

Études d'exécution d'un pont modulaire mixte acier-béton dans
le cadre du programme de désenclavement rural 2020-2025 au
Togo : cas de l'ouvrage OA 15 à Ogou-Kolidè

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le [22/01/2026] par

Abdoul Latif ARONA (20200413)

Directeur de mémoire : Pr Adamah MESSAN, Professeur Titulaire, Institut 2iE

Encadrant : Dr Decroly DJOUBISSIÉ, Maître-Assistant (CAMES), Institut 2iE

Maître de stage : Ing. Narcisse Aurélien KABORE chargé des études techniques et du suivi du projet

Structure d'accueil du stage : MATIERE TOGO

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr (MC) Lawani Adjadi MOUNIROU

Membres : M. Moussa CHAIBOU

M. Simon-Pierre SALASSI

Promotion 2025- 2026

Dédicace

Je dédie également ce travail à ma famille, et plus particulièrement à mes parents, Monsieur ARONA Minirou et Madame OURO-SAMA lyatou.

Pour finir je dédie ce document à mes petits frères et petits sœurs.

Remerciements

Je tiens à remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la rédaction de ce mémoire bien que la liste soit longue nous pouvons lister :

- DIEU notre créateur pour le souffle de vie ;
- L'Institut 2iE, pour la qualité de la formation ;
- Au Dr Decroly DJOUBISSIE, mon encadrant et responsable de mémoire ;
- À M. Dieudonné D. KINI, enseignant du cours de Ponts à l'Institut 2iE, pour ses conseils et ses orientations ;
- À M. KABORE Aurélien Narcisse, mon maître de stage, ingénieur études et méthodes ; et responsable études au sein de MATIERE TOGO ;
- À M. VIGLO Patrick, directeur de projet à MATIERE TOGO ;
- À M. Marcus ADJAMON, directeur technique des ouvrages à MATIERE TOGO ;
- À tout le personnel de MATIERE TOGO ;
- À mes plus proches collaborateurs au sein de l'entreprise avec qui j'ai beaucoup appris ;
- À ma famille qui sont pour moi un soutien moral ;
- Aux membres de ma promotion et mes amis avec qui c'était instauré un soutien moral.

Table des matières

Dédicace	i
Remerciements	ii
Table des matières	iii
Abréviations et sigles	v
Liste des figures	vi
Liste des tableaux	vii
Résumé	viii
Abstract	ix
Introduction générale.....	1
Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet.....	2
I.1. Présentation de la structure d'accueil	2
I.1.1. Implantation et structure.....	2
I.1.2. Domaine d'expertise	2
I.1.3. Projets emblématiques.....	2
I.2. Présentation du projet.....	3
I.3. Justification du choix du type d'ouvrage choisis	5
I.3.1. Choix du type de l'ouvrage	5
I.3.2. Les différents types de pont	6
I.3.3. Choix de l'ouvrage le plus adapté	7
I.3.1. Étude d'un pont à caisson mixte	9
Conclusion.....	14
Chapitre II. Matériels et méthodologie	15
II.1. Matériels.....	15
II.1.1. Les supports numériques et physique de l'étude.....	15
II.1.2. Logiciel ou outils de traitement.....	15
II.2. Données de l'étude	15
II.2.1. Données d'étude environnementale	16
II.2.2. Données d'étude topographique	18

II.2.3.	Données d'étude géotechnique [4]	19
II.2.4.	Données d'étude hydraulique [5]	27
	Conclusion.....	33
II.3.	Méthodologie	34
II.3.1.	Étude du tablier	34
II.3.2.	Études des appuis	40
II.3.3.	Études des éléments de la charpente métallique	43
Chapitre III.	Résultats des études d'exécution.....	47
III.1.1.	Tablier	47
III.2.	Études des appuis	47
III.2.1.	Piles	48
III.2.2.	Culées	49
III.3.	Études des éléments de la charpente métallique	49
III.3.1.	Poutres à caisson	49
III.3.2.	Entretoises	50
III.3.3.	Appareil d'appuis	51
III.3.4.	Choix et nombre du type de connecteur.....	51
	Conclusion.....	52
	Conclusion générale	53
	Bibliographie.....	54
	Annexes	I

Abréviations et sigles

Ast	: Section d'acier
A _{s min}	: Section d'acier minimum
OA	: Ouvrage d'art
d	: Hauteur utile
PHE	: Plus haute eaux
UDL	: Uniform Distributed Load
TS	: Tandem System
F _{ck}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28jrs
F _{cm}	: Résistance moyenne à la compression du béton
E _{cm}	: Module d'élasticité sécant moyen du béton
LM (1,2,3)	: Model de charges des trafics routier défini dans l'Eurocode (Load Model)
m	: Mètre
Max	: Maximum
f _{sk}	: Limite d'élasticité
k _c	: Coefficient de position de l'acier
U _k	: Périmètre extérieur de la section
β	: Excentrement des charges
σ	: Contrainte dans le béton
H _w	: Hauteur de l'âme
MPa	: Mégapascal
M _{rsb}	: Moment résistant béton en service
RSA	: Robot Structural Analysis
V _{Ed}	: Effort tranchant agissant de calcul
V _{Rdc}	: Effort tranchant de résistance de calcul
H _t	: Hauteur totale des poutres
t _{fi}	: Epaisseur de la semelle inférieure
2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

Liste des figures

Figure I-1 : Organigramme	3
Figure I-2 : Localisation du projet.....	4
Figure I-3 : coupe transversale structurelle du tablier.....	10
Figure I-4 : principe de continuité apparente	11
Figure I-5 : coupe longitudinale et élévation de principe des piles.....	12
Figure I-6 : coupe longitudinale et élévations de principe des culées.....	12
Figure I-7 : image d'un appareil d'appuis du guide SETRA [3].....	13
Figure II-1 : profil en long.....	19
Figure II-2 : plan d'implantation des points de sondage	20
Figure II-3 : répartition des valeurs pressiométrique mesurées dans les sables	23
Figure II-4 : Répartition des valeurs pressiométriques mesurées dans la roche altérée a saine	25
Figure II-5 : valeur de la pression limite et module pressiométrique en fonction de la profondeur	26
Figure II-6 : bassin versant de ogou à SIRKA avec reseau hydrographique	28
Figure II-7 situation du bassin versant de ogou à SIRKA.....	29
Figure II-8 : model de chargement LM1[7]	36
Figure II-9 : model de chargement LM2 [7]	37
Figure II-10 : model de chargement LM3 [7]	38
Figure II-11 : model d'appareil d'appuis [3].....	44

Liste des tableaux

Tableau I-1 : tableau comparatif entre les ponts en béton et ponts mixtes et métalliques....	7
Tableau I-2 : représentation des ponts avec une travée de plus de 30 mètres (tableau galgaro)	8
Tableau I-3 : comparaison des multipoutre mixte et des caisson mixte.....	9
Tableau I-4 : prédimensionnement du tablier selon le guide SETRA [1]	9
Tableau I-5 : répartition des travées et des coupes transversales	11
Tableau II-1 valeurs des modules pressiométriques mesurés dans les sables	21
Tableau II-2 valeurs des modules pression limites mesurés dans les sables.....	21
Tableau II-3 valeurs des modules pressiométrique mesurés dans les sables limoneux	22
Tableau II-4 valeurs des pression limite mesuré dans les sables limoneux	22
Tableau II-5 valeurs des modules pressiométriques mesurés dans la roche altéré	23
Tableau II-6 valeurs des pression limite mesuré dans la roche altéré	23
Tableau II-7 valeurs des modules pressiométriques mesurés dans la roche saine à fragmentée	24
Tableau II-8 valeurs des pression limite mesuré dans la roche saine à fragmentée	24
Tableau II-9 : caractéristiques morphométriques du bassin versant	27
Tableau II-10 temps de concentration retenu pour le BV	30
Tableau II-11 paramètres d'entrés utilisés maillet et gautier.....	31
Tableau II-12 paramètres d'entrés utilisés fuller	32
Tableau II-13 paramètres d'entrés utilisés hazan lazarevic	32
Tableau II-14 tableau recapitulatif des debit obtenus	32
Tableau II-15 données utilisées pour la modelisation	33
Tableau II-16 tableau des poids propres	34
Tableau II-17 tableau des charges des elements de la superstructure	35
Tableau II-18 tableau representant les charges de freinage convoie LM1	36
Tableau II-19 tableau des charges sous le chargement TS.....	37
Tableau II-20 tableau des charges speciaux Mc120 et Me120	38
Tableau II-21 valeurs des ψ applicables aux ponts routiers[9]	40
Tableau III-1 tableau representant les sections d'acier et les acier dans la nappes superieur dans le tablier	47
Tableau III-2 tableau representant les sections d'acier et les acier dans la nappes inferieur dans le tablier.....	47
Tableau III-3 tableau representant les sections d'acier et les acier dans la nappes superieur du chevetre	48
Tableau III-4 tableau representant les sections d'acier et les acier dans la nappes inferieur du chevetre	48
Tableau III-5 tableau representant les sections d'aciers dans une colonne.....	48
Tableau III-6 dimensions géométriques des connecteurs	52

Résumé

Ce mémoire porte sur les études techniques pour la réalisation d'un pont modulaire mixte acier-béton tri-poutres type UNIBRIDGE. Le pont a une longueur totale de 120,9 m constitué de 3 travées indépendantes de 40,3 m avec une largeur de 11 m. Il est situé dans la préfecture de l'est Mono et traverse la rivière d'Ogou se trouvant sur le tronçon Elavagnon-Ogou-Kolikidé 2 (22,5 km). La construction de ce pont a pour but de désenclaver les zones rurales du Togo.

Cette étude a pour objectif de faire la conception de l'ouvrage en passant par les études préliminaires (topographiques, géotechniques, hydrauliques et d'impact environnemental) ; de faire une étude technique détaillée, d'analyser et de justifier les résultats des différentes parties obtenues.

Le dimensionnement de l'ouvrage a été fait conformément aux prescriptions des Eurocode 0, 1, 2,3, 4 et les documents guide du SETRA. Les différentes sollicitations du tablier ont été déterminées en utilisant le logiciel de calcul Robot. L'ouvrage est constitué d'un tablier mixte-béton armé, avec une dalle d'épaisseur de 20 cm au droit des poutres d'extrémité et 35 cm au centre du tablier ; d'une charpente métallique constituée de 3 poutres à caisson de 1,6 m de hauteur et 0,95 m de largeur. Les poutres sont solidarisées par des entretoises en double UPN 400.

Mots clés :

- Caisson mixte
- Pont tri poutre
- Unibridge
- Section mixte
- Entretoise

Abstract

This dissertation focuses on the technical studies for the construction of a modular steel–concrete composite bridge with three girders of the UNIBRIDGE type. The bridge has a total length of 120.9 m, consisting of three independent spans of 40.3 m each, with an overall width of 11 m. It is located in the Mono East Prefecture and crosses the Ogoou River along the Elavagnon–Ogoou–Kolikidé 2 road section (22.5 km). The construction of this bridge aims to improve accessibility and open up rural areas in Togo.

The objective of this study is to carry out the structural design of the bridge, including preliminary investigations (topographic, geotechnical, hydraulic, and environmental impact studies), as well as a detailed technical analysis, and to analyze and justify the results obtained for the various components of the structure.

The structural design was performed in accordance with the provisions of Eurocodes 0, 1, 2, 3, and 4, as well as the SETRA guideline documents. The different load cases acting on the bridge deck were determined using the structural analysis software Robot. The structure consists of a composite reinforced concrete deck, with a slab thickness of 20 cm at the edge girders and 35 cm at the center of the deck, and a steel superstructure composed of three box girders with a depth of 1.6 m and a width of 0.95 m. The girders are interconnected by transverse bracing members made of double UPN 400 sections.

Keywords:

- Mixed structure
- Mixed steel–concrete girder bridge
- UNIBRIDGE
- Mixed section
- Cross-bracing

Introduction générale

Le développement des infrastructures rurales constitue un levier essentiel pour le progrès socio-économique des zones isolées. En effet, l'accès aux pistes et ouvrages de franchissement influence directement la mobilité des populations, facilite les échanges commerciaux et favorise l'essor des activités agricoles et économiques. Au Togo, où une grande partie de la population rurale demeure enclavée, la politique gouvernementale a mis au cœur de ses priorités l'aménagement et la maintenance du réseau des pistes rurales ainsi que la construction d'ouvrages hydrauliques adaptés, tels que les ponts, des ponceaux et les dalots. Ce projet s'inscrit dans le cadre ambitieux de la feuille de route nationale « Togo 2025 », visant à améliorer les conditions de vie des populations rurales et à améliorer les conditions de vie des populations rurales et à soutenir durablement le secteur agricole.

Le présent mémoire s'intéresse à la conception et à la réalisation du pont OA15, un ouvrage modulaire mixte acier-béton de type UNIBRIDGE. Il est implanté dans la préfecture de l'Est Mono. Ce pont d'une longueur de 120,9m, large de 11m et haut de 10m, franchit la rivière Ogou à Ogou-Kolikidé 2, sur l'axe reliant Elavagnon à Gbagbadjakou, l'ouvrage a réalisé est un pont mixte acier-béton diviser en 3 travée identique (40,3m-40,3m-40,3m), il est caractérisé par ces poutres à caisson ayant une hauteur de 1,6m pour une largeur de 0,95m. Cet ouvrage possède 2 différentes longueurs de poutre première est de 11,40m et la seconde est de 6,1m. La construction de cet ouvrage est intégrée à un vaste programme national porté par le groupement MATIERE SA/MATIERE TOGO, qui comprend la réalisation de 21 ponts modulaires dans 17 préfectures du pays, dans le but de renforcer la connectivité, améliorer la mobilité, et favoriser le développement économique des zones concernées.

Ce mémoire est subdivisé en 3 chapitres. Le chapitre 1 présente la structure d'accueil et le projet. Le deuxième chapitre est consacré à la méthodologie de l'étude et à la présentation du matériel utilisé. Le chapitre 3 présente l'ensemble des résultats obtenus.

Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet

I.1. Présentation de la structure d'accueil

MATIERE TOGO filiale de la société française MATIERE SAS fondée en 1932, excelle dans la conception et la réalisation d'ouvrages d'art métalliques et mixtes, avec une expertise reconnue en pont modulaire mixte acier-béton de type Unibridge. Implantée à Lomé, cette structure innovante pilote des projets stratégiques au Togo, alliant technologies avancées et adaptation locale. Elle offre un cadre idéal pour un stage en ingénierie structurale, mêlant bureaux d'études et supervision de chantiers.

I.1.1. Implantation et structure

MATIERE TOGO est une SASU (société par actions simplifiée unipersonnelle) siégée à Lomé, quartier Adéwui, boulevard de la Kara, rue du Mont Adamou (Tel : +228 92 21 23 64). Elle relève du groupe MATIERE SAS, et intègre une organisation hiérarchique fonctionnelle : direction, bureaux d'études, supervision et équipe de travaux. Cette configuration assure la supervision rigoureuse des calculs structuraux et de l'armement des éléments porteurs.

I.1.2. Domaine d'expertise

L'entreprise maîtrise l'étude, la conception et la réalisation d'ouvrage d'art métallique et mixte, incluant topographie, la précontrainte, les ouvrages souterrains, les ouvrages de franchissement préfabriqué (dalots, Opti-cadres, multi-arches) avec un focus sur les solutions modulaires pour franchissements rapides et économiques. Elle excelle dans le dimensionnement et la réalisation des structures composites, calculs de sollicitations et conformité aux normes internationales. Elle propose des solutions innovantes à base de béton et d'acier à l'international avec une présence sur les cinq continents

I.1.3. Projets emblématiques

Mandatée en 2024 pour 21 ponts Unibridge dans 17 préfectures togolaises, MATIERE TOGO pilote un programme de 65 milliards de francs CFA sur 36 mois, lancé par le président Faure GNASSINGBE. Ces ouvrages désenclavent les zones rurales, facilitant accès aux services et écoulement agricole, avec transfert de compétence locales. Les travaux progressent activement, démontrant l'efficacité du modèle modulaire.

La Figure I-1 présente l'organigramme des intervenant lors de la réalisation des ouvrages

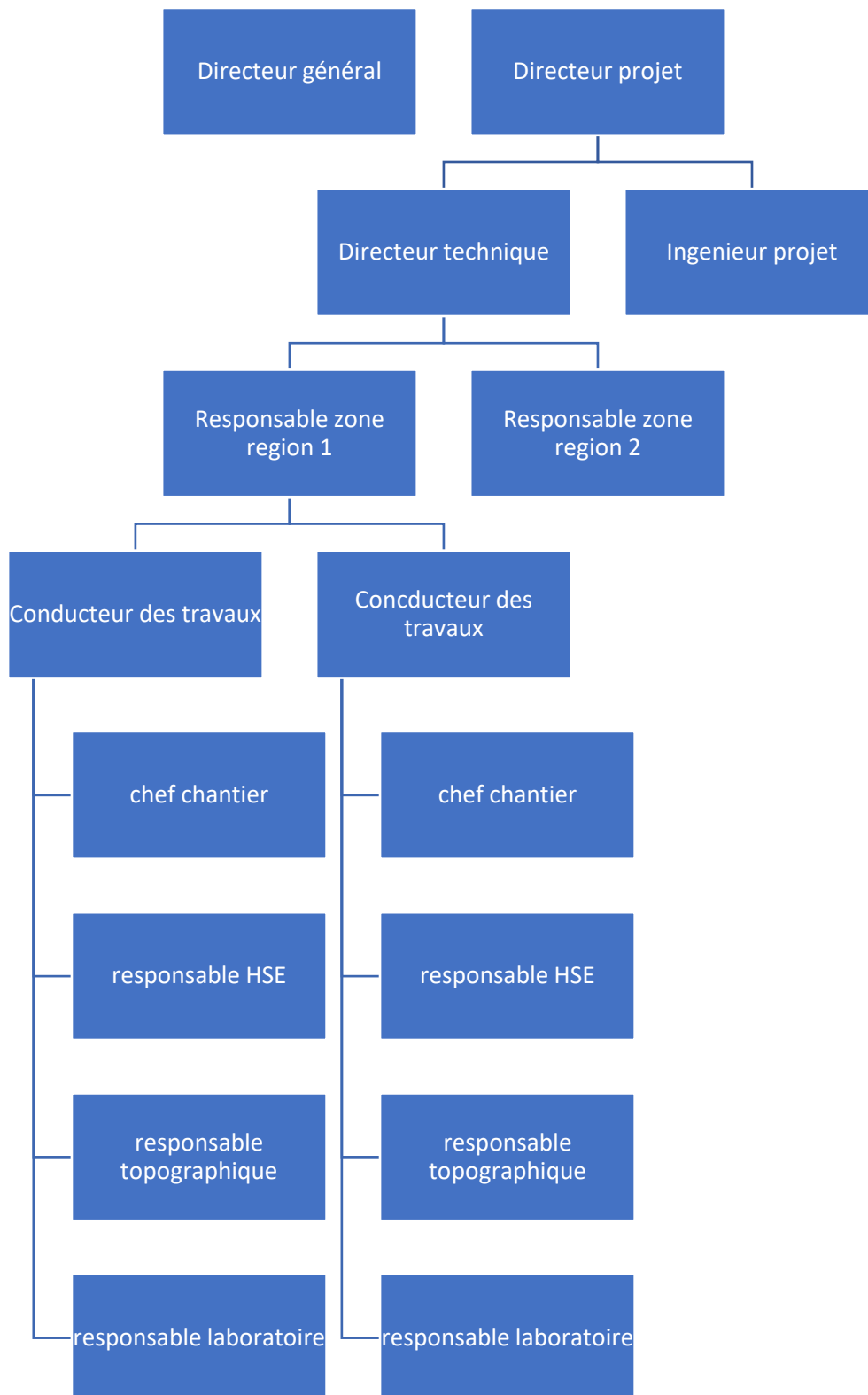


Figure I-1 : Organigramme

I.2. Présentation du projet

Dans le cadre de la mise en œuvre de sa politique en matière de désenclavement et des pistes rurales et en soutien à la politique agricole du Togo, Le Gouvernement, sous le leadership du Président du Conseil, a consacré l'une des priorités de son projet de société Togo 2025 à

l'aménagement et à la maintenance du réseau des pistes rurales ainsi qu'à la construction des ouvrages de franchissement de type pont, ponceau et dalot. C'est dans cette perspective, que le groupement de sociétés MATIERE SAS/MATIERE TOGO a été recruté pour la construction de 21 ponts modulaires mixtes acier-béton de type UNIBRIDGE dans les 5 régions du Togo. Ces 21 ouvrages de franchissement sont répartis dans 17 préfectures du Togo.

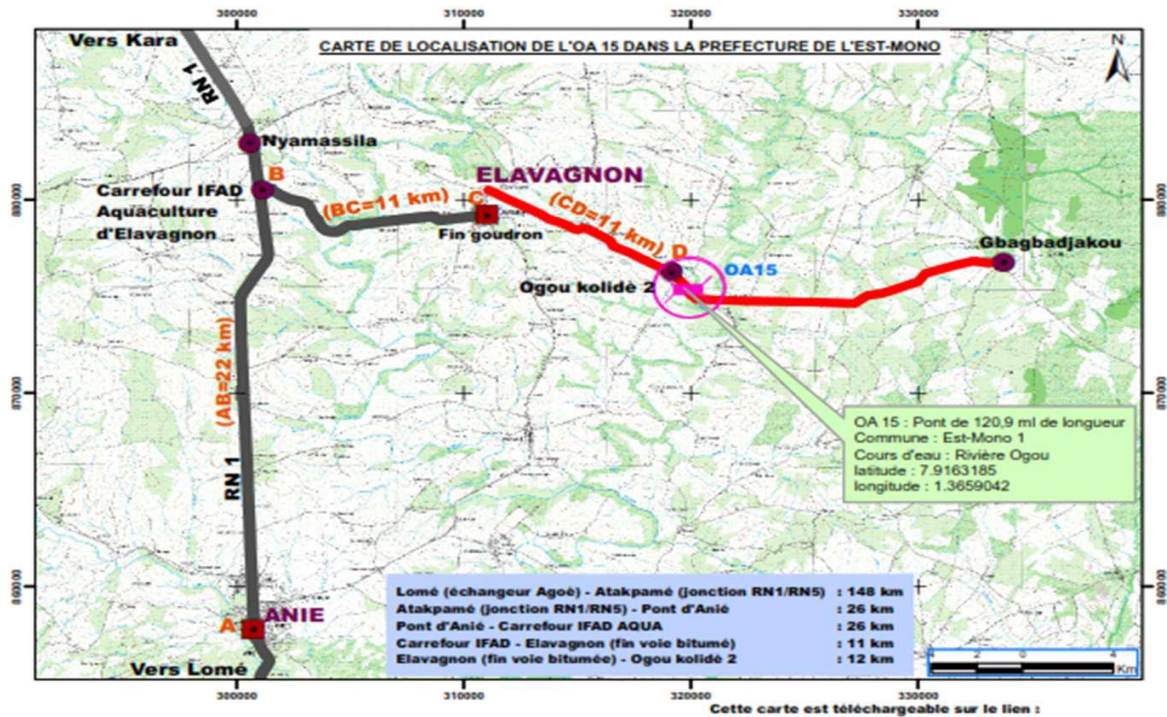


Figure I-2 : Localisation du projet

Le pont OA 15 est situé dans préfecture de l'Est Mono, Il est long de 120,9 m, large de 11 m et haut de 10m. Il est situé en travers de la rivière d'Ogou dans la localité de Ogou-Kolidé 2, sur le tronçon Elavagnon - Ogou-Kolidé 2 - Gbagbadjakou (25,2 km) (Figure I-2). A terme, la réalisation de ce projet de pont induira globalement des effets bénéfiques pour la population de la localité et permettra spécifiquement de franchir la rivière Ogou en toute saison de l'année. Sa construction assurera une meilleure connectivité et la mobilité des populations ainsi que le développement économique de la zone du projet. Les impacts directs du projet d'Ogou-Kolidé 2 sont :

- Désenclavement de 34 652 habitants des localités de : Elavagnon, Ogou Sirka, Ogou Yaka, Ogou-Kolidé 1, Ogou-Kolidé 2 (site du projet), Adibou, Gbagbadjakou et leurs environs ;
- Facilitation de l'accès et des échanges avec le territoire voisin du Bénin ;
- Augmentation de la production agricole et facilitation de leur écoulement ;

- Facilitation de l'accès aux zones d'aménagement agricole planifiées (ZAAP) dans la zone d'influence du projet, aux intrants agricoles et aux marchés de commercialisation;
- Diminution du temps de parcours des personnes et des biens ;
- Réduction du coût d'exploitation des engins motorisés de transport en milieu rural ;
- Facilitation de l'accès des populations rurales aux infrastructures, équipements et services socio-économiques de base (santé, éducation, finance inclusive, marchés locaux, infrastructures agricoles, etc.) ;
- Réduction significative de la pauvreté.

I.3. Justification du choix du type d'ouvrage choisis

Pour choisir un ouvrage, plusieurs paramètres sont pris en compte selon les prescriptions du guide de SETRA à savoir :

- Les données fonctionnelles ;
- Les données naturelles ;

➤ **Données fonctionnelles**

Ce sont des ensembles de caractéristiques qui permettront au pont d'assurer son rôle d'ouvrage de franchissement. Il s'agit des 2 critères listés ci-dessous :

- Le trafic
- Les informations sur la portée et la hauteur de l'ouvrage

➤ **Données naturelles**

Elle prend en compte les informations géotechniques et hydrauliques

- Information géotechnique pour avoir une idée sur la qualité du sol qui doit accueillir l'ouvrage
- Les informations hydrauliques pour avoir une idée du niveau maximum de l'eau qui est le PHE en période de crue et caler la hauteur de l'ouvrage

I.3.1. Choix du type de l'ouvrage

En premier lieu, il s'agira de déterminer le type d'ouvrage d'art le plus avantageux pour satisfaire sur le plan technique et économique. De plus, l'ouvrage doit satisfaire aux exigences imposées en fonction de la zone de réalisation. Pour faire le choix du type d'ouvrage, il faut prendre en compte :

- L'obstacle à franchir,
- La nature du sol,

- Le trafic,
- Données topographiques du site,
- Les exigences du maître d'ouvrage ici (le ministère du désenclavement et des pistes rurales).

Avec ces différents éléments et en fonction de l'expérience de l'ingénieur ou de l'entreprise, le choix d'ouvrage approprié sera fait. Pour choisir l'ouvrage adéquat des analyses approfondies sont faites.

I.3.2. Les différents types de pont

On distingue principalement deux grandes familles selon le matériau ; d'ouvrages de franchissement : les ponts métalliques ou mixtes, et les ponts en béton armé ou précontraint. À l'issue des études préliminaires, une première estimation des caractéristiques de l'obstacle à franchir (largeur, hauteur libre, la nature du sol, etc...) permet de déterminer les contraintes géométriques et structurelles de l'ouvrage projeté. Sur la base de ces paramètres, il devient alors possible d'évaluer la pertinence technique et économique de chacune des deux typologies de ponts selon le guide SETRA pont mixte conception [1]. Le Tableau I-1 présente une analyse comparative entre les ponts en béton et les ponts mixtes et métalliques suivant un certain nombre de critères comme la durabilité, de la résistance, du coût. Au regard de ces critères, les ponts métalliques et mixtes acier-béton présentent des avantages significatifs en termes de performance structurelle, de rapidité d'exécution, de durabilité et de rentabilité globale. Ils constituent ainsi une solution plus efficace et mieux adaptée aux exigences actuelles de la construction d'ouvrage d'art moderne.

Tableau I-1 : tableau comparatif entre les ponts en béton et ponts mixtes et métalliques

Critères	Pont en béton	Pont mixte et pont métallique
Durabilité	Bonne si bien entretenu, mais sensible aux attaques chimiques	Très bonnes avec protection anticorrosion, mais maintenance planifiée
Résistance mécanique	Bonne résistance à la compression, mais limitée en traction	Excellente résistance combinée (acier en traction, béton en compression)
Cout initial	Relativement faible	Plus élevé
Esthétique et flexibilité architecturale	Forme plus massive et plus rigides	Formes esthétiques possibles
Impact environnemental	Béton non recyclable, forte empreinte carbone	Acier recyclable, quantité de béton réduite
Poids propre	Élevée, entraînant des efforts importants sur les appuis	Plus légère grâce à l'emploi de l'acier
Portée réalisable	Limitée (surtout pour les dalles en béton armé)	Grandes portées possibles sans multiplication des appuis
Temps de réalisation	Long (coffrage, ferrailage, cure de béton)	Court grâce à la préfabrication et au montage sur site

I.3.3. Choix de l'ouvrage le plus adapté

Le Tableau I-2 présente les différents types d'ouvrages avec de grande portée (plus de 30m). Nous pouvons citer parmi les ouvrages métalliques ou mixtes à grande portée les types suivants : Multi poutres mixte, Caissons mixtes, Dalles orthotropes, Pont Warren

Les ponts Warren, bien que performants pour les grandes portées, présentent une structure complexe nécessitant une fabrication et un assemblage délicats, un entretien difficile en raison du grand nombre d'éléments métalliques, ainsi qu'une intégration architecturale limitée. Quant aux ponts à dalles orthotropes, ils se distinguent par leur légèreté, mais leur coût de fabrication est élevé. Leur sensibilité à la fatigue des soudures et leurs exigences d'entretien fréquentes les rendent peu adaptés pour un ouvrage nécessitant durabilité et maîtrise des coûts.

Tableau I-2 : représentation des ponts avec une travée de plus de 30 mètres (tableau galgaro) [1]

Type d'ouvrage		Gamme de portée	Élancement		Observations	Balancement optimal
			Sur piles	À la clé		
Ouvrages mixtes (acier/béton)						
Multi poutres mixte Élancement métal seul	30-40 à 90-130 m 30-40 à 90-130 m	1/25 à 1/30 1/25	Idem 1/40 à 1/50	Travées continues épaisseur constante travées continues épaisseur variable	0.7 à 0.9 0.7 à 0.9	
Caisson mixte Élancement métal seul	30 à 140 m	1/30 à 1/35 1/20 à 1/25	Idem 1/40 à 1/50	Travées continues épaisseur constante travées continues épaisseur variable	0.7 à 0.9 0.7 à 0.9	
Ouvrages métalliques						
Dalles orthotropes	80 à 160 m 110 à 200 m	1/25 à 1/45 1/25 à 1/45 1/25 à 1/30	Idem Idem 1/35 à 1/60	Travées indépendantes travées continues épaisseur constante travées continues épaisseur variable	1.0 0.7 à 0.8 0.7 à 0.8	
Pont WARREN	30 à 90 (120) m	1/15	Idem Idem	Avec montants sans montant	1.0	
Ponts caissons en béton précontraint construits sur cintres						
Caissons Cintres au sol	45 à 60-70 m	1/22	Idem	Épaisseur constante	0.65 à 0.8	
Cintres auto lanceurs	30 à 60 m	1/18 1/17	Idem Idem	Caisson nervures		
Ponts en béton précontraint poussés						
Poussés des deux cotés à trois travées	Optimum 60 < 80 m	1/18 à 1/26 1/15 à 1/20	Idem Idem	Caisson nervures	0.15 0.5	
Autres ponts poussés	40 à 55-60m < 45 m	1/12 à 1/18 1/12 à 1/16	Idem Idem	Caisson nervures	0.7 à 0.9 0.7 à 0.9	
Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs						
Épaisseur constante épaisseur variable épaisseur variable épaisseur variable	40 à 65 m 50 à 100 m 100 < L < 200 m 200 m	1/20à 1/23 1/16à 1/18 1/17-(L-100) 1/20	Idem / 11333	2,20 mètres minimum souhaitable idem idem	à 0.7 à 0.7 à 0.7 0.6 à on	

Afin d'arrêter le choix de la variante la plus optimale, une étude comparative a été menée. Le Tableau I-3 expose ainsi une analyse croisée entre les ponts mixtes multi poutres et les ponts mixte à caisson, s'appuyant sur les avantages structurels et les critères spécifiques à chaque typologie d'ouvrage.

Ainsi le pont à caisson mixte constitue une solution plus équilibrée et rationnelle, alliant performance structurelle, facilité d'entretien et optimisation économique sur l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage. La comparaison des deux ouvrages s'est basée sur la différence entre leurs avantages et inconvénients.

Tableau I-3 : comparaison des multipoutre mixte et des caisson mixte

Critères	Pont multi-poutres mixtes	Notes	Pont caisson mixtes	Notes
Avantages	1. Simple à dimensionner, la dalle béton plus les poutres en acier donne une bonne performance pour les charges verticales 2. Coûts de réalisation moins élevés 3. Une bonne rigidité à la flexion la fusion dalles béton plus poutres acier donne une bonne performance pour les charges verticales	3	1. Franchissement de très grande portée 2. Tabliers fins donc ouvrage très esthétique 3. Non-utilisation du cintre (grutage ou lançage) 4. Offre une très bonne rigidité torsion 5. Montage des poutres plus facile 6. Réalisation rapide 7. Très bonne rigidité à la flexion	7
Inconvénients	1. Fatigue à l'assemblage entre l'acier et le béton (connecteurs) 2. Flambement latéral des semelles 3. Hauteur de l'ouvrage généralement moyen 4. Mauvaise rigidité à la torsion	-4	1. Méthodologie de réalisation spécial 2. Entretien difficile et onéreux 3. Cout de réalisation élevé	-3

I.3.1. Étude d'un pont à caisson mixte

La conception permet de faire un prédimensionnement des éléments qui constituent le tablier de l'ouvrage. Le Tableau I-4 présente les différents résultats du prédimensionnement obtenus selon le guide SETRA. Les détails de calcul sont présentés en Annexe 4. La nuance d'acier choisie est S355.

Tableau I-4 : prédimensionnement du tablier selon le guide SETRA [2]

Éléments	Expressions	Calcul	Choix
L(longueur travée centrale en m)	40,3	40,3	40,3
LT (largeur totale du tablier en m)	11	11	11
Hauteur (H) totale des poutres (m)	$\max \left[\frac{L}{28} \left(\frac{L_T}{12} \right)^{0,45}, 0,40 + \frac{L}{35} \right]$	1,55	1,6
Entraxe des poutres (A)	$0,55 \times L_T / 2$	3,025	3,85
Nombre de poutres (N)	$\frac{L_T}{A}$	2,85	3
Largeur des semelles inférieures (B _{inf})	$\left(0,25 + \frac{L_T}{40} + \frac{L}{125} \right) \left(0,92 + \frac{L_T}{150} \right)$	0,84	0,95
Largeur des semelles supérieures (B _{sup})	$B_{inf} - 0,1$	0,85	0,95
Entretoise en zone courante	DOUBLE UPN 400		
Épaisseur de la dalle E (m) de tablier en BA au droit des poutres	$E_1 = 0,12 + \frac{A}{50}$	0,197	0,20

I.3.1.1. Le tablier

➤ **Travée**

Après avoir procédé à la détermination rigoureuse de la brèche à franchir par l'ouvrage, la portée envisagée pour le pont est fixée à 120,90 m. Ce dernier se compose de trois travées indépendantes de 40,30 m chacune, structurées par un tablier à 3 poutres principales, assurant une portance sur les 2 sens de la circulation, une chaussée à 2 sens de circulation avec chacune une largeur de 3,5m ($2 \times 1 \times 3,5$).

Le tablier repose sur une série de dispositifs d'appui en néoprène fretté, assurant une redistribution optimale des sollicitations sur les piles et les culées. La composition du tablier résulte d'une alliance maîtrisée entre la charpente et une dalle de hourdis en béton armé, dont la géométrie en coupe droit respecte scrupuleusement la symétrie par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage, garantissant ainsi la stabilité structurelle.

Les trois poutres principales du système Unibridge, agencées parallèlement, sont reliées entre elles par des axes métalliques et des entretoises. Chaque caisson présente une hauteur de 1,60 m pour une largeur de 0,95 au niveau des semelles inférieure et supérieure, pour la longueur des caissons nous avons 2 types la première de 6,1 m et la seconde de 11,4 m. Les hourdis, exécutés en béton armé, possèdent une épaisseur variable entre 0,20 m et 0,35 m. Les épaisseurs sont dues au dévers de 2,5%, il faut noter qu'elle est constituée de dalle préfabriquée monolithique. Ce dispositif intègre des zones de clavage ainsi que des fenêtres de clavage disposées au droit des poutres, permettant l'accueil des goudjons de liaison et assurant l'ancrage efficace entre les poutres et les dalles, répondant ainsi aux exigences de performance et de durabilité inhérentes à la conception moderne des ouvrages d'art. La coupe transversale de l'ouvrage est représentée par la Figure I-3. Par ailleurs, le Tableau I-5 précise la longueur de chaque travée, largeur totale du tablier ainsi que la hauteur des poutres.

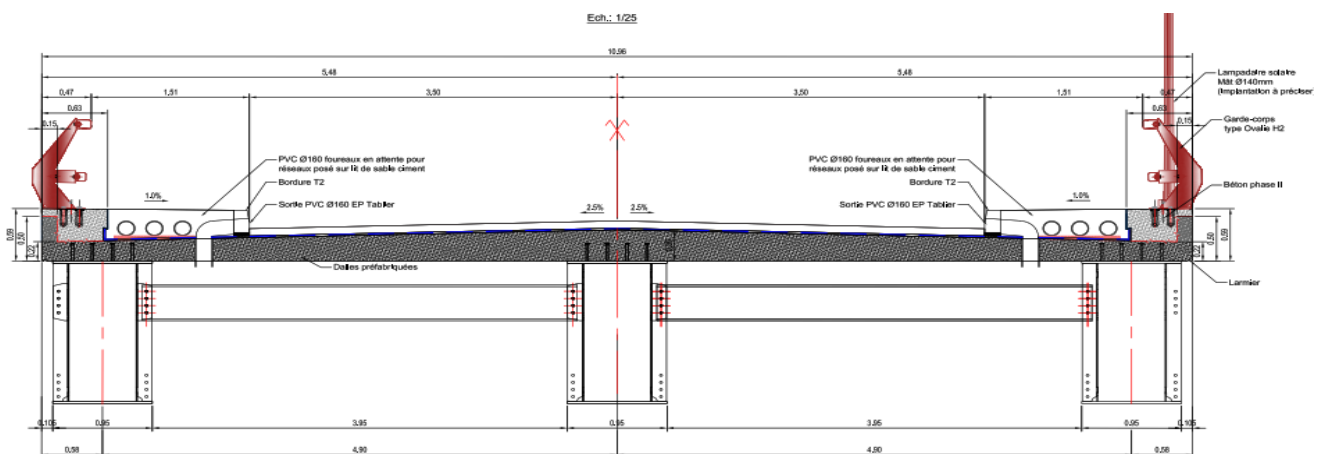


Tableau I-5 : répartition des travées et des coupes transversales

Longueur (m)	Nombre de travées	Longueur d'une travée(m)	Coupe transversale des dalles (m)	Hauteur des poutres (m)
120,9	3	40,3	11	1,6

➤ **Attelage sur appuis**

Pour répartir les efforts horizontaux sur un grand nombre d'appuis et améliorer le confort de l'usager le guide SETRA[2] propose une solution de dallettes flexible au-dessus des appuis ,cette zone sur appuis sert uniquement à la reprise des effort locaux(charge locale d'essieux) et à la transmission longitudinale des efforts de freinage et de dilatation thermique on parle de continuité « apparente» représentée dans la Figure I-4 . Les dallettes sont également soumises aux rotations imposées des travées isostatique adjacentes la zone est réputée fissurée et doit être armée de manière appropriée.

