text{ MPa}$$

Selon le fascicule 62 titre 5, les valeurs de $q_s = f(P_l^*)$ sont données par le tableau suivant :

Choix des abaques pour la détermination de q_u et courbes												
	Argile - Limon			Sables - Graves			Craie			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1, Q2 (1)	Q2, Q3 (1)	---			Q1	Q3	Q4, Q5 (1)	Q3	Q4, Q5 (1)	Q6
Foré boue	Q1	Q1, Q2 (1)		Q1	Q2, Q1 (2)	Q3, Q2 (2)	Q1	Q3	Q4, Q5 (1)	Q3	Q4, Q5 (1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2 (1)		Q1	Q2, Q1 (2)	Q3, Q2 (2)	Q1	Q2	Q3, Q4 (3)	Q3	Q4	.
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1	Q2		(4)			Q2	Q3	--
Puits (5)	Q1	Q2	Q3	---			Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué Béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	--
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4	--
Injecté basse Pression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		--
Injecté haute Pression (6)	--	Q4	Q5	Q5		Q6	---	Q5	Q6	Q6		Q7 (7)



On peut alors calculer la capacité en pointe avec la relation

Calcul de la charge limite d'un élément de fondation *profonde* Cette charge est calculée par la formule suivante :

$$Q_u = q_u * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Cas de la culée

$$AN : Q_u = 6,30 * \frac{\pi * 1}{4} = 4,95$$

$$\square : Q_u = 4,95 \text{ Mpa}$$

I Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur le fut d'un élément de fondation profond

$$Q_s = q_s * \text{Perimètre d'un pieu}$$

$$\text{Avec Perimètre dun pieu} = 2 * \pi * R$$

Cas de la culée

$$Q_s = 0,3 * 2 * 3,14 * 0,5$$

$$Q_s = 0,942 \text{MPa}$$

Calcul des différentes combinaisons à l'ELU et à l'ELS

$$Q_{ELU} = 0,5 * Q_p + 0,75 Q_s$$

$$Q_{ELS} = 0,33 * Q_p + 0,5 Q_s$$

Cas de la culée

$$Q_{ELU} = 0,5 * 3,94 + 0,75 * 0,942 = 2,68 \text{ MN}$$

$$Q_{ELS} = 0,33 * 3,94 + 0,5 * 0,942 = 1,77 \text{ MN}$$

Détermination de la capacité ultime d'un pieu

La capacité ultime d'un pieu, se calcule par la formule suivante :

$$Q_{ult} = Q_{su} + Q_{pu}$$

$$Q_{ult} = 0,942 + 4,95 = 5,89 \text{ MPa}$$

b. La culée

$$Q_{ult} = 3,94 + 0,26 = 4,20 \text{ MN}$$

Détermination de la capacité totale d'un groupe de pieux

$$\text{Charge ELU} = 13518,28 \text{ kN}$$

$$Q_{ult} (\text{groupe}) = \text{charge ELU} + \text{Poids propre (semelle de liaison+chevêtre+pile)}$$

$$Q_{ult} (\text{groupe}) = 13518,28 + 1119,40$$

$$Q_{ult} (\text{groupe}) = 14637,67822 \text{ kN} = 14,64 \text{ MN}$$

Ainsi avec les charges admissibles obtenues à travers les combinaisons, nous avons pu obtenir 6 pieux de 1 m de diamètre pour la culée,

. Vérification de l'effet de groupe des pieux.

La vérification de l'effet de groupe se fera à l'ELS :

$$Q_g = C_e * n * Q_a$$

Avec : C_e = coefficient d'efficacité du groupe est compris entre 1 et 2, nous prendrons

$$C_e = 1,5.$$

n = nombre de pieu

$Q_a =$ Charge admissible a l'ELS

b. Pour la culée

$Q_g = 1,5 \times 6 \times 1,432 = 12,88 \text{ MN} > 6,686 \text{ MN}$ (charge en tête de pieux)

Nous pouvons dire que l'effet de pieux est vérifié pour les piles.

Tableau : Type de pieux en fonction du diamètre

Diamètre du pieu (cm)	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Aire de béton (cm ²)	1 954	2 868	3 819	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

ANNEXE 13: ETUDE DE LA PILE P4

A. Géométrie de la pile

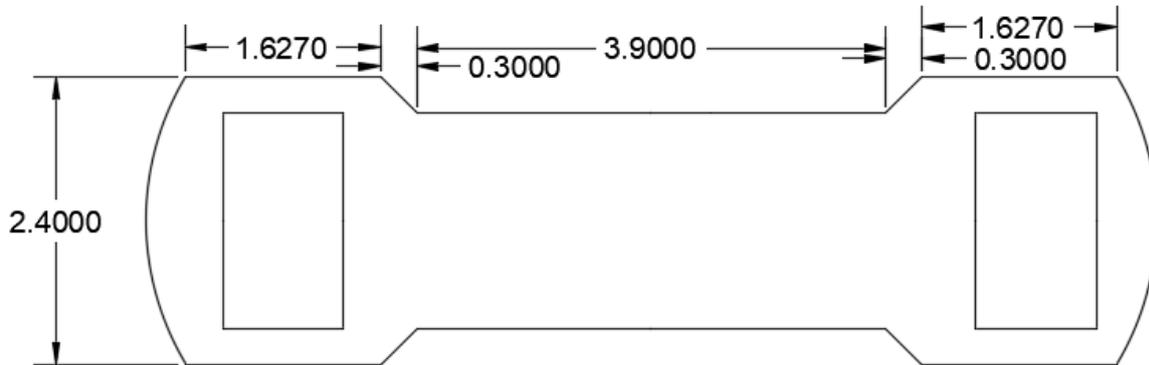


Figure 36 : schéma pile

1-Hypothese de calcul

✓ Semelle

Béton

- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge :

$$F_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

- Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

- Coefficient de sécurité du béton $\alpha_b = 1,5$
- La résistance de calcul du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ soit } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 17 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite du béton comprimé à L'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ soit } \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

2. Armature Passive

- Nuance : Barres de haute adhérence (HA)
- Type d'acier Fe E 400MPa
- Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$
- Poids volumique de l'acier : $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Résistance de calcul à L'ELU

$$f_{su} = \frac{fe}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1,15 \text{ soit } f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

- Résistance de calcul à L'ELS

- Dans le cas de la fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = fe = 400 \text{ MPa}$$

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}fe, \max(0,5fe; 110\sqrt{\eta * ft28})\right\} = 200 \text{ MPa}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 * \min\left\{\frac{2}{3}fe, \max(0,5fe; 110\sqrt{\eta * ft28})\right\} = 172 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement dans les semelles $l_s = 41\emptyset$

L'enrobage est de 4 cm

✓ **Fut**

Béton

- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

- Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

- Coefficient de sécurité du béton $\alpha_b = 1,5$

- La résistance de calcul du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ soit } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 17 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite du béton comprimé à L'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ soit } \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

3. Armature Passive

- Nuance : Barres de haute adhérence (HA)