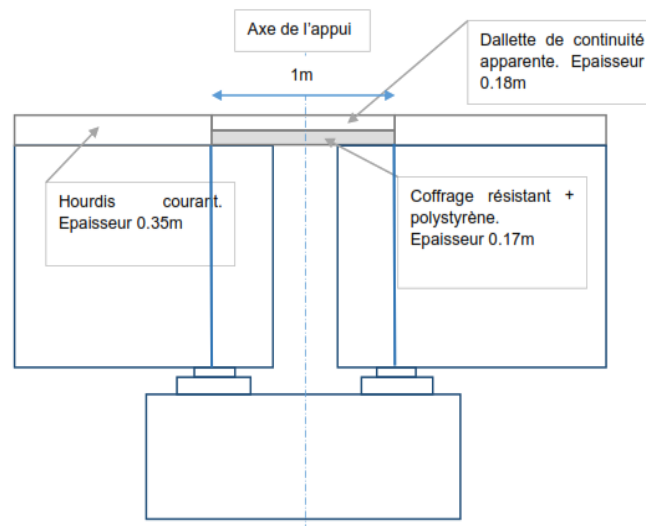


Figure I-4 : principe de continuité apparente

I.3.1.2. Les appuis

➤ **Piles**

La pile se définit comme un ensemble de chevêtres en béton, reposant sur trois futs circulaires en béton assurant le soutien structural du chevêtre. Chaque fut présente un diamètre de 1,2 mètre, conformément aux normes usuelles du domaine, garantissant une stabilité et une répartition optimales charges dans l'ouvrage. L'image de la Figure I-5 ci-dessous présente un schéma permettant de visualiser la configuration structurale des éléments de soutien supportant le tablier, garantissant ainsi la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

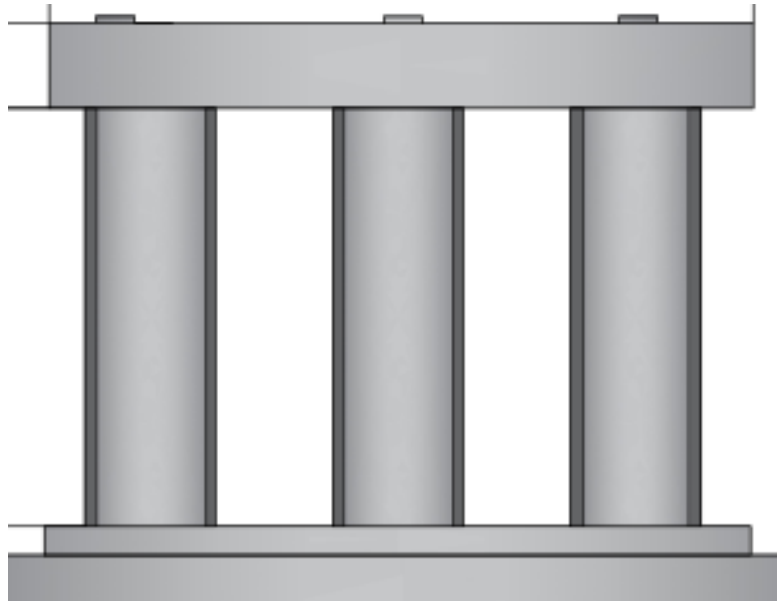


Figure I-5 : coupe longitudinale et élévation de principe des piles

➤ Culées

La culée présentée dans la Figure I-6 constituer de deux futs ancrés dans des viroles, couronnés d'un sommier en béton armé, le sommier qui est constitué d'un chevêtre et d'un mur garde-grève, une dalle de transition de 4 m de long et de murs drapeau en retour au niveau des culées, tous les éléments cités sont en béton armé.

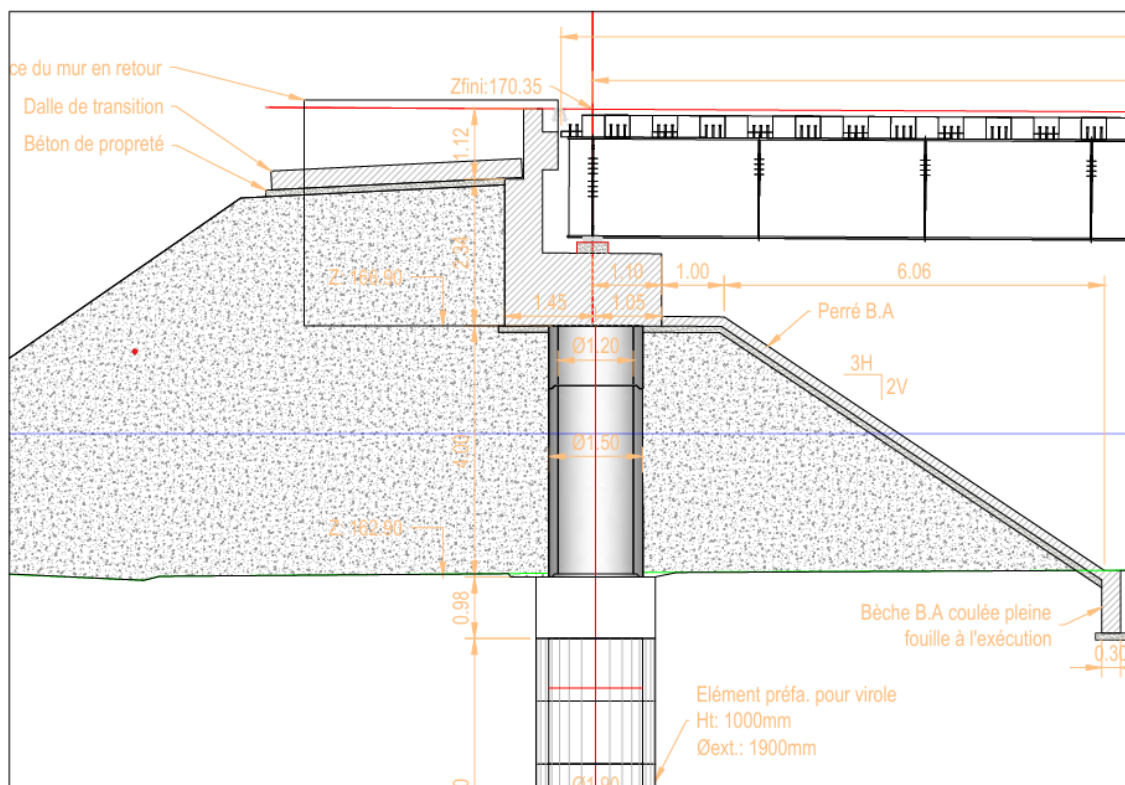


Figure I-6 : coupe longitudinale et élévations de principe des culées

➤ Appareil d'appui

Un appareil d'appui est un dispositif interposé entre le tablier d'un pont et les appuis, transmettant les efforts verticaux ou obliques des charges permanentes, d'exploitation, de freinage. Il autorise simultanément les déplacements relatifs (rotations, translations) pour accommoder déformations dues au retrait, fluage ou variations thermiques.

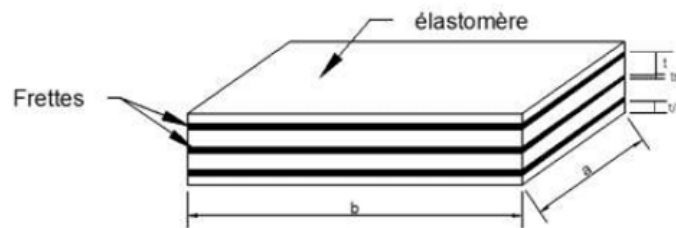


Figure I-7 : image d'un appareil d'appuis du guide SETRA [3]

➤ Équipement

▪ Chaussée et étanchéité

L'ouvrage d'art est muni d'un dispositif d'étanchéité constitué de feuilles préfabriquées monocouches, assurant la protection de toute la surface de la longrine de rive d'une épaisseur de 20mm. La couche de roulement est réalisée à l'aide d'un béton bitumineux semi-grenu (BBSG) de 80mm d'épaisseur.

▪ Dispositif de retenue

Afin d'assurer la sécurité en bordure de l'ouvrage, il sera installé un système de retenue conforme au norme de l'Eurocode[3], de type ovalie en barrière métallique en rive du tablier.

▪ Assainissement

L'assainissement de l'ouvrage est garanti par une pente transversale du tablier orientée vers les points bas de la section, permettant l'évacuation efficace des eaux pluviales. Le drainage en bordure sera assuré par la mise en place de bordures T2, et de dispositifs de descente d'eau permettrons l'évacuation des eaux du trottoir et leurs drainages le long de l'ouvrage. L'espacement final des descentes d'eau sera de 200mm.

▪ Éclairage

L'éclairage de l'ouvrage sera assuré par l'installation de lampe solaires disposées sur toute la longueur du tablier. En ce qui concerne l'espacement idéal pour l'éclairage un écart de 30m sera requis.

• Trottoir

Des trottoirs surélevés, en béton armé seront disposés aux deux rives de la chaussée, chacun représentant une largeur de 1,5mètre, afin d'assurer la sécurité et le confort des usagers piétons.

➤ **Cinématique des travaux**

La cinématique des travaux présente le processus de l'évolution de l'ensemble de travaux en commençant par la préparation des travaux jusqu'à la mise en service de l'ouvrages

- Période de préparation collecte de données, étude d'exécution visa des documents d'exécution (plan, note, procédure) ;
- Ouvertures des accès ;
- Installation du chantier ;
- Réalisation des fondations ;
- Réalisation des futs et chevêtres des piles et chevêtres des culées ;
- Réalisation des bossages d'appui et mise en place des appareils d'appui ;
- Mise-en place par lançage des poutres préalablement assemblées (lançage poutre par poutres, sur toute la longueur du tablier) ;
- Réalisation des murs gardes-grève et mur en retour des culées, remblaiement à l'arrière des gardes-grèves ;
- Pose sur la charpente des dalles préfabriquées du hourdis ;
- Coulage des clavages longitudinaux et transversaux, travée par travée pour établir la continuité du hourdis et sa connexion à la charpente Réalisation des dallettes de continuité ;
- Poses des superstructures (barrière ovalie, éclairage, couche d'étanchéité, trottoir) ;
- Coulage du béton bitumineux ;
- Epreuve de chargement ;
- Mise en service de l'ouvrage ;

Conclusion

La première partie de ce mémoire a permis d'identifier le type d'ouvrage et de procéder au pré dimensionnement des éléments structuraux supérieurs du pont « la charpente » composée du tablier en béton armé et des poutres a caisson mixte, ainsi que les différents appuis de l'ouvrage (piles, culée). Ces éléments nous poussent à parler des appareils d'appuis à dimensionner selon la prescription du guide SETRA [1] . Ces résultats préliminaires valident le choix adopté et ouvrent sur le dimensionnement définitif au chapitre suivant.

Chapitre II. Matériels et méthodologie

Ce chapitre nous permettra d'énumérer les différents matériel et méthode mis en place pour la rédaction de ce mémoire, entre autres les supports numérique ou physique et les différents logiciels utiliser tout au long du projet.

II.1. Matériels

II.1.1. Les supports numériques et physique de l'étude

Ici nous parlons des différents documents utilisés pour la rédaction du mémoire. Ces documents sont entre autres les rapports et note produit par l'entreprise, les supports de cours, et les anciens mémoires que nous avons eu a consulté (voir la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

II.1.2. Logiciel ou outils de traitement

Plusieurs logiciels ont été utiliser pour la production de ce document à savoir :

- AutoCAD pour la réalisation des plans techniques,
- Le pack office pour la rédaction,
- ROBOT RSA15 un logiciel de calcul par éléments finis.

II.2. Données de l'étude

Une phase de collecte de données, intégrant les diverses études préliminaires (environnementale, topographique, hydraulique et géotechnique), à été effectuée. Ces investigations préalables visent à fournir les éléments nécessaires à la poursuite des études de conception et de dimensionnement de l'ouvrage.

- Étude environnementale : une étude environnementale approfondie a été réalisée préalablement afin d'obtenir une vision exhaustive de l'état des lieux avant la réalisation de l'ouvrage, ainsi qu'après sa mise en œuvre, dans le but d'évaluer l'incidence potentielle de ce dernier sur la zone d'étude ;
- Topographie : l'étude topographique nous a permis de faire une collecte des différentes cotes sur le site,
- Étude hydraulique : l'étude hydraulique nous a permis de délimiter le débit, elle a permis de déterminer le PHE pour le calage de l'ouvrage, elle a aussi permis à la détermination de la crue du projet,
- Étude géotechnique : cette étude a servi entre autres à faire l'étude du sol sur lequel se reposera l'ouvrage en déterminant la composition du sol et sa résistance,

- Conception du pont et l'étude structural : il s'agira de faire le dimensionnement des éléments de l'ouvrage et enfin fournir les plans d'exécution.

II.2.1. Données d'étude environnementale

En premier lieu il s'agira de cartographier les caractéristiques du site et de son environnement après ceci, il faudra anticiper les effets de la réalisation pourraient avoir l'environnement avec toutes ces informations proposer des mesures d'atténuation si nécessaire et faire un suivi pour s'assurer que toutes les mesures mises en place sont respectées.

II.2.1.1. Objectif de l'étude

Cette étude a pour objectif de :

- Limiter de façon significative les émissions polluantes et la dégradation des différentes composantes du milieu biophysique, notamment l'air le sol et l'eau, à travers la mise en œuvre de mesures préventives correctives conformes aux normes environnementales en vigueur ;
- Réduire la destruction de la biodiversité par l'adoption de procédés d'exécution et de gestion durable, limitant les atteintes aux écosystèmes lors des travaux sur site ;
- Garantir des conditions optimales d'hygiène et de salubrité pour les populations riveraines ainsi que pour l'ensemble du personnel présent sur le site, en prévoyant notamment l'installation d'infrastructures sanitaires et la mise en place de procédure de gestion des déchets.

II.2.1.2. Impact du projet

La réalisation de notre ouvrage occasionnera plusieurs impact positif et négatif nous e, listerons quelques-uns

➤ Impact positif

Lors des phases de préparation et d'exécution du projet, celui-ci contribuera au développement socio-économique avec l'utilisation de certain matériaux locaux qui seront fourni par des prestataires de la localité. Cela favorisera le dynamisme du secteur commercial dans la zone, entre autres les petits commerces exploités par la population locale.

De plus, la disposition temporaire ou permanente de terrains pour l'installation de la base vie et autres infrastructures constitueraient source supplémentaire de revenue pour la communauté si elle est une propriété publique ou au propriétaire terrain si elles sont privées. La réalisation de cet ouvrage sera aussi génératrice d'emplois, temporaires ou permanent au profit de la

jeunesse de la localité, ce qui contribuera à la réduction du chômage et de la pauvreté dans la région.

La réalisation de notre pont occasionnera l'amélioration du cadre de vie de la population par le développement des infrastructures routières, facilitant ainsi le déplacement vers les autres localités, sur le plan sécuritaire, il est attendu une réduction considérable du risque d'accident de noyades.

➤ Impact négatif

La mise en œuvre de cet ouvrage d'art engendrera inévitablement des impacts négatifs au sein de la zone d'intervention. L'extraction des matériaux, notamment par l'exploitation des carrières d'emprunt, expose le sol à des phénomènes d'érosion et conduit à son appauvrissement, ce qui accroît les risques de pollutions dues à la présence de substances chimiques, telles que les hydrocarbures, ou à des rejets accidentels de divers déchets. Ces facteurs altèrent sensiblement la biodiversité locale affectant la faune et la flore, et peuvent entraîner la disparition d'espèces halieutiques dans le fleuve MONO. Par ailleurs, l'utilisation d'engins de terrassement intensifie la nuisance sonore et favorise la pollution atmosphérique, notamment par l'émission de dioxyde de carbone, dioxyde de soufre, monoxyde d'azote et particules de plomb en suspension, susceptible d'être à l'origine de pathologies au sein des populations riveraines.

En outre, ces conditions peuvent entraîner des risques d'accident, voire de mortalité parmi le personnel intervenant sur le chantier. Il convient également de noter que la méconnaissance des us et coutumes locaux ou la détérioration des conditions de travail de la main d'œuvre locale peuvent constituer des sources potentielles de conflit.

II.2.1.3. Mesures d'atténuation

En considération des répercussions inhérentes à la mise en œuvre de l'ouvrage dans la localité étudiée, diverses mesures ont été adoptées afin de réduire les impacts susceptibles d'être engendrés par les travaux. Ces dispositions peuvent être énumérées comme suit :

- La maîtrise des nuisances sonores générées par les équipements, notamment lorsque le niveau sonore excède 70 décibels, sera assurée par la mise à disposition de dispositifs anti-bruit pour l'ensemble du personnel intervenant sur le chantier.
- Sur le plan de l'hygiène, l'entreprise mettra en place une série de mesures comprenant la construction de sanitaires modernes adaptés aux besoins des ouvriers, l'entretien hebdomadaire de la base-vie, ainsi que l'installation de dispositifs de collecte des déchets conformes aux standards en vigueur pour une gestion efficace des résidus sur le site.

- La prévention contre les pathologies (telles que les maladies sexuellement transmissibles, le paludisme et la covid 19) sera assurée par un suivi médical rigoureux et organisé de façon régulière pour l'ensemble du personnel.
- Un respect strict des us et coutumes locaux sera observé, en concertation avec les autorités religieuses de la communauté, tout en veillant à l'application scrupuleuse des réglementation et directives internes.
- Afin de limiter le risque de pollution des eaux par les substances chimiques et les déchets, la mise en œuvre d'une politique de gestion efficace des résidus sera appliquée.
- Etant donné du déboisement conséquent qui occasionné par le chantier, des actions de réhabilitation environnementale seront entreprise, incluant le reboisement des berges et des abords, ainsi que l'aménagement le long des voies de raccordement à l'ouvrage.
- La réduction des émissions de poussières sera assurée par la limitation de la vitesse des engins de terrassement et l'humidification régulière des sols.

II.2.2. Données d'étude topographique

L'étude topographique constitue la première étape technique réalisée sur le site, consécutivement à l'étude d'impact environnemental. Cette approche consiste principalement à effectuer des levées de points sur le terrain ; l'ensemble de ces points constitue un semi de points, la collecte étant réalisée dans une maille de 1km² dans la zone d'étude. L'obtention de ces semis permettra, par la suite, de tracer les profils en long et a travers du site.

Cette démarche offre une première représentation du relief de la zone à étudier. Elle permet, en outre d'identifier et de caractériser précisément l'éventuel obstacle, tel que la brèche à franchir. Après repérage, une enquête auprès de la population locale est entreprise afin de recueillir les indications sur le niveau d'eau maximal observé sur le site. Ces informations garantissent l'établissement d'un PHE provisoire qui servira de référence pour déterminer la cote intrados de l'ouvrage.

La hauteur comme la longueur ne pourront être définies de façon définitive qu'après validation des résultats issus de l'étude hydraulique. La confirmation du profil hydraulique établi permettra dès lors d'arrêter les dimensions définitives de l'ouvrage.

L'ensemble des plans (profils en long selon l'axe de l'ouvrage, etc. ...) sera produit à l'aide du logiciel Covadis.

Le profil en long produit par le logiciel Covadis est présenté par la Figure II-1, cette image présente la cote intrados de l'ouvrage en fonction du PHE.

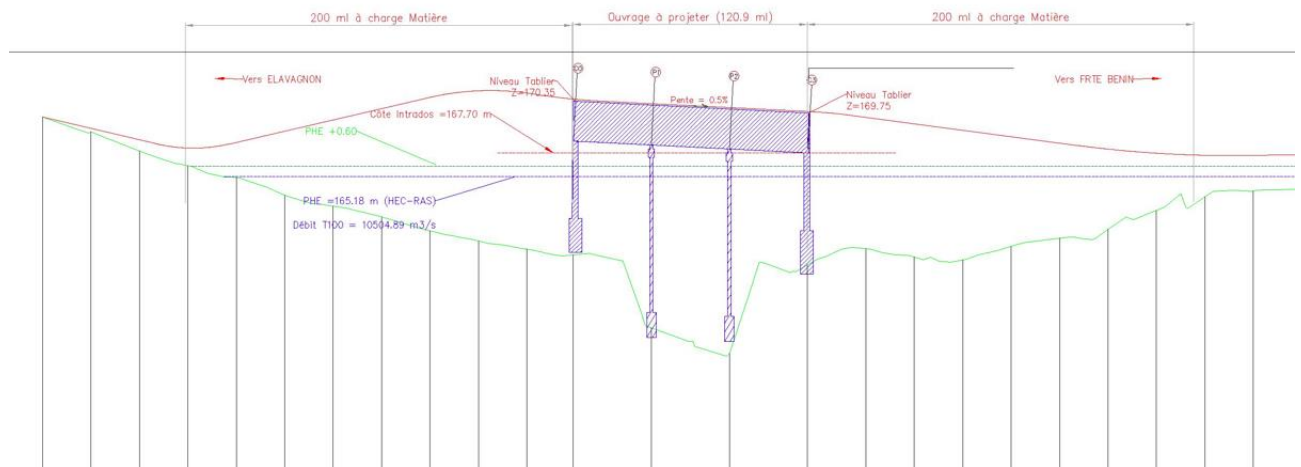


Figure II-1 : profil en long

II.2.3. Données d'étude géotechnique [4]

L'étude géotechnique est l'une des études les plus importantes dans la mise en place de l'ouvrage. Elle a permis de connaître la profondeur d'ancrage des semelles des différents appuis (culée C3, piles P1, piles P2, culée C0). Cette profondeur d'ancrage est fixée après plusieurs sondages et essais au laboratoire, grâce aux différents sondages réalisés aux différents points où seront faites les implantations de nos appuis indiqués dans la Figure II-2. Ils ont pour but de trouver la roche saine où se reposeront les fondations de l'ouvrage. Il faut noter que tous les sondages et les essais qui seront cités sont réalisés au Laboratoire National de Bâtiment et Travaux Publics (LNBTP). Nous avons donc comme sondage :

- Sondages carottés : dans le but de connaître la nature et les épaisseurs des couches du sol ;
- Sondages pressiométriques : dans le but de connaître la résistance du sol.

Plusieurs essais ont été réalisés au laboratoire on peut donc citer :

- Analyse granulométrique par tamisage à sec ;
- Analyse granulométrique par sédimentations ;
- Limites d'Atterberg ;
- Équivalent de sable ;
- Teneur en eau ;
- Compression uni axiale sur roche.

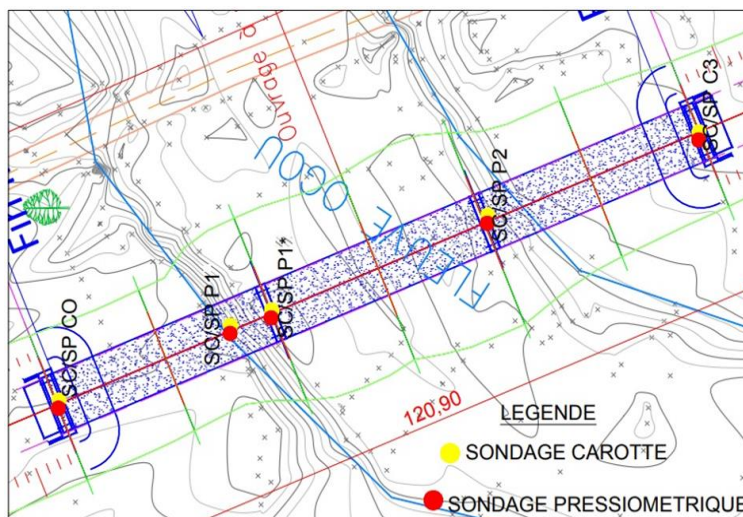


Figure II-2 : plan d'implantation des points de sondage

II.2.3.1. Sondages carottés

Trois sondages carottés, notés SC-C0, SC-C3 au droit des culées et SC-P1 au droit de la pile P1 ont été réalisés par le LNBTP, l'accès difficile aux points de sondage de la pile P2 le LNBTP n'a réalisés aucun sondage à ce niveau.

Les sondages ont été réalisés jusqu'à 15m de profondeur au droit de nos trois éléments (C0, C3, P1), nous avons donc obtenu des échantillons des différentes couches observer tout en identifiants les différentes épaisseurs de ces couches présentées dans l'Annexe 2.

Ces sondages réalisés ont mis en évidence :

- Une première couche superficielle sableuse d'environ 40cm d'épaisseur. Sont des matériaux fins avec une teneur en fines comprises entre 40% et 74% ,des essais ont été réalisés sur les échantillons prélevés selon le GTR ces matériaux seraient de classe A3 ;
- En dessous de la faible couche sableuse nous observons un sable fin peu argileux avec une teneur en fines comprises entre 48% et 62% ce qui correspond à un matériaux d classe A2, cette couche n'est observable qu'au droit de la culée C0 et la pile P1. Au niveau de la culée C3 nous avons une couche de sable limoneux aucun essai n'a été réalisé sur cette couche, la pile P2 présente une couche de sable de 1,7m de profondeur ;
- Comme troisième couche on trouve un rocher grisâtre sous 3 aspects :
 - La roche altérée : elle est identifiable a 3,6m au droit de la pile P1, a 6,7m au niveau de la culée C3, a 2m au niveau de la pile P2, la teneur en fine mesurée est de 31% et est classée en B6 selon le GTR ;
 - La roche fragmentée : identifiée au-dessous de l'altération à plus de 4m de profondeur,

- La roche saine : identifiée à partir de 6m au droit de la pile P1 et a 8m au droit de la culée C3

On observe une homogénéité dans la stratigraphie des appuis du futur ouvrage avec une légère variation au niveau de la culée C3, donc la profondeur à parcourir pour atteindre la roche saine au droit de la culée C3.

II.2.3.2. Sondages pressiométriques

Nous Avons 3 sondages pressiométrique, notée SP-C0, SP-C3, SP-P1 ; les sondages sont réalisés grâce à un tricône, jusqu'à 6,9m de profondeur au droit de C0, 6m a la pile P1 et 8m a la culée C3.

Le sondage pressiométrique nous permet de déterminée la pression limite nette (P_{l*}) qui correspond à la rupture du sol qui est utilisée dans les calculs de portance ; et le module pressiométrique (E_M) caractérisant la compressibilité du sol et permettant l'estimation du tassement.

Nous avons eu la confirmation des couches par les sondages cités au-dessus, nous procéderons couches par couche.

- C0 et P1 : couche meuble constituée de sols sableux peu argileux. 10 essais pressiométrique ont été réalisés dans cette couche sur une épaisseur variant 3m à 4m de profondeur, nous obtenons les résultats suivants :
 - Module pressiométrique : $1,9\text{MPa} < E_M < 31\text{MPa}$ (moyenne harmonique de 7MPa), les résultats sont présentés dans le Tableau II-1
 - Pression limite : $0,28\text{MPa} < P_{l*} < 3,38\text{MPa}$ (moyenne géométrique de 1,06MPa) le Tableau II-2 présente les résultats obtenus. Les valeurs indiquent une compacité à faible moyenne.

Tableau II-1 valeurs des modules pressiométriques mesurés dans les sables

E_M					
	Nombre d'essais	Mim	Max	Moyenne harmonique	Écart-type
Sables peu argileux	10	1,9MPa	31MPa	7MPa	10,26 MPa

Tableau II-2 valeurs des modules pression limites mesurés dans les sables

P_{l*}					
	Nombre d'essais	Mim	Max	Moyenne harmonique	Écart-type
Sables peu argileux	10	0,28MPa	3,38MPa	1,06MPa	1,05 MPa

➤ C3 : couche sablo-limoneuse

Ici 2 essais pressiométrique ont été réalisés dans cette couche sur une épaisseur de 2,2 nous avons les résultats suivants :

- Module pressiométrique : $3,3\text{MPa} < E_M < 6,8\text{MPa}$ (moyenne harmonique de $4,4\text{MPa}$)
- Pression limite : $0,31\text{MPa} < P_{l*} < 0,36\text{MPa}$ (moyenne géométrique de $0,33\text{MPa}$).

Ces valeurs indiquent une compacité faible. La répartition des valeurs après les essais pressiométriques dans le sable est représentée dans la Tableau II-3.

Tableau II-3 valeurs des modules pressiométrique mesurés dans les sables limoneux

E_M					
	Nombre d'essais	Mim	Max	moyenne harmonique	écart-type
Sables limoneux	2	3,30 MPa	6,8MPa	4,4MPa	2,47MPa

Tableau II-4 valeurs des pression limite mesuré dans les sables limoneux

P_{l*}					
	Nombre d'essais	Mim	Max	moyenne harmonique	écart-type
Sables limoneux	2	0,31 MPa	0,36MPa	0,33MPa	0,04MPa

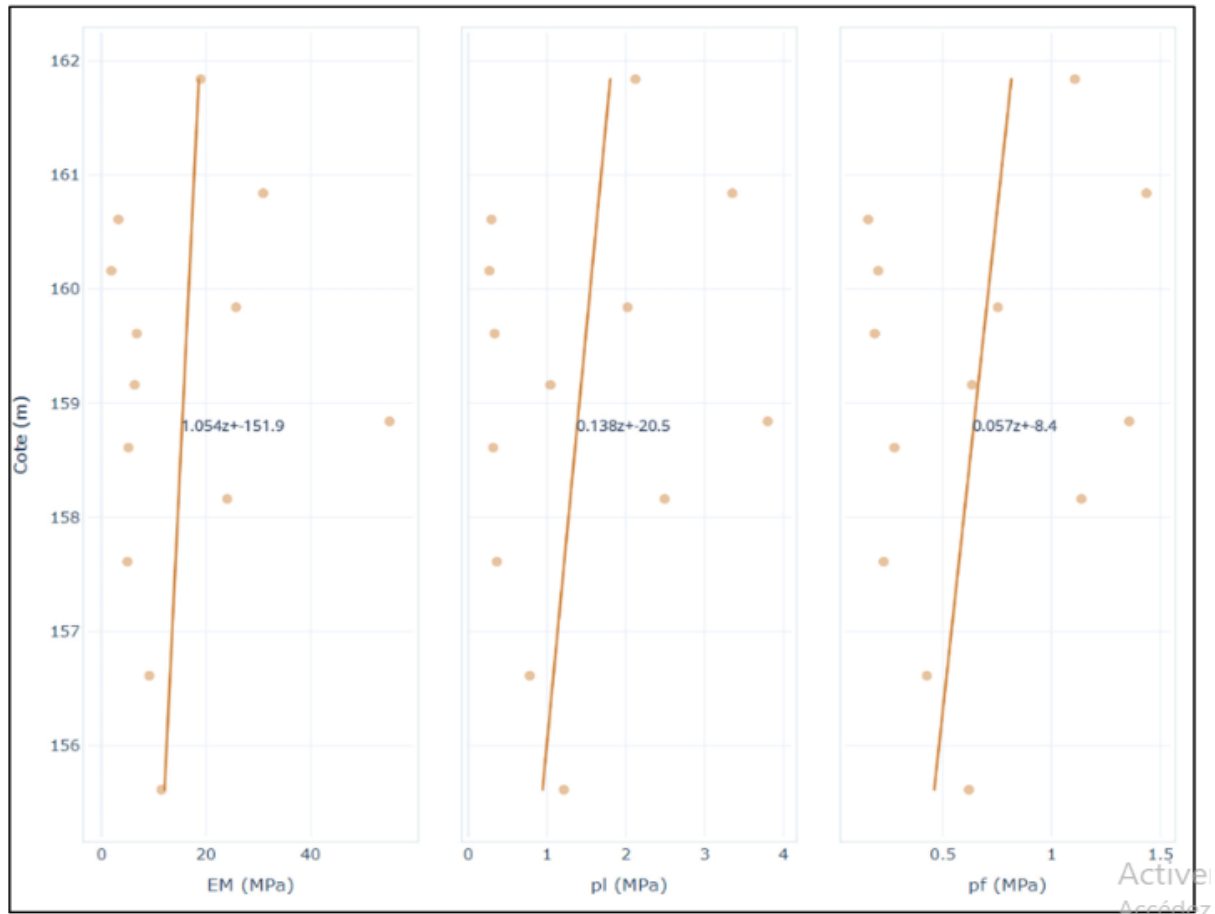


Figure II-3 : répartition des valeurs pressiométrique mesurées dans les sables

➤ Un substratum altéré

3 essais pressiométrique sont réalisés dans cette couche et ont donné les résultats suivants :

- Module pressiométrique : $23,9\text{MPa} < E_M < 55,2\text{MPa}$ (moyenne harmonique de $33,4\text{MPa}$)
- Pression limite : $2,75\text{MPa} < P_{l*} < 3,84\text{MPa}$ (moyenne géométrique de $3,22\text{MPa}$).

La valeur obtenue indique une bonne compacité du sol

Tableau II-5 valeurs des modules pressiométriques mesurés dans la roche altéré

E _M					
	Nombre d'essais	Mim	Max	Moyenne harmonique	écart-type
sables limoneux	3	23,9 MPa	55 ,2MPa	34,4MPa	23,13MPa

Tableau II-6 valeurs des pression limite mesuré dans la roche altéré

P _{l*}					
	Nombre d'essais	Mim	Max	Moyenne harmonique	Écart-type
Sables limoneux	3	2,75 MPa	3,84MPa	3,22MPa	0,55MPa

➤ Un substratum fragmenté a sain

9 essais pressiométrique ont été réalisés dans cette couche nous avons les résultats suivants :

- Module pressiométrique : $86,8\text{MPa} < E_M < 684,3\text{MPa}$ (moyenne harmonique de $254,5\text{MPa}$)
- Pression limite : $4,91\text{MPa} < P_{I*} < 5,06\text{MPa}$ (moyenne géométrique de 5MPa).

Ces valeurs indiquent une compacité très élevée.

Suite au essais pressiométrique dans la roche altéré nous obtenons la répartition des valeurs pressiométrique présenté dans le tableau Figure II-4 : Répartition des valeurs pressiométriques mesurées dans la roche altérée a saine.

Tableau II-7 valeurs des modules pressiométriques mesurés dans la roche saine à fragmentée

E_M					
	Nombre d'essais	Mim	Max	Moyenne harmonique	écart-type
Sables limoneux	9	86,8MPa	684,3MPa	254,5MPa	158,32MPa

Tableau II-8 valeurs des pression limite mesuré dans la roche saine à fragmentée

P_{I*}					
	Nombre d'essais	Mim	Max	Moyenne harmonique	Écart-type
Sables limoneux	9	4,91 MPa	5,04MPa	5MPa	0,5MPa

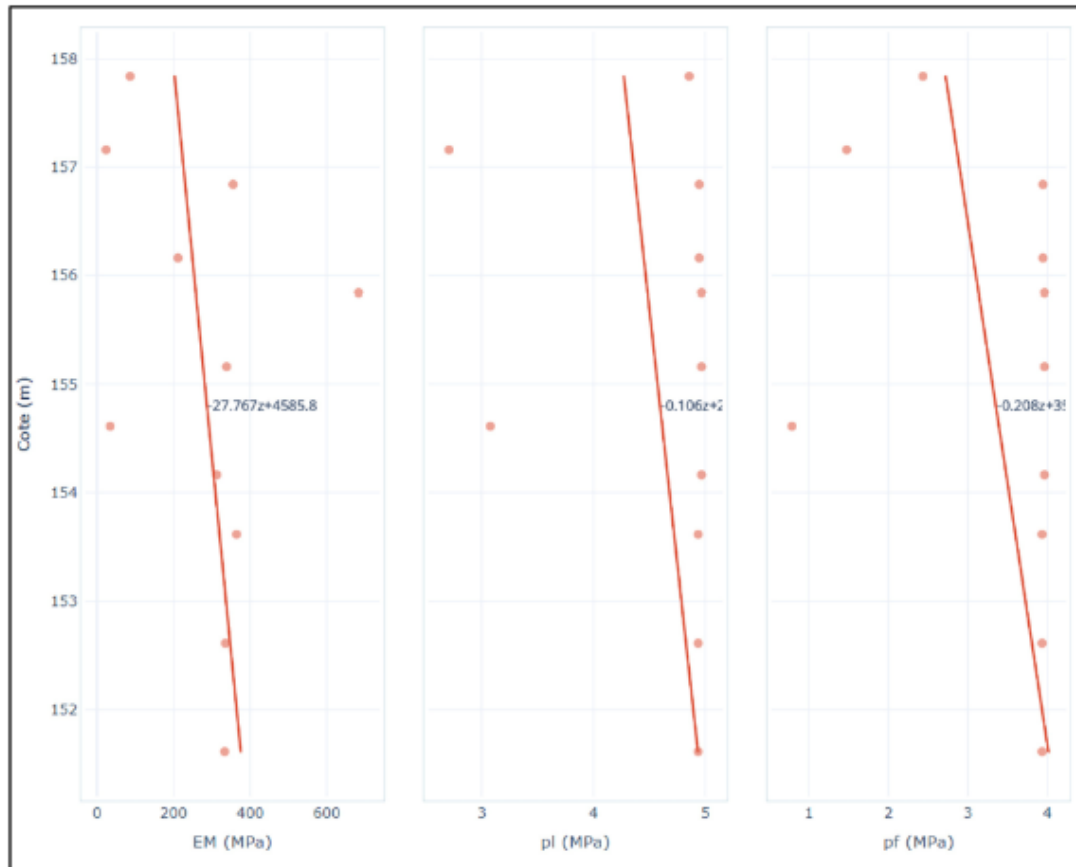


Figure II-4 : Répartition des valeurs pressiométriques mesurées dans la roche altérée à saine

Avec les différentes valeurs obtenues à l'issue des différents sondages pressiométrique des essais réalisés par le LNBTP, les deux sondages ont été réalisés au même emplacement. Ci-dessous les graphiques établis par le LNBTP, représentant les paramètres mesurés en relation avec la profondeur.

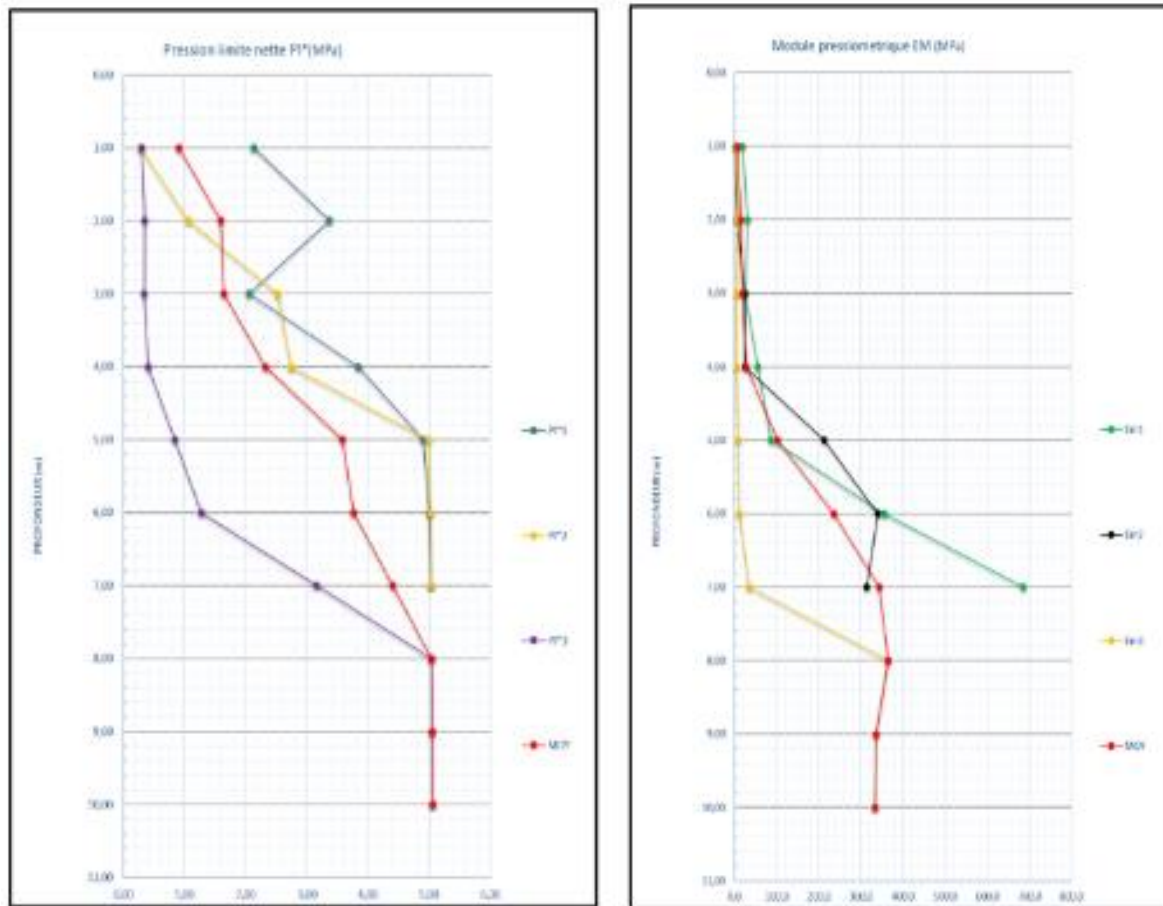


Figure II-5 : valeur de la pression limite et module pressiométrique en fonction de la profondeur

II.2.3.3. Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire suivants ont été réalisés :

- Analyse granulométrique par sédimentation,
- Limites d'Atterberg,
- Equivalent de sable,
- Teneur en eau,
- Compression uni axial sur roche,
- Essais œdométriques.

Des prélèvements sur des site d'emprunt ont été fait, les échantillons prélever seront aussi utiliser pour les essais nous en dénombrons au total 8 échantillons en plus des différents prélèvements fait au droit des appuis. (Voir les résultats dans le tableau dans l'Annexe 1)

II.2.4. Données d'étude hydraulique [5]

L'étude hydraulique nous permettra en premier lieu d'avoir les crues du projet par les aspects du débit de pointe, pour obtenir ces débits, puis une estimation du temps de concentration avec les différentes formules appropriées, et pour finir une estimation du débit de pointe par des formules empiriques. Grâce à toutes ces informations que nous avons réussi à collecter nous avons obtenu notre PHE ce qui nous a permis de caler la cote intrados de notre ouvrage.

Le climat dominant dans notre zone étude est le climat tropical de type soudanais se caractérisant par 2 saisons la première pluvieuse de mai à octobre et la deuxième sèche qui va de novembre à avril, le relief de classe R5 est dominant, nous sommes dans une zone à forte pente (pente longitudinal comprise entre 2 et 5% et une pente transversale entre 8 et 20%).

L'étude climatique est basée sur l'exploitation des données pluviométrique à l'intérieur du bassin le tout sur un intervalle de 1969 à 2022. Le Tableau II-9 nous donne les informations caractéristiques du bassin versant de SIRKA et la figure Figure II-6 quant à elle présente une carte du bassin tout en indiquant l'exutoire.

Tableau II-9 : caractéristiques morphométriques du bassin versant

Rivière	Bassin versant	Surface (km ²)	Périmètre (km)	Rectangle équivalent	Ig (m/km)
Ogou	BV sirka	4006,49	415,507	188,23	1,52

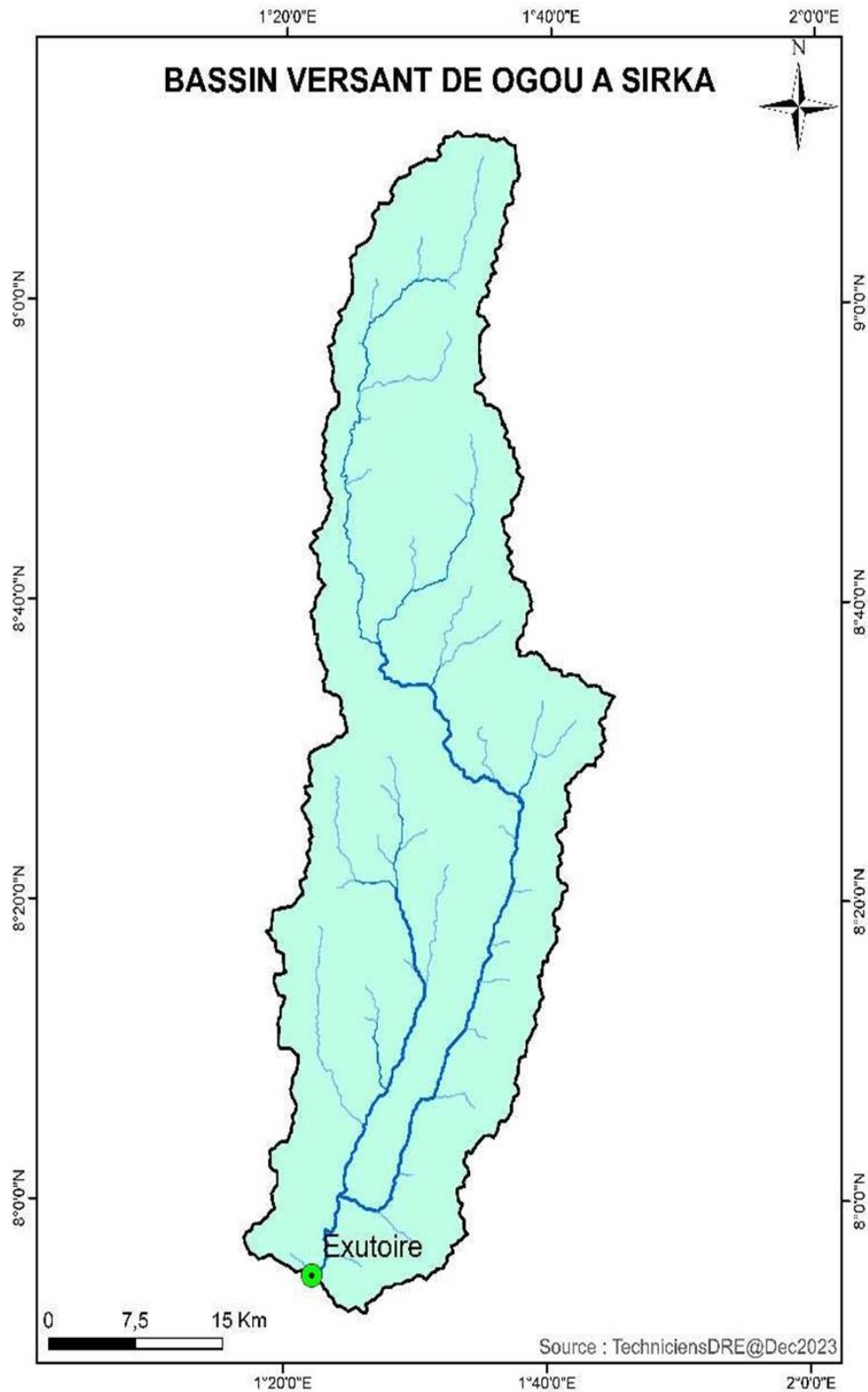


Figure II-6 : bassin versant de ogou à SIRKA avec reseau hydrographique

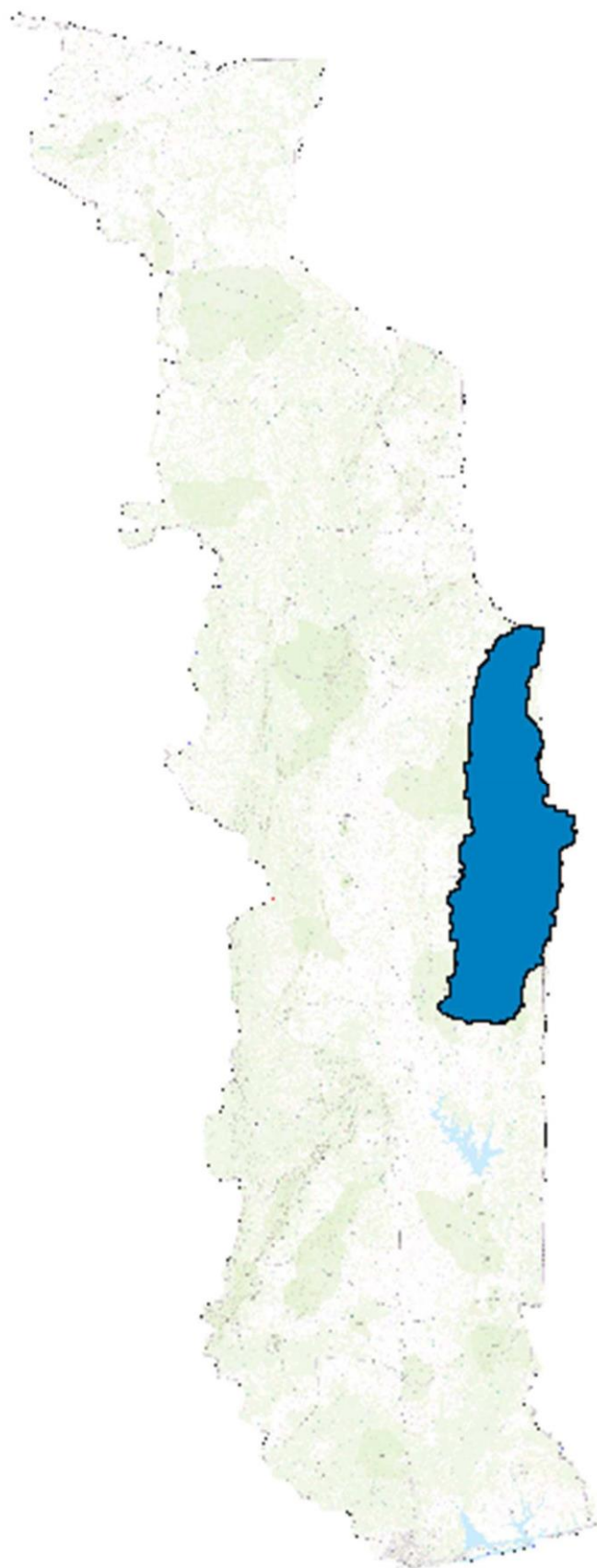


Figure II-7 situation du bassin versant de ogou à SIRKA

➤ Estimation du temps de concentration T_c

Le temps de concentration est le temps mis par la dernière goutte d'eau pour parcourir le chemin hydraulique entre le point le plus loin possible de l'exutoire. Pour calculer le T_c nous avons utilisé plusieurs formules ensuite nous avons éliminé les valeurs les plus grandes et les valeurs les plus petites, la valeur de la moyenne des valeurs restant est reconnue comme notre temps de concentration définitive. Les débits obtenus pour chaque formule sont consignés dans le Tableau II-14

Parmi ces formules utilisées nous listons ceux-ci

- Formule de Kirpich

$$t_c = 1/52 \times \frac{L^{1,15}}{H^{0,38}}$$

t_c : temps de concentration (minutes)

L : longueur maximale du parcours d'eau dans le bassin versant en (m)

H : dénivelé entre l'exutoire et le point le plus éloignés du BV

- Formule de Ventura

$$t_c = 0,127 \times \sqrt{\frac{S}{I}}$$

S : Surface du BV (km^2)

I : la pente

- Formule de passini

$$T_c = 0,108 \times \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{I}}$$

S : Surface du BV (km^2)

I : la pente

L : longueur maximale du thalweg (km)

Tableau II-10 temps de concentration retenu pour le BV

BV	ventura	Espagnole	Van te chow	Californienne	kirpich	passini	Valeur retenue
BV sirka	3917,281	2214,043	829,638	2555,791	1167,998	4838,65	2587,234

➤ Estimation des débits de pointe

Deux facteurs essentiels sont pris en compte pour le calcul des débits avec différentes formules empiriques, ces facteurs sont entre autres :

- Le gradient topographique du BV, par le biais de sa pente ou de sa dénivelée.

- La taille du BV, par le biais de sa surface et de sa longueur.

Formule utiliser sont lister ci-dessous

- La méthode ORSTOM

Généralement utilisée pour les BV ayant une superficie inferieure à 200km²

$$Q_{\max(10)} = k \cdot K_r \left[\frac{C \cdot P_{10} S}{3,6 T_b} \right]$$

k : coefficient de pointe, correspondant à la crue décennale ;

K_r : coefficient de ruissellement ;

C : coefficient d'abattement de la pluie qui est fonction de la superficie du BV en (km²) et de la pluviométrie annuelle en mm ;

P₁₀ : pluie journalière décennal en mm ;

T_b : temps de basse de la crue en heure

- Méthode CIEH

$$Q_{10} = a S^s I_g^i P_{an}^p P_{M10}^e K_{r10}^k D_d^d$$

a, sp, ig, kr₁₀, d sont des coefficients d'ajustement déterminés par régressions multiples

- Formule de Maillet et GAUTHIER

L'énoncé de la formule de maillet Gauthier pour l'estimations de la crue de période de retour T (courtage ,1951) est :

$$Q(T) = 2 * l * \log_{10}(1 + a * H) * \left(\frac{S}{\sqrt{l}} \right) * \sqrt{1 + 4 * \log_{10}(T) - \log_{10}(s)}$$

Les calculs nous donnent les résultats consignés dans le *Tableau II-11*

Q(t) est le débit de pointe, T= 100ans, le temps de retour, A=superficie du BV en km² H est la hauteur des pluies H= 1143mm, le coefficient A= 30 (le coefficient 30 dépend de l'irrégularité des pluies arrosés dans le bassin)

Tableau II-11 paramètres d'entrés utilisés maillet et gautier

Nom du BV	Coef de ruissellement	Surface (km ²)	Longueur (km)	Pente (n/m)	Formule	Débit (m ³ /s)
BV ogou OA15	0,4	4006,49	197,4	0,0152	Mallet et Gautier	10504,889

- Formule de Fuller

$$Q(T) = (1 + a * \log(t)) * \left(S^{0,8} + \frac{8}{3} * S^{0,5} \right) * \frac{4}{3} * N / 100$$

Notre temps de retour est de 100ans

a : est le coefficient régional fonction du climat de 0,7 à 3,5, nous prendrons a= 0,80 pour la region aride, S la superficie du BV. Les résultats obtenus sont regroupés dans le *Tableau II-12*

Tableau II-12 paramètres d'entrés utilisés fuller

Nom du BV	Coef de ruissellement	Surface (km ²)	Longueur (km)	Pente (n/m)	Formule	Débit (m ³ /s)
BV ogou OA15	0,4	4006,49	197,4	0,0152	Fuller	3165,501

- Formules de hazen et Lazarevic

$$Q(1000ans) = aS^b$$

a et b sont les paramètres dont les valeurs régionales sont résumées dans le tableau ci-dessous, ces valeurs varient en fonction de la situation géographique de la zone et de sa pluviométries annuelle.

Le passage des débits 1000 aux débits des différentes périodes de retour se fait via in coefficient a de Fuller 1, par la relation suivante :

$$Q(t) = Q(1000) * (1 + a \log T)/(1 + a \log 1000)$$

Tableau II-13 paramètres d'entrés utilisés hazan lazarevic

Nom du BV	Coef de ruissellement	Surface (km ²)	Longueur (km)	Pente (n/m)	Formule	Débit (m ³ /s)
BV ogou OA15	0,4	4006,49	197,4	0,0152	Hazan Lazarevic	3791,75

Tableau II-14 tableau recapitulatif des debit obtenus

Rivière	BV	Méthode CIEH	Méthode IRD	Mallet Gautier	Fuller	Hazan Lazarevic
ogou	BV sirka	3917,281	2214,043	10504,89	3165,501	3791,75

On prendra le débit obtenu par la formule Mallet Gautier pour la détermination du PHE.

➤ Modélisation avec HEC-HMS

Le modèle HEC-HMS est un modèle hydrologique qui permet d'estimer un hydrogramme de crue pour un épisode pluvieux donné. La méthode SCS (soil conservation service) du Curve Numbers (CN) a été utilisé pour l'estimation, la moyenne des hydrogrammes des différents bassins versants de notre zone d'études pour obtenir l'hydrogramme normalisé, le CN est une constante prise entre (0-100), on prendra CN (69) la précipitation de pluie sur une période centennal est de 1143 mm voir Annexe 3.

Tableau II-15 données utilisées pour la modélisation

Rivière	BV	Surface (km ²)	CN	t _c (min)	Précipitation T100(mm)
Ogou	sirka	556,54	69	2733	1143

Le but de la modélisation hydraulique avec HEC-RAS est de déterminer le PHE retenue en fonction du débit choisi, parmi tous les débits déterminer nous avons retenu le débits obtenue grâce à la formule de **Mallet Gautier** : $Q(T) = 10505,89m^3/s$ ce qui nous donne un PHE= 165,18m

- Tirant d'air air

Le tirant d'air est considéré comme moyen de défense contre le charriage des corps flottants, des branches d'arbres ou des souches qui peuvent, au passage sous un pont, s'accrocher et boucher peu à peu les sections d'écoulement, mettant ainsi l'ouvrage en danger d'être en charge. Pour des ponts d'une longueur inférieure ou égale à 50m, on adopte en général un tirant d'air au moins égal à :

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

Notre ouvrage se trouve dans une zone à végétation arbustive dense le tirant d'air est de 2m on ajoutera 0,52m qui est la surélévation du niveau d'eau dû à la présence de l'ouvrage notre tirant d'aire est donc de 2,52m notre cote intrados est de 167,7m.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'établir, les études topographiques, géotechniques, hydraulique et d'impacts environnementaux préliminaires, déterminant ainsi les niveaux d'implantation de l'ouvrage ($\mp 0,52 m$ des nivellements de site à 167m).

II.3. Méthodologie

Ce chapitre sera consacré à l'étude et à la vérification des différentes parties de l'ouvrage. Il faudra entre autres :

- Déterminer les différents charges et surcharges qui seront supportés par l'ouvrage
- Faire une étude et une vérification des différentes structures et équipements de l'ouvrage

II.3.1. Étude du tablier

Le logiciel ROBOT RSA15 a permis la détermination des sollicitations dans la dalle ; l'ouvrage est modélisé comme suit :

- 3 tabliers chacune de 40,3 m de long sur une largeur de 11 m.
- Le tablier est soutenu par trois ligne de poutre à caisson
- Les surcharges et les charges de roulement sont disposées selon l'Eurocode 2 [6] .

II.3.1.1. Évaluation des charges et surcharges

L'ouvrage doit être en mesure de supporter les efforts qui lui seront appliqué à savoir :

- La charge permanente
- La charge permanente complémentaire
- Les surcharges routières

➤ La charge permanente

La charge permanente des éléments acier du pont avec masse volumique de 77 kN/m^3 , la hauteur des aciers est de 1,6m avec une longueur de 120,9m et une largeur de 11m l'ensemble des calcul présenté dans le Tableau II-16

Tableau II-16 tableau des poids propres

Eléments	Epaisseur	Surface	Poids volumique(kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Tablier	0,35		25	8,75
Poutres(11,4m)	1,6	1,14	77	123,2
Entretoises	0,2	0,8	77	15,4
TOTAL				147,35

➤ Charge permanente complémentaire

Ce sont les éléments de la superstructure de l'ouvrage, nous appliquerons des coefficients minorateur et majorateurs pour obtenir des valeurs caractéristiques maximal ou minimales ; ces

coefficients sont définis dans l'article 5.2.3 de l'EN1991-1-1 [6] , l'ensemble des charges des différentes élément sur le tablier sont consigné dans le Tableau II-17.

Tableau II-17 tableau des charges des elements de la superstructure

<i>Éléments</i>	<i>Nbr</i>	<i>Poids linéique (kN/m)</i>	<i>poids volumique (kN/m3)</i>	<i>épaisseur moyenne (m)</i>	<i>Largeur</i>	<i>K_{min}</i>	<i>K_{max}</i>	<i>G nominal (KN/m)</i>	<i>Gmin (KN/m)</i>	<i>Gmax (KN/m)</i>
<i>étanchéité (feuille préfa monocouché)</i>	<i>1</i>		<i>24</i>	<i>0,02</i>	<i>10</i>	<i>0,8</i>	<i>1,2</i>	<i>4,8</i>	<i>3,84</i>	<i>5,76</i>
<i>enrobé BBSG</i>	<i>1</i>		<i>24</i>	<i>0,08</i>	<i>7</i>	<i>0,8</i>	<i>1,4</i>	<i>13,44</i>	<i>10,45</i>	<i>16,13</i>
<i>Trottoir de gauche</i>	<i>1</i>		<i>24</i>	<i>0,315</i>	<i>1,5</i>	<i>0,9</i>	<i>1</i>	<i>11,34</i>	<i>10,21</i>	<i>11,34</i>
<i>Trottoir de droite</i>	<i>1</i>		<i>24</i>	<i>0,315</i>	<i>1,5</i>	<i>0,9</i>	<i>1</i>	<i>11,34</i>	<i>10,21</i>	<i>11,34</i>
<i>Longrine de rive de gauche</i>	<i>1</i>		<i>25</i>	<i>0,369</i>	<i>0,48</i>	<i>1</i>	<i>1</i>	<i>4,43</i>	<i>4,43</i>	<i>4,43</i>
<i>Longrine de rive de droite</i>	<i>1</i>		<i>25</i>	<i>0,369</i>	<i>0,48</i>	<i>1</i>	<i>1</i>	<i>4,43</i>	<i>4,43</i>	<i>4,43</i>
<i>Dispositif de retenue de gauche</i>	<i>1</i>	<i>0,25</i>				<i>1</i>	<i>1</i>	<i>0,25</i>	<i>0,25</i>	<i>0,25</i>
<i>Dispositif de retenue de droite</i>	<i>1</i>	<i>0,25</i>				<i>1</i>	<i>1</i>	<i>0,25</i>	<i>0,25</i>	<i>0,25</i>
<i>mats d'éclairage</i>	<i>1</i>	<i>0,1</i>				<i>1</i>	<i>1</i>	<i>0,1</i>	<i>0,1</i>	<i>0,1</i>
<i>TOTAL</i>								<i>50,38</i>	<i>44,17</i>	<i>54,03</i>

➤ **Surcharge routière**

Notre ouvrage supporte un trafic de classe 2 au sens de l'article 4.3.2(3) de l'EN 1991-2 [7] la largeur roulable de la chaussée w est de 7m pour le tablier 11m de large. L'ouvrage comporte aussi 2 voies conventionnelles de 3m chacune avec une aire résiduelle de 1m l'Annexe 5 présente l'ensemble des charges roulante et charges de freinage présente sur le tablier.

On distingue :

❖ **Modèle LM1**

- Charge verticale sur la chaussée

Le modèle de charge LM1 est le modèle de trafic routier principal de l'Eurocode 1 pour le dimensionnement des ponts, représentant les effets extrêmes habituels du trafic par une combinaison de convois concentrés et d'une charge uniformément répartie sur la chaussée.

Nous avons 2 voies et une voie résiduelle.

Ce modèle comprend 2 types de charge simultanée :

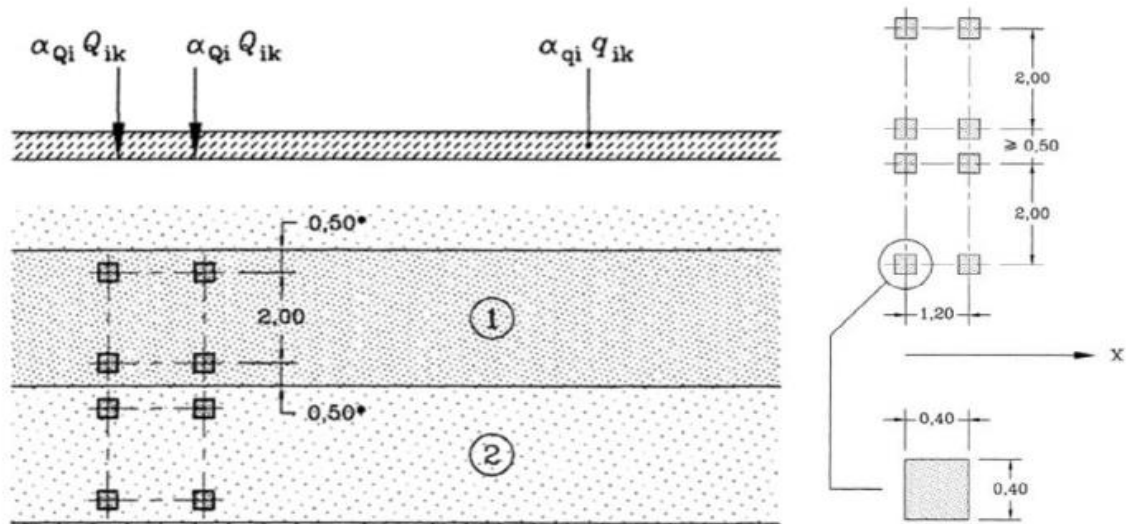


Figure II-8 : model de chargement LM1[7]

- ❖ Charge uniformément répartie UDL[6] sur les 2 voie de notre ouvrage chacun espacés de 3m plus 1m pour l'air résiduel avec :

UDL-V1=6,3kPa,

UDL-V2=2,5kPa ;

- ❖ Des charges concentrés TS de type tandem (double essieu)[7] avec :

TS-V1=270 kN a l'essieu pour la voie 1

TS-V2=160kN a l'essieu pour la voie 2

- Charges horizontales

Les charges horizontales sont les efforts de freinage /accélération des charges routière

$$Q_{lk} = \min(0,60 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1} \cdot q_{1K} \cdot W_l \cdot L; Q_{lk \max})$$

$$Q_{trk} = 25\%Q_{lk}$$

Tableau II-18 tableau representant les charges de freinage convoie LM1

Longueur de l'ouvrage	$Q_{lk}(\text{KN})$	$Q_{trk}(\text{KN})$
120,9	552,5	138,125

- Charge surfacique avec un essieu de TS

Tableau II-19 tableau des charges sous le chargement TS

$Q_{lk}(\text{kPa})$	$Q_{trk}(\text{kPa})$
506,3	126,6

❖ Modèle LM2

Le modèle de charge LM2 est un modèle simplifié de l'Eurocode 1 [7], elle permet de faire la vérification locale sur les ponts routiers, elle est constituée d'un couple d'essieux ponctuel voir *Figure II-9*

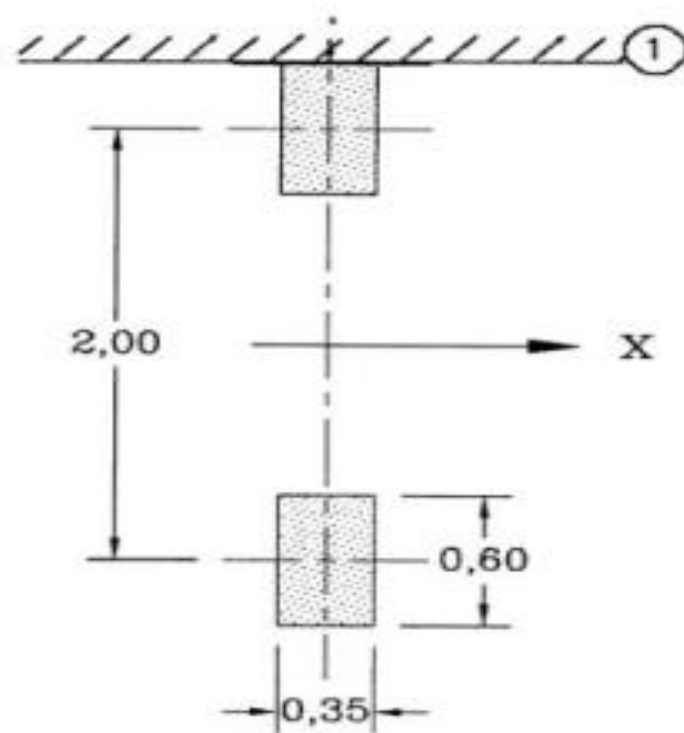


Figure II-9 : model de chargement LM2 [7]

$$\beta_Q Q_{ak} = \beta_Q * Q_{ak}$$

$$\beta_Q Q_{ak} = 320\text{KN}$$

❖ Modèle LM3

Le modèle LM3 est constitué de charge de 6 lignes d'essieu de 150 kN pour un poids total de 900kN. Elle est un modèle optionnel de l'Eurocode 1, représentant les convois exceptionnels ou véhicules spéciaux.

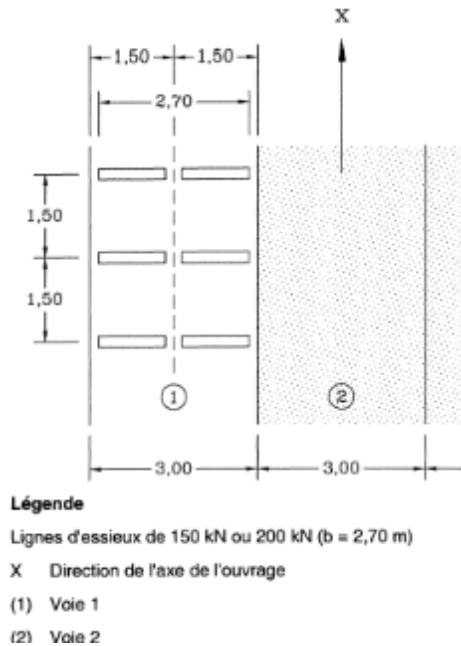


Figure II-10 : modèle de chargement LM3 [7]

- Charge verticale

Les véhicules spéciaux sont associés au modèle LM3. Les différentes charges de freinage sont répertoriées dans le Tableau II-20

Tableau II-20 tableau des charges speciaux Mc120 et Me120

	LM3 Mc120	LM3 Me 120
Q_v	90,2KPa	550KPa

Voir Annexe 5 les calculs des charges et freinage routière

II.3.1.2. Combinaisons de charge

Nous procéderons à des combinaisons de charges à l'ELS et à l'ELU voir Annexe 6, ses combinaisons sont classées en différent catégories selon l'EUROCODE 2[6] :

- ELS Quasi-permanent

$$G_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Équation 1

$$C_{QPI} = G_k + \Delta\delta + 0,50T_k$$

- ELS fréquent

$$G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Équation 2

$$C_{fr1} = G_k + \Delta\delta + gr1a, freq(0,75TS + 0,40UDL) + 0,50T_k$$

$$C_{fr2}=Gk+\Delta\delta + gr1b, freq(0,75LM2)$$

$$C_{fr3}=Gk+\Delta\delta + gr3, freq(0,4qfk) + 0,50Tk$$

$$C_{fr4}=Gk+\Delta\delta + 0,60Tk$$

➤ **ELS caractéristique**

$$Gk+Q_{K,1} \cdot \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i} \quad \text{Équation 3}$$

$$C_{car1}=Gk+ \Delta\delta + gr1a, car(TS + UDL + qfk = TS + UDL + 0,6qfk)+0,6Tk$$

$$C_{car2}=Gk+ \Delta\delta + gr1a, car(TS + UDL + qfk = TS + UDL + 0,6qfk)+0,6Fwk$$

$$C_{car3}=Gk+\Delta\delta + gr1b, car(LM2)$$

$$C_{car4}=Gk+\Delta\delta + gr2, car(0,75TS + 0,40UDL + Q_{lk}) + 0,60Tk$$

$$C_{car5}=Gk+\Delta\delta + gr3, car(qfk)+0,60Tk$$

$$C_{car6}=Gk+\Delta\delta + Tk + 0,75TS + 0,40UDL + 0,40qfk, comb(0,60qfk)$$

$$C_{car7}=Gk+\Delta\delta + gr5, car(CS)+0,60Tk$$

$$C_{car8}=Gk+\Delta\delta + gr5, car(CS)+0,6Fwk$$

$$C_{car9}=Gk+\Delta\delta + Fwk$$

$$C_{car10}=Gk+\Delta\delta + Qc$$

➤ **ELU**

$$\gamma Gk + \gamma_{Q1} Q_{K,1} \sum \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{K1} \quad \text{Équation 4}$$

$$1,35Gk+1,2 \Delta\delta+1,35gr1acar (TS+UDL+0,6qfk) +1,5x0,6Tk$$

$$1,35Gk+1,2 \Delta\delta+1,35gr1acar (TS+UDL+0,6qfk) +1,5x0,6Fwk$$

$$1,35Gk+1,2 \Delta\delta+1,35gr1bcar (LM2) +1,5x0,6Tk$$

$$1,35Gk+1,2 \Delta\delta+1,35gr2car(0,75TS+0,40UDL+Q_{lk}) +1,5x0,6Tk$$

$$1,35Gk+1,2 \Delta\delta+1,35gr3car(qfk)+1,5x0,6Tk$$

$$1,35Gk+1,2 \Delta\delta+1,35gr5car (CS)+1,5x0,6Tk$$

NOTA : toutes les combinaisons lister seront modéliser dans le logiciel de calcul RSA15 Robot

➤ **Notation des actions de base**

❖ Charges permanentes : Gk (G_{in}, G_{sup}) ensemble des charge permanente à caractère favorable et défavorable

✓ Δδ Effets de tassement

❖ Charges variables : TS charges de trafics TS du modèle de chargement vertical LM1

✓ UDL charge UDL du modèle de charge vertical LM1

✓ LM2 modèle de charge verticales LM2

- ✓ LM3 modèle de charges verticales LM3 et charges militaires
- ✓ q_{fk} charge verticale de trottoir caractéristique (5kN/m^2)
- ✓ Q_{lk} efforts horizontaux routiers (freinage, force centrifuges)
- ✓ T_k ensemble des actions thermiques (variation, gradient thermique)
- ✓ F_{wk} ensemble de force de vent
- ❖ Autres charges :
 - ✓ Q_c ensemble des actions en phase de construction

Eléments caractéristique des différent groupe :

- ❖ Valeur caractéristique :
 - ✓ Groupe gr1a (LM1 caractéristique-charges de trottoirs de combinaisons)
 - ✓ Groupe gr1b (LM2 caractéristique)
 - ✓ Groupe gr2 (charges horizontales-LM1 fréquent)
 - ✓ Groupe gr3 (charge de trottoirs)
 - ✓ Groupe gr5 (LM3 caractéristique +freinage :900kN, M_c 120, M_e 120)
- ❖ Valeur fréquente :
 - ✓ Groupe gr1a (LM1 fréquent)
 - ✓ Groupe gr1b (LM2 fréquent)
 - ✓ Groupe gr3 (charge trottoirs)

Les valeurs des coefficients ψ associés à chacune des charges sont résumés dans le Tableau II-21. Les différentes valeurs sont ainsi issues du tableau A2.1(NA) de l'annexe nationale à la norme NF EN1990-A1/NA[8] :

Tableau II-21 valeurs des ψ applicables aux ponts routiers[9]

ψ	$T_s(\text{gr1a})$	UDL (gr1a)	q_{fk}, comb (gr1a)	gr1b	gr2	gr3	gr5	T_k	F_{wk}
ψ_0	0,75	0,40	0,40	0,75	0,00	0,00	0,00	0,60	0,60
ψ_1	0,75	0,40	0,00	0,75	0,00	0,40	0,00	0,60	0,20
ψ_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

Les charges de température, de freinage, accidentelle de choc sur pile, le vent longitudinal et les effets de tassement sont négligeable dans notre combinaison de charges à l'Annexes 5

II.3.2.Études des appuis

Notre tablier est soutenu par des piles (P1, P2) et des culées (C0, C3), nous dimensionnerons en premier lieu les éléments des piles ; ensuite les éléments de la culée.

II.3.2.1. Piles

La pile possède deux parties à savoir les 3 colonnes circulaires qui sont couronnées par un chevet rectangulaire, la pile est l'appui intermédiaire de l'ouvrage qui reçoivent la grande partie des charges du tablier. Pour le dimensionnement nous utiliseront le logiciel de calcul ROBOT RSA15 pour déterminer les efforts maximaux sur les appuis au niveau des piles.

a. Chevet

❖ Prédimensionnement du chevet :

- Largeur : selon le guide SETRA 1974[2] la largeur doit être supérieur ou égal a la différence entre la largeur des colonnes et 10cm.

$l_c \geq \emptyset - 10cm = 120cm - 10cm = 110cm$ pour plus de sécurité nous prendrons $l_c=2m$

- Hauteur : le guide SETRA[2] recommande une hauteur de 60cm ; mais pour ce projet une hauteur de 100cm sera adoptée
- La longueur : la longueur de notre chevet sera conforme a celle du tablier soit 11m

❖ Le chevet :

Les chevrettes de section rectangulaire 1m*2m et de longueur 11m, assure la reprise des charges transmises par les appareils d'appui reposant sur ses bossages ; il a été modélisé sous le logiciel ROBOT RSA15 avec ses bossages afin de déterminer, à partir des réactions obtenues suivant les axes x et y, les sections d'armatures nécessaires à son dimensionnement.

Pour déterminer les sollicitations dans le chevet, l'effort maximal transmis par le tablier est appliqué sur les différents bossages d'appuis, ce qui permet d'obtenir les moments maximaux aux appuis et en travée suivant les axes précédemment définis.

❖ Aciers de peau :

Selon l'Eurocode [6] un chevet d'une hauteur supérieur à 1m requiert la mise en place d'armatures supplémentaires de peau afin de limiter le phénomène de fissuration ; disposés aux joues de chaque face du chevet avec un espacement de 20cm.