- Type d'acier Fe E 400 MPa

- Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$

- Poids volumique de l'acier : 78,5 kN/m³

- Résistance de calcul à L'ELU

$$f_{su} = \frac{fe}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1,15 \text{ soit } f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

- Résistance de calcul à L'ELS

- Dans le cas de la fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{MPa}$$

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta * f t 28})\right\} = 200 \text{MPa}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 * \min\left\{\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta * f t 28})\right\} = 172 \text{MPa}$$

Longueur de scellement dans les semelles $l_s = 41\emptyset$

L'enrobage est de 4 cm

Justifications de la pile

Les torseurs au bas de la semelle

	Max Kan	Mt max Km	Fy MPA	Perf MPA	Perf/fy
ELS	24 202	3 221	172	573	3,33
ELU FONDAMENTALE	34 020	7 562	348	814	2,34

Justification de la semelle en méthode de bielle et tirant

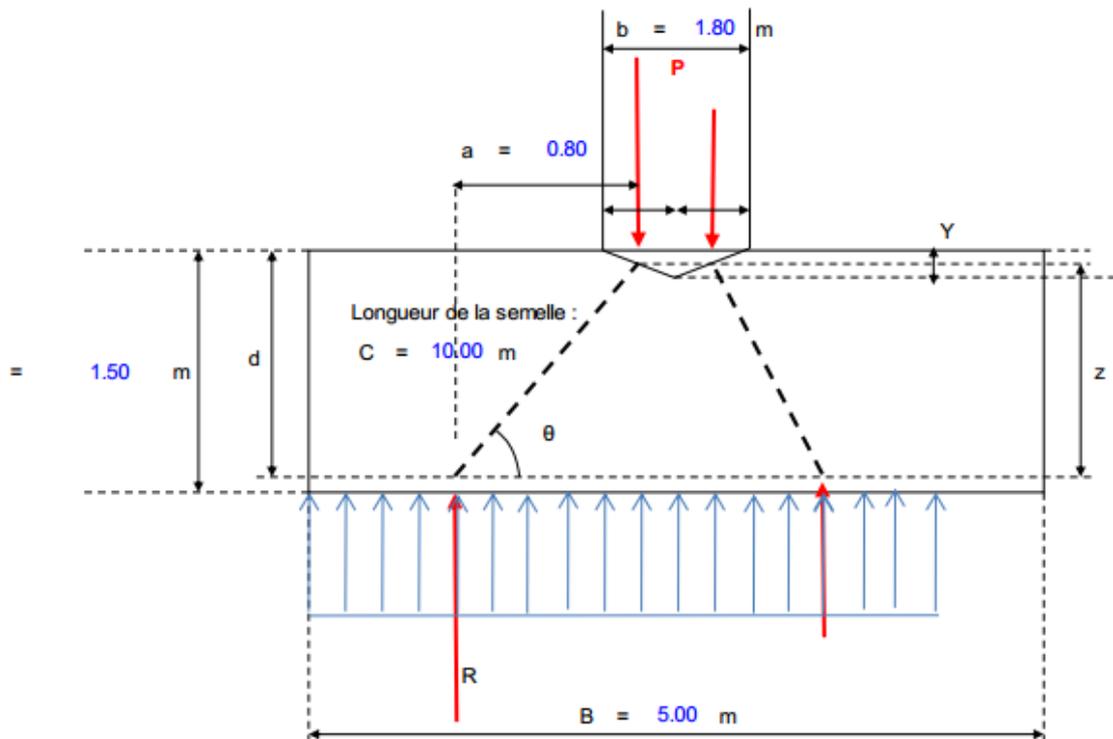


Figure 37 : illustration méthode de bielle

Matériaux

Béton

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \gamma_c = 1,5$$

$$f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$$

Acier

$$f_y = 172 \text{ MPa}$$

Contrainte de référence selon Meyerhof

$$P_{ref} = 573 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Et} \quad R = 1432 \text{ kN/ml}$$

Déterminons l'armature longitudinale inférieure

$$\text{Inclinaison de la bielle} \quad \tan \theta = \frac{\frac{z}{4}}{\frac{B-b}{4}} = \frac{\frac{1,38}{4}}{\frac{5-1,8}{4}} = 1,72$$

45° est inférieure à $\theta_1 = 59,8^\circ$

$$\text{Effort de traction } T_u = \frac{R_u}{\tan \theta} = \frac{1,432}{1,72} = 0,833 \text{ MN}$$

CONDITION DE NON-FRAGILITÉ

$$A_{smin} = \frac{0,23 * ftj}{fy} * b * d = \frac{0,23 * 2,4}{400} * 1,4 = 19,3 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on mettra **HA32** esp de 15cm

L'armature transversale inferieure équivaut a 25% des aciers longitudinales

Ce qui revient à mettre **HA 20 esp de 15cm**

DETERMINONS LES ARMATURES LONGITUDINALES SUPERIEUR

Moment de la section a nu de la pile est :

M=0,07 N.m

$$\mu = 0,002 \text{ et } z = 1,399m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{fy * z} = 1,3 \text{ cm}^2$$

La condition de fragilité nous impose 19,3 cm² donc on mettra HA20 esp de 15cm

Les aciers transversaux supérieur :

Le PP73 conseil de mettre mx (10cm²/ml ; 0,12%Sem) =18 cm²/ml

Soit **HA20 esp 15cm**

JUSTIFICATION DE L'ACIER MINIMALE DANS LE FUT

Détermination du ferrailage symétrique.

On écrit l'équilibre au centre de gravité de la section

$$\begin{cases} N = A_s * \sigma_{sts} + A_s * \sigma_{sti} + 0,8 * \alpha * d * b * f_{cd} \\ M = A_s * \sigma_{sts} \left(\frac{h}{2} - c \right) + A_s * \sigma_{sti} \left(-\frac{h}{2} + c \right) + 0,8 * \alpha * d * b * f_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4 * \alpha * d \right) \end{cases}$$

On fait l'hypothèse (1) que les aciers supérieurs sont comprimés et ont atteint leur limite d'élasticité et que les aciers inférieurs sont tendus et ont atteint leur limite d'élasticité.

On a donc :

$$\sigma_{sts} = \sigma_{sti} = 347,8 \text{ MPa}$$

On en déduit $N = 0,8 * \alpha * d * b * f_{cd}$

$$\text{Par conséquent : } \alpha = \frac{N}{0,8 * d * b * f_{cd}}$$

$$\alpha = \frac{0,35569}{0,8 * 0,9 * 1 * 347,8}$$

$$\alpha = 1,42 * 10^{-3}$$

c) On vérifie l'hypothèse (1)

$\alpha.d = 1,27 * 10^3 \text{ m}$ inférieur $c=1\text{ m} \Rightarrow$ les aciers supérieurs sont en traction.

Les aciers inférieurs sont comprimés et ont bien atteint la limite d'élasticité et travaillent donc à 347,8 MPa.