❖ Bossage d'appuis

Un bossage d'appuis est une saillie en béton armé reposant sur le chevet, servant de support horizontal pour les appareils d'appui qui transmettent les charges du tablier vers les appuis. Selon le guide SETRA appareil d'appuis, les aciers d'un bossage doit être capable de recevoir 4% de N_{max}

b. Colonne

Suite à la modélisation et à la descente des charges sur robot nous avons les réactions au niveau des trois appuis (colonnes), mais seule la colonne la plus chargée sera dimensionné. Nos

colonnes sont soumises à une charge axiale ponctuelle $N_{ed}=5580,26\text{kN}$, l'élément a une hauteur $h=8,5\text{m}$ un diamètre $\varnothing=1,2\text{m}$ $f_{yk}=500\text{MPa}$, la classe d'exposition selon l'Eurocode est XC3 nous prendrons comme enrobage $n_{om}=30\text{mm}$

- Vérification du flambement du poteau

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Équation 5}$$

Avec : le rayon de giration $i = \frac{\varnothing}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3\text{m}$

Longueur de flambement $l_f = 0,5 \cdot l_0 = 0,5 \times 8,5 = 4,25\text{m}$ car le poteau est bi-encasté

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4,25}{0,3} = 14,167 \leq 50$ il n'y a pas de risque de flambement

II.3.2.2. Culées

Les culées sont des appuis extrêmes de l'ouvrage constituer de plusieurs sous éléments (dalle de transition, mur en retour, corbeau d'appuis, mur garde grève) ces éléments sont dimensionnés à l'aide guide SETRA PP73 [8].

➤ Mur garde grève :

Un mur garde-grève est un élément structurel des culées de ponts qui protège les abouts du tablier contre le contact avec les terres de remblai. Il retient les terres, supporte le joint de chaussée et parfois la dalle de transition. En suivant les recommandations du PP73 [8] .

➤ Corbeau d'appuis

Le corbeau d'appuis est une console courte en béton armé intégré au mur garde grève des culées du pont, servant à supporter le joint de chaussée ou la dalle de transition ; la détermination des sections d'acier de cette structure a été faite avec les recommandations du PP73 [8].

➤ Mur en retour

Le mur en retour est un mur en tête des culées de pont, orienté sensiblement parallèle à l'axe de la voie portée, qui assure le soutènement latéral des terres du remblais d'accès. Le logiciel ROBOT EXPERT a permis à la détermination des sections d'acier après avoir déterminé les sollicitations.

➤ Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé placée aux extrémités des ponts, faisant le lien entre le tablier rigide à la chaussée flexible du remblai d'accès. Elle absorbe les tassements différentiels du remblai, évitant la formation de marches ou de creux à l'entrée du pont qui pourraient dégrader la chaussée ou menacer la sécurité. Appuyés d'un côté sur le corbeau d'appuis et de l'autre sur le remblai de compacité, elle assure une transition progressive. Selon

le guide SETRA PP73[10] l'épaisseur adapté est de 30cm avec une dimension en vue de plan de (7,40m×3,65m) .

II.3.3. Études des éléments de la charpente métallique

Cette étude consistera à faire des vérifications des différents éléments de la charpente (poutre, entretoise et appareil d'appuis)

II.3.3.1. Vérification des poutres à caisson

Nous avons procédé à la détermination de la classe des profilées métalliques dont l'âme et la semelle sont de classe 1. La vérification de l'âme est faite avec la condition :

$$\frac{H_w}{t_w} < 87\varepsilon \quad \text{Et la semelle avec : } \frac{B_{sup}}{2.t_{fs}} < 14\varepsilon$$

Suite aux vérifications il n'y a pas de risque de voilement.

Détermination de l'axe neutre Z dans la section mixte, elle est donnée par l'expression suivante :

$$\begin{cases} Aa.z = Aa\left(\frac{ha}{2} + hc\right) \\ Ah = Aa + \frac{beff.hc}{n} \\ n = 3 \cdot \frac{Ecm}{Ea} \end{cases}$$

II.3.3.2. Méthodologie de vérification des entretoises

Nos entretoises ne sont pas différenciées en zone courante et sur appuis, suite aux vérifications nos entretoises résistent aussi bien en cisaillement qu'en voilement.

- **Vérification au cisaillement** : $\tau = \frac{T}{h_w.t_w} \leq \tau_{adm}$ avec τ_{adm} la contrainte admissible

- **Vérification au voilement**

La condition à vérifier est : $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72\varepsilon}{\eta}$ avec $\eta = 1,2$

II.3.3.3. Section mixte

- **Vérification de la section mixte**

La section est vérifiée si cette condition est respectée.

$$\begin{cases} M_{el,rd}^+ \\ M_{el,rd}^- \\ V_{resistant} N \end{cases} > \begin{cases} Msollicitation \\ Vsollicitation \end{cases}$$

Les différents moments et effort résistant ont été déterminés puis ils ont été comparés avec les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT RSA15 voir Annexes

II.3.3.4. Appareil d'appuis

Le prédimensionnement de l'appareil d'appuis a été la première étape en suivant la nomenclature des néoprène élastomère voir Annexes14.

La nomenclature d'un appareil d'appuis doit respecter cette forme : $a \times b ; n(ts+ti) ; 2e$

$$\begin{cases} ts = \text{épaisseur des frettes métalliques} \\ ti = \text{épaisseur des feuillets d'élastomère intermédiaire} \\ n = \text{le nombre de feuillets d'élastomère intermédiaire} \\ e = \text{l'enrobage : 2,5mm} \end{cases}$$

$t_b = n(ts+ti) + ts + 2e$ suite à notre modélisation sur robot RSA 15 $F_z = 5580,26 \text{ kN}$

- Contrainte moyenne de compression ($\frac{F_z}{a' \cdot b'}$) est comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A
- Le module de cisaillement conventionnel de l'élastomère ($G_0 = 0,09 \text{ MPa}$)
- $F_z = 5580,26$
- Nuance de frette $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Prenons $\lambda = 0,3 \text{ m}$

L'appareil d'appuis choisi : **type B : $300 \times 800 , 5(8+3) ; 3 \times 2,5$**

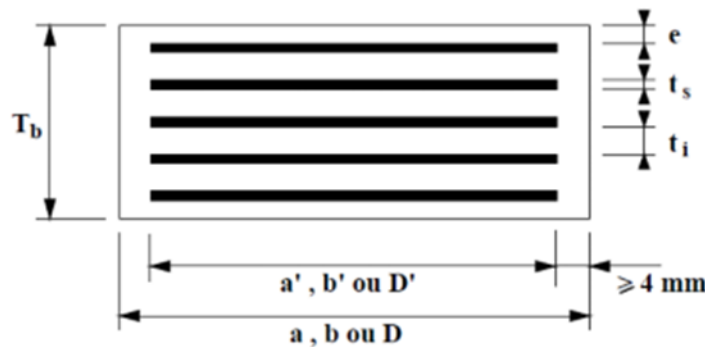


Figure II-11 : modèle d'appareil d'appuis [3]

Des vérifications ont été faites pour s'assurer du bon dimensionnement des appareils d'appuis ; les détails dans Annexes15

➤ Vérification de la résistance à la compression

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

➤ Vérification de la stabilité au flambement

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

➤ **Vérification de stabilité au glissement**

Cette vérification permet de s'assurer que l'appareil d'appui ne glissera pas sous l'effet des charges horizontal

$$f_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z \text{ et } \frac{F_z G_{min}}{A_r} \geq 3MPa \text{ avec } \mu_e = 0,10 + \frac{1,5 \cdot K_f}{\sigma_m} \text{ ou } \sigma_m = \frac{F_z}{A_r}$$

➤ **Vérification d la stabilité au flambement**

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \cdot G_0 \cdot a' \cdot S_1}{3T_b} \quad \text{Équation 6}$$

$$S_1 = \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot t \cdot (a' + b')} \quad \text{Équation 7}$$

$$= \frac{0,288 \cdot 0,788}{2 \cdot 0,012 \cdot (0,288 + 0,788)} = 8,78$$

$$\text{Soit } \frac{5580,26}{0,226} = 24,58 < \frac{2 \cdot G_0 \cdot a' \cdot S_1}{3T_b} = 25,28 \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de stabilité au glissement**

Cette vérification permet de s'assurer que l'appareil d'appui ne glissera pas sous l'effet des charges horizontal

$$f_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z \text{ et } \frac{F_z G_{min}}{A_r} \geq 3MPa \text{ avec } \mu_e = 0,10 + \frac{1,5 \cdot K_f}{\sigma_m} \text{ ou } \sigma_m = \frac{F_z}{A_r}$$

➤ **Vérification de l'épaisseur minimal des frettes**

ts=3mm nous devons vérifier cette condition

$$ts \geq \gamma m \cdot \frac{2,6 \cdot F_z \cdot t_i}{A_r \cdot f_y}$$

➤ **Vérification de la distorsion**

La distorsion totale sur l'appareil d'appui est limitée à l'ELU par :

$$\varepsilon_t = K_l(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7 \quad \varepsilon_q < 1 \quad \text{et } K_l = 1$$

➤ **Vérification de l'épaisseur minimal des frettes**

ts=3mm nous devons vérifier cette condition

$$ts \geq \gamma m \cdot \frac{2,6 \cdot F_z \cdot t_i}{A_r \cdot f_y} = 0,0022m \quad ts \geq 2,2mm \text{ condition vérifiée}$$

II.3.3.5. Détermination du type de connecteur

Des vérifications ont été faits pour s'assuré qu'il n'y aura pas de glissement ni d'arrachement .

Résistance à la tête du goujon

Nous avons deux modes de ruine pour ce type de connecteur :

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied,

$$P_{RK}^{(1)} = 0,80 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{Équation 8}$$

- Ruine par écrasement du béton en pied :

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_c 28 \cdot E_{cm}} \quad \text{Équation 9}$$

Avec $\alpha = 1$

$E_{cm} = 32836 \text{ MPa}$

- Résistance caractéristique d'un goujon P_{rk} :

$$P_{rk} = \min(P_{RK}^{(1)}, P_{RK}^{(2)})$$

Résistance du calcul d'un goujon P_{rd} :

$$P_{rd} = \frac{P_{rk}}{\gamma_v} \quad \text{Équation 10}$$

- Nombre de connecteurs

$$n = \frac{F_c^*}{P_{rd}} \quad F_c^* = \min(F_a; F_c)$$

$$F_c = h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_b} \quad \text{Équation 11}$$

Chapitre III. Résultats des études d'exécution

III.1.1. Tablier

Les sollicitations ont été modélisées et déterminées via le logiciel ROBOT RSA 15. A l'inverse, le calcul des sections d'acier a été réalisé manuellement. Les Tableau III-1 Tableau III-2 et suivant synthétisent les moments fléchissant à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU), selon les axes transversal (YY) et longitudinal (XX).

❖ Sur appuis

Tableau III-1 tableau représentant les sections d'acier et les acier dans la nappes superieur dans le tablier

	Moment max	Ast	Choix	Section réelle	Ast min
ELU XX	344, 75kN.m/m	32,13cm ²	7HA25	34,36cm ²	3,99 cm ²
ELU YY	102, 99kN.m/m	9,26 cm ²	7HA14	10,76 cm ²	3,99 cm ²
ELS XX	255, 37kN.m/m	17,73cm ²	7HA20	21,99cm ²	3,99 cm ²
ELS YY	76, 29kN.m/m	5,29 cm ²	7HA10	5,5 cm ²	3,99 cm ²

❖ En travée

Tableau III-2 tableau représentant les sections d'acier et les acier dans la nappes inferieur dans le tablier

	Moment max	Ast	Choix	Section réelle	Ast min
ELU XX	192, 84kN.m/m	18,28cm ²	7HA20	21,95cm ²	3,99 cm ²
ELU YY	130, 46kN.m/m	11,7 cm ²	7HA16	14,07 cm ²	3,99 cm ²
ELS XX	142, 85kN.m/m	9,92 cm ²	7HA14	10,78 cm ²	3,99 cm ²
ELS YY	96, 64kN.m/m	6,71 cm ²	7HA12	7,92 cm ²	3,99 cm ²

Nous retenons les sections d'acier à l'ELU pour le ferrailage du tablier car elle représente le cas le plus défavorable sur la dalle, nous prendrons des HA12 pour les chevalets entres les nappes. L'ensemble des calculs dans Annexe7.

III.2. Études des appuis

Les efforts internes déterminés à l'aide du logiciel de calcul ROBOT RSA 15 ont permis d'évaluer les sections d'acier nécessaires et d'effectuer un choix optimal des armatures requises pour chaque élément de la structure.

III.2.1. Piles

Les piles sont les appuis intermédiaires de l'ouvrage qui soutiennent le tablier les aciers de chaque élément de cette structure ont été déterminés manuellement et sont listés ci-dessous. L'ensemble des calculs de dimensionnement présenté dans l'Annexe 9.

III.2.1.1. Chevêtre

- ❖ Les aciers obtenus dans la nappe supérieure du chevêtre sont listés dans le Tableau III-3.

Tableau III-3 tableau représentant les sections d'acier et les aciers dans la nappe supérieure du chevêtre

	Moment max	Ast	Choix	Section réelle
XX	1388, 37kN.m/m	41,63cm ²	10HA25	49,09cm ²
YY	1202,64 kN.m/m	41,63cm ²	10HA25	49,09cm ²

- ❖ Les aciers obtenus dans la nappe inférieure du chevêtre sont listés dans le Tableau III-4

Tableau III-4 tableau représentant les sections d'acier et les aciers dans la nappe inférieure du chevêtre

	Moment max	Ast	Choix	Section réelle
XX	370, 69kN.m/m	31,42cm ²	10HA20	49,09cm ²
YY	235,51 kN.m/m	31,42cm ²	10HA20	49,09cm ²

- ❖ Aciers de peau :

D'après les calculs 6HA12 avec un espacement de 20 cm dont 3HA12 par joue seront nécessaires pour maîtriser les fissurations.

- ❖ Bossage d'appuis :

8HA10 sur les deux sens du bossage seront retenues suite aux calculs

III.2.1.2. Colonne

Chaque colonne aura comme acier :

Tableau III-5 tableau représentant les sections d'aciers dans une colonne

		Ast	Choix	Ast réelle
Acier longitudinal	5580,26	41,35cm ²	16HA20	50,24
cercles	—	—	HA14 esp 20cm	—
Épingle	—	—	HA10 esp 10cm	—

III.2.2. Culées

Les culées constituent les appuis d'extrémité de l'ouvrage. Elles sont composées de plusieurs sous-éléments, notamment la dalles de transition, le mur en retour, le corbeau d'appui et le mur garde-grève. Le dimensionnement de ces différents éléments est réalisé conformément aux prescriptions l'aide guide SETRA PP73 [8] ; voir l'Annexe 10 pour les différents calculs du dimensionnement.

➤ Mur garde grève :

Conformément au PP73 [8] le ferrailage adopté est constitué de barres HA14 disposées verticalement avec un espacement de 14cm comme espacement ; et des barres HA10 disposées horizontalement avec un espacement de 15cm.

➤ Corbeau d'appuis

Les armatures retenues pour le corbeau d'appui sont constituées de barres de type HA10.

➤ Mur en retour

Le mur en retour est armé par des aciers longitudinaux de type HA16 et des aciers transversaux de type HA10.

➤ Dalle de transition

Les sections d'armatures obtenues ont conduit à la mise en place de 8HA25 dans la nappe inférieure et de 8HA10 dans la nappe supérieure, avec un espacement uniforme de 12,5cm dans chacune des nappes.

III.3. Études des éléments de la charpente métallique

Cette étude consistera à faire des vérifications des différents éléments de la charpente (poutre, entretoise et appareil d'appuis et autres éléments de l'ouvrage

III.3.1. Poutres à caisson

Notre ouvrage est un pont tri poutre donc constitué de trois poutres métalliques de dimension : $h=1,6m$ $l=0,95 m$, sur notre ouvrage nous avons deux longueurs de poutre (11,6m et 6m) qui soutiennent le tablier, les poutres sont liées entre elles par des entretoises métalliques qui ont pour objectif de distribuer les charges et surcharges dans les différentes poutres à caisson.

Nous avons procédé à la détermination de la classe des profilées métalliques dont l'âme et la semelle sont de classe 1. La vérification de l'âme est faite avec la condition voir Annexe 11.

$$\frac{H_w}{t_w} < 87\varepsilon \quad \text{Et la semelle avec : } \frac{B_{sup}}{2.t_{fs}} < 14\varepsilon$$

$$\begin{cases} \frac{H_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_t} \\ k_t = 5,34 + 4\left(\frac{H_w}{a}\right)^2 \\ \eta = 1,2 \end{cases}$$

$$\frac{H_w}{t_w} = \frac{1540}{12} = 128,33\text{mm}$$

$$k_t = 5,34 + 4\left(\frac{1540}{2650}\right)^2 = 6,7$$

$$\frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_t} = \frac{31 \times 0,83}{1,2} \sqrt{6,7} = 54,43$$

$$\frac{31 \times 0,83}{1,2} \sqrt{6,7} = 54,43 < \frac{1540}{12} = 128,33\text{mm} \text{ donc il n'y a pas de risque de voilement}$$

Suite aux vérifications il n'y a pas de risque de voilement.

III.3.2. Entretoises

Les résultats suite aux différentes vérifications en cisaillement et en voilement sont lister ci-après voir Annexe 13 pour plus de détails :

❖ Cisaillement

- Sur appuis : $T=377,18\text{kN}$

$\tau = 21,59\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 142$ la condition est donc vérifié aux appuis

- En travée : $T=212,99\text{kN}$

$\tau = 12,19\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 142$ la condition est donc vérifié en travée

il n'ya donc pas de risque de cissaillement

❖ Voilement

$$\frac{h_w}{t_w} = 7,6 \quad ; \quad \frac{72\varepsilon}{\eta} = 48,84$$

Donc $\frac{h_w}{t_w} = 7,6 \leq \frac{72\varepsilon}{\eta} = 48,84$ la condition est vérifiée il n'y a donc pas de risque de voilement

III.3.2.1. Résultat obtenue section mixte

La section mixte représente la partie intermédiaire entre l'acier et le béton. Plusieurs vérifications ont été faites dans l'Annexe 12 pour s'assurer que l'ouvrage a été bien dimensionnée et qu'il n'y a pas de risque de flambement voilement, etc.... ;

$$\begin{cases} Aa.z = 0,345 \\ Ah = 0,38 \\ z = 0,91 \end{cases}$$

L'axe neutre se trouve dans l'âme du caisson métallique

Suite au différent calcul nous avons pu vérifier et prouver que la section est bien dimensionnée

- **Vérification de la section mixte**

$$\begin{cases} M_{el,rd}^+ = 127349,21 \text{ kN.m} \\ M_{el,rd}^- = 88164,84 \text{ kN.m} \\ V_{resistant} = 6640,68 \text{ kN} \end{cases} > \begin{cases} M_{solicitation} = 26054,36 \\ V_{solicitation} = 5308,08 \text{ kN} \end{cases}$$

Les moments et l'effort tranchant sont largement au-dessus des sollicitations donc la section mixte est bien dimensionnée

III.3.3. Appareil d'appuis

Un appareil d'appuis est un dispositif placé entre le tablier d'un pont et son appui (pile ou culée), permettant de transmettre les efforts verticaux ou obliques tout en autorisant des déplacements comme des rotations ou translations. Il assure la transmission des charges du tablier vers les appuis tout en accommodant les mouvements inévitables pour vérifier les contraintes excessives dans la structure. Il est en élastomère fretté qui est un ensemble de blocs en caoutchouc renforcé par des frettes métalliques.

L'appareil d'appuis choisi : **type B : 300×800 ;5(8+3) ;3×2,5 voir Annexe 14.**

- ❖ **Vérification des sections de l'appareil d'appui**

$$\varepsilon_c = K_l(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) = 1(0,68 + 4,8 + 1,5) = 6,98 < 7 \text{ Condition vérifier}$$

Toutes les conditions étant vérifiées on conclut que notre appareil d'appui est bon

Appareil d'appui de **type B : 300x800 ;5(8+3) ;3×2,5**

Dimensionnement est vérifié voir Annexe 15.

III.3.4. Choix et nombre du type de connecteur

Un connecteur est un élément métallique qui assure la liaison rigide entre la poutre en acier et la dalle en béton, empêchant le glissement relatif entre ces 2 matériaux.

Nous avons donc choisi des connecteurs de type goujons, ce type de connecteurs sont les plus fréquents voir Tableau III-6. Il est constitué d'une tige cylindrique et sa tête qui a un diamètre légèrement supérieur à celle de la tige. La tête de goujons empêche l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton [13].

La détermination de nos connecteurs se fera sur toute la longueur d'une travée 40,3m

- Nombre de connecteurs

$$n = \frac{F_c^*}{P_{rd}}$$

$$n = 54,35 \text{ soit } 55 \text{ connecteurs}$$

$$n_t = \frac{n \cdot 120,9}{40,3} = 165 \text{ connecteurs ; notre ouvrage est constitué de 3 poutres}$$

$$n_t = 3 \times 165 = 495 \text{ connecteurs}$$

Tableau III-6 dimensions géométriques des connecteurs [9]

H_{sc}(mm)	d (mm)	d_l (mm)	H_t (mm)	F_y (MPa)	F_y (MPa)
Hauteur total	Diamètre	Diamètre	tige	Hauteur	tige
	Tige	tete		Limite élastique	Contrainte de
			tête		rupture
200	22	34,9	10	350	450

Suite au calcul nous obtenons 495 goujons sur les trois poutres dans chacune des trois travées voir Annexe 8 pour les détails de calculs.

III.3.4.1. Prédimensionnement semelle

Le redimensionnement de la semelle sous la pile P1, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 2 et enrichi par les résultats des essais pressiométrique et des carottage valide les dimensions envisagées au regard des sollicitations appliquées à savoir $(13 \times 3) \times 1,8\text{m}$.

Cette semelle rectangulaire présente une longueur de 13m, une largeur de 3 m et une hauteur de 1,8 m voir Annexe 16.

Ce prédimensionnement, appuyé sur les investigations géotechniques menées, permet d'engager le calcul des autres éléments de la structure. Les dimensions retenues pour la semelle serviront de base au dimensionnement ultérieur.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire le dimensionnement des différents éléments de la structures (charpente, appuis et autre éléments) de notre ouvrage, nous avons donc déterminité les sections d'acier requis dans l'ouvrage, procédé à des vérifications sur la section mixte afin de s'assurer que l'ouvrage est bien dimensionné.

Conclusion générale

En définitive , le pont mixte s'impose comme une réalisation emblématique de l'ingénierie moderne , alliant avec harmonie robustesse structurelle et légèreté, afin d'assurer une liaison durable entre les territoires dans des conditions optimales de sécurité et d'efficacité .Il convient toutefois de souligner que la réalisation d'un ouvrage d'art requiert un investissement financier conséquent .Il est donc primordial de mener des études préliminaires approfondies en amont de la phase d'exécution ,afin de garantir la fiabilité , la robustesse et la durabilité de l'ouvrage.

Le présent document, s'appuyant sur les données et résultats issus des études hydrauliques, géotechniques et topographiques réalisées sur le site, s'est principalement focalisé sur les études techniques détaillées de l'ouvrages d'art OA15 d'Ogou Kolidé.

L'OA 15 est un pont mixte acier-béton de type tri-poutre, constitué de trois travées identiques de 40,30m chacune, pour une longueur totale de 120,9m. Le tablier repose sur quatre appuis dont 2 appuis intermédiaire et 2 appuis de rives. Les calculs et les dimensionnements de l'ouvrage ont été effectués majoritairement de manière manuelle, à l'exception de la détermination des sollicitations et des efforts appliqués à la structure, lesquels ont été évalués à l'aide du logiciel de calcul ROBOT RSA 15. Les résultats fournis par ce logiciel ont permis de déterminer avec précision les caractéristiques géométriques des différents éléments structuraux de l'ouvrage, notamment le tablier les poutres et les appuis

Bibliographie

- [1] CALGARO, projet et construction des ponts:generalité,fondation,appuis ,ouvrages, courant, ENPC,Paris, 2000.
- [2] SETRA (service d'étude sur les transport, les routes , et les amenagemnt), PONTS MIXTE acier-béton guide conception durable, 2010.
- [3] SETRA (service d'étude technique des routes autoroute), appareil d'appuis et élastomère frété utilisation sur les ponts, 2007.
- [4] ARCADIS, «ETUDE GEOTECHINQUE DE CONCEPTION G2-Pro,» 2024.
- [5] ARTELIA, «ETUDE HYDRAULIQUE DE L'OA 15,» AVRIL 2024.
- [6] SETRA , application au ponts route en béton, juillet 2008.
- [7] SETRA (, Eurocode 0 et 1 application aux ponts route et passerel, fevrié 2010.
- [8] SETRA , PILES ET Palées, 1985.
- [9] SETRA, pdfcoffee.comPP73, 1977.
- [10] SETRA , Eurocode 3 et 4 Application au ponts route mixte acier béton, juillet 2007.

Annexes

Annexe 1 : sondage et essai réalisé sur site.....	II
Annexe 2 : tableau des stratigraphies après sondages.....	III
Annexe 3 : Modélisation hydraulique avec HEC-RAS.....	VI
Annexe 4 : prédimensionnement des éléments de l'ouvrage	IX
Annexe 5 : évaluation des surcharges routière.....	XI
Annexe 6 : calcul des combinaisons de charges.....	XVII
Annexe 7 : effort et sections d'acier dans le tablier	XVIII
Annexe 8 : étude des connecteurs	XXIX
Annexe 9 : Déterminations des sections d'acier au niveau des piles	XXXI
Annexe 10 : culée.....	XXXVII
Annexe 11 : vérification des instabilités dans la poutre à caisson	XLIV
Annexe 12 : section mixte de la dalle.....	XLVI
Annexe 13 : vérification des instabilités dans les entretoises	XLVIII
Annexe 14 : prédimensionnement des appareils d'appui.....	XLIX
Annexe 15 : vérification du prédimensionnement de l'appareil d'appui	LI
Annexe 16 : Prédimensionnement des semelles de fondation	LIII
Annexe 17 : plans d'exécution	LV

Annexe 1 : sondage et essai réalisé sur site

Type de sondage		Référence	Profondeur (m)	Cote TN (m)	Coordonnées (m) ¹		
					X	Y	Z
Essais in situ	Sondage carotté	Culée CO	15,00	0,00	319808.973	875437.77	162.32
		Pile P1	15,00	0,00	319823.742	875401.04	160.06
		Pile P1*	11,00	0,00	319825,472	875392,376	158.535
		Pile P2	10,00	0,00	319844,323	875355,918	157.738
		Culée C3	15,00	0,00	319853.865	875326.20	161.477
	Essai pressiométrique	Culée CO	6,90	0,00	319808.973	875437.77	162.32
		Pile P1	6,00	0,00	319823.742	875401.04	160.06
		Pile P1*	5,00	0,00	319825,472	875392,376	158.535
		Pile P2	6,00	0,00	319844,323	875355,918	157.738
		Culée C3	8,00	0,00	319853.865	875326.20	161.477
	Sondage manuel (Puits)	S1	1,00	0,00	319702	875626	
		S2	1,00	0,00	319734	875587	
		S3	1,00	0,00	319765	875548	
		S4	1,00	0,00	319783	875503	
		S5	1,00	0,00	319864	875297	
		S6	1,00	0,00	319883	875251	
		S7	1,00	0,00	319902	875206	
		S8	1,00	0,00	319925	875158	
Essai en laboratoire	Identification	Culée CO	0,00-4,40	0,00	319808.973	875437.77	
		Pile P1	0,00-6,00	0,00	319823.742	875401.04	
		Pile P1*	0,00-2,00	0,00	319825,472	875392,376	
		Pile P2	0,00-2,00	0,00	319844,323	875355,918	
		Culée C3	0,00-8,00	0,00	319853.865	875326.20	
	Identification complète	S1	1,00	0,00	319702	875626	
		S2	1,00	0,00	319734	875587	
		S3	1,00	0,00	319765	875548	
		S4	1,00	0,00	319783	875503	
		S5	1,00	0,00	319864	875297	
		S6	1,00	0,00	319883	875251	
		S7	1,00	0,00	319902	875206	
		S8	1,00	0,00	319925	875158	
	Compression sur roche	Culée CO	6,90-15,00	0,00	319808.973	875437.77	
		Pile P1	6,00-15,00	0,00	319823.742	875401.04	
		Pile P1*	2,00-11,00	0,00	319825,472	875392,376	
		Pile P2	2,00-10,00	0,00	319844,323	875355,918	
		Culée C3	8,00-15,00	0,00	319853.865	875326.20	

Nota : Les coordonnées des points de sondages ont été prises avec un GPS GARMIN eTrex 22x

Annexe 2 : tableau des stratigraphies après sondages

N° Sondage	Stratigraphie du sol	Photo des carottes
Culée C0	<p>0.00 -0.40m : Sable fin peu argileux plastique</p> <p>0.40 2.00m : Sable fin peu argileux peu plastique</p> <p>2.00-4.00m : Sable fin peu argileux peu plastique</p> <p>4.00-4.40m : Roche altérée ;</p> <p>4.40-5.00m : Roche fragmentée grisâtre</p>	
	<p>5.00-6.90m : Roche fragmentée dure grisâtre ;</p> <p>6.90-10.00m : Roche saine.</p>	
	<p>10.00-15.00m : Roche saine</p>	

N° sondage	Stratigraphie du sol	Photo des carottes
Pile P1	0.00 -0.60m : Sable fin ; 0.60 3.60m : Sable fin peu argileux peu plastique 3.60-4.00m : Roche altérée grisâtre ; 4.00-5.00m : Roche fragmenté dure	
	5.00-6.00m : Roche fragmentée dure 6.00-10.00 : Roche saine	
	10.00-15.00 : Roche saine	

N° sondage	Stratigraphie du sol	Photo des carottes
Culée C3	0.00 -0.30m : Terre végétale ; 0.30-2.50m : sable limoneux noirâtre 2.50- 5.00m : sable fin blanchâtre.	
	5.00-6.00m : sable fin blanchâtre 6.50-6.70m : Grave bariolée; 6.7.-8.00m : roche fragmentée dure ; 8.00-10.00m: Roche saine	
	10.00-15.00m : Roche saine.	

Annexe 3 : Modélisation hydraulique avec HEC-RAS

Paramètres déployer pour le calibrage de la simulation

The image shows two screenshots of the HEC-RAS software interface. The left screenshot displays the 'Subbasin' tab with various parameters for 'Sink-1'. The right screenshot displays the 'Loss' tab for the same subbasin, showing the 'Basin Name: Basin Ogou à sirka' and 'Element Name: S1'.

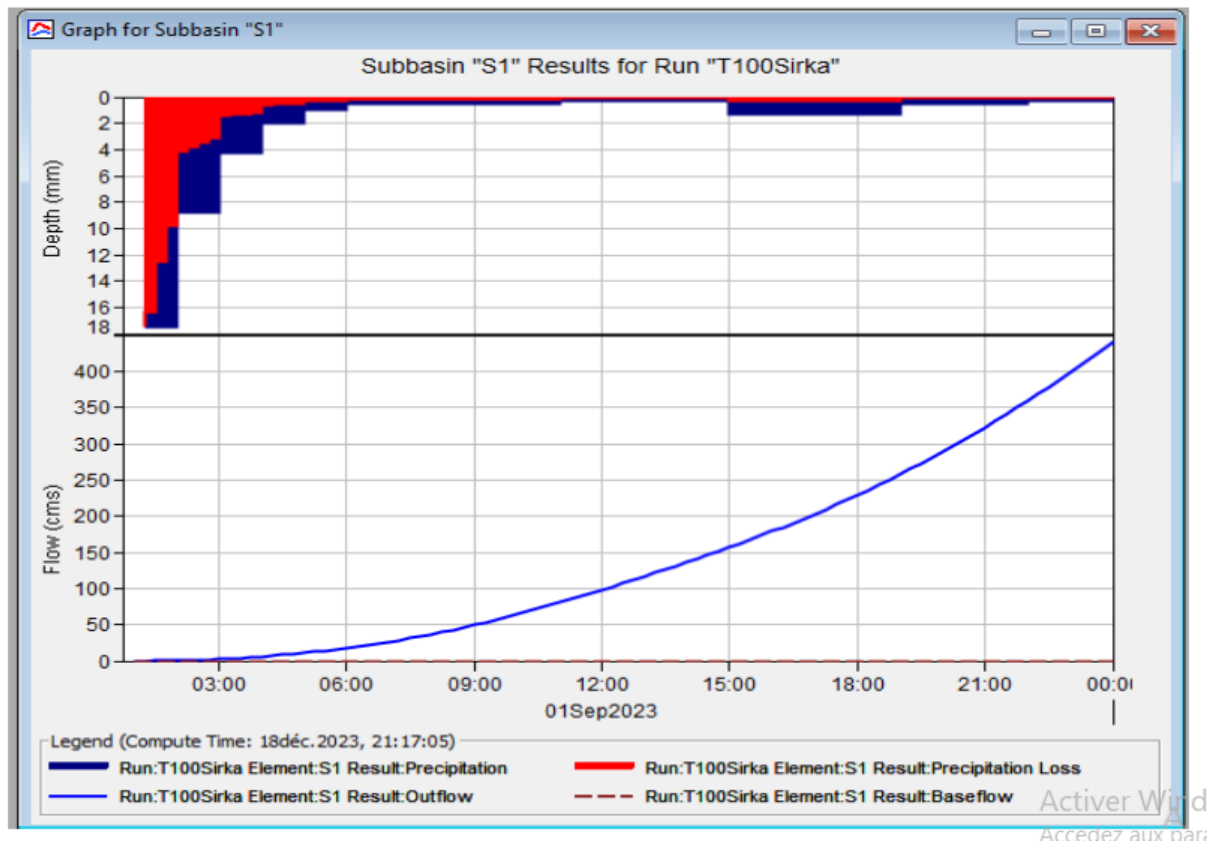
Subbasin Parameters (Left Screenshot):

- Downstream: Sink-1
- Area (KM2): 3735,5
- Latitude Degrees: 8
- Latitude Minutes: 29
- Latitude Seconds: 20
- Longitude Degrees: 1
- Longitude Minutes: 30
- Longitude Seconds: 13
- Discretization Method: --None--
- Canopy Method: --None--
- Surface Method: --None--
- Loss Method: SCS Curve Number
- Transform Method: SCS Unit Hydrograph
- Baseflow Method: --None--

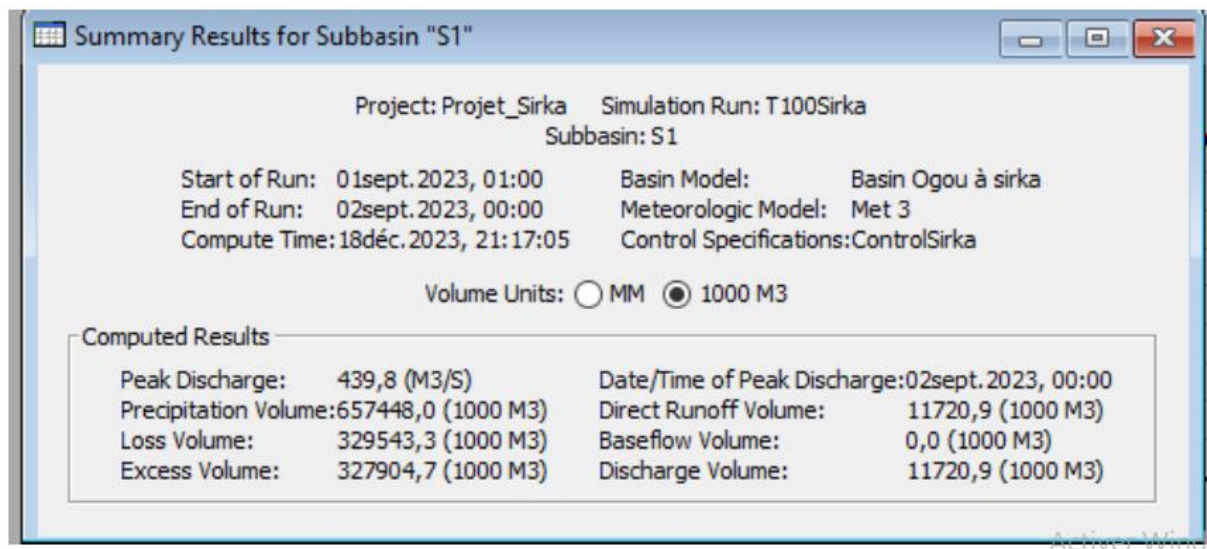
Loss Parameters (Right Screenshot):

- Basin Name: Basin Ogou à sirka
- Element Name: S1
- Initial Abstraction (MM):
- *Curve Number: 69
- *Impervious (%): 0,0

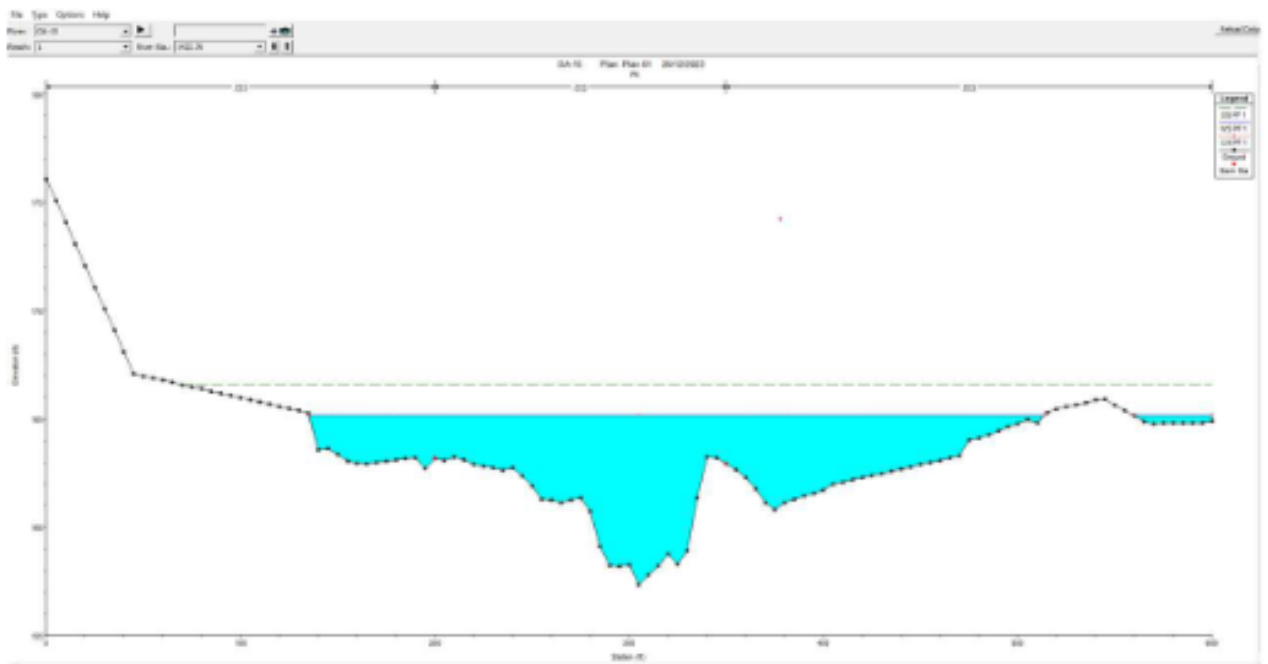
Visualisations des résultats sur le bassin sirka



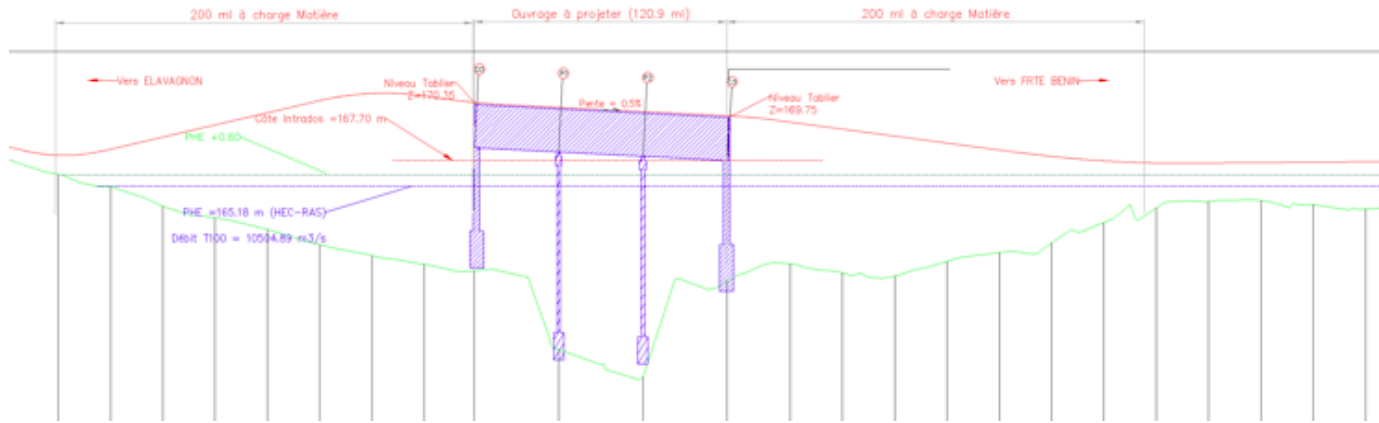
Hydrogramme de cru pour le bassin versant de sirka



Estimations. Du débit centennal



PHE sur la rivière ogou



Profil en long de l'ouvrage avec le PHE obtenu

Annexe 4 : prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

- L_T représente la largeur du tablier $L_T = 11m$
- L la longueur d'une travée $L = 40,3m$
- Hauteur des poutres (HT)

$$max = \left[\frac{L}{28} \left(\frac{L_T}{12} \right)^{0,45}, 0,40 + \frac{L}{35} \right] \quad \text{Équation 12}$$

AN :

$$max = \left[\frac{40,3}{28} \left(\frac{11}{12} \right)^{0,45}; 0,40 + \frac{40,3}{35} \right]$$

max= (1,38; 1,55) on prendra HT= 1,6m

- Longueur de l'entraxe (A)

$$A = 0,55LT/2 \quad \text{Équation 13}$$

$$AN : A = 0,55 \times 11/2$$

$$A = 3,025$$

On prendra $A = 3,85m$

- Nombre de poutre

$$N = \frac{L_T}{A} \quad \text{Équation 14}$$

$$AN : N = \frac{11}{3,85}$$

$$N = 2,9$$

On prendra 3 comme nombre de poutres à caissons en raison de la longueur du tablier de la hauteur de l'ouvrage

- Largeur des semelles
- Largeur semelle inferieur

$$B_{inf} = \left(0,25 + \frac{L_T}{40} + \frac{L}{125} \right) \left(0,92 + \frac{L_T}{150} \right) \quad \text{Équation 15}$$

AN :

$$B_{inf} = \left(0,25 + \frac{11}{40} + \frac{40,3}{125} \right) \left(0,92 + \frac{40,3}{150} \right)$$

$$B_{inf} = 0,84 \text{ on prendra}$$

$$B_{inf} = 0,95m$$

- Largeur semelle supérieur

Pour uniformiser les poutres à caissons on prendra $B_{inf} = B_{sup} = 0,95m$

➤ Epaisseur dalle

$$E = 0,12 + \left(\frac{A}{50}\right) \quad \text{Équation 16}$$

$$AN : E = 0,12 + \left(\frac{3,85}{50}\right)$$

$E = 0,197m$ On prendra 0,20 m notre tablier est en double pente avec un devers de 2,5% nous déterminerons l'épaisseur de la dalle au centre du tablier

Donnée :

-épaisseur aux rives du tablier $e=0,20m$

-devers $p=0,025$

-largeur du tablier 11m

$$e_{xcentre} = e_{ext} + p \times l/2 \quad l/2 \text{ car tablier en toit}$$

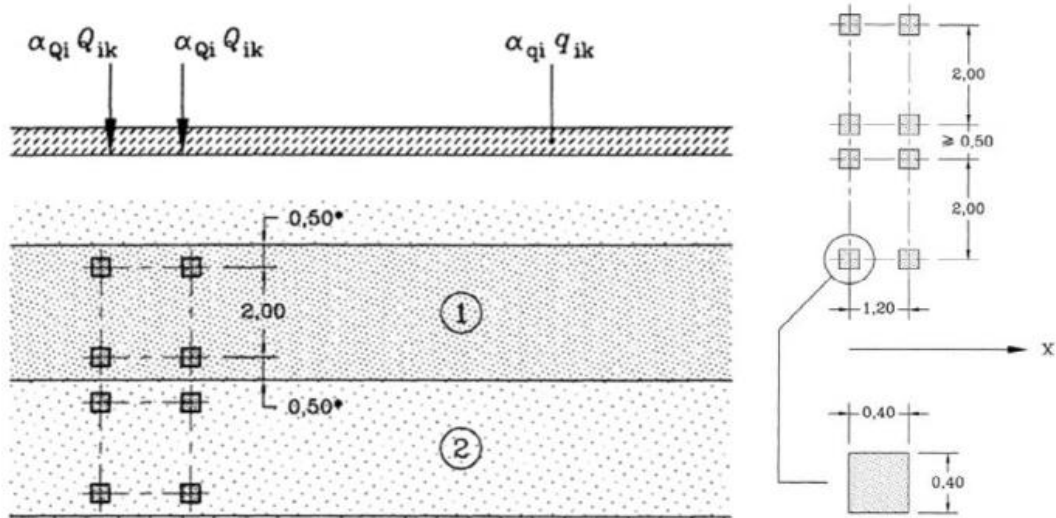
$$e_{xcentre} = 0,20 + (0,025 \times 11/2) = 0,3375$$

$$e_{xcentre} = 0,35 \text{ m}$$

Annexe 5 : évaluation des surcharges routière

➤ **Modèle LM1**

Ce model comprend simultanément :



- Une charge uniformément repartie UDL de 6,3kPa (0,7×9,00kPa) sur la voie 1 et de 2,50kPa (1×2,5kPa) sur les autres voies et l'aire résiduelle ;
- Des charge concentrées TS de type tandem (double-essieu), avec une charge à l'essieu de 270KN(0,9×300KN) pour la voie 1 et de 160KN (0,8× 300KN) sur la voie 2. On considère un unique tandem par voie. L'entraxe transversal entre les roues du même axe est de 2, la distance longitudinale entre les axes est de 1,2m[9]

Suivant la clause 4.4.1 de l'EN 1992-1 et de l'EN 1991-2 /NA, les efforts de freinage/accélération des charges seront déterminés par la relation :

$$Q_{lk} = \min(0,60 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1} \cdot q_{1K} \cdot W_l \cdot L; Q_{lk \max})$$

avec $\alpha_{Q1} = 0,9$ $\alpha_{q1} = 0,7$ $q_{1K} = 9KN/m^2$ $W_l = 3m$ $L=120,9$ $Q_{lk \max} = 900kN$

$$Q_{1k} = 300KN$$

$$AN : Q_{lk} = \min(0,60 \cdot 0,9 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 0,7 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 120,9; 900)$$

$$Q_{lk} = \min(552,50; 900)$$

$$Q_{lk} = 552,5KN$$

Cette force de freinage longitudinal agit simultanément avec une force de freinage transversal

Q_{trk}

$$Q_{trk} = 25\%Q_{lk}$$

Équation 17

$$Q_{trk} = 25\%552,5$$

$$Q_{trk} = 138,125KN$$

L'EN 1991-2 article 4.4.1(4) [7] précise que le freinage est appliqué à l'axe de n'importe quelle voie. Nous considérons que le freinage est reparti transversalement sur la largeur de la voie, soit 3m[6].

On en déduit une charge surfacique de freinage de :

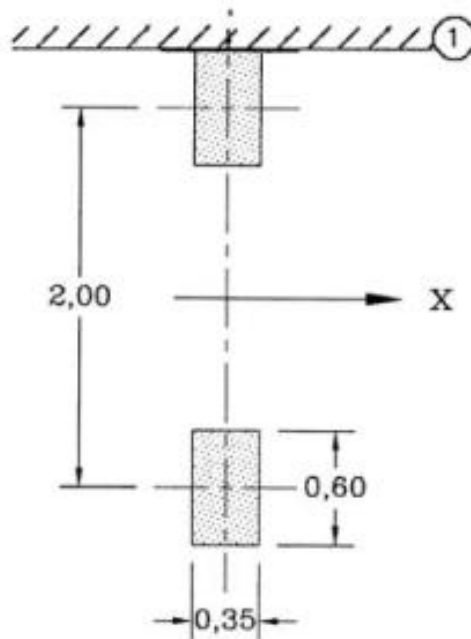
- $Q_{lk} = 552,5KN/120,9m/3m=1,52kPa$
- $Q_{trk} = 138,125KN/120,9m/3m=0,38kPa$

L'EN 1991-2 article 4.4.1(6) nous précise aussi l'effort de freinage à considérer localement, notamment sur les joints de dilation : $0,6\alpha Q_1$. $Q_{1k}=0,6\times 0,9\times 300=162KN$.

Nous considérons que ce freinage est transmis par les roues du tandem TS [7] de $(40\times 40)cm$ et d'entraxe 2m on en déduit les charges de freinage surfacique suivant :

- $Q_{lk} = 162KN/2roues/0,4m/0,4m=506,3kPa$
- $Q_{trk} = 0,25\times 162KN/2roues/0,4m/0,4m=126,6kPa$

➤ Modèle LM2



Ce modèle de charge est constitué d'une charge d'essieu unique $\beta_Q * Q_{ak}$ il convient d'appliquer un point quelconque sur la chaussée suivant la clause 4.3.3(2) de l'EN 1991-2/NA[6] nous avons $Q_{ak} = 400KN$ et $\beta_Q = 0,8$

$$AN : \beta_Q Q_{ak} = 0,8 \times 400$$

$$\beta_Q Q_{ak} = 320KN$$

Équation 18

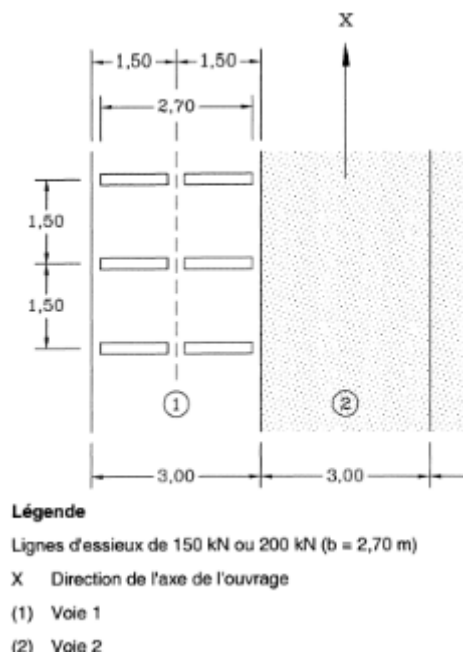
➤ Modèle LM3

Le modèle de charge LM3 est constitué de 6 essieux ; avec 150kN a chaque ligne d'essieux nous obtenons un poids total de de 900KN nos 6 essieux sont espacé de 1,5m les véhicules spéciaux sont considérés pouvoir se déplacer à vitesse normale on appliquera un coefficient supplémentaire de majoration dynamique défini suivant EN 1991-2[9] par application de la formule suivante : $\delta_{dyn}=1 + \frac{0,7}{(1+0,2L)}$, avec L la longueur de la travée L=40,3 pour le coefficient longitudinal et L=4,9 pour le coefficient transversal

AN:

$$\delta_{dyn}=1 + \frac{0,7}{(1+0,2 \times 40,3)} = 1,077$$

$$\delta_{dyn}=1 + \frac{0,7}{(1+0,2 \times 4,9)} = 1,354$$



LM3

Flexion longitudinale

La modélisation des charges est représentée comme suit :

- Sur la même voie (V2) :UDL V2 fréquent à plus de 10m des convois
- Sur la même voie (V2) :TS V2 fréquent à 10m d'un des convois contre la bordure
- Voie V1 positionnée à l'autre extrémité de la largeur roulable chargée par UDL V1 fréquent sur toute la longueur du tablier, et par TS V1 fréquent a mis portée de la travée centrale contre la bordure.
- Aire résiduelle (1m entre V1 et V2) chargée par UDL AR fréquent.[11]

Valeur des charges surfacique modélisées :

- Charge verticale LM3 (par roue) $= ((150\text{kN}/2\text{roues}) \times 1,1 \times 1,077) / 0,15/1,2 = 493,6\text{kPa}$
- UDLV1 fréquent $= 7\text{kPa} \times 0,9 \times 0,4 = 2,52\text{kPa}$
- UDL V2/AR frequent $= 2,5 \times 1 \times 0,4 = 1\text{kPa}$
- TS V1 fréquent $= (300\text{kN}/2\text{roues}) \times 0,9 \times 0,75/0,4/0,4 = 632,8\text{kPa}$
- TS V2 fréquent $= (200\text{kN}/2\text{roues}) \times 0,8 \times 0,75/0,4/0,4 = 375\text{kPa}$

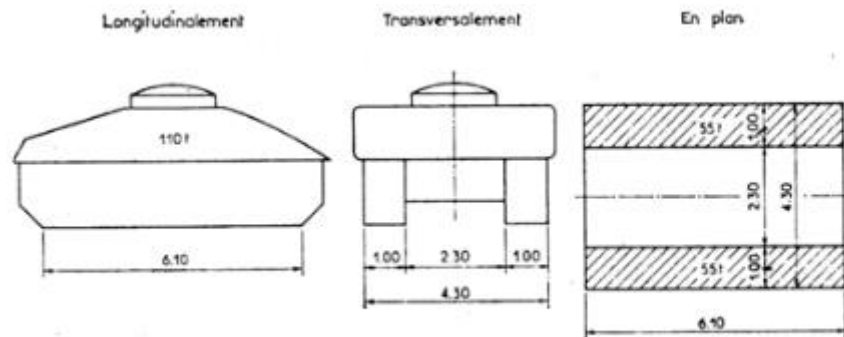
Flexion transversale

- Charge verticale LM3 (par roue) $= ((150\text{kN}/2\text{roues}) \times 1,1 \times 1,354) / 0,15/1,2 = 620,6\text{kPa}$
- Freinage LM 3 (par roue) $= (150\text{kN}/2\text{roues}) \times 1,1/0,15/1,2 \times 0,3 = 137,5\text{kPa}$
- UDLV1 fréquent $= 7\text{kPa} \times 0,9 \times 0,4 = 2,52\text{kPa}$
- UDL V2/AR frequent $= 2,5 \times 1 \times 0,4 = 1\text{kPa}$
- TS V1 fréquent $= (300\text{kN}/2\text{roues}) \times 0,9 \times 0,75/0,4/0,4 = 632,8\text{kPa}$

Avec la surface d'une roue ($1,2 \times 0,15$)

Le modèle LM3 est associer aux convoi militaire définis dans le fascicule 61 titre II considérer sont : le Mc120 et Me120[11]

- Mc120



Chaque chenille exerce une charge de $55\text{t} = 550\text{kN}$

Flexion longitudinale

- Charge Mc120 par chenille $= 550\text{kN} \times 1,1 \times 1,354/6,1/1 = 134,3\text{kPa}$

Nous appliquons les charges de freinage du Mc120 concomitantes aux charges verticales de celui-ci. Seuls 2 conçois peuvent freiner simultanément.

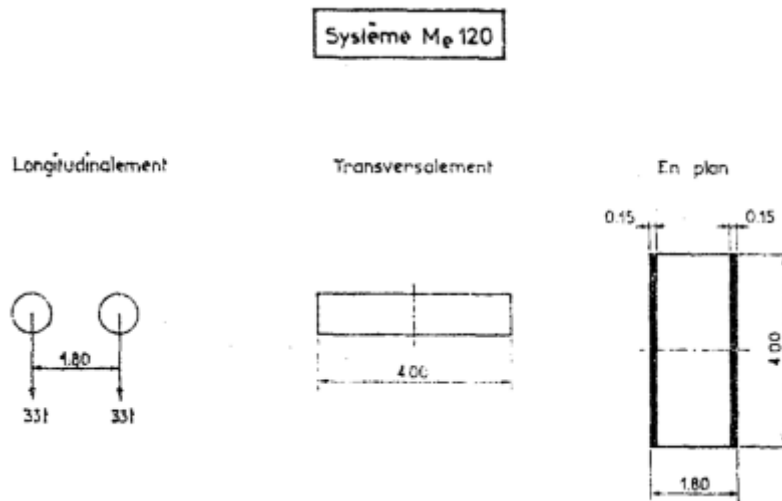
- Charge de freinage par chenille $= 550\text{kN} \times 1,1/6,1/1/0,3 = 29,8\text{kPa}$

Flexion transversale

- Charge verticale Mc120 par chenille $= 550\text{kN} \times 1,1 \times 1,354/6,1/1 = 134,3\text{kPa}$
- Charge de freinage par chenille $= 550\text{kN} \times 1,1/6,1/1/0,3 = 29,8\text{kPa}$

Selon le guide SETRA EC0/1[8], le coefficient dynamique (1,354) n'est pas à prendre en compte dans la charge de freinage.

- Me 120



Chaque chenille exerce de charge 33t

En flexion longitudinal

- Charge Me 120 surfacique verticales= $330\text{kN} \times 1,1 \times 1,077 / 4 / 0,15 = 651,6\text{kPa}$

Le coefficient dynamique n'est pas à prendre en compte dans les charges de freinage selon le guide SETRA EC0/1[12]

- Charge Me 120 de freinages surfaciques verticales= $330\text{kN} \times 1,1 / 4 / 0,15 \times 0,3 = 181,5\text{kPa}$

Flexion transversale

Nous utiliserons le coefficient dynamique transversale

- Charge Me 120 surfacique verticales= $330\text{kN} \times 1,1 \times 1,354 / 4 / 0,15 = 819,2\text{kPa}$
- Charge Me 120 de freinages surfaciques verticales= $330\text{kN} \times 1,1 / 4 / 0,15 \times 0,3 = 181,5\text{kPa}$
- Charges de trottoirs

Nous prendrons 5kPa comme charge surfacique, lorsque la charge surfacique est cumulée avec les charges routières on appliquera un coefficient de 0,6 sur cette charge nous aurons donc :

$$q_{fk} = 0,6 \times 5 = 3\text{kPa}$$

- Choc sur dispositif de retenue

L'effort de choc sur un poteau de barrière ovalie vaut :

- $F = 300\text{kN}$
- $M = 200\text{kN}$

Les charges verticales agissant simultanément avec les forces d'impact valent :

$$0,4 \times \alpha \times Q_1 \cdot Q_{1k} = 0,4 \times 0,9 \times 300 = 108\text{kN}$$

Équation 19

Soit 54kN par roue

Dans la direction longitudinale :

- Charges verticales : $0,4(\text{dimension roue TS}) + 2 \times 0,468 = 1,336\text{m}$
- Effort en choc : $0,25(\text{dimension platine}) + 3 \times 0,477 = 1,204\text{m}$

On en déduit les efforts surfaciques suivant pour les poteaux en zone courante :

- Charge verticale : $54\text{kN}/1,328\text{m}/1,336 = 30,5\text{kPa}$
- Charge horizontale : $300\text{kN}/0,878\text{m}/1,204\text{m} = 283,8\text{kPa}$
- Moment : $6.M/(bh^2) = 6 \times 200\text{kN.m}/1,204/0,878^2\text{m} = 1293\text{kPa}$

Annexe 6 : calcul des combinaisons de charges

➤ ELS Quasi-permanent

$$G_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Équation 20

$$C_{QP1} = G_k + \Delta\delta + 0,50T_k$$

➤ ELS fréquent

$$G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Équation 21

$$C_{fr1} = G_k + \Delta\delta + gr1a, freq(0,75TS + 0,40UDL) + 0,50T_k$$

$$C_{fr2} = G_k + \Delta\delta + gr1b, freq(0,75LM2)$$

$$C_{fr3} = G_k + \Delta\delta + gr3, freq(0,4qfk) + 0,50T_k$$

$$C_{fr4} = G_k + \Delta\delta + 0,60T_k$$

➤ ELS caractéristique

$$G_k + Q_{K,1} \cdot \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Équation 22

$$C_{car1} = G_k + \Delta\delta + gr1a, car(TS + UDL + qfk = TS + UDL + 0,6qfk) + 0,6T_k$$

$$C_{car2} = G_k + \Delta\delta + gr1a, car(TS + UDL + qfk = TS + UDL + 0,6qfk) + 0,6Fwk$$

$$C_{car3} = G_k + \Delta\delta + gr1b, car(LM2)$$

$$C_{car4} = G_k + \Delta\delta + gr2, car(0,75TS + 0,40UDL + Q_{lk}) + 0,60T_k$$

$$C_{car5} = G_k + \Delta\delta + gr3, car(qfk) + 0,60T_k$$

$$C_{car6} = G_k + \Delta\delta + T_k + 0,75TS + 0,40UDL + 0,40qfk, comb(0,60qfk)$$

$$C_{car7} = G_k + \Delta\delta + gr5, car(CS) + 0,60T_k$$

$$C_{car8} = G_k + \Delta\delta + gr5, car(CS) + 0,6Fwk$$

$$C_{car9} = G_k + \Delta\delta + Fwk$$

$$C_{car10} = G_k + \Delta\delta + Q_c$$

➤ ELU

$$\gamma G_k + \gamma_{Q1} Q_{K,1} \sum \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{K1}$$

Équation 23

$$1,35G_k + 1,2 \Delta\delta + 1,35gr1acar (TS + UDL + 0,6qfk) + 1,5 \times 0,6T_k$$

$$1,35G_k + 1,2 \Delta\delta + 1,35gr1acar (TS + UDL + 0,6qfk) + 1,5 \times 0,6Fwk$$

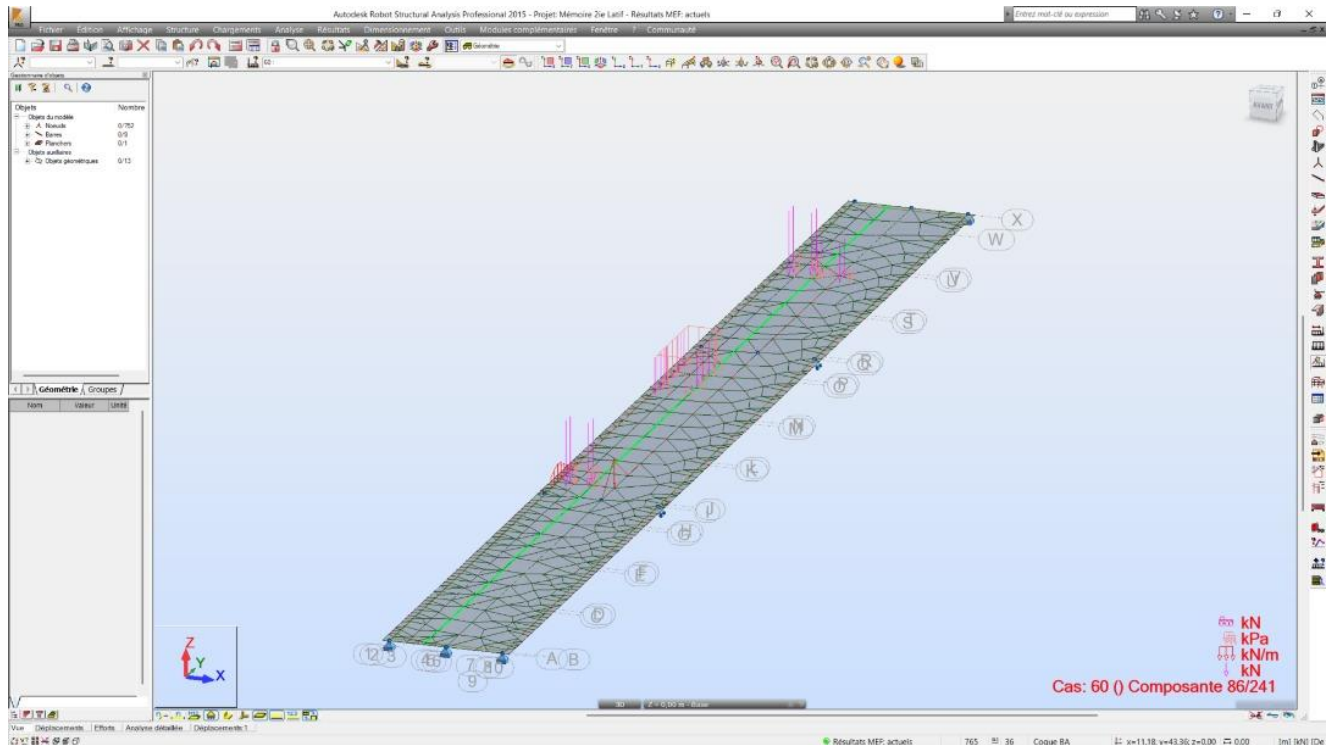
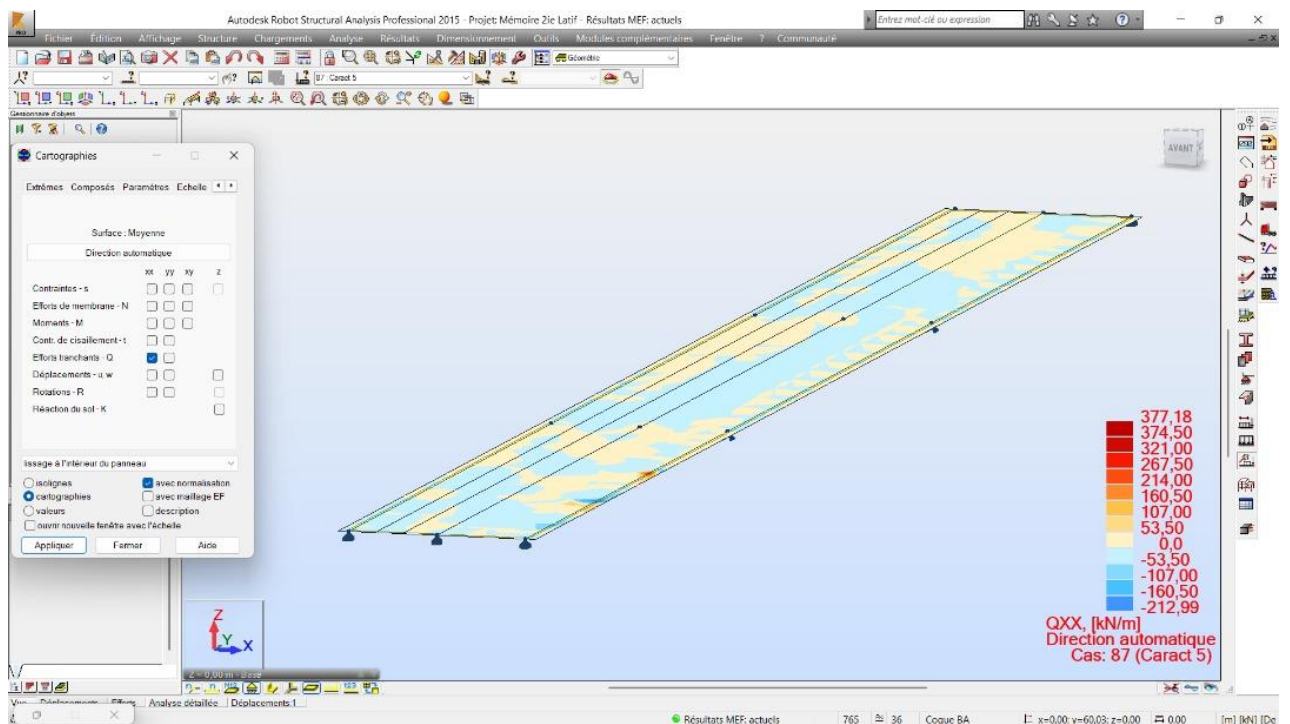
$$1,35G_k + 1,2 \Delta\delta + 1,35gr1bcar (LM2) + 1,5 \times 0,6T_k$$

$$1,35G_k + 1,2 \Delta\delta + 1,35gr2car(0,75TS + 0,40UDL + Q_{lk}) + 1,5 \times 0,6T_k$$

$$1,35G_k + 1,2 \Delta\delta + 1,35gr3car(qfk) + 1,5 \times 0,6T_k$$

$$1,35G_k + 1,2 \Delta\delta + 1,35gr5car (CS) + 1,5 \times 0,6T_k$$

Études d'exécution d'un pont modulaire mixte acier-béton dans le cadre du programme de désenclavement rural 2020-2025 au Togo : cas de l'ouvrage OA 15 à Ogou-Kolidè



➤ Sollicitation

- ELU

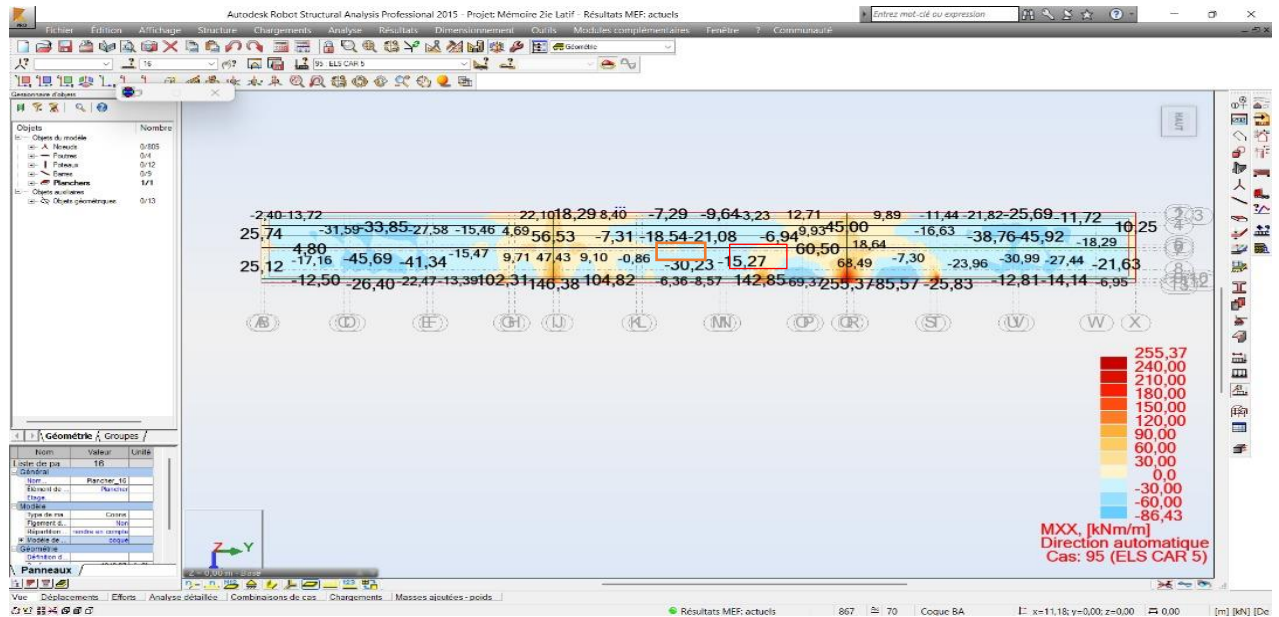
Suivant XX

$\mu_{appuis}=344,75 \text{ kN.m/m}$

$\mu_{travée}=192,84 \text{ kN.m/m}$

$M_{serappuis}=255,37\text{ kN.m/m}$

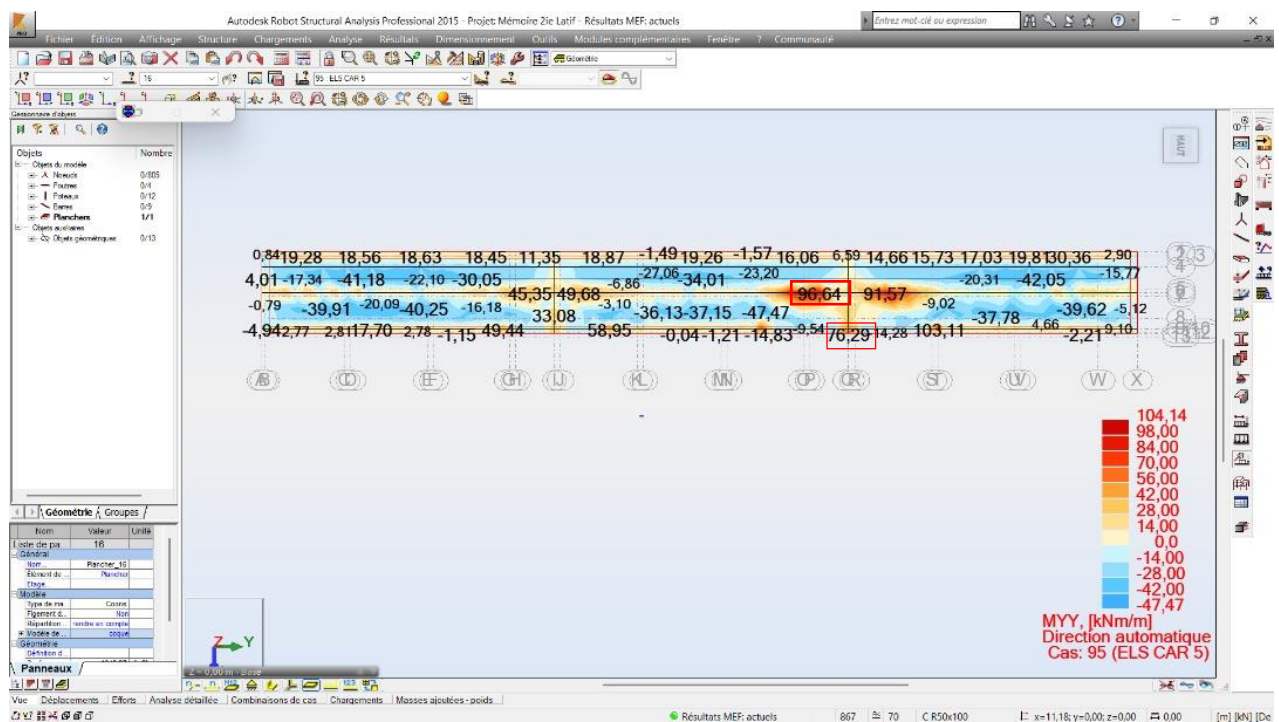
$M_{sertravée}=142,85\text{ kN.m/m}$



Suivant YY

$M_{sermax}=76,29\text{ kN.m/m}$

$M_{sertravée}=96,64\text{ kN.m/m}$



➤ Sections d'acier

Les sections d'aciers seront calculées sur 1 mètre linéaire

- ELU

- Suivant XX : $Mu_{appui} = 344,75 \text{ kN.m/m}$

Profondeur utile nappe supérieur :

$$d = h - \text{enrobage} - \phi/2 - \Delta$$

Équation 24

On prendra comme enrobage = 4cm (XC3) ; Δ l'épaisseur de protections = 2cm ; $\phi = 5 \text{ cm}$

$$d = 35 - 4 - 5/2 - 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{Med_{appui}}{b \cdot d^2 \cdot fcd} \quad \text{Équation 25}$$

$$\text{Avec } fcd = \alpha_{cc} \frac{fck}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,34475 \times 10^9}{1000 \cdot 26,5^2 \cdot 20} = 0,24 < 0,375 \text{ domaine de taction simple}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \text{Équation 26}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,24} = 0,27$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{b d f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,27 \frac{100 \times 26,5 \times 20}{434,78} = 32,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification armature minimale

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d ; 0,0013 b d \right) \quad \text{Équation 27}$$

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5 ; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right)$$

$$A_{smin} = \max (3,99 \text{ cm}^2 ; 3,445) \text{ On prendra la section d'acier } 32,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 7HA25 = 34,36 cm²/ml avec un espacement de 15 cm/ml

- Suivant XX : $Mu_{travée} = 192,84 \text{ kN.m/m}$

Profondeur utile nappe inferieure : $d = h - \text{enrobage} - \phi/2 - \Delta$

On prendra comme enrobage = 4cm (XC3) ; Δ l'épaisseur de protections = 2cm ; $\phi = 5 \text{ cm}$

$$d = 35 - 4 - 5/2 - 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{Med_{appui}}{b \cdot d^2 \cdot fcd} \text{ Avec } fcd = \alpha_{cc} \frac{fck}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,19284 \times 10^9}{1000 \cdot 26,5^2 \cdot 20} = 0,137 < 0,375 \text{ domaine de taction simple}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,137} = 0,15$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{bdf_{ctd}}{f_{yd}} = 0,15 \frac{100 \times 26,5 \times 20}{434,78} = 18,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification armature minimale

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013 bd \right)$$

$$= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right)$$

$$A_{smin} = \max (3,99 \text{ cm}^2; 3,445) \text{ On prendra la section d'acier } 18,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 7HA20= 21,99cm²/ml avec un espacement de 15cm/ml

- Suivant YY : $\mu_{appui}=102, 99 \text{ kN.m/m}$

Profondeur utile nappe supérieur : d = h – enrobage - $\phi/2 - \Delta$

On prendra comme enrobage = 4cm (XC3) ; Δ l'épaisseur de protections = 2cm ; $\phi = 5 \text{ cm}$

$$d = 35 - 4 - 5/2 - 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{ed\ appui}}{b.d^2.f_{cd}} \text{ Avec } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck} - 30}{\gamma_c} = 20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,10299 \times 10^9}{1000.265^2.20} = 0,073 < 0,375 \text{ domaine de taction simple}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073} = 0,076$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{bdf_{ctd}}{f_{yd}} = 0,076 \frac{100 \times 26,5 \times 20}{434,78} = 9,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification armature minimale

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013 bd \right)$$

$$= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right)$$

$$A_{smin} = \max (3,99 \text{ cm}^2; 3,445) \text{ On prendra la section d'acier } 9,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 7HA14 = 10,78cm²/ml avec un espacement de 15cm/ml

- Suivant YY : $\mu_{travée}=130, 46 \text{ kN.m/m}$

Profondeur utile nappe supérieur : d = h – enrobage - $\phi/2 - \Delta$

On prendra comme enrobage = 4cm (XC3) ; Δ l'épaisseur de protections = 2cm ; $\phi = 5 \text{ cm}$

$$d = 35 - 4 - 5/2 - 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{ed\ appui}}{b.d^2.f_{cd}} \text{ Avec } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck} - 30}{\gamma_c} = 20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,13046 \times 10^9}{1000.265^2.20} = 0,092 < 0,375 \text{ domaine de taction simple}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092} = 0,096$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{bdf_{ctd}}{f_{yd}} = 0,096 \frac{100 \times 26,5 \times 20}{434,78} = 11,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification armature minimale

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd \right)$$

$$= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right)$$

$$A_{smin} = \max (3,99 \text{ cm}^2; 3,445) \text{ On prendra la section d'acier } 11,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 7HA16= 14,07 cm²/ml avec un espacement de 15 cm/ml

▪ ELS

- **Suivant XX : M_{ser}appuis=255, 37 kN.m/m**

d=35 cm ; avec $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$

$$z=0,9d=0,9 \times 35=31,5 \text{ cm}$$

Équation 28

$$A_s = \frac{M_{ser} \times d}{\sigma_s \times Z}$$

Équation 29

$$A_s = \frac{255,37 \cdot 10^3 \times 350}{160 \times 315}$$

$$A_s = 17,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification armature minimale

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd \right)$$

$$= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right)$$

$$A_{smin} = \max (3,99 \text{ cm}^2; 3,445)$$

Vérification de la contrainte

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times d}{A_s \times Z}$$

Équation 30

Suite à la détermination des sections d'acier nous proposons comme choix pour la vérification

$$7\text{HA}20=21,99 \text{ cm}^2$$

Pour les HA20

$$\sigma_s = \frac{255,37 \cdot 10^3 \times 350}{21,99 \times 315}$$

$$\sigma_s = 129,03 \text{ MPa} < 160 \text{ MPa ok!!!}$$

Choix : 10HA20 = 21,99 cm²/ml avec un espacement de 15 cm/ml

- **Suivant XX : M_{ser}travée=142, 85 kN.m/m**

d=35 cm ; z=0,9d=0,9×35=31,5 cm avec $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{M_{ser} \times d}{\sigma_s \times Z}$$

$$A_s = \frac{142,85.10^3 \times 350}{160 \times 315}$$

$$A_s = 9,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification armature minimale

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013 bd \right) \\ &= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right) \end{aligned}$$

$$A_{smin} = \max (3,99 \text{ cm}^2; 3,445)$$

Vérification de la contrainte

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times d}{A_s \times Z}$$

Suite à la détermination des sections d'acier nous proposons 2 choix pour la vérification

$$7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2$$

Pour les HA12

$$\sigma_s = \frac{142,85.10^3 \times 350}{10,78 \times 315}$$

$$\sigma_s = 147,24 \text{ MPa} < 160 \text{ MPa ok!!!}$$

Pour les HA14

Choix : 10HA14 = 10,78 cm²/ml avec un espacement de 15cm /ml

- **Suivant YY : M_{ser appuis} = 76, 29 kN.m/m**

$$d = 35 \text{ cm} ; z = 0,9d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm avec } \sigma_s = 160 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ser} \times d}{\sigma_s \times Z}$$

$$A_s = \frac{76,29.10^3 \times 350}{160 \times 315}$$

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification armature minimale

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013 bd \right) \\ &= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right) \end{aligned}$$

$$A_{smin} = \max (3,99 \text{ cm}^2; 3,445)$$

Vérification de la contrainte

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times d}{A_s \times Z}$$

Suite à la détermination des sections d'acier nous proposons comme choix pour la vérification $7HA10=5,5cm^2$

Pour les HA10

$$\sigma_s = \frac{76,29.10^3 \times 350}{5,5 \times 315}$$

$$\sigma_s = 154,12 MPa < 160 MPa \text{ ok!!!}$$

Choix : $7HA10 = 5,5cm^2/ml$ avec un espacement de $15cm/ml$.