On calcul la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M - N \left(\frac{h}{2} - 0,4 * \alpha * d \right)}{2 * f_{ck} \left(\frac{h}{2} - c \right)} = \frac{0,35569 - 2,46 \left(\frac{1}{2} - 0,4 * 1,42 * 10^{-3} * 0,9 \right)}{2 * 347,8 \left(\frac{1}{2} - 1 \right)}$$

$$A_{st} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour toute la section on aura $A_{st} * 18 = 180 \text{ cm}^2$

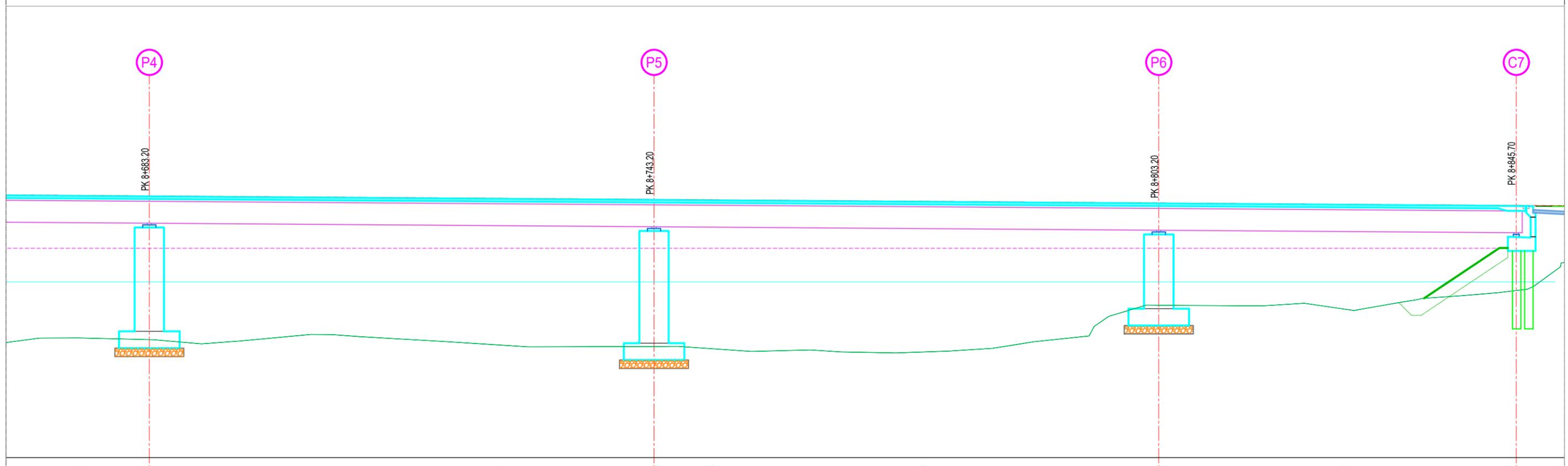
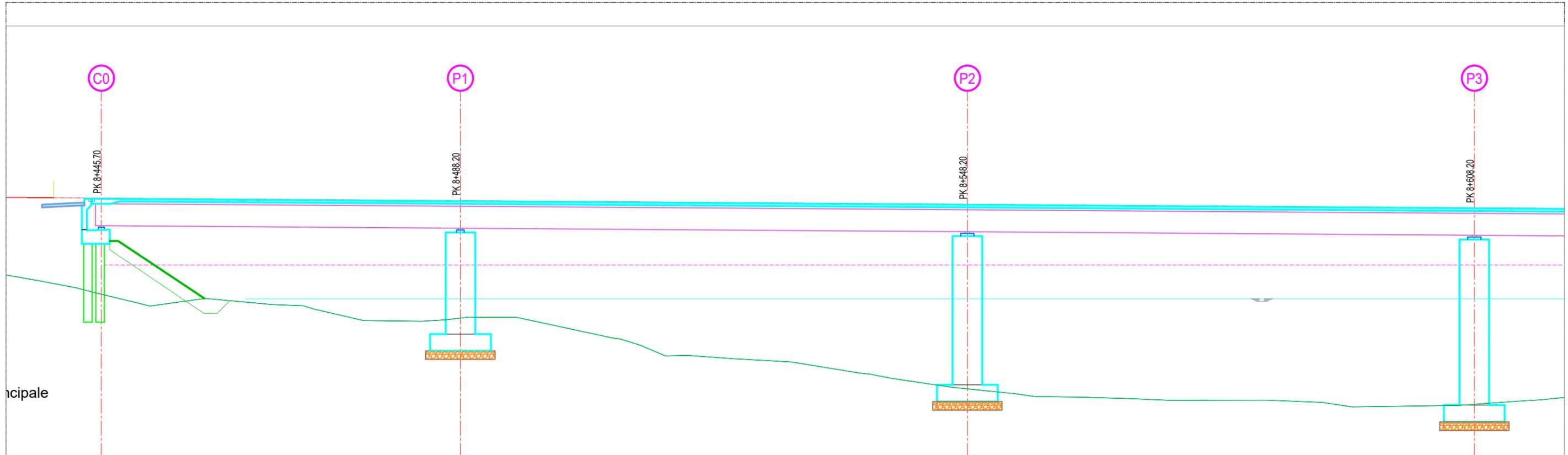
SECTION MINIMALE selon le pp73

- La section totale d'armatures verticales est normalement au moins égale à 0,2 % de la section totale de béton. Ces armatures verticales sont réparties au voisinage des parois, et la distance maximale de ces armatures sur une même face est au plus égale à 40 cm. Lorsque le fût de pile est de longueur variable (fruit aux extrémités), les armatures doivent disposer "en éventail".

Soit une section minimale de 344 cm² pour la section de fût de 17,2 m².

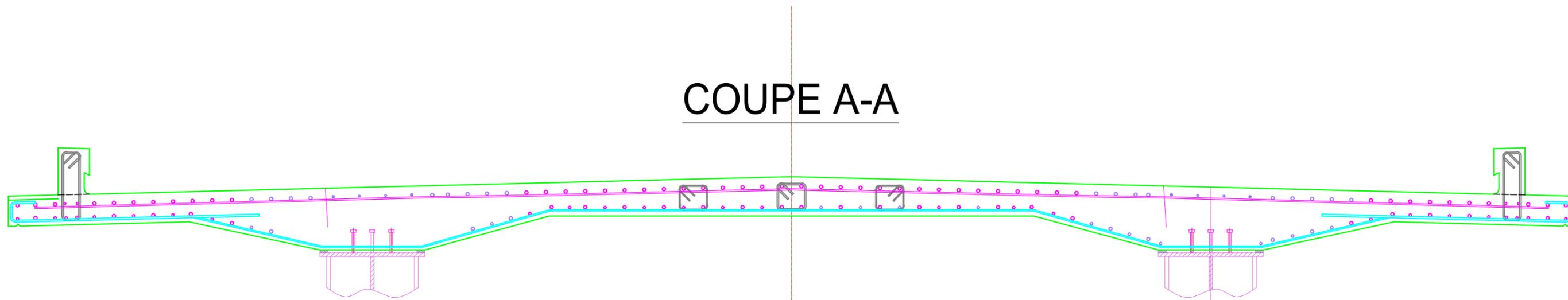
On disposera 44 HA25 + 44 HA 20 soit une section totale de 353 cm²

ANNEXE 14: PLAN DE FERRAILLAGE DES DIFFERENT ELEMENT



 <p>Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE</p>	 <p>Groupement RAZEL BEC/RAZEL CAMEROUN Immeuble Stamatiades 637 rue de l'Indépendance Tél : 00 237 22 22 03 06</p>	<p>TRAVAUX D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE BATVHENG-NTUI- MANKIM-YOKO-LENA : PONT SUR LA SANAGA Á NACHTIGAL</p>	Titre		<p>Déssiné par : AN-NOUR AHMAT OUMAR</p>	<p>N°</p>	
			Coupe longitudinale du pont				Format : A3
							Date : 12/2019
							Echelle : -

COUPE A-A

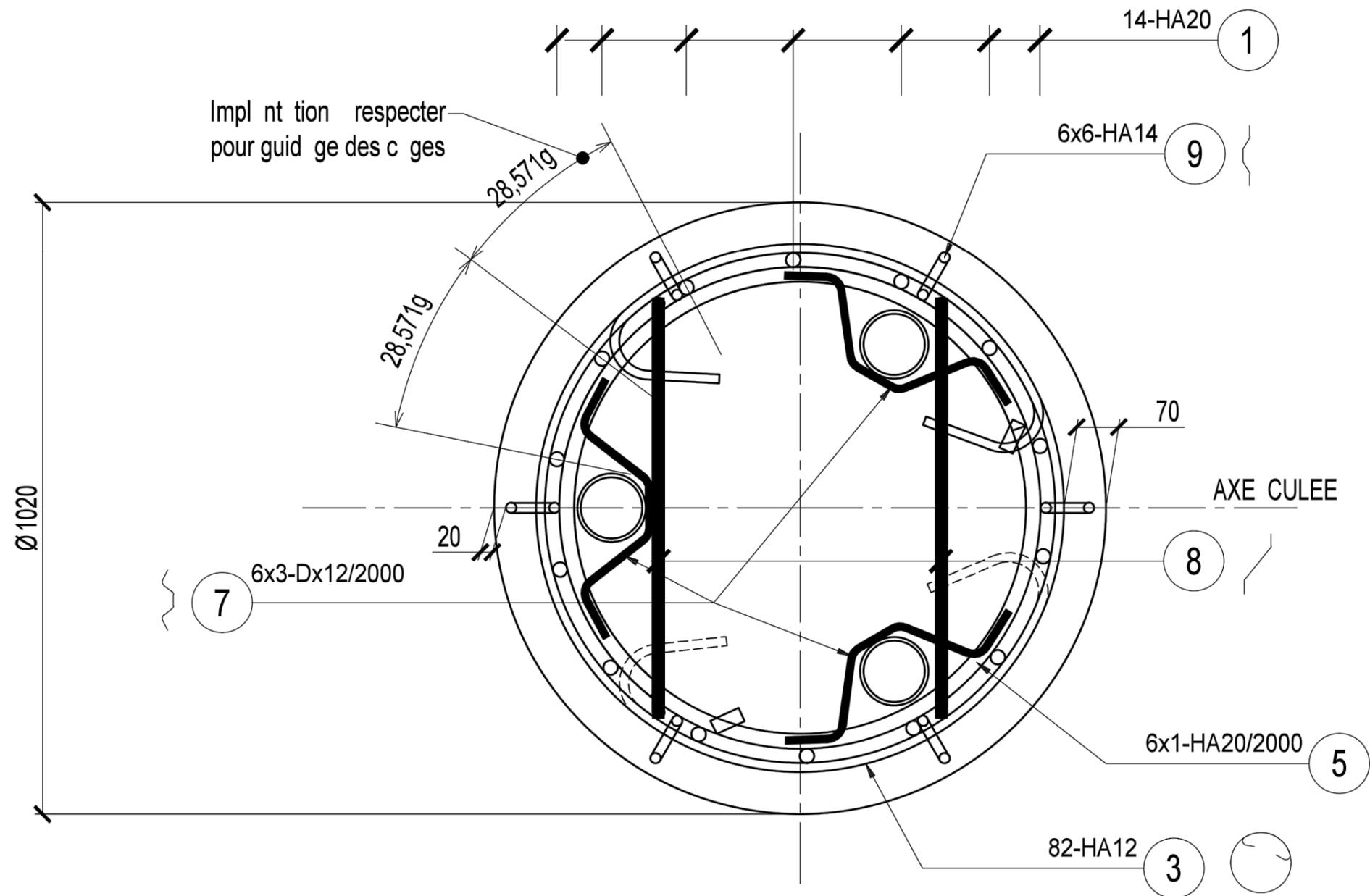


- HA 10
- HA 14
- HA 16
- HA 20

COUPE A-A - CULEES C0

Nombre : 6 pieux

Ech. 1/10e



Institut International
d'Ingénierie de l'Eau et
de l'Environnement 2iE



Groupement RAZEL BEC/RAZEL
CAMEROUN
Immeuble Stamatiades 637 rue de
l'Indépendance
Tél : 00 237 22 22 03 06