- Suivant YY: $M_{ser\text{travée}} = 96,64 kN.m/m$

$$d = 35cm ; z = 0,9d = 0,9 \times 35 = 31,5cm \text{ avec } \sigma_s = 160 MPa$$

$$A_s = \frac{M_{ser} \times d}{\sigma_s \times Z}$$

$$A_s = \frac{96,64.10^3 \times 350}{160 \times 315}$$

$$A_s = 6,71 cm^2/m$$

Vérification armature minimale

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd ; 0,0013 bd \right) \\ &= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 100 \times 26,5 ; 0,0013 \times 100 \times 26,5 \right) \end{aligned}$$

$$A_{smin} = \max (3,99 cm^2 ; 3,445)$$

Vérification de la contrainte

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times d}{A_s \times z}$$

Suite à la détermination des sections d'acier nous proposons $7HA12=7,92cm^2$ avec un espacement de $15cm/ml$

Vérification de la contrainte

Pour les HA12

$$\sigma_s = \frac{96,64.10^3 \times 350}{7,92 \times 315}$$

$$\sigma_s = 135,58 MPa < 160 MPa \text{ ok!!!}$$

Choix : $7HA12 = 7,92cm^2/ml$ avec un espacement de $15cm/ml$

➤ **Poinçonnement du tablier**

Le poinçonnement d'une dalle est une rupture par cisaillement local, ou un poteau avec une charge concentrée perce la dalle comme un poinçon, formant un cône détaché. Ce mode de défaillance fragile survient autour des appuis en béton armé, l'Eurocode propose une vérification qui est la suivante.

Hypothèse de base : épaisseur dalle $h = 35\text{cm}$ appuis sur poteau circulaire avec un diamètre de 80 cm . $f_{ck}=30\text{MPa}$ la hauteur utile du tablier $d = 29\text{cm}$ $V_{Ed}=5308,38\text{kN}$

$$U_0 = \pi \phi = 2,51\text{m} \quad \text{Équation 31}$$

$$U_1 = U_0 + \pi \cdot 4d \quad \text{Équation 32}$$

$$U_1 = 2,51 + \pi \cdot 4 \times 0,8 = 12,56\text{m}$$

$$V_{ed,eff} = \beta V_{Ed} \text{ avec } \beta = 1,15 \quad \text{Équation 33}$$

$$V_{ed,eff} = 1,15 \times 5308,38 = 6104,63\text{kN}$$

$$V_{Ed} = \frac{V_{ed,eff}}{U_1 \times d} \quad \text{Équation 34}$$

$$V_{Ed} = \frac{V_{ed,eff}}{U_1 \times d} = \frac{6104,63}{12,56 \times 0,29} = 485,92\text{kPa} = 0,48592\text{MPa}$$

Résistance $V_{Rd,c}$ sans armatures

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{Équation 35}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{29}} = 3,63 > 2 \quad k = 2 ; C_r = 0,18/\gamma_c = \frac{0,18}{1,5} = 0,156 \quad \rho_l = 0,02$$

$$V_{Rd,c} = k \cdot c_r \cdot (\rho_l \cdot 0,1 \sqrt{f_{ck}}) (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad \text{Équation 36}$$

$$V_{Rd,c} = 2 \cdot 0,156 \cdot (0,02 \cdot 0,1 \sqrt{30}) (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,035 k^2 \sqrt{f_{ck}}$$

$$V_{Rd,c} = 0,0133\text{MPa} \geq 0,586\text{MPa} \text{ ok}$$

Résistance $V_{Rd,c}$ max

$$V_{Rd,c} \max = 0,4 \cdot V \cdot f_{cd} \text{ avec } V = 0,6(1 - f_{ck}/250) \text{ , } f_{ck} = 30 ; V = 0,528 \text{ et } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \text{ avec } \alpha_{cc} = 0,85 \text{ typique } \gamma_c = 1,5 \quad f_{cd} = 17$$

$$V_{Rd,c} \max = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 17 = 3,59 > V_{Ed} = 0,48592 \text{ donc pas de poinçonnement}$$

Annexe 8 : étude des connecteurs

Les ouvrages mixtes ont besoin de connecteurs pour lier les deux parties de l'ouvrage (poutre en acier et dalle en béton) nous avons donc choisi des connecteurs de type goujons, ce type de connecteurs sont les plus fréquents, il est constitué d'une tige cylindrique et sa tête qui a un diamètre légèrement supérieur à celle de la tige. La tête de goujons empêche l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton[13].

La détermination de nos connecteurs se fera sur toute la longueur d'une travée 40,3m

H_{sc}(mm)	d (mm)	d₁ (mm)	H_t (mm)	F_y (MPa)	F_y (MPa)
Hauteur	Diamètre	Diamètre	Hauteur tige	Limite	Contrainte
total	tige	tige tete	tête	élastique	de rupture
200	22	34,9	10	350	450

➤ Résistance à la tête du goujon

Nous avons deux modes de ruine pour ce type de connecteur :

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied,

$$P_{RK}^{(1)} = 0,80 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{Équation 37}$$

$$P_{RK}^{(1)} = 0,80 \times 450 \cdot \frac{\pi \cdot 0,022^2}{4} = 136,84 \text{KN}$$

- Ruine par écrasement du béton en pied :

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot 28 \cdot E_{cm}} \quad \text{Équation 38}$$

Avec $\alpha = 1$

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot 1 \cdot 0,022^2 \sqrt{30 \times 32836} = 139,31 \text{KN} \quad E_{cm} = 32836 \text{MPa}$$

- Résistance caractéristique d'un goujon P_{rk} :

$$P_{rk} = \min(P_{RK}^{(1)}, P_{RK}^{(2)}) \quad \text{Équation 39}$$

$$P_{rk} = \min(136,84; 139,31)$$

$$P_{rk} = 136,84 \text{ KN}$$

- Résistance du calcul d'un goujon P_{rd} :

$$P_{rd} = \frac{P_{rk}}{\gamma_v} = \frac{136,84}{1,25} = 109,47 \text{KN} \quad \text{Équation 40}$$

- Nombre de connecteurs

$$n = \frac{F_c^*}{P_{rd}} \quad F_c^* = \min(F_a; F_c) \quad \text{Équation 41}$$

$$F_c = h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_b} = 0,35 \cdot \frac{0,85 \times 30 \times 10^3}{1,5} = 5950 \text{kN} \quad \text{avec } h_c \text{ épaisseur de la dalle en béton}$$

$$F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 0,094 \frac{355 \times 10^3}{1} = 33370 \text{ kN}$$

$$F_c^* = 5950 \text{ KN}$$

$$n = \frac{5950}{109,47} = 54,35 \quad \text{soit 55 connecteurs}$$

$$n_t = \frac{n \cdot 120,9}{40,3} = \frac{55 \times 120,9}{40,3} = 165 \text{ connecteurs ; notre ouvrage est constitué de 3 poutres}$$

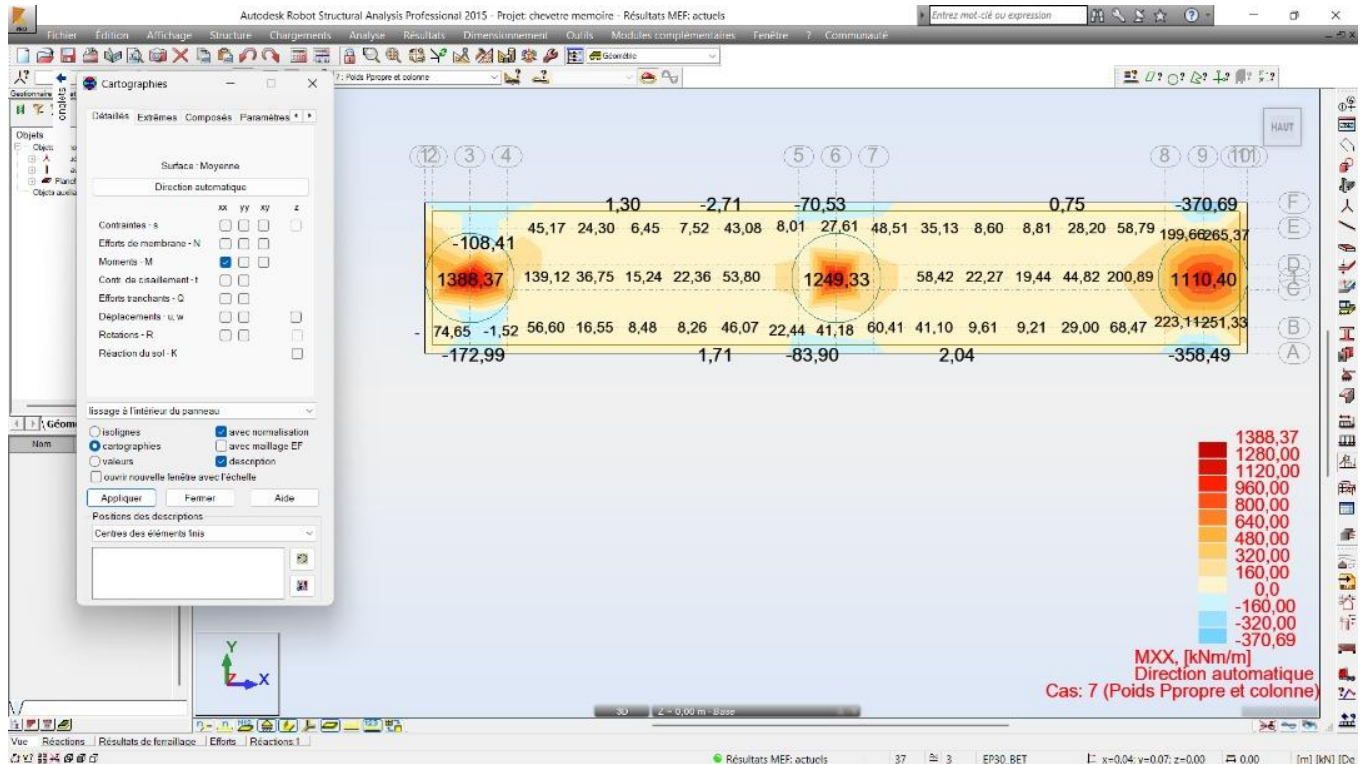
$$n_t = 3 \times 165 = 495 \text{ connecteurs}$$

Annexe 9 : Déterminations des sections d'acier au niveau des piles

➤ Chevêtres

Données : béton (C30/37) = f_{ck} =30MPa L=11m, b=2m h=1m ; nous avons modéliser le chevêtre dans le logiciel ROBOT RSA 15 ensuite nous avons appliqué les charges sur les bossages d'appuis grâce auquel nous avons obtenu les différentes réactions sur notre chevêtre suivant XX et YY, les moments obtenus sont à l'état limite de service ELS

- Suivant XX



▪ Nappes inférieur : $Med_{travée} = -370,69 \text{ kN.m/m}$

Profondeur utile pour la nappe inferieur

$d = h - \text{enrobage} - \phi/2 - \Delta$ avec enrobage = 5cm (pour XC4 pont)

Δ l'épaisseur de protections = 2cm on prendra $\phi = 5\text{cm}$

$$d = 100 - 5 - 5/2 - 2 = 90,5\text{cm} = 0,905$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{Med_{travée}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \text{ Avec } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20\text{MPa} \quad \text{Équation 42}$$

$$\mu = \frac{0,37069 \times 10^9}{1000 \times 905^2 \cdot 20} = 0,023 < 0,25 \text{ domaine de traction simple}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023} = 0,023$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{b d f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,023 \frac{100 \times 90,5 \times 20}{434,78} = 9,57\text{cm}^2/\text{ml}$$

Vérification armature minimale

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd \right)$$

$$= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} X200X90,5; 0,0013X200X90,5 \right)$$

$$A_{smin} = \max (27,29cm^2; 23,53) \text{ on prendra la section d'acier } 27,29cm^2/ml$$

Choix des armatures : 10HA20=31,42cm²

- **Nappes supérieures : Med_{appuis} = 1388,37 kN.m/ml**

Profondeur utile pour la nappe supérieure

d = h – enrobage - $\phi/2 - \Delta$ avec enrobage = 5cm (pour XC4 pont)

Δ l'épaisseur de protections = 2cm on prendra $\phi = 5cm$

$$d = 100 - 5 - 5/2 - 2 = 90,5cm = 0,905$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{Med \text{ travéé}}{b.d^2.f_{cd}} \text{ Avec } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20MPa$$

$$\mu = \frac{1,38837X10^9}{1000.905^2.20} = 0,085 < 0,25$$

limite domaine de taction simple sufisante ,

Calcul des armatures

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2X0,085} = 0,1$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{bdf_{ctd}}{f_{yd}} = 0,1 \frac{100X90,5X20}{434,78} = 41,63cm^2/m$$

Vérification armature minimale

$$A_{smin} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd \right)$$

$$= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} X200X90,5; 0,0013X200X90,5 \right)$$

$$A_{smin} = \max (27,29cm^2; 23,53) \text{ On prendra la section d'acier } 41,63cm^2$$

Choix des armatures par lits : 10HA25=49,09cm²

- Suivant YY



- Nappes inférieur : $Med_{travée} = -232,51 \text{ kN.m/m}$

Profondeur utile pour la nappe inférieure

$d = h - \text{enrobage} - \phi/2 - \Delta$ avec enrobage = 5cm (pour XC4 pont)

Δ l'épaisseur de protections = 2cm on prendra $\phi = 5\text{cm}$

$$d = 100 - 5 - 5/2 - 2 = 90,5\text{cm} = 0,905$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{Med_{travée}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \text{ Avec } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,23251 \times 10^9}{1000 \cdot 90,5^2 \cdot 20} = 0,014 < 0,25 \text{ domaine de traction simple}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014} = 0,014$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{b d f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,014 \frac{100 \times 90,5 \times 20}{434,78} = 5,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification armature minimale

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d; 0,0013 b d \right) \\ &= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 200 \times 90,5; 0,0013 \times 200 \times 90,5 \right) \end{aligned}$$

$$A_{smin} = \max (27,29 \text{ cm}^2; 23,53 \text{ cm}^2) \text{ On prendra la section d'acier } 27,29 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 10HA20=31,42cm²

- Nappes supérieures : $Med_{appui} = 1202,64 \text{ kN.m/m}$

Profondeur utile pour la nappe supérieure

$d = h - \text{enrobage} - \phi/2 - \Delta$ avec $\text{enrobage} = 5\text{cm}$ (pour XC4 pont)

Δ l'épaisseur de protections = 2cm on prendra $\phi = 5\text{cm}$

$$d = 100 - 5 - 5/2 - 2 = 90,5\text{cm} = 0,905$$

Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{\text{ed}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \text{ Avec } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{1,20264 \times 10^9}{1000 \cdot 905^2 \cdot 20} = 0,073 > 0,25$$

Calcul des sections d'acier

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073} = 0,076$$

$$A_{s,req} = \omega \frac{b d f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,076 \frac{100 \times 90,5 \times 20}{434,78} = 31,64\text{cm}^2/\text{m}$$

Vérification armature minimale

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d; 0,0013 b d \right) \\ &= \max \left(0,26 \frac{2,9}{500} \times 200 \times 90,5; 0,0013 \times 200 \times 90,5 \right) \end{aligned}$$

$$A_{smin} = \max (27,29\text{cm}^2; 23,53\text{cm}^2) \text{ On prendra la section d'acier } 31,64\text{cm}^2$$

Choix des armatures : 10HA25=49,09cm²

▪ Acier de peau

Selon l'Eurocode 2 lorsqu'un chevetre a une épaisseur supérieure à 50cm, des aciers supplémentaires sont conseillés ces aciers sont appelés acier de peau[6]. Les aciers de peau se dimensionnent spécifiquement à l'ELS, des sections d'acier minimum ces aciers minimum permettent de maîtriser les fissurations dues aux dilatations thermiques et aux efforts transversaux, dans notre cas nous ajouterons dans chaque face du chevetre une couche supplémentaire d'acier

$$A_{s,peau} = k_c \times k \times f_{ctm} \times \frac{b \times h}{f_{yk}} \quad \text{Équation 43}$$

$A_{s,peau} = k_c \times k \times f_{ctm} \times \frac{b \times h}{f_{yk}}$ on prendra $h = 2 \times 0,25 = 0,5$ soit 0,25 pour chaque couche de parement du chevetre

$$A_{s,peau} = 0,4 \times 0,5 \times 2,9 \times \frac{0,5 \times 1}{500}$$

$$A_{s,peau} = 5,8\text{cm}^2$$

On prendra 6HA12 totalisant une section de 6,79 cm² et 3HA12 par joue avec un espacement de 20cm.

Cadre : pour le choix des cadres nous procéderons comme suit.

$$\phi_{cadre} \geq \phi_{long}/3 \rightarrow \phi_{cadre} \geq 25/3 = 8,33 \text{ on prendra des HA12 comme cadres}$$

▪ Bossage d'appuis

Un bossage d'appuis est une saillie en béton armé reposant sur le chevêtre, servant de support horizontal pour les appareils d'appui qui transmettent les charges du tablier vers les appuis.

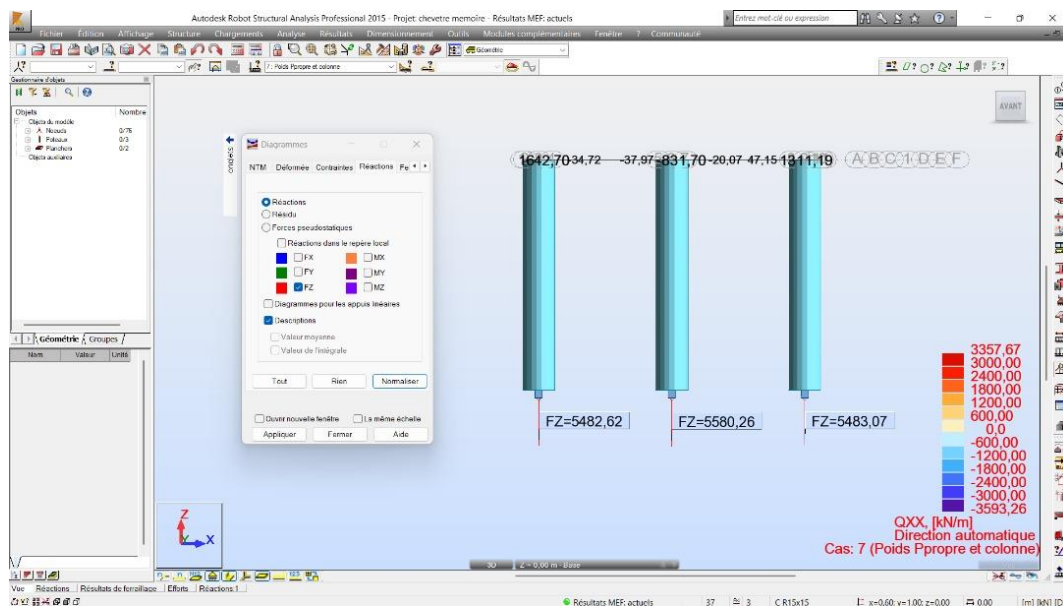
Selon le guide SETRA appareil d'appuis, les aciers d'un bossage doit être capable de recevoir 4% de $N_{max}=5308,68\text{KN}$ [2]

$$AS = \frac{4\% \cdot N_{max}}{\delta_{st}} \quad \text{Équation 44}$$

$$AS = \frac{4\% \cdot N_{max}}{\delta_{st}} = \frac{4\% \cdot 5,30868}{434,78} = 4,89\text{cm}^2 \text{ on prendra 8HA10 par mètre linéaire avec 12,5cm d'espacement sur les deux sens}$$

➤ Colonnes

Suite à la modélisation et à la descente des charges sur robot nous avons les réactions au niveau des trois appuis (colonnes), mais seule la colonne la plus chargée sera dimensionné. Nos colonnes sont soumises à une charge axiale ponctuelle $N_{ed}=5580,26\text{kN}$, l'élément a une hauteur $h=8,5\text{m}$ un diamètre $\phi=1,2\text{m}$ $f_{yk}=500\text{MPa}$, la classe d'exposition selon l'Eurocode est XC3 nous prendrons comme enrobage $n_{om}=30\text{mm}$



- Vérification du flambement du poteau

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Équation 45}$$

$$\text{Avec : le rayon de giration } i = \frac{\phi}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3\text{m}$$

$$\text{Longueur de flambement } l_f = 0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 8,5 = 4,25\text{m car le poteau est bi-encasté}$$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4,25}{0,3} = 14,167 \leq 50$ il n'y a pas de risque de flambement

- **calcul des aciers principaux :** hypothèse et paramètre d'entrée béton (30/37 : $f_{ck}=30\text{MPa}$) $f_{cd}=17\text{MPa}$ $f_{ctm}=2,9\text{MPa}$ diamètre $\phi = 1,2\text{m}$ $h = 8,5\text{m}$ $Z=0,9d=0,99\text{m}$ $d=1,200-0,08-0,0125=1,1075\text{m}=1107,5\text{mm}$ $\cot\theta = 2,5$ $\theta = 21,8^\circ$ les coefficients $\alpha_1 = 0,85$ et $\alpha_2 = 1$ $U_k=\pi\phi = 3769,9\text{mm}$ $V_1=0,6(1-50/250) = 0,48$ $\rho_l = 0,02$

- **Résistance du béton $VR_{d,c}$**

$$CR_{dc} = \frac{0,18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \quad k=1+\sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 ; \quad k=1+\sqrt{\frac{200}{1107,5}} \leq 2; \quad k=1,42 \leq 2$$

$$CR_{dc} = \frac{0,18 \times 1,42 (100 \times 0,02 \times 30)^{1/3}}{1,5} = 0,66\text{MPa}$$

$$VR_{dc} = CR_{dc} \times d / 1,5 \times U_k = 0,66 \times 3,8 \times 1,1075 / 1,5 = 1,7974\text{MN} = 1797,4\text{kN}$$

$VE_d > VR_{d,c}$ la structure a donc besoins d'armature transversales

$$VR_{d,c_{final}} = 5580,26 - 1797,4 = 3782,86\text{kN}$$

- **Section d'acier requise :**

$$A_{sw} = \frac{VR_{dc}}{\alpha_1 \alpha_2 \cot\theta f_{yzZ}} = \frac{3,78286}{1 \times 0,85 \times 2,5 \times 434,78 \times 0,99} = 41,35\text{cm}^2$$

- **Choix des aciers et e longitudinaux espacement**

Nous prendrons des 16HA20 avec une section unitaire de $3,14\text{cm}^2$ et totalisant une section de $50,24\text{cm}^2$

- **Aciers transversaux (cerces)**

Pour les aciers transversaux nous opterons pour des cerces (des aciers circulaires) qui ceinturent la colonne et tiennent les aciers longitudinaux

$$\phi_{cerce} = \frac{\phi}{3} = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm}$$

le choix se portera sur des HA14 pour les cerces

$$\text{espacement: } St \leq \min(40\text{cm}; (d + 10\text{cm}); (1,5\phi_l))$$

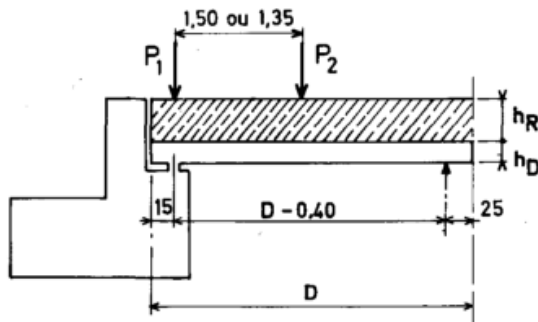
$$St \leq \min(40\text{cm}; (120\text{cm} + 10\text{cm}); (1,5 \times 20))$$

$St \leq 30\text{cm}$ un espacement de 20cm on prendra aussi des HA10 qui jouerons le rôle d'épingle avec un espacement de 40cm

Annexe 10 : culée

Nous utiliserons le guide SETRA PP73[10] pour le dimensionnement des différents éléments de la culée (mur garde grève, dalle de transition, mur en retour et corbeau d'appuis)

➤ **Dalle de transition**



h_R = hauteur moyenne de chaussée sur la dalle de transition

h_D = épaisseur de la dalle de transition

La dalle de transition se repose sur un corbeau de la culée et sur le remblai compacté de l'autre côté, elle absorbe les mouvements différentiels dû aux tassements secondaires du sol, ce qui évite les ruptures ou les déformations de la chaussée. Pour calculer ce type de dalle nous la considérons comme une poutre sur 2 appuis avec une épaisseur 0,30m, la dalle de transition a une dimension en plan de (7,40×3,65) m. nous appliquerons les charges LM3 MC120 ou Bt comme surcharge en respectant le guide SETRA PP73[10] et les norme NF EN 1991-2[3]

On prendra $D=4\text{m}$; $l=D-0,35=4-0,35=3,65\text{m}$

- Charge applicable sur notre dalle

Charges permanente :

$$P_{\text{p dalle de transition}} = h_R \times \gamma b = 0,30\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 7,5\text{kN/m}^2 \quad \text{Équation 46}$$

$$P_{\text{couche de revêtement + étanchéité}} = e_{\text{revêtement}} \times \gamma_{bb} = 0,08\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 = 1,92\text{kN/m}^2$$

$$P_{\text{remblais}} = e_{\text{remblais}} \times \gamma_{\text{remblais}} = 0,9 \times 20 = 18\text{kN/m}^2$$

$$P_{\text{permanent total}} = P_{\text{p dalle de transition}} + P_{\text{couche de revêtement + étanchéité}} + P_{\text{remblais}} = 27,42$$

$$G_{\text{per}} = P_{\text{permanent}} \times D = 27,42 \times 4 = 109,68$$

$$M_g = \frac{G \cdot l^2}{8} = \frac{109,68 \times 3,65^2}{8} = 182,65\text{kN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } G_{bt} = 2,5 \times 99 = 39,6\text{kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{G_{bt} \cdot l}{2} \times \left(1 - \frac{1,35}{2 \cdot l}\right)^2 = \frac{39,6 \cdot 3,65}{2} \times \left(1 - \frac{1,35}{2 \cdot 3,65}\right)^2 = 48,01\text{kN.m}$$

Combinaison des charges :

$$M_u = 1,35M_g + 1,76M_{\text{max}} = 335,13\text{kN.m}$$

$$M_s = M_g + 1,2M_{\text{max}} = 240,26\text{kN.m}$$

La détermination des sections d'acier a été fait avec le logiciel ROBOT EXPERT, en appliquant les moments obtenus nous avons $38,2 \text{ cm}^2$ soit 8HA25 par mètre linéaire avec un espacement

de 12,5cm, couvrant une section réelle de 39,27cm² dans la nappe inférieure et des 8HA10 avec le 12,5cm comme espacement dans la nappe supérieure. Des chevalets avec un diamètre HA10 seront ajoutés pour respecter les espacements entre nappes.

Les sections d'acier ont été déterminées à l'ELU

NOTE DE CALCUL

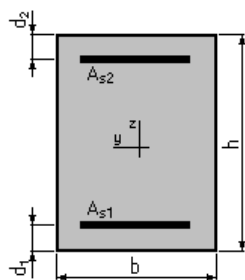
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - $0,60 * f_{c28}$, acier - 500,0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\eta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	335,13	0,00
Etat Limite de Service	240,26	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 38,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 120,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$r = 1,55 \text{ (\%)}$		
Minimum	$r_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$	maximum	$r_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\max} = 335,13$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00		Pivot : B	
Position de l'axe neutre :	$y = 12,2$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 19,9$	(cm)		

Déformation du béton : $e_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier : $e_s = 3,66$ (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : $s_s = 435,2$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 240,26$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

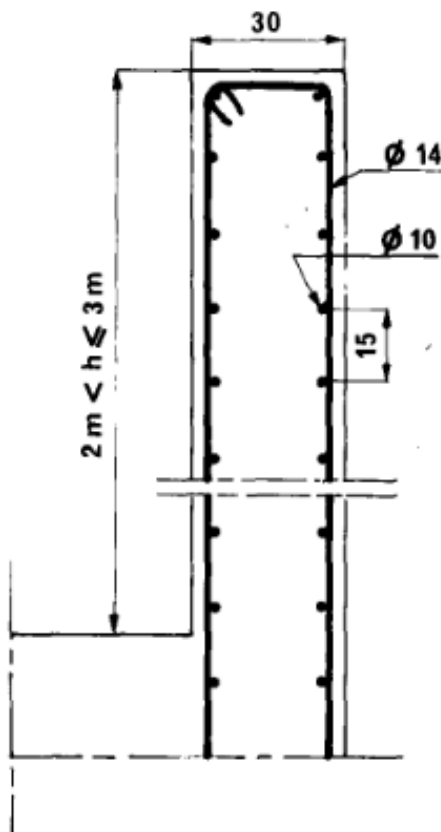
Coefficient de sécurité : 1,33
Position de l'axe neutre : $y = 13,1$ (cm)
Bras de levier : $Z = 20,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $s_b = 17,7$ (MPa)
Contrainte limite : $s_{b \text{ lim}} = 30,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : $s_s = 301,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
 $s_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

➤ Mur garde grève

Les forces appliquées au mur garde grève sont des forces horizontales sur sa face arrière avec des terres (poussée des terres, poussée de charges locales en arrière du mur garde-grève, freinage et à des efforts moindres sur sa face), nous utiliserons le plan de ferrailage proposé par le guide SETRA PP73 dans l'article § 1.3.2 dans le paragraphe 2.3.1, nous prendrons un mur avec une hauteur comprise entre 2 et 3m avec un plan de ferrailage [10] présenté comme suit :

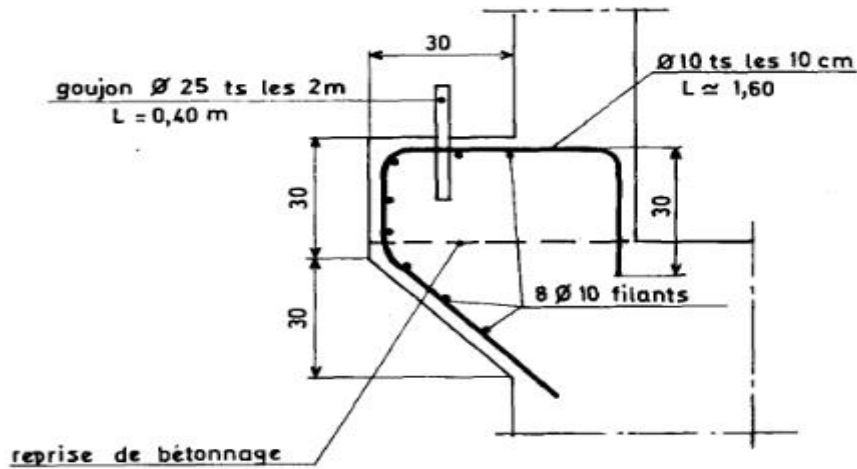
Ferrailage vertical : HA14 avec un espacement de 0,14m

Ferrailage horizontal : HA10 avec un espacement de 0,15m sur les 2 faces



➤ Corbeau d'appuis

Les aciers du corbeau que nous utiliserons sont celles proposées par le PP73 à l'article §2.2.6



➤ Mur en retour

Les murs en retour a une épaisseur de 0,30m et est encastrée au côté du mur garde grève, il permet de soutenir les terres qui servent de remblais ; selon le guide du PP73 il est sollicité par des charges verticales et horizontales[10] a savoir :

- Le poids propre de la structure
- Les poussées de terre et surcharge
- Les charges concentrées

▪ Poussée des terres :

$$P_t = \frac{K_a \times \gamma_t \times h_r^2}{2} \quad \text{Avec } h_r = 8,3\text{m} \quad \gamma_t = 18\text{kN/m}^3 \quad K_a = 0,33$$

$$P_t = \frac{0,33 \times 18 \times 8,3^2}{2} = 204,6\text{kN/ml}$$

▪ Surcharges sur remblai :

$$P_{sr} = K_a \cdot \gamma_{sr} \cdot h_r \quad \gamma_{sr} = 10\text{kN/m}^2$$

$$P_{sr} = 0,33 \times 10 \times 8,3 = 27,39\text{kN/ml}$$

▪ Poussée de la surcharge concentrée horizontale :

$$P_{sch} = S_c \cdot l = 2 \quad \text{avec } S_c = 20\text{kN}$$

$$P_{sch} = 20 \times 1,2 = 24\text{kN}$$

Moments horizontaux

▪ Poussée des terres

$$M_T = P_t \cdot \frac{h_r}{3} = 204,6 \cdot \frac{8,3}{3} = 235,95\text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

Surcharges sur remblais

$$M_{sr} = P_{sr} \cdot h_{su} / 2$$

$$M_{sr} = 27,39 \cdot \frac{2,7}{2} = 36,97 \text{ kN.m/ml}$$

la poussée de la surcharge concentrée horizontale

$$M_{sch} = P_{sch} \cdot \frac{h_r}{h_{su}} = 24 \cdot \frac{8,3}{2,7} = 73,78 \text{ kN.m/ml}$$

Combinaisons de charge

$$M_{elu} = 1,35 M_T + 1,6 (M_{sr} + M_{sch}) = 1,35 \times 235,95 + 1,6 (36,97 + 73,78) = 495,73 \text{ kN.m/ml}$$

Équation 47

$$M_{els} = M_T + 1,2 (M_{sr} + M_{sch}) = 235,95 + 1,2 (36,97 + 73,78) = 368,85 \text{ kN.m/ml}$$

Équation 48

Ferraillage horizontale :

Le ferraillage se fait en flexion simple :

$$M_u = \frac{496,73}{8,3} = 59,8 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_{ser} = \frac{368,85}{8,3} = 44,43 \text{ kN.m}$$

Équation 49

Surcharges verticales

Poids propre du mur

$$P_{pmur} = \gamma_b \cdot e_{mur} \cdot H_{mur} = 25 \times 0,30 \times 8,3 = 62,25 \text{ kN/ml}$$

Équation 50

Poussée surcharge concentrée verticale

$$P_{scv} = S_c \cdot 1,2 \quad \text{avec} \quad S_c = 40 \text{ kN}$$

$$P_{scv} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ kN}$$

Poids propre de la superstructure

$$P_s = 3,5 \text{ kN/ml}$$

Moments verticaux

Poids propre du mur

$$M_{mur} = P_{pmur} \cdot \frac{H_{mur}}{2} = 62,25 \cdot \frac{8,3}{2} = 258,34 \text{ kN.m/ml}$$

Équation 51

Poussée de la surcharge verticale

$$M_{scv} = P_{scv} \cdot \frac{h_r}{h_{su}} = 48 \cdot \frac{8,3}{2,7} = 147,56 \text{ kN.m/ml}$$

Poids propre de la superstructure

$$M_{ps} = P_s \cdot e_{mur} = 3,5 \cdot 0,3 = 1,05 \text{ kN.m/ml}$$

Combinaisons de charge

$$M_{elu} = 1,35 M_{mur} + 1,6 (M_{scv} + M_{ps}) = 1,35 \times 258,34 + 1,6 (147,56 + 1,05) = 586,54 \text{ kN.m/ml}$$

Équation 52

$$M_{\text{els}} = M_{\text{mur}} + 1,2(M_{\text{scv}} + M_{\text{ps}}) = 258,34 + 1,2(147,56 + 1,05) = 436,672 \text{ KN.m/ml}$$

Équation 53

Ferraillage horizontale :

Le ferraillage se fait en flexion simple :

$$M_u = \frac{586,54}{8,3} = 59,8 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_{\text{ser}} = \frac{368,85}{8,3} = 44,43 \text{ kN.m}$$

Équation 54

Grace au logiciel ROBOT EXPERT nous obtenons $5,7 \text{ cm}^2$ nous prendrons 3 HA16 avec une section réelle de $6,03 \text{ cm}^2$ pour les aciers longitudinaux espacé de 15cm ; et des HA10 comme acier transversal .