TRAVAUX D'AMENAGEMENT DE
LA ROUTE BATVHENG-NTUI-
MANKIM-YOKO-LENA : PONT SUR
LA SANAGA Á NACHTIGAL

Titre

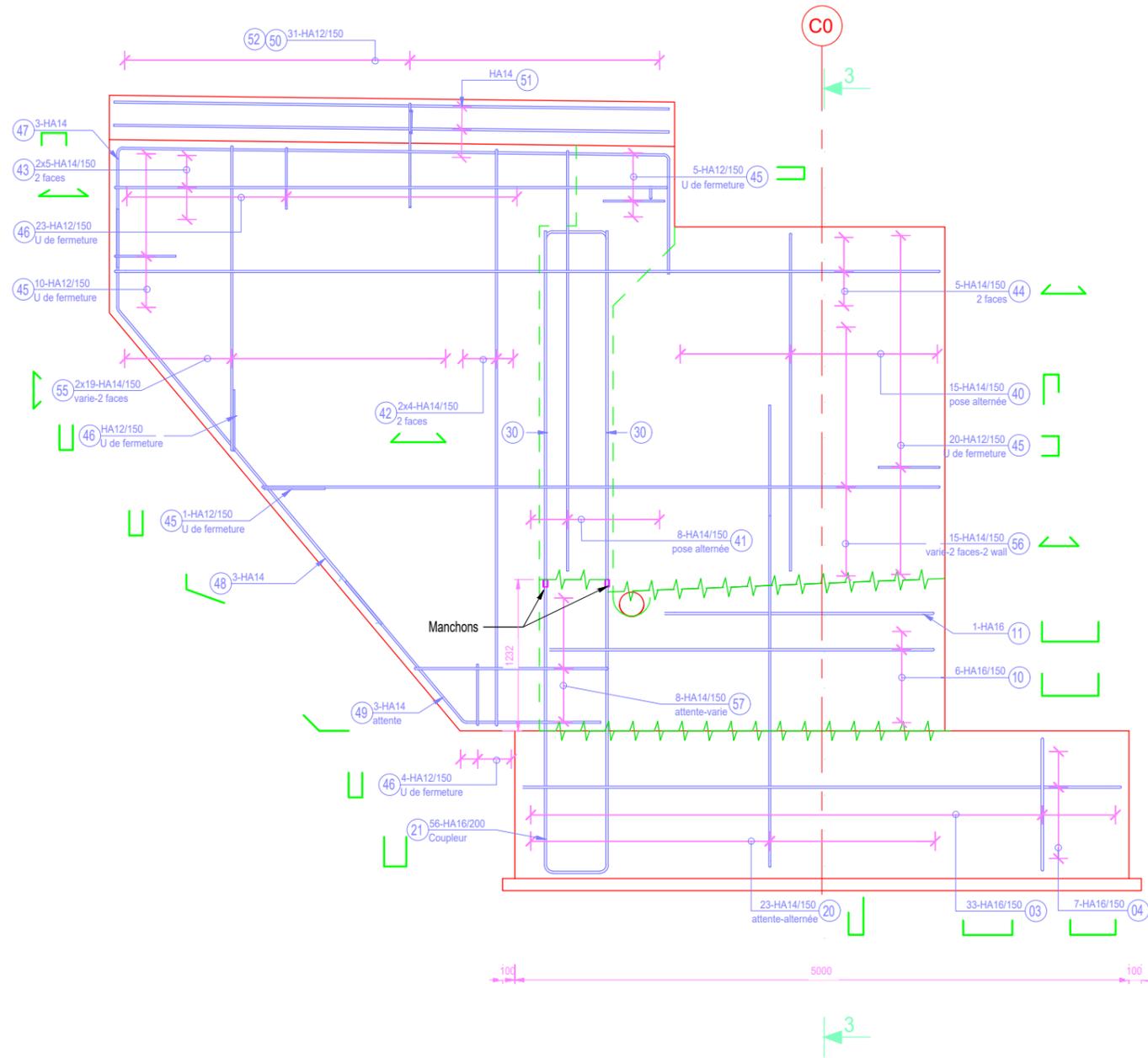
Ferrailage de la pile
sous Culée C0

Déssiné par :	AN-NOUR AHMAT OUMAR
Format :	A3
Date :	12/2019
Echelle :	-

N°

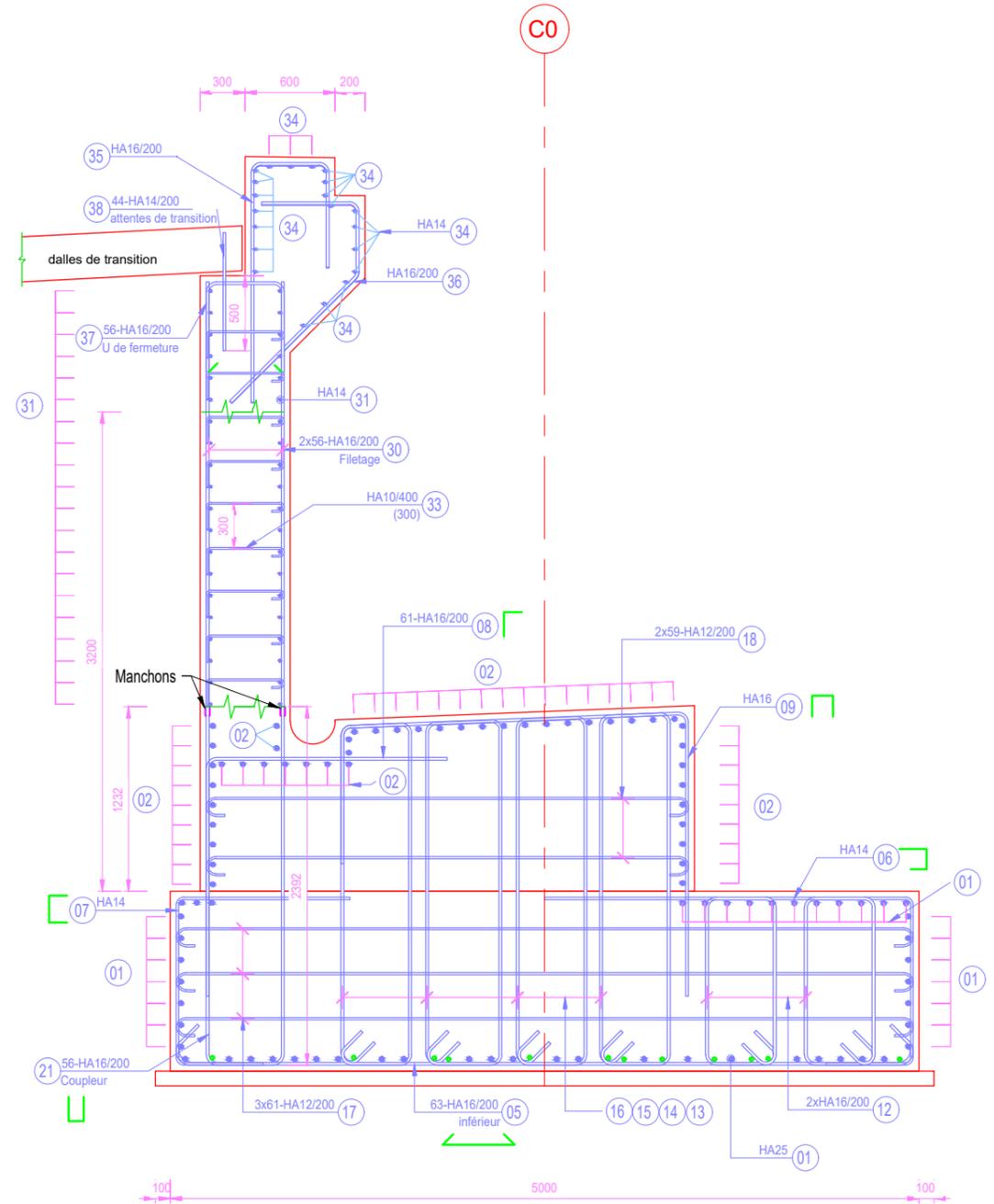
COUPE 1-1

Ech. 1 : 25e



COUPE 2-2

Ech. 1 : 25e



2iE Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE

RAZEL CAMEROUN

Groupement RAZEL BEC/RAZEL CAMEROUN
Immeuble Stamatiades 637 rue de l'Indépendance
Tél : 00 237 22 22 03 06

TRAVAUX D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE BATVHENG-NTUI-MANKIM-YOKO-LENA : PONT SUR LA SANAGA Á NACHTIGAL

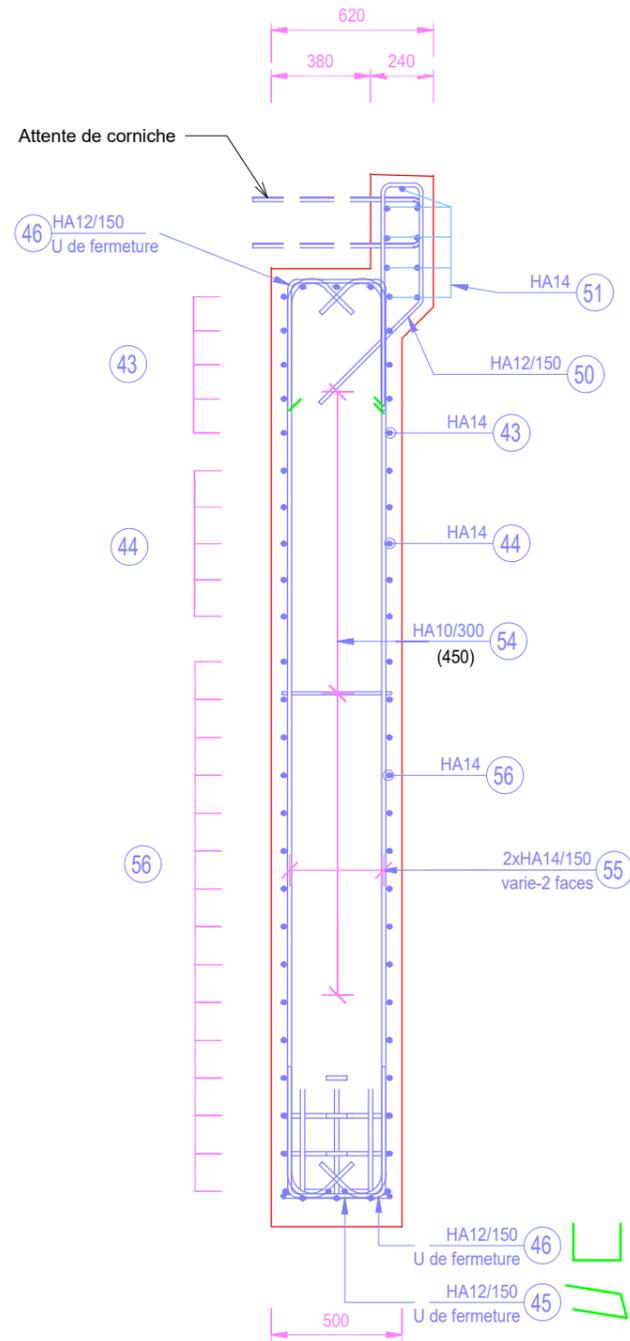
Titre
Ferrailage de la Culée C0

Déssiné par : AN-NOUR AHMAT OUMAR
Format : A3
Date : 12/2019
Echelle : -

N°

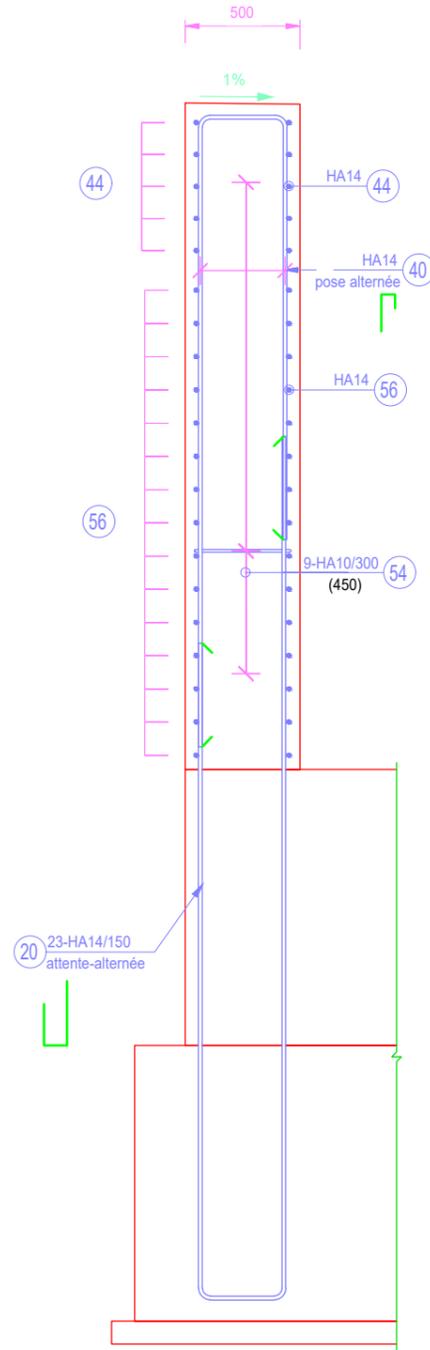
COUPE 4-4

Ech. 1 : 20e



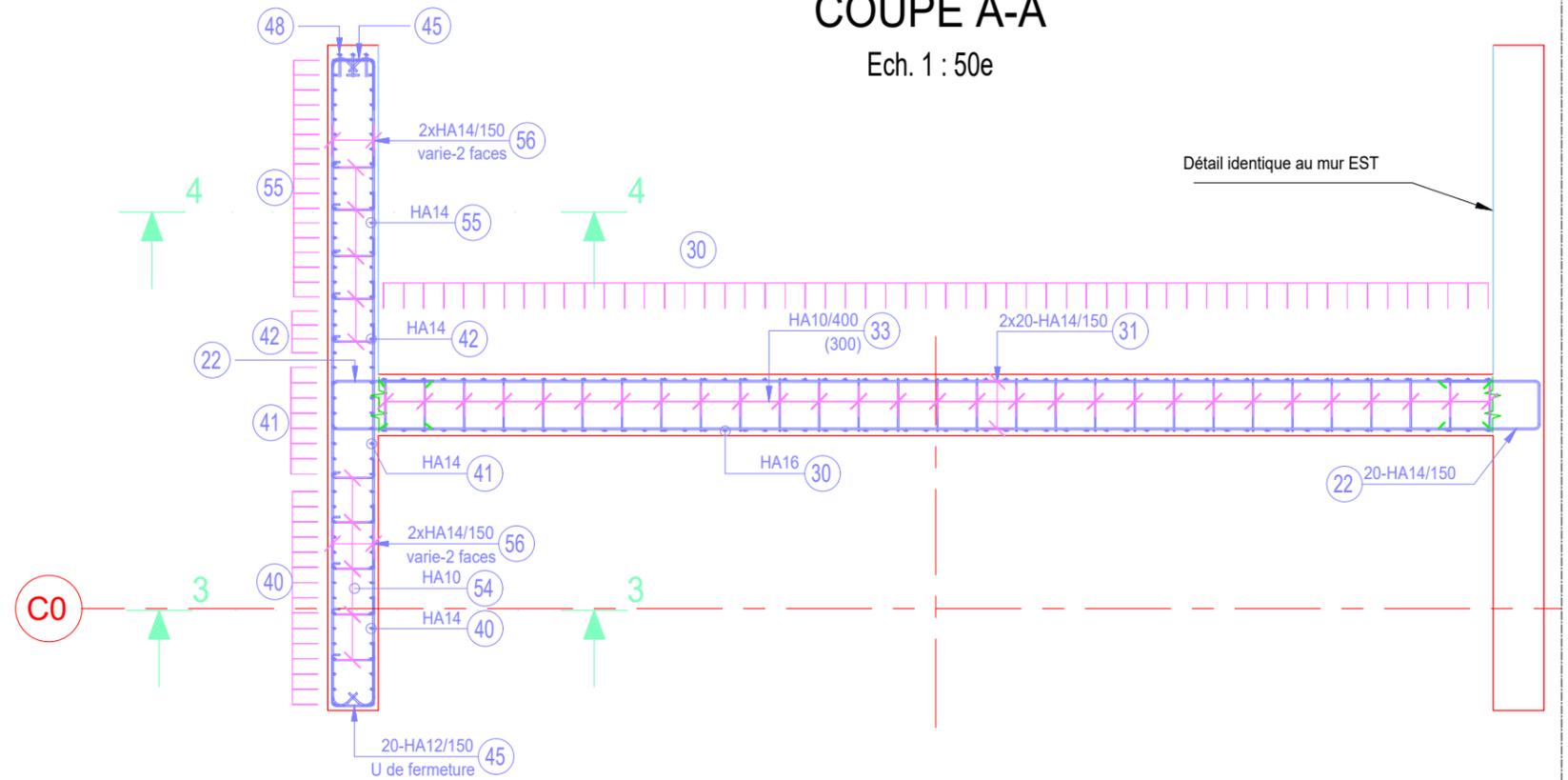
COUPE 3-3

Ech. 1 : 20e



COUPE A-A

Ech. 1 : 50e



2iE Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE

RAZEL FAYAT CAMEROUN

Groupement RAZEL BEC/RAZEL CAMEROUN
Immeuble Stamatiades 637 rue de l'Indépendance
Tél : 00 237 22 22 03 06