NOTE DE CALCUL

Calcul de Section en Flexion Simple

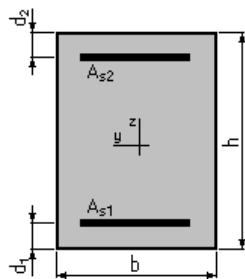
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - $0,60 * f_{c28}$, acier - 500,0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\mu = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	59,80	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum théorique	$A_{s\min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ $r = 0,23 \text{ (\%)}$	Section maximum $A_{s\max} = 120,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ maximum $r_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$
minimum	$r_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$	

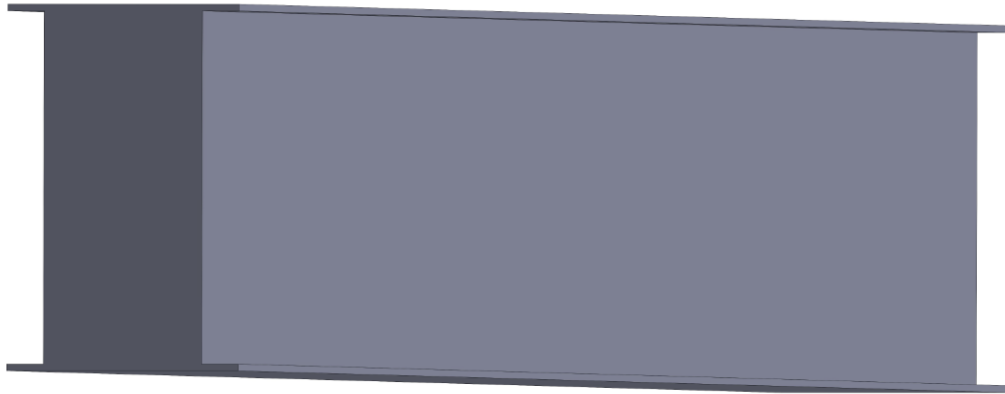
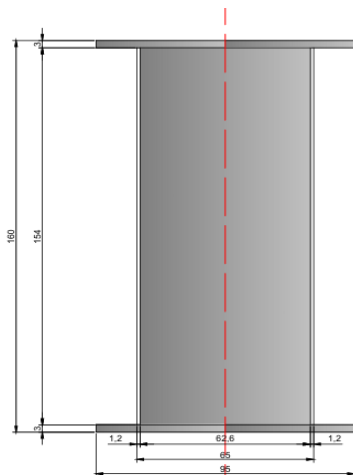
Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 59,80 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 24,0 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,30 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$s_s = 435,2 \text{ (MPa)}$	

Annexe 11 : vérification des instabilités dans la poutre à caisson

- Classe de la section mixte
 - Hypothèse poutre à caisson
 - Caractéristique géométrique

t	12mm
h	1600mm
b1	950mm
b2	950mm
e1	30mm
e2	30mm
d	650mm
h'	1540mm



Classe des Semelles :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

Équation 55

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_{sup}}{2.tfs} = \frac{950}{2 \times 30} = 15,83 \\ 14.\varepsilon = 14 \times 0,814 = 11,4 \end{array} \right. \rightarrow \frac{B_{sup}}{2.tfs} > 14.\varepsilon \quad \text{Les semelles sont de classe 1} \quad \text{Équation 56}$$

Classe de l'âme

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{t_w} = \frac{1540}{12} = 128,33 \\ 87.\varepsilon = 87 \times 0,814 = 70,8 \end{array} \right. \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > 87.\varepsilon \quad \text{L'âme est de classe 1} \quad \text{Équation 57}$$

La section mixte est donc de classe 1

Vérification au voilement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_t} \\ k_t = 5,34 + 4\left(\frac{H_w}{a}\right)^2 \\ \eta = 1,2 \end{array} \right. \quad \text{Équation 58}$$

$$\frac{H_w}{t_w} = \frac{1540}{12} = 128,33 \text{ mm}$$

$$k_t = 5,34 + 4\left(\frac{1540}{2650}\right)^2 = 6,7$$

$$\frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_t} = \frac{31 \times 0,83}{1,2} \sqrt{6,7} = 54,43$$

$$\frac{31 \times 0,83}{1,2} \sqrt{6,7} = 54,43 < \frac{1540}{12} = 128,33 \text{ mm donc il n'y a pas de risque de voilement}$$

Annexe 12 : section mixte de la dalle

Détermination de l'axe neutre Z dans la section mixte, elle est donnée par l'expression suivante :

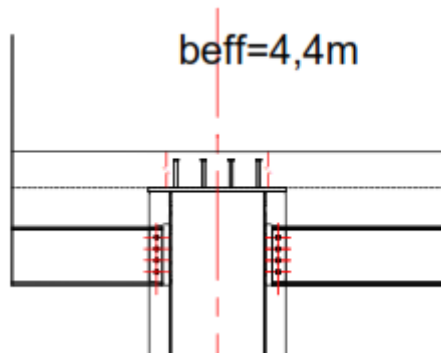
$$\begin{cases} Aa.z = Aa\left(\frac{ha}{2} + hc\right) \\ Ah = Aa + \frac{beff.hc}{n} \\ n = 3 \cdot \frac{Ecm}{Ea} \end{cases} \quad \text{Équation 59}$$

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

$b_{ei} = \min(L_0/8; b_i)$; $L_0/8 = 5,04$

$b_{e1} = b_1 = 2,2$; $b_{e2} = b_2 = 2,2$

$b_{eff} = 4,4m$



$$\begin{cases} Aa.z = Aa\left(\frac{ha}{2} + hc\right) = 0,3\left(\frac{1,6}{2} + 0,35\right) = 0,345 \\ Ah = Aa + \frac{beff.hc}{n} = 0,3 + \frac{4,4 \cdot 0,35}{18} = 0,38 \\ z = \frac{0,345}{0,38} = 0,91 \end{cases}$$

L'axe neutre se trouve dans l'âme du caisson métallique

• **Calculons le moment résistant élastique MEL.RD**

$I_h = I_a + Aa(Z_a - Z^2) + \frac{beff.hc}{n} \left[\frac{h_c^2}{12} + (Z - \frac{h_c}{2})^2 \right]$ I_a représente l'inertie dans section d'acier

$I_a = 0,042433628m^4$

$I_h = 0,042433628 + 0,3(1,21 - 0,91^2) + \frac{4,4 \cdot 0,35}{18} \left[\frac{0,91^2}{12} + (0,91 - \frac{0,35}{2})^2 \right] = 0,226m^4$

- Déterminons $M_{el,rd}^+$ dans la fibre supérieure

$$M_{el,rd}^+ = \frac{I_h \cdot f_y}{Z'' \cdot \gamma_{m0}} = \frac{0,226 \times 355 \times 1000}{(1,54 - 0,91) \cdot 1} = 127349,21 \text{ kN.m}$$

- Déterminons $M_{el,rd}^-$ dans la fibre inférieure

$$M_{el,rd}^- = \frac{I_h \cdot f_y}{Z' \cdot \gamma_{m0}} = \frac{0,226 \times 355 \times 1000}{(0,91) \cdot 1} = 88164,84 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant dans la section mixte**

$$V_{max} \leq V_{resistant} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec } A_v = 2 \cdot (T_w \cdot (H' - 2t_f)) = 2 \cdot (0,012 \cdot (1,57 - 2 \times 0,03)) = 0,03624 \text{m}^2$$

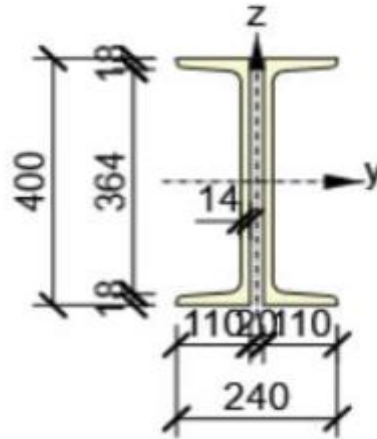
$$V_{resistant} = \frac{0,0324 \cdot \frac{355 \cdot 1000}{\sqrt{3}}}{1} = 6640,68 \text{kN}$$

- **Vérification de la section mixte**

$$\begin{cases} M_{el,rd}^+ = 127349,21 \text{ kN.m} \\ M_{el,rd}^- = 88164,84 \text{ kN.m} \\ V_{resistant} = 6640,68 \text{ kN} \end{cases} > \begin{cases} M_{solicitation} = 26054,36 \\ V_{solicitation} = 5308,08 \text{ kN} \end{cases}$$

Les moments et l'effort tranchant sont largement au-dessus des sollicitations donc la section mixte est bien dimensionnée

Annexe 13 : vérification des instabilités dans les entretoises



Les entretoises permettent de solidariser les poutres et répartissent les charges et surcharges sur les poutres. Nous allons vérifier les entretoises au voilement et en cisaillement, nos entretoises sont des aciers de type S355 avec une limite d'élasticité de 355MPa, les entretoises sont des double UPN 400 et sont les mêmes sur appuis et en zone courante.

- **Vérification au cisaillement :** $\tau = \frac{T}{h_w \cdot t_w} \leq \tau_{adm}$ avec τ_{adm} la contrainte admissible

obtenue par cette formule : $\tau_{adm} = 0,6 \cdot \frac{2}{3} f_e = 0,6 \cdot \frac{2}{3} \times 355 = 142 \text{ MPa}$

La vérification se fera sur appuis et en travée (zone courante)

- Sur appuis : $T=377,18 \text{ kN}$

$$\tau = \frac{T}{h_w \cdot t_w} = \frac{377,18}{0,364 \cdot 0,048} = 21,59 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 142 \text{ la condition est donc vérifiée aux appuis} \quad \text{Équation 60}$$

- En travée : $T=212,99 \text{ kN}$

$$\tau = \frac{T}{h_w \cdot t_w} = \frac{212,99}{0,364 \cdot 0,048} = 12,19 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 142 \text{ la condition est donc vérifiée en travée} \quad \text{Équation 61}$$

il n'y a donc pas de risque de cisaillement

- **Vérification au voilement**

La condition à vérifier est :

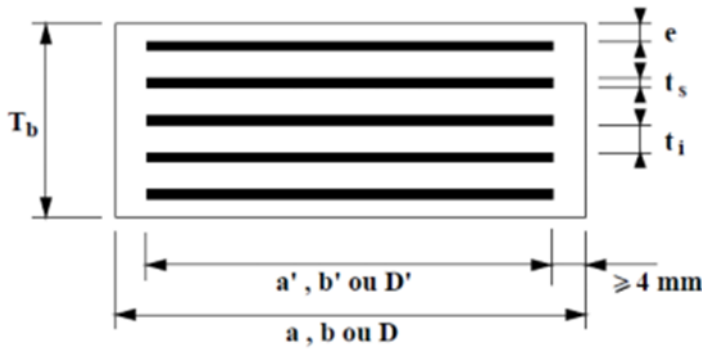
$$\tau = \frac{T}{h_w \cdot t_w} = \frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72\varepsilon}{\eta} \text{ Avec } \eta = 1,2 \quad \text{Équation 62}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{0,364}{0,048} = 7,6 \quad ; \quad \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0,814}{1,2} = 48,84$$

Donc $\frac{h_w}{t_w} = 7,6 \leq \frac{72\varepsilon}{\eta} = 48,84$ la condition est vérifiée il n'y a donc pas de risque de voilement

Annexe 14 : prédimensionnement des appareils d'appui

L'ouvrage de notre étude est un pont composé de 3 travée isostatique de 40,3m de long et 11m de large, on choisira donc des élastomères frettés de type B car ils possèdent plusieurs couches frettées métalliques séparé de n feuillets intermédiaires, les frettes d'extrémité sont enrobé d'élastomère ayant une épaisseur minimum de 4mm[14]. Les frettes ont une épaisseur qui varie entre (1-4mm)



Détermination de la contrainte moyenne :

$$20\text{MPa} \leq \frac{F_Z}{a' \cdot b'}; (a' \geq b') \leq 25\text{MPa d'après le guide setra 2007}$$

Équation 63

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

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

La surface A : $A' = a \cdot b$

Pour la vérification de non flambement nous utiliserons l'épaisseur de T_b de notre appareil d'appui :

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

Équation 64

La nomenclature d'un appareil d'appuis doit respecter cette forme : $a \times b ; n(ts + ti) ; 2e$

$$\begin{cases} ts = \text{épaisseur des frettes métallique} \\ ti = \text{épaisseur des feuillets d'élastomère intermédiaire} \\ n = \text{le nombre de feuillets d'élastomère intermédiaire} \\ e = \text{l'enrobage : } 2,5\text{mm} \end{cases}$$

$t_b = n(ts + ti) + ts + 2e$ suite à notre modélisation sur robot RSA 15 $F_Z = 5580,26\text{kN}$

- Contrainte moyenne de compression ($\frac{F_Z}{a' \cdot b'}$) est compris entre 20 et 25MPa sur la surface A,
- Le module de cisaillement conventionnelle de l'élastomère ($G_0 = 0,09\text{MPa}$),
- $F_Z = 5580,26$,
- Nuance de frette $f_e = 235\text{MPa}$,
- Prenons $\alpha = 0,3$.

$$\begin{cases} 20 \leq \frac{Fz}{(a-0,012)(b-0,012)} \leq 25 \\ 0,76 \leq b \leq 0,95 \end{cases} \quad \text{On prendra } b=0,8\text{m}$$

$$A=axb=0,3 \times 0,8=0,24\text{m}^2$$

$$\frac{a}{10} \leq Tb \leq \frac{a}{5} \rightarrow \frac{300}{10} \leq Tb \leq \frac{300}{5} \quad \text{Équation 65}$$

$$30\text{mm} \leq Tb \leq 60\text{mm}$$

En choisissant n=5feuillets d'épaisseur 8mm et les frette d'épaisseur 3mm et un enrobage de 2,5mm

$$T_b = n(ts+ti) + ts + 2e = 5(8+3) + 3 + 2 \times 2,5 = 60\text{mm}$$

On a donc un appareil d'appui de **type B : 300x800 ;5(8+3) ;3x2,5**

Annexe 15 : vérification du prédimensionnement de l'appareil d'appui

➤ **Vérification de la résistance à la compression**

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

Nous avons :

$$\sigma_{\max} = \frac{F_z}{a' \cdot b'} = \frac{5580,26 \cdot 10^{-3}}{0,288 \times 0,788} = 24,6\text{MPa} \quad \text{ok condition satisfaisante}$$

➤ **Vérification de la stabilité au flambement**

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \cdot G_0 \cdot a' \cdot S_1}{3T_b} \quad \text{Équation 66}$$

$$S_1 = \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot t \cdot (a' + b')} = \frac{0,288 \cdot 0,788}{2 \cdot 0,012 \cdot (0,288 + 0,788)} = 8,78$$

$$\text{Soit } \frac{5580,26}{0,226} = 24,58 < \frac{2 \cdot G_0 \cdot a' \cdot S_1}{3T_b} = 25,28 \quad \text{condition vérifiée} \quad \text{Équation 67}$$

➤ **Vérification de stabilité au glissement**

Cette vérification permet de s'assurer que l'appareil d'appui ne glissera pas sous l'effet des charges horizontales

$$f_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z \text{ et } \frac{F_z G_{\min}}{A_r} \geq 3\text{MPa} \text{ avec } \mu_e = 0,10 + \frac{1,5 \cdot K_f}{\sigma_m} \text{ ou } \sigma_m = \frac{F_z}{A_r}$$

$F_z G_{\min}$ = réaction minimale sous charge Permanente

f_{xy} et F_z = réaction verticale et effort concomitant les plus défavorables

$F_z G_{\min}$ = réaction minimale Sous charge permanente

μ_e = coef de frottement entre l'appareil d'appui et la structure d'acier

$$K_f = 0,20 \text{ pour l'acier}$$

$$f_{xy} = F_z = \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = 24,58\text{MPa}$$

$$\mu_e = 0,10 + \frac{1,5 \cdot K_f}{\sigma_m} = 0,10 + \frac{1,5 \cdot 0,20}{24,58} = 0,012 \quad \text{donc } f_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z = 68,1\text{kN} \text{ la stabilité au glissement}$$

est vérifiée

➤ **Vérification de l'épaisseur minimal des frettes**

$t_s = 3\text{mm}$ nous devons vérifier cette condition

$$t_s \geq \gamma_m \cdot \frac{2,6 \cdot F_z \cdot t_i}{A_r \cdot f_y} = 1 + \frac{2,6 \cdot 5580,26 \cdot 10^{-3} \cdot 8 \cdot 10^{-3} \cdot t_i}{0,226 \cdot 235} = 0,0022\text{m} \quad t_s \geq 22\text{mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la distorsion**

La distorsion totale sur l'appareil d'appui est limitée à l'ELU par :

$$\varepsilon_t = K_l (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7 \quad \varepsilon_q < 1 \quad \text{et } K_l = 1$$

Les coefficients

$\varepsilon_c, \varepsilon_q, \varepsilon_\alpha$ seront calculées respectivement sous l'effort vertical, les déplacements horizontaux et les rotations du tablier

ε_q calculer avec la distortion sous déplacement horizontal maximal

$$\text{Soit } \frac{5580,26}{0,226} = 24,58 < \frac{2.G_0.a'.S_1}{3T_b} = 25,28 \text{ condition vérifiée} \quad \text{Équation 68}$$

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_b} \leq 1 \quad \text{avec } v_x = v_1 + v_2$$

v_1 le déplacement horizontal maximal du a la température et au retrait=0,0045+0,006=0,0105m

v_2 est le déplacement horizontal du au freinage =30,83mm

$$v_x = 41,33$$

$$\varepsilon_q = \frac{41,33}{60} = 0,68 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\varepsilon_c = \frac{1,5.Fz}{G.Ar.S_1} = \frac{1,5.5580,26.10^{-3}}{0,9.0,226.8,78} = 4,78$$

ε_α la distorsion sous rotation du tablier

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a'^2.\alpha_a + b'^2.\alpha_b).t_i}{2.\sum t_i^3} \quad \text{Avec} \quad \alpha_a = 0,002\text{rad} \quad \alpha_b = 0,010\text{rad} \quad t_i =$$

8mm épaisseur max de l'elastomère

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(0,288^2.(0,002+0,01)+0,788^2.0).0,008}{2.(5.0,008^3+2.0,0025^3)} = 1,5$$

$$\varepsilon_c = K_l(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) = 1(0,68 + 4,8 + 1,5) = 6,98 < 7 \text{ Condition vérifier}$$

Toutes les conditions étant vérifiée on conclut que notre appareil d'appui est bon

Appareil d'appui de **type B : 300x800 ;5(8+3) ;3x2,5**

Annexe 16 : Prédimensionnement des semelles de fondation

La semelle de fondation est un élément d'infrastructure en béton armé qui reçoit les charges des piles ou poteaux et les transmet au sol en les répartissant sur une surface suffisante pour respecter la contrainte admissible du sol. Dans cette annexe, il est procédé au prédimensionnement des semelles situées sous la pile P1 du pont, supposée composée de trois colonnes de 1,2m avec un espacement de 4,4m entre axe.

$$N_d \text{ colonnes} = 5482,62 + 5580,26 + 5483,07 = 16545,95 \text{ kN}$$

$$\text{Profondeur } Z = 3\text{m à } 4\text{m } Pl^* = 1,06 \text{ MPa} \quad E_M = 7 \text{ MPa}$$

▪ Capacité porteuse

$$Z = 3\text{m à } 4\text{m}$$

$$q_{\text{net,lim}} = 0,5 \cdot Pl^* = 0,5 \times 1,06 = 0,53 \text{ MPa}$$

$$q_{\text{rd}} = (q_{\text{net,lim}} + \sigma_{V0}) / \gamma_{R,v} ; \sigma_{V0} = \gamma \cdot Z = 18 \times 4 = 72 \quad \gamma \text{ à } 4\text{m de profondeur} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{R,v} = 1,4$$

$$q_{\text{rd}} = (530 + 72) / 1,4 = 430 \text{ kPa}$$

$$A_{\text{min}} = N_d \text{ colonnes} / q_{\text{rd}}$$

$$A_{\text{min}} = 16545,95 / 430 = 38,48 \text{ m}^2 \text{ on prendra } 39 \text{ m}^2$$

▪ Longueur de la semelle

$$L = d_{\text{ex}} + 2 \times \text{porte-à-faux} = 9 + 2 \times 2 = 13 \text{ m} \text{ avec porte-à-faux} = 2 \text{ m}$$

$$B = A_{\text{min}} / L = 39 / 13 = 3 \text{ m}$$

$$A_{\text{réelle}} = B \cdot L = 13 \times 3 = 39 \text{ m}^2$$

$$\sigma_d = N_d \text{ colonnes} / A_{\text{réelle}} = 16545,95 / 39 = 424,25 \text{ kPa} < 430 \text{ kPa} \quad \text{ok}$$

▪ Vérification de tassement

$$q_{\text{kels}} = 60\% q_{\text{rd}} = 0,6 \cdot 430 = 258 \text{ kPa}$$

$$S = (q_{\text{kels}} \cdot B \cdot 1,1) / E_M = (258 \times 3 \times 1,1) / 7000 = 0,12 \text{ m}$$

- Détermination de l'épaisseur de la semelle : poinçonnement. Selon l'Eurocode 2, la contrainte de cisaillement au périmètre de poinçonnement doit satisfaire : $V_{\text{Ed}} \leq V_{Rd,c}$.

- Hauteur utile d : $h_{\text{adoptée}} = 1,8 \text{ m}$ avec un enrobage de $c_{\text{nom}} = 75 \text{ mm}$ diamètre des barres

$$\phi_{\text{barres}} = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 1,8 - 0,075 - 0,0125 = 1,71 \text{ m}$$

- Périmètre de contrôle U_1

$$U_0 = \phi_{\text{colonne}} \cdot \pi = 1,2 \cdot \pi = 3,77 \text{ m}$$

$$U_1 = \pi \cdot (\phi_{\text{colonne}} + 2 \cdot d) = \pi \cdot (1,2 + 2 \times 1,71) = 14,5 \text{ m}$$

- Contrainte de cisaillement V_{Ed} la charge excentrée $\beta = 1$ et $\alpha = 1$

$V_{Ed} = N_{Ed} / (U_1 \cdot d)$, on prendra N_{Ed} de la colonne la plus chargée

$$V_{Ed} = 5580,26 / (14,5 \times 1,71) = 225,1 \text{ KPa} = 0,2251 \text{ MPa}$$

- Résistance V_{Rdc}

$$k = 1 + \sqrt{\left(\frac{200}{d}\right)} = 1 + \sqrt{\left(\frac{200}{1710}\right)} = 1,34 < 2 \text{ ok}$$

$$V_{Rdc} = (0,18 / \gamma_c) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k \cdot \sigma_{cp} \quad \sigma_{cp} = 0 \text{ car par de precontrainte}$$

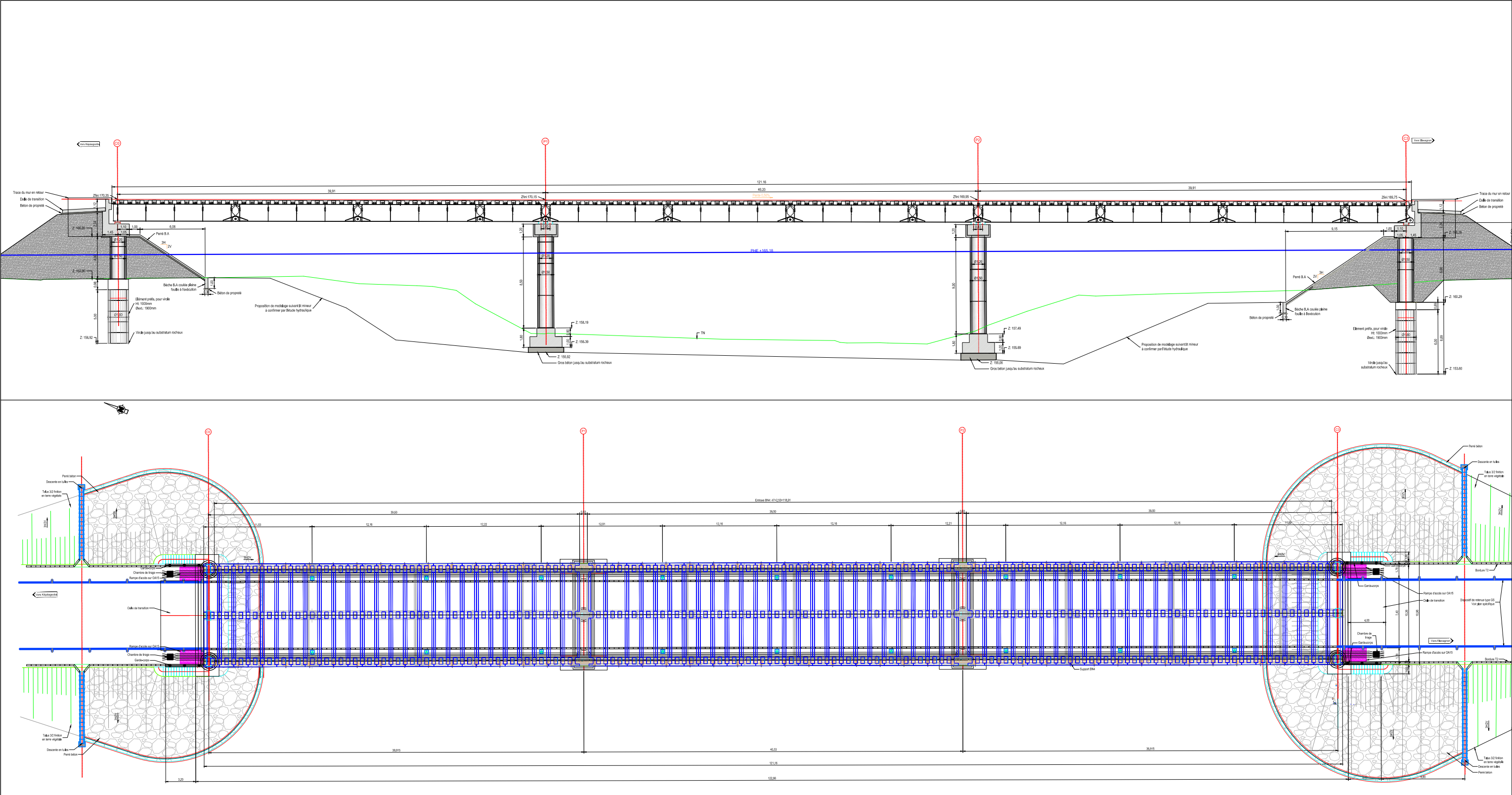
$$V_{Rdc} = (0,18 / 1,5) \cdot 1,34 \cdot (100 \times 0,02 \times 30)^{1/3} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 0,2251 \text{ MPa} < V_{Rdc} = 0,63 \text{ MPa} \text{ ok donc l'épaisseur } h = 1,8 \text{ m est largement suffisante}$$

La semelle a donc une dimension de : $(13 \times 3 \times 1,8) \text{ m}^3$

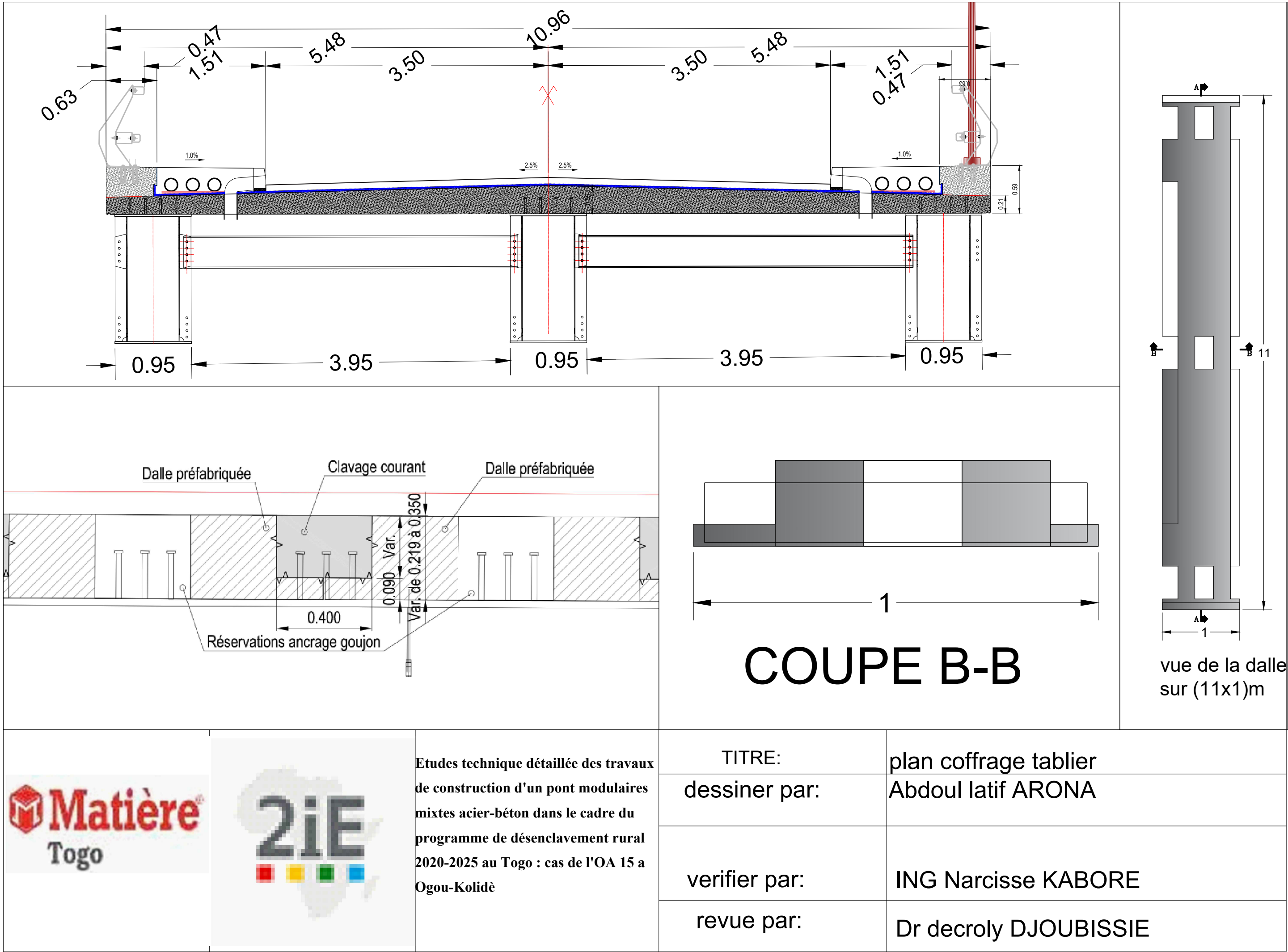
Annexe 17 : plans d'exécution

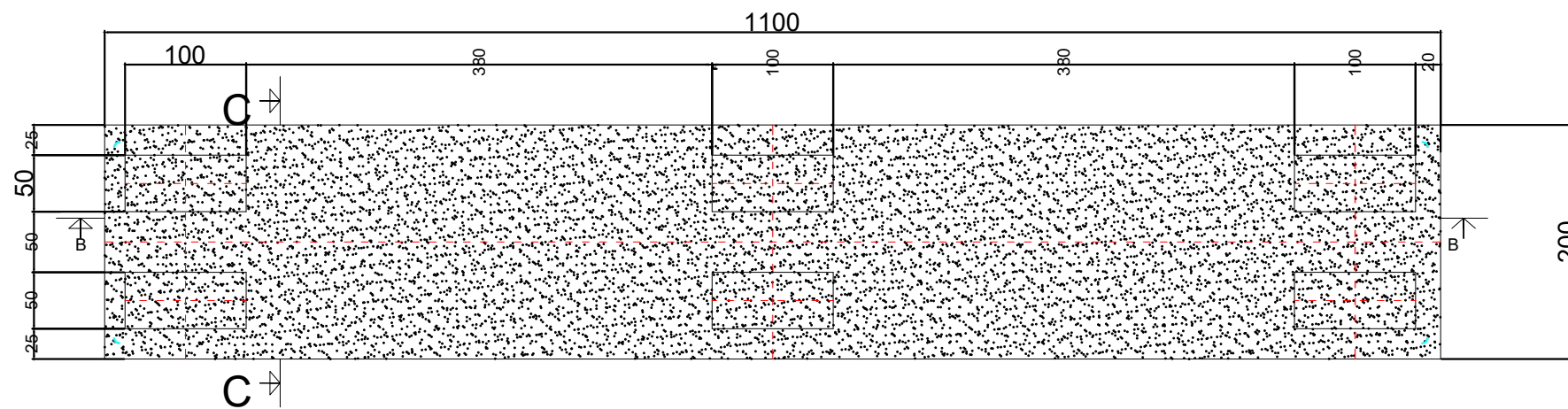




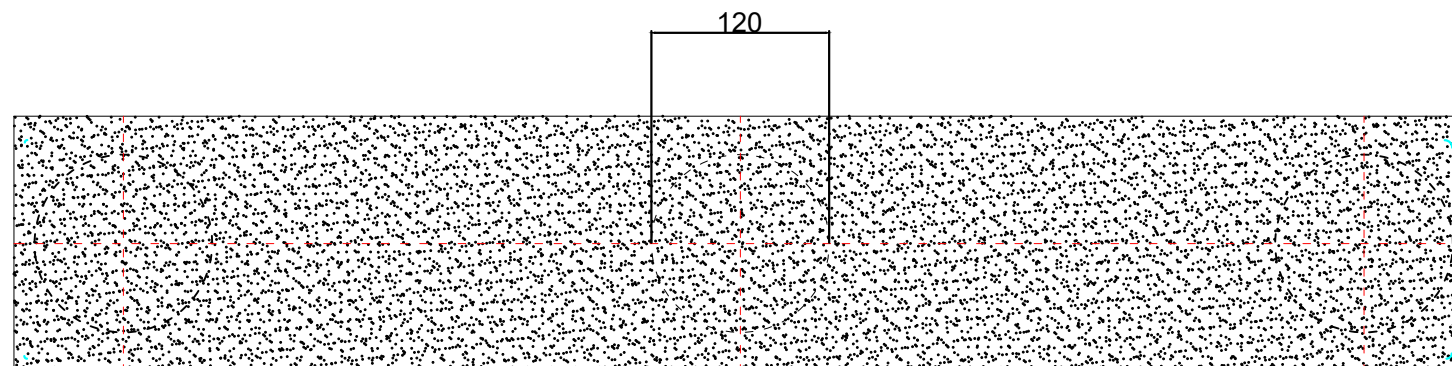
Etudes technique détaillée des travaux de construction d'un pont modulaires mixtes acier-béton dans le cadre du programme de désenclavement rural 2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a Ogou-Kolidè

Titre:	plan d'ensemble montrant le PHE
dessiner par:	abdoul latif ARONA
verifier par:	ing narcisse KABORE
revue par:	Dr. Decroly DJOUBISSIE

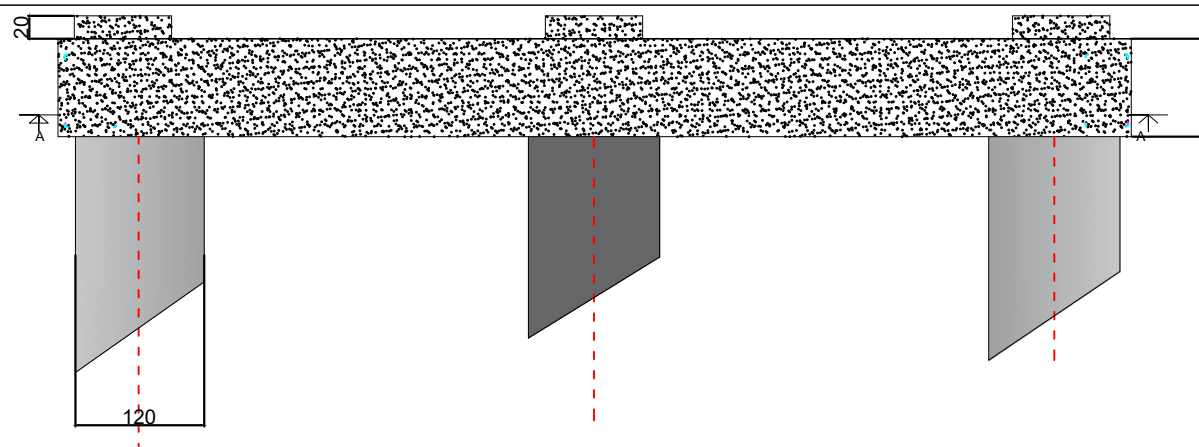




vue de dessus

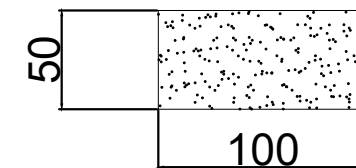
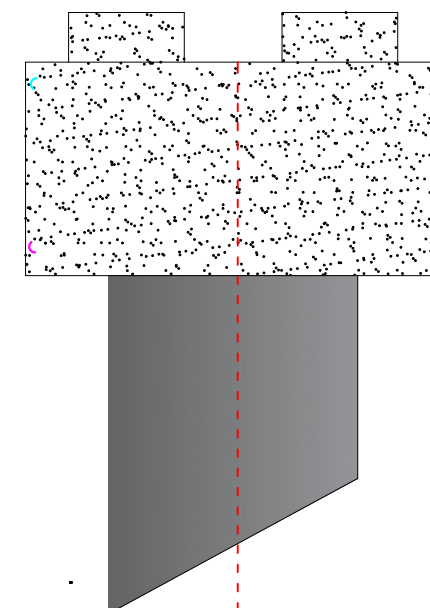


coupe A-A



coupe B-B

details bossage



coupe C-C



Etudes technique détaillée des travaux
de construction d'un pont modulaires
mixtes acier-béton dans le cadre du
programme de désenclavement rural
2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a
Ogou-Kolidè