TRAVAUX D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE BATVHENG-NTUI-MANKIM-YOKO-LENA : PONT SUR LA SANAGA Á NACHTIGAL

Titre
Ferrailage de la Culée C0

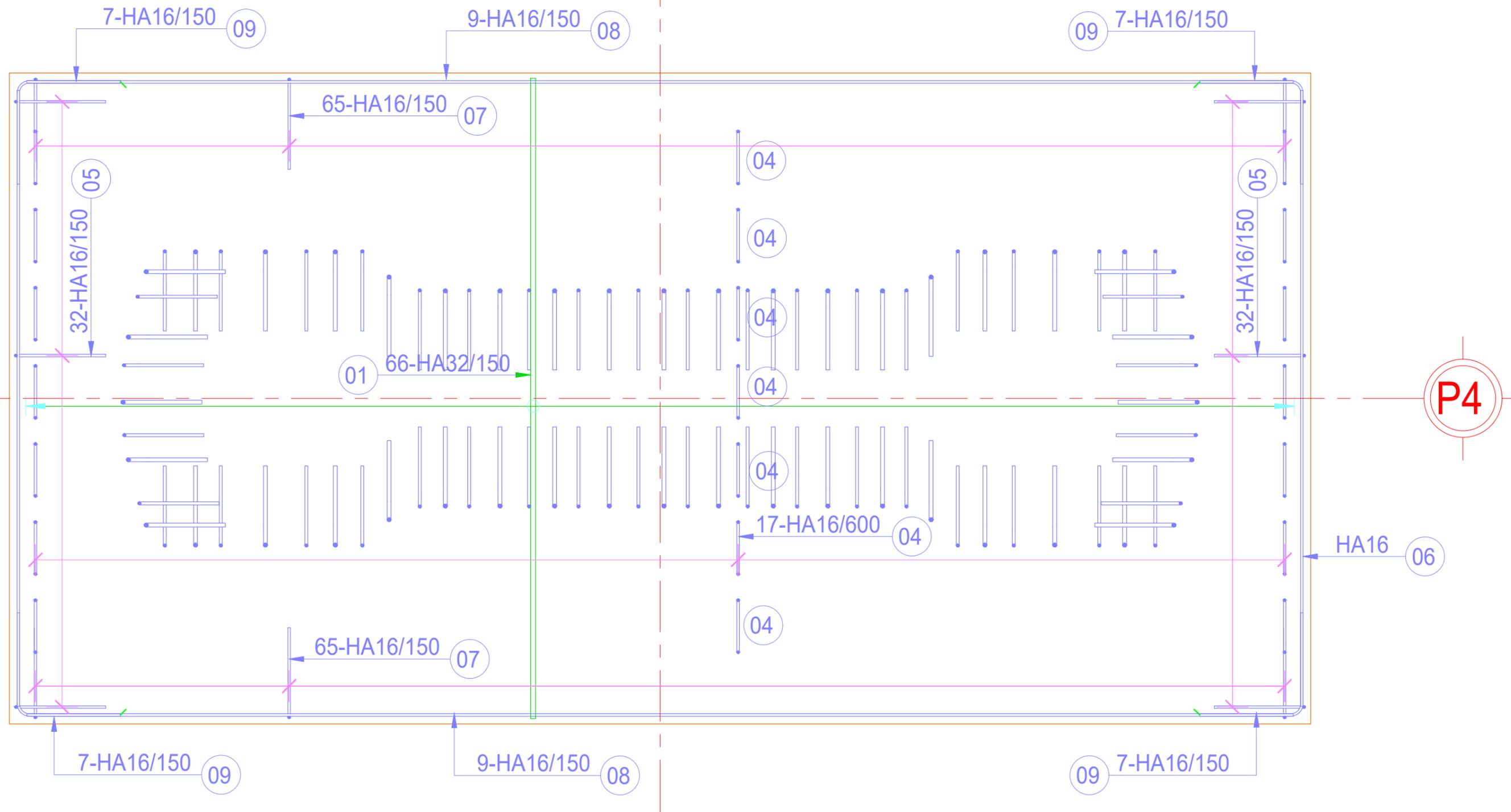
Déssiné par :	AN-NOUR AHMAT OUMAR
Format :	A3
Date :	12/2019
Echelle :	-

N°

Coupe 5-5

Ech. 1 : 50e

CL



P4



Institut International
d'Ingénierie de l'Eau et
de l'Environnement 2iE



Groupement RAZEL BEC/RAZEL
CAMEROUN
Immeuble Stamatiades 637 rue de
l'Independance
Tél : 00 237 22 22 03 06

TRAVAUX D'AMENAGEMENT DE
LA ROUTE BATVHENG-NTUI-
MANKIM-YOKO-LENA : PONT SUR
LA SANAGA Á NACHTIGAL

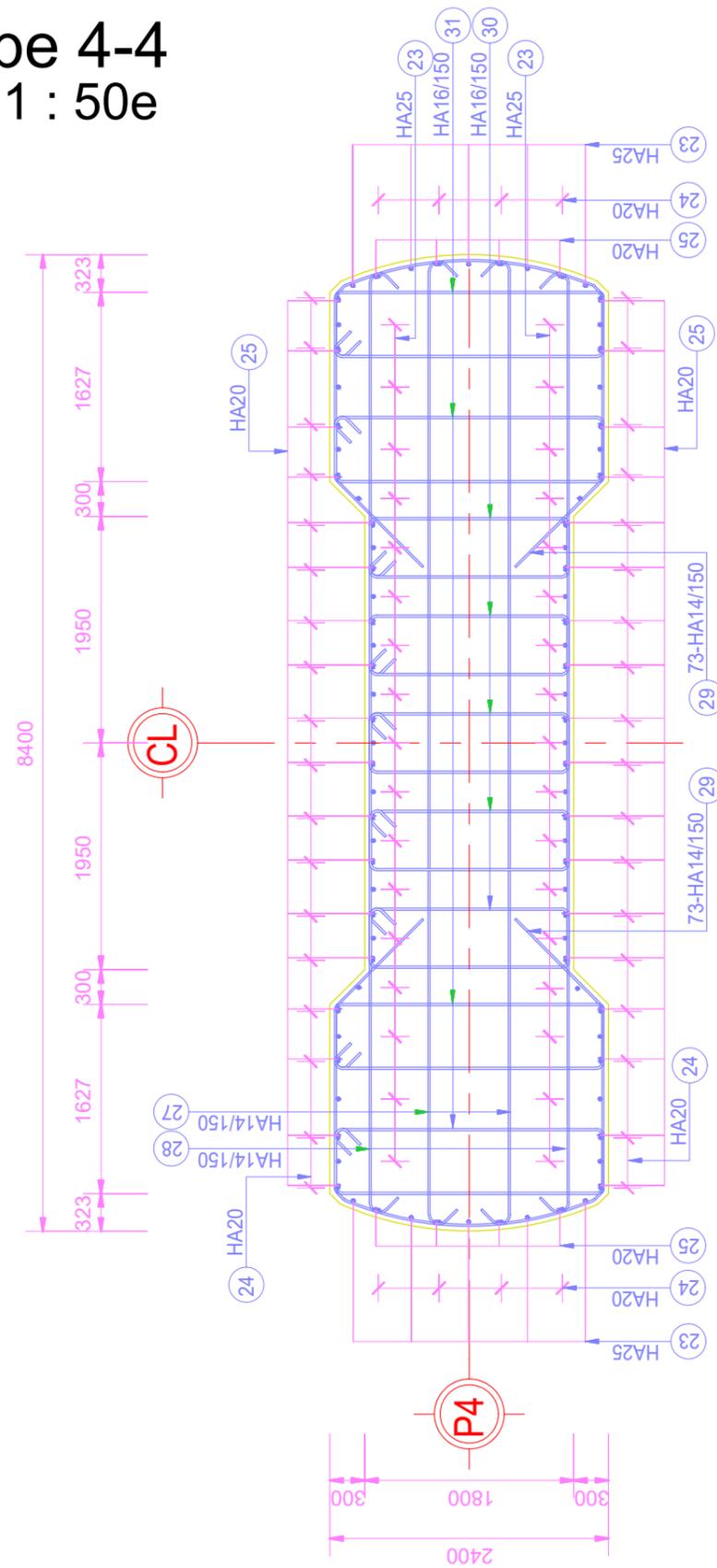
Titre
Ferrailage de la Pile P4

Déssiné par : AN-NOUR AHMAT
OUMAR
Format : A3
Date : 12/2019
Echelle : -

N°

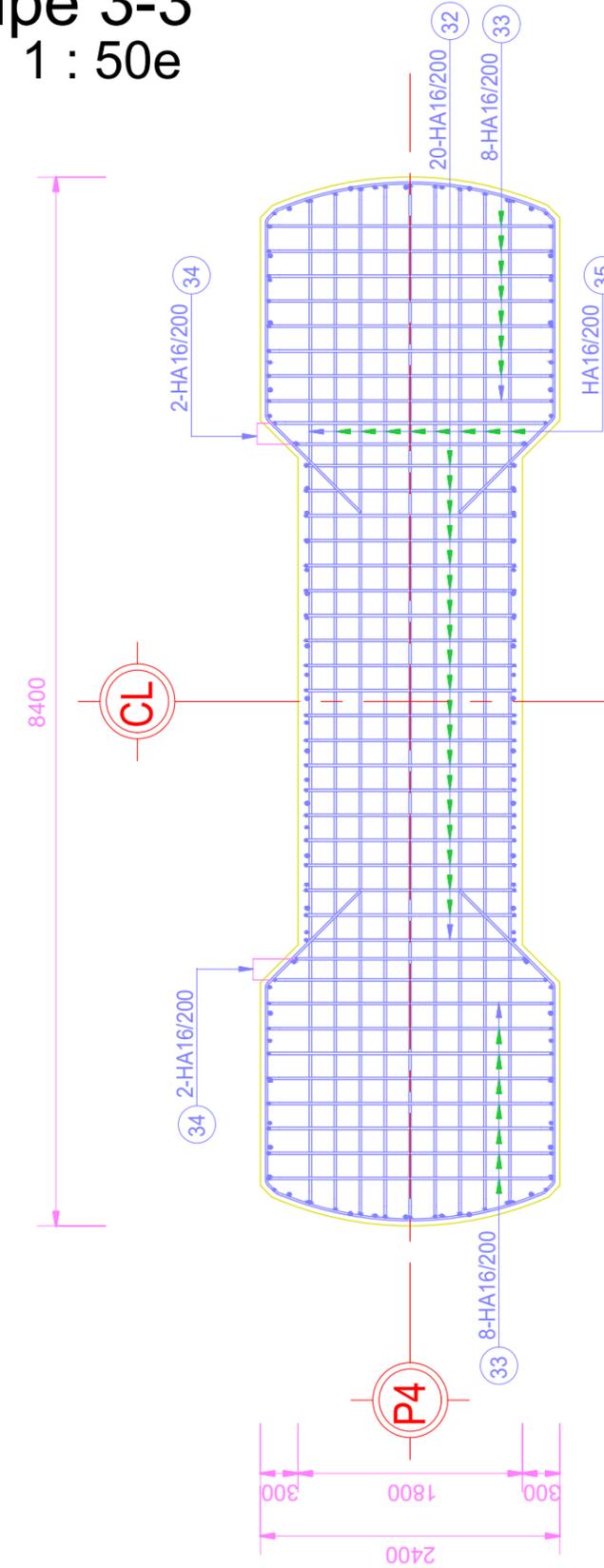
Coupe 4-4

Ech. 1 : 50e



Coupe 3-3

Ech. 1 : 50e



Institut International
d'Ingénierie de l'Eau et
de l'Environnement 2iE



Groupement RAZEL BEC/RAZEL
CAMEROUN
Immeuble Stamatiades 637 rue de
l'Indépendance
Tél : 00 237 22 22 03 06

TRAVAUX D'AMENAGEMENT DE
LA ROUTE BATVHENG-NTUI-
MANKIM-YOKO-LENA : PONT SUR
LA SANAGA Á NACHTIGAL

Titre

Ferrailage de la Pile P4

Déssiné par : AN-NOUR AHMAT
OUMAR
Format : A3
Date : 12/2019
Echelle : -

N°