Titre:

dessiner par:

verifier par:

revue par:

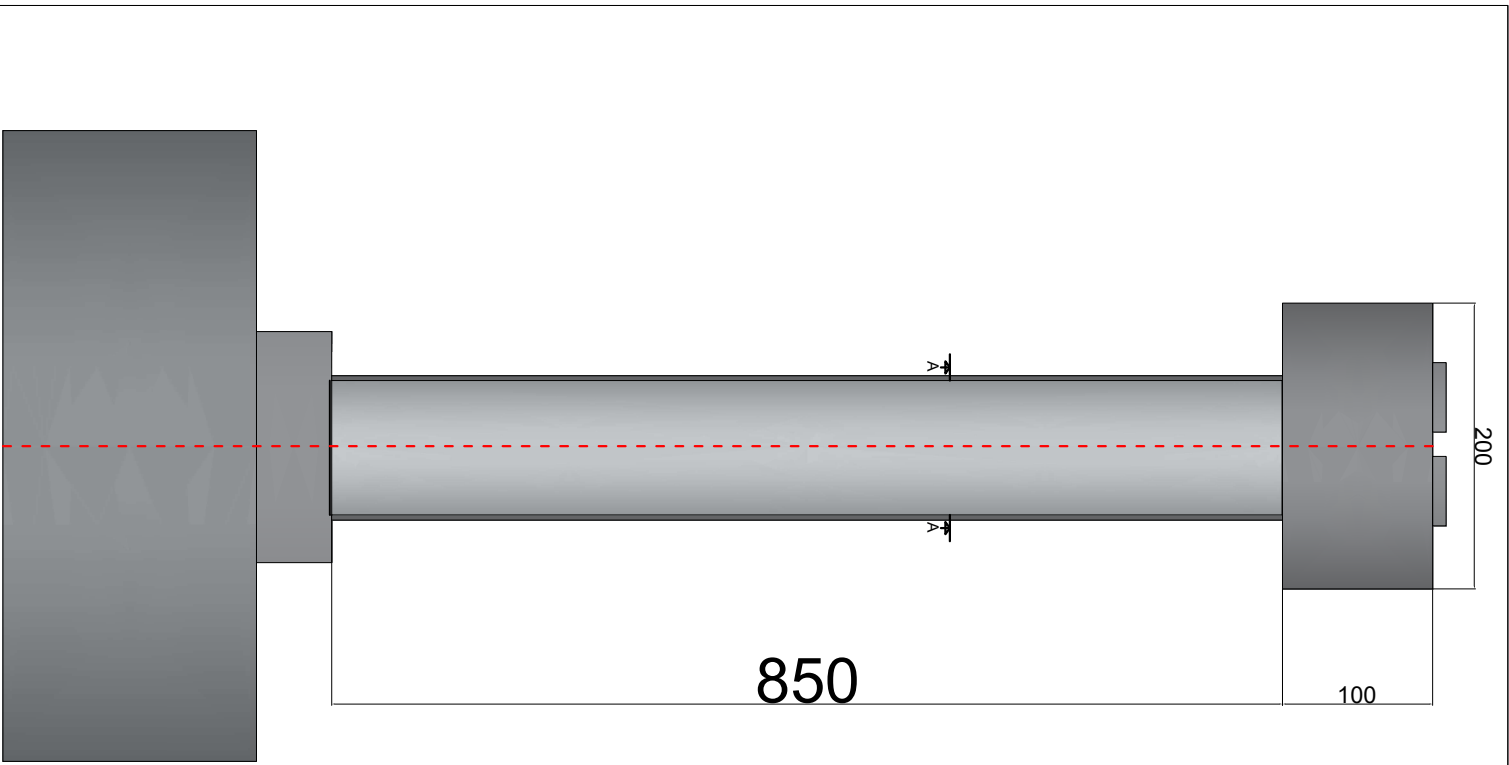
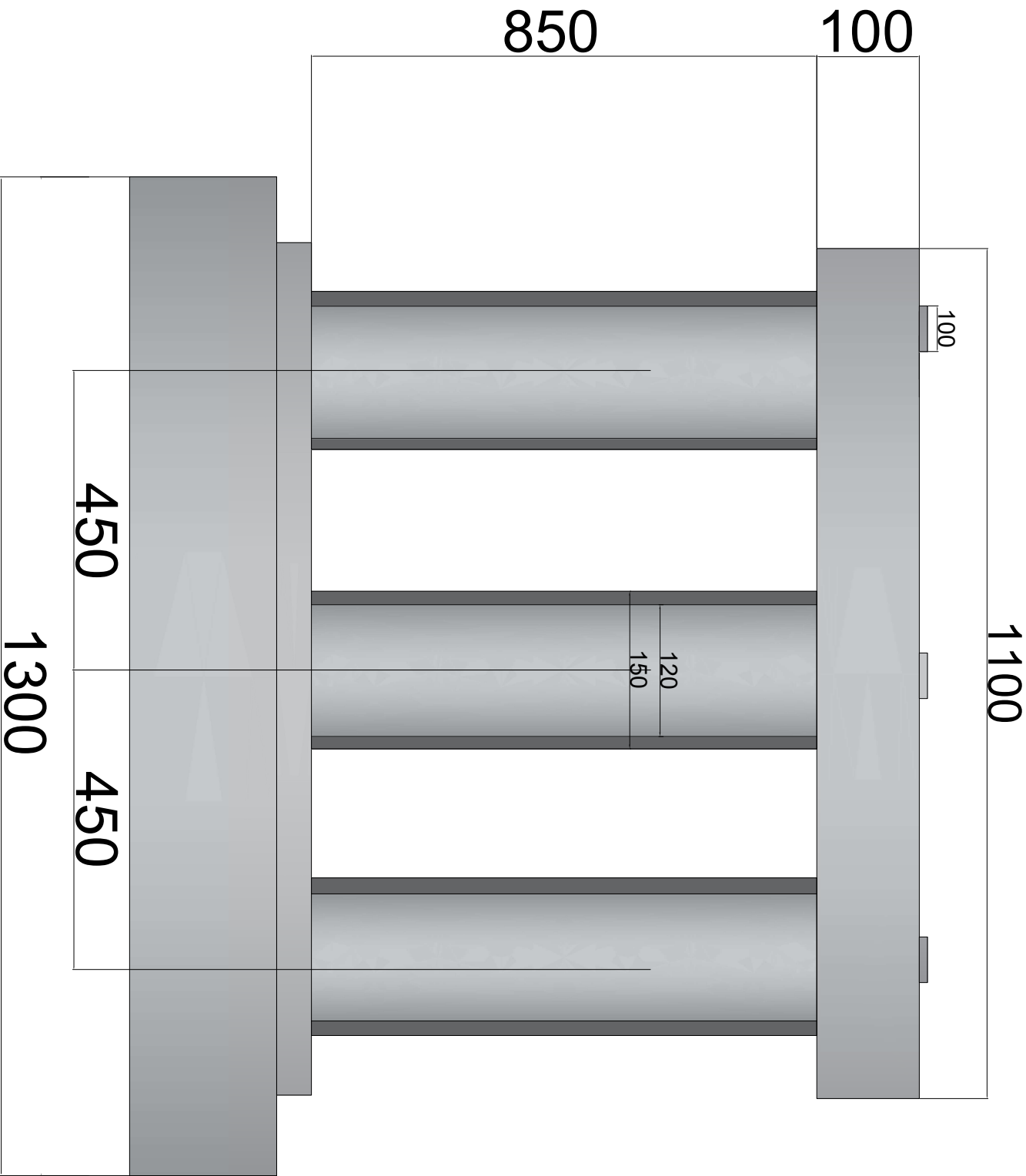
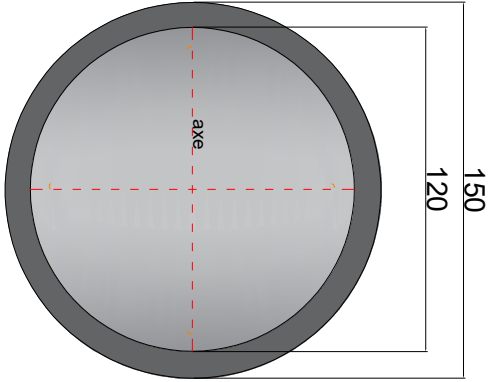
coffrage

chevrette

abdoul latif ARONA

ING Narcisse KABORE

Dr Decroly DJOUBISSIE



coupe A-A



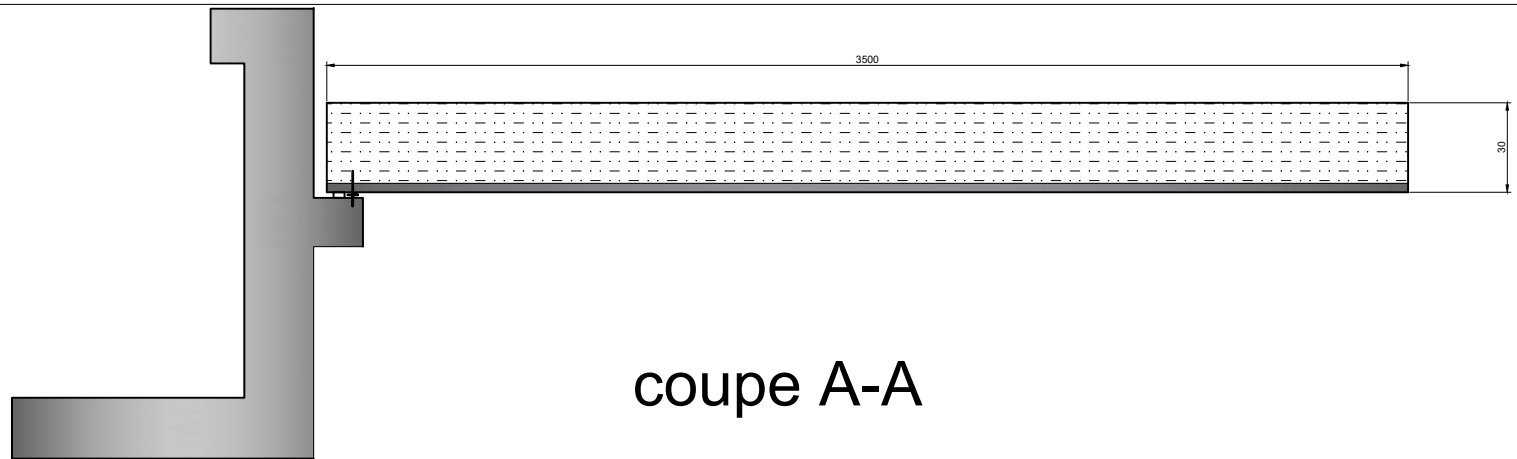
Etudes technique détaillée des travaux
de construction d'un pont modulaires
mixtes acier-béton dans le cadre du
programme de désenclavement rural
2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a
Ogou-Kolide

Titre:
coffrage
colonne

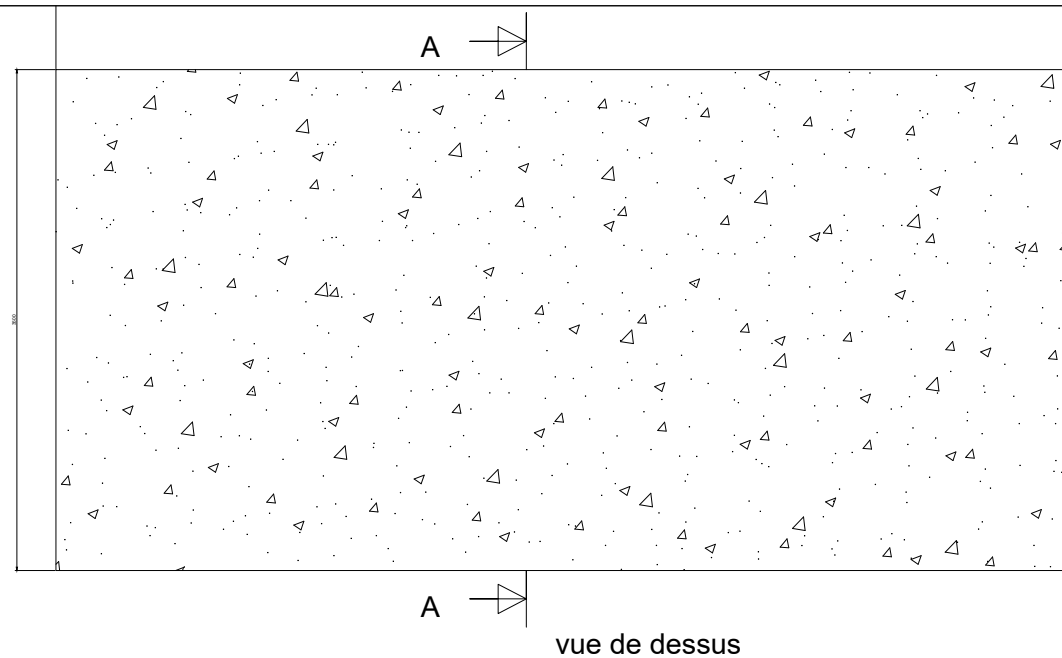
dessiner
abdoul latif ARONA

verifier
ING Narcisse KABORE

revue
par:
Dr Decroly DJOUBISSIE



coupe A-A



vue de dessus



Etudes technique détaillée des travaux
de construction d'un pont modulaires
mixtes acier-béton dans le cadre du
programme de désenclavement rural
2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a
Ogou-Kolidè

TITRE:

plan coffrage
dalle de transition

dessiner par:

Abdoul latif ARONA

verifier par:

ING Narcisse KABORE

revue par:

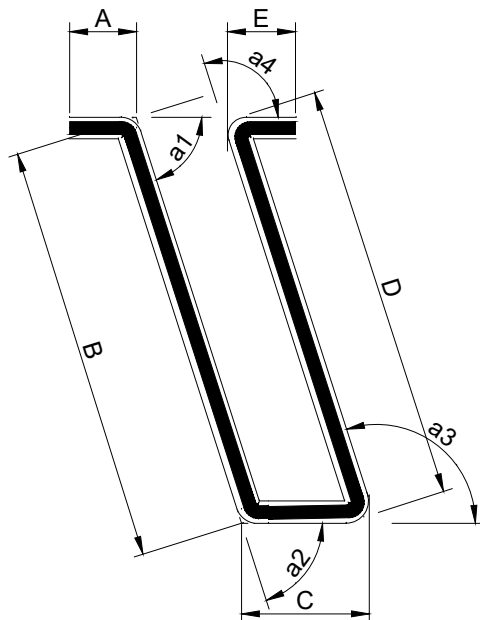
Dr decroly DJOUBISSIE

MANDRINS DE CINTRAGE

		Diamètres	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
HA	Crosses (Type 1)	90	120	150	180	210	240	300	375	480	600	
	Cadres (Type 2)	24	32	40	48	56	64	140	175	224	280	
	Coudes (Type 3)	70	70	100	100	150	150	200	250	300	400	
DX	Crosses (Type 1)	60	80	100	120	140	160	200	250	320	400	
	Cadres (Type 2)	24	32	40	48	56	64	140	175	224	280	
	Coudes (Type 3)	30	30	40	50	70	100	200	250	300	400	

COTATION DES ACIERS

- LES COTES DONNEES SONT DES DIMENSIONS EXTERIEURES EXPRIMEES EN MM.
- LES ANGLES DONNES SONT DES ANGLES DE CINTRAGE EXPRIMES EN DEGRES.



LONGUEURS DES CROSSES NORMALISEES (mm)

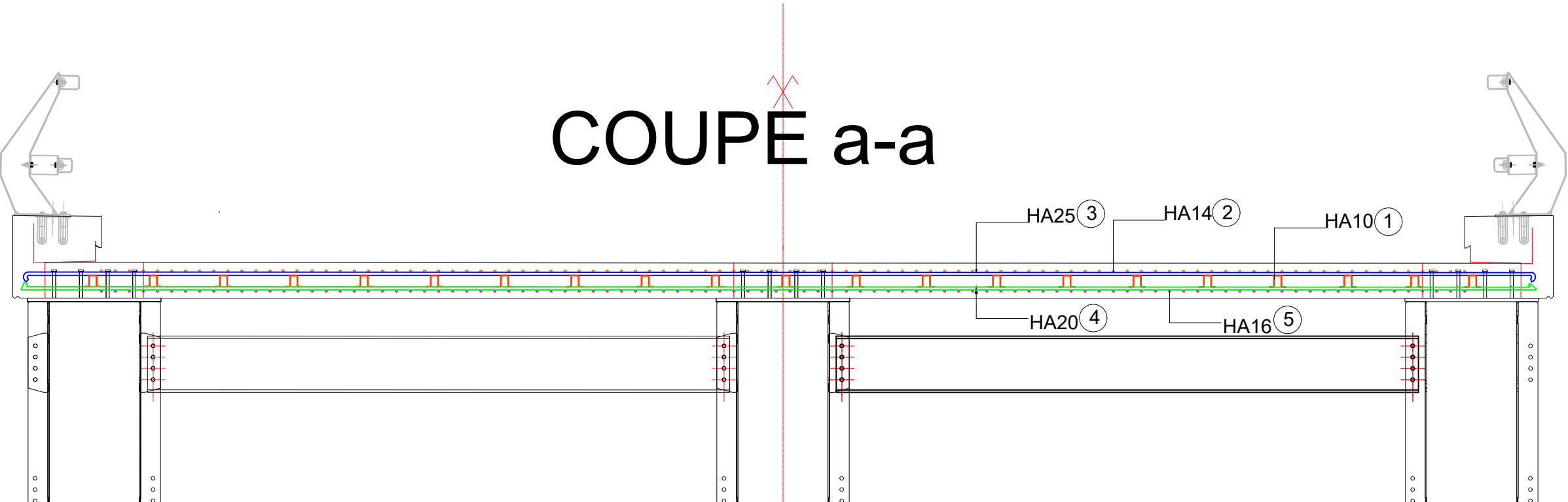
Diamètres	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
-----------	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----

	HA	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	70	80	100	120	140	160	200	250	320	400
	DX	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	70	80	100	120	140	160	200	250	320	400

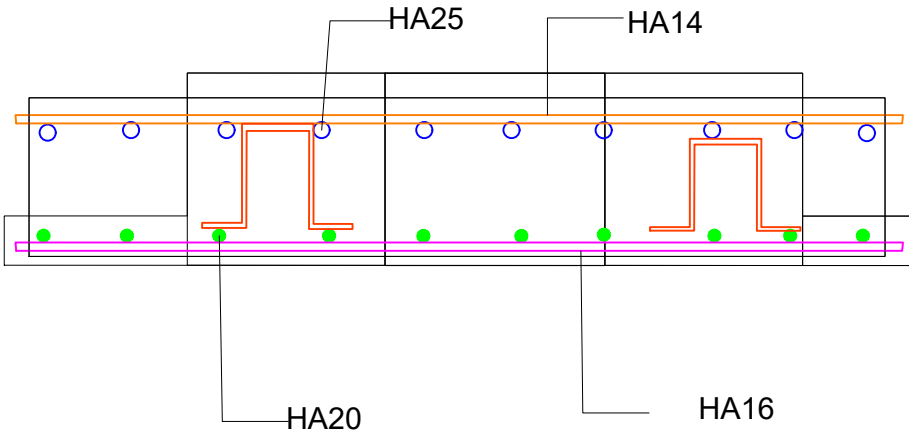
	HA	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	70	80	100	120	140	160	200	250	320	400
	DX	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	70	80	100	120	140	160	200	250	320	400

	HA	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	50	50	50	60	70	80	100	125	160	200
	DX	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	50	50	50	60	70	80	100	125	160	200

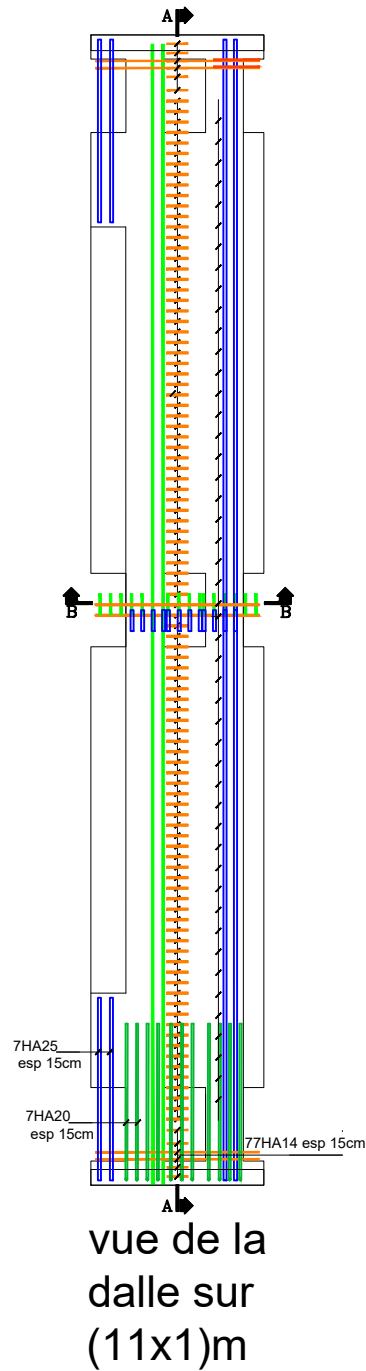
COUPE a-a



	diamètre		position	sens
①	HA10			
②	HA14		nappe superieur	acier suivant Y
③	HA25		nappe superieur	acier suivant X
④	HA20		nappe inferieur	acier suivant X
⑤	HA16		nappe inferieur	acier suivant Y



COUPE B-B



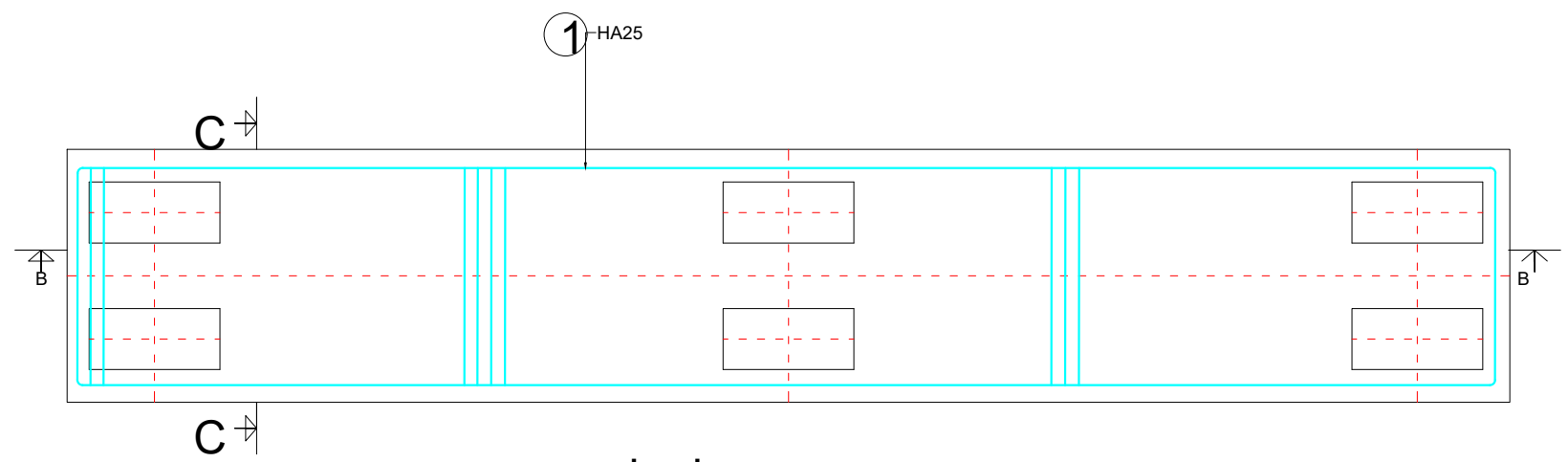
Etudes technique détaillée des travaux de construction d'un pont modulaires mixtes acier-béton dans le cadre du programme de désenclavement rural 2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a Ogou-Kolidè

TITRE:
dessiner par:

verifier par:
revue par:

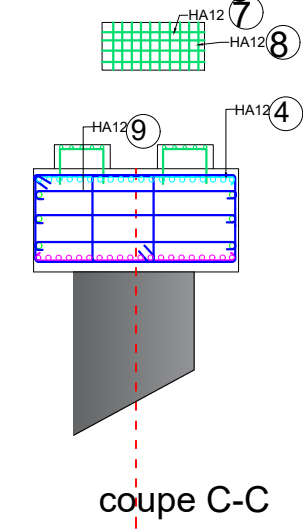
plan ferrailage tablier
Abdoul latif ARONA

ING Narcisse KABORE
Dr decroly DJOUBISSIE

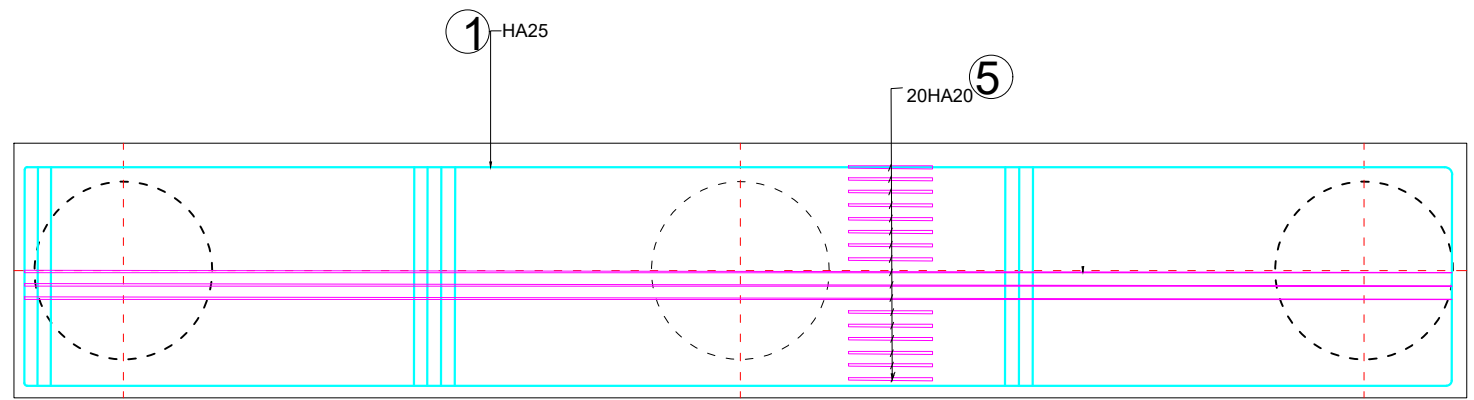


vue de dessus

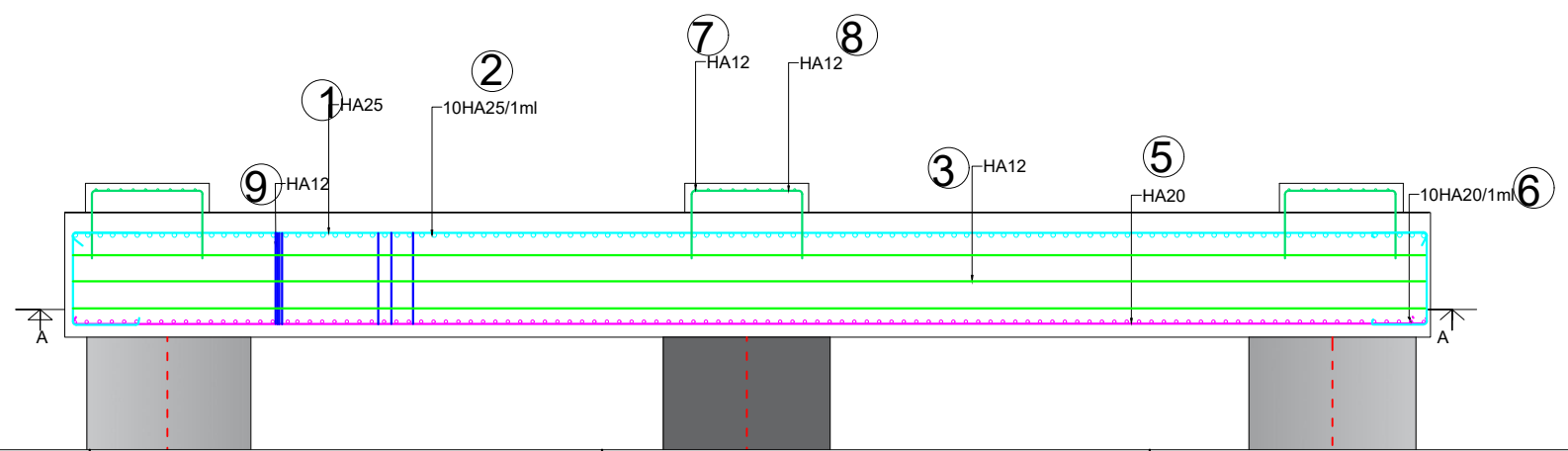
details bossage



coupe C-C



coupe A-A



	diametre	forme
1	HA25	
2	HA25	
3	HA12	
4	HA12	
5	HA20	
6	HA20	
7	HA12	
8	HA12	
9	HA12	



Etudes technique détaillée des travaux
de construction d'un pont modulaires
mixtes acier-béton dans le cadre du
programme de désenclavement rural
2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a
Ogou-Kolidè

Titre:

dessiner par:

verifier par:

revue par:

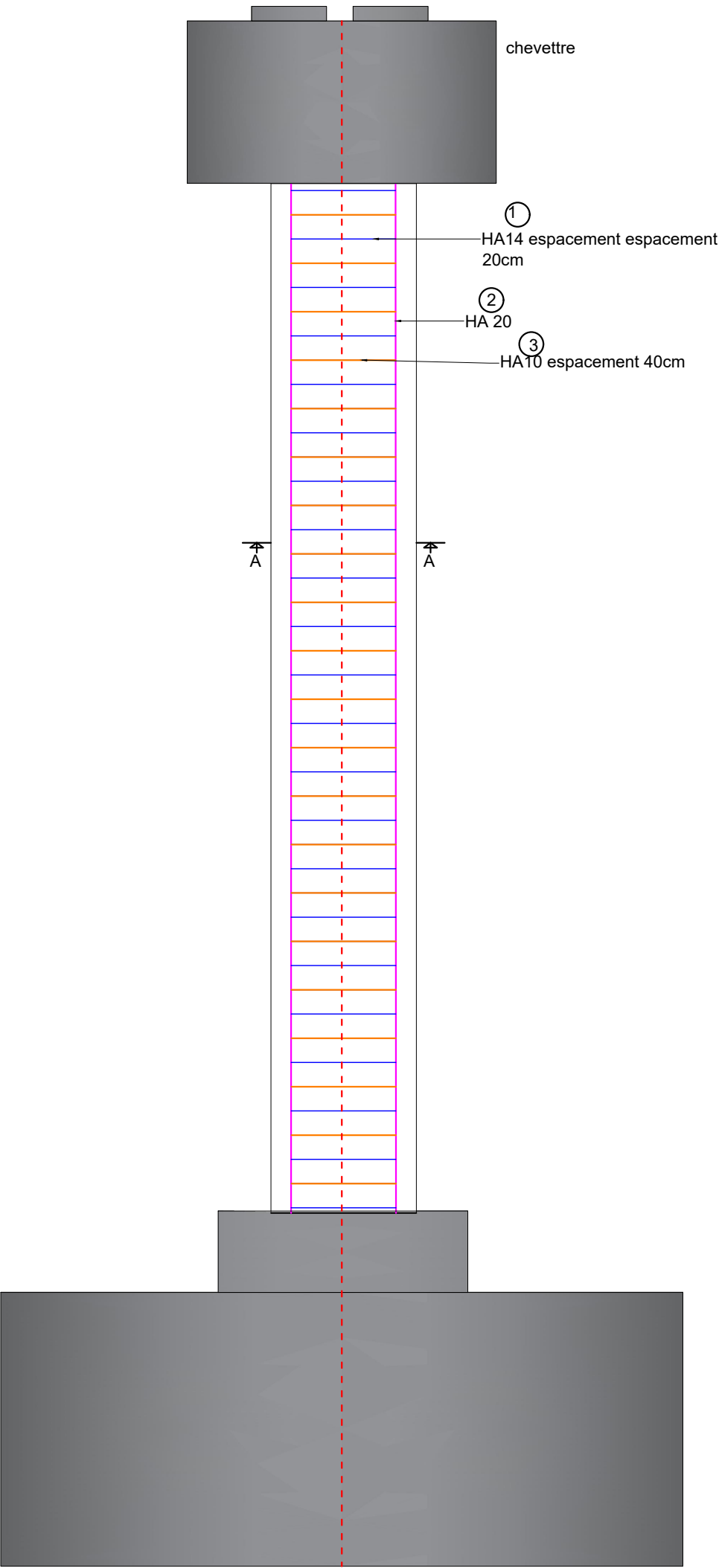
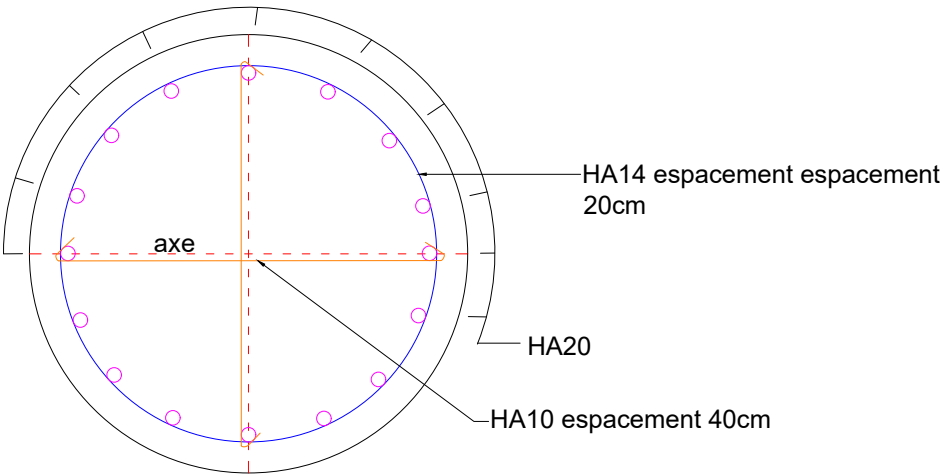
ferrailage

chevrette

abdoul latif ARONA

ING Narcisse KABORE

Dr Decroky DJOUBISSIE



coupe A-A

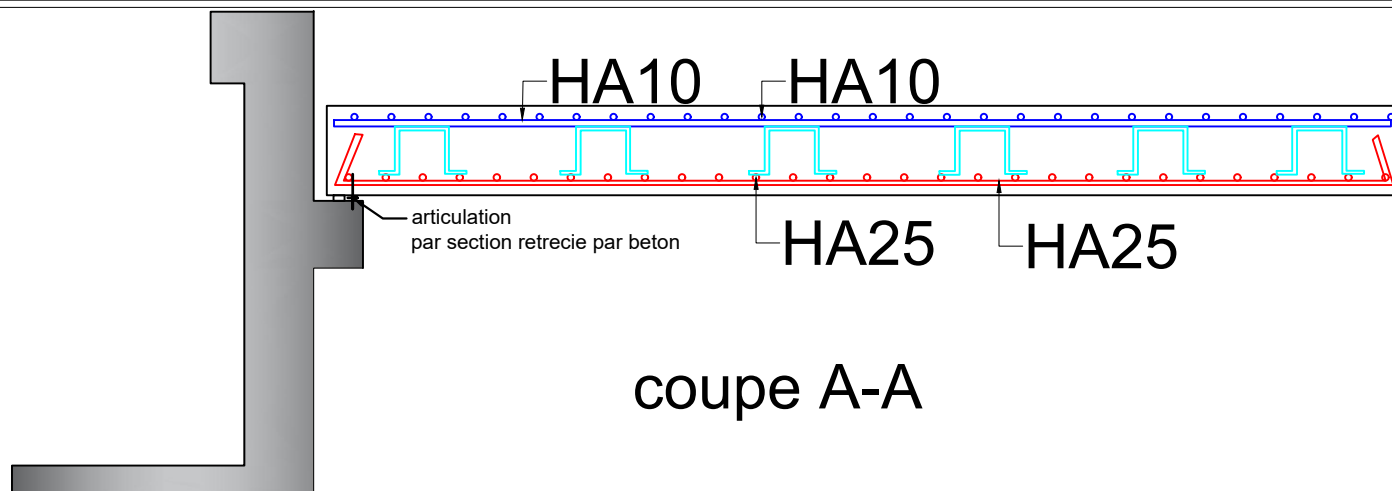
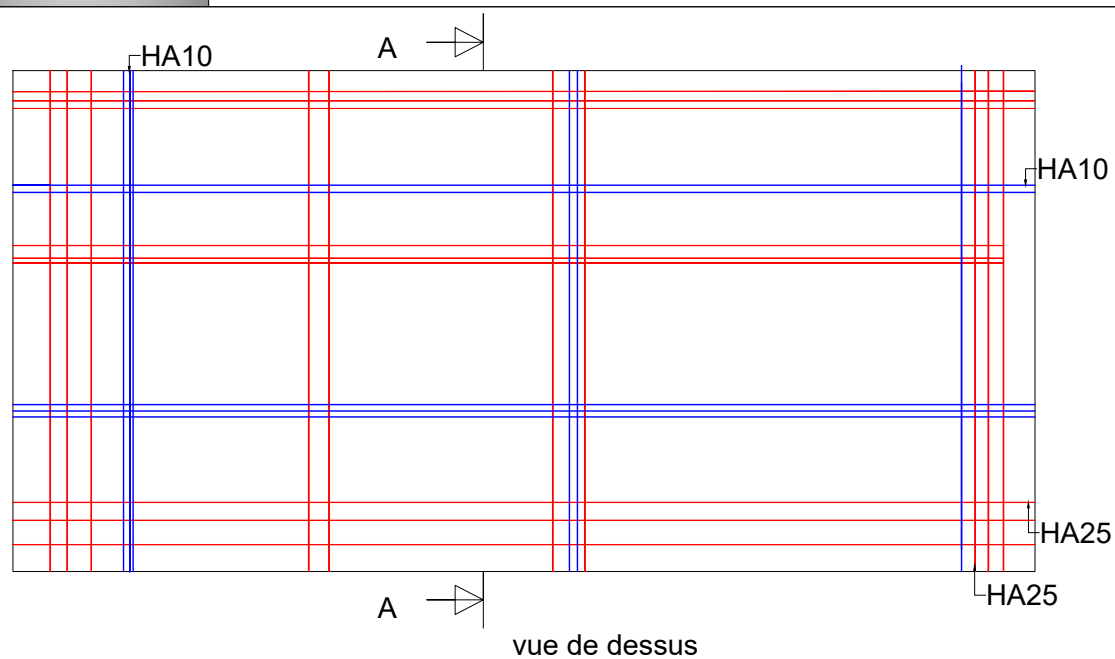
	diametre	nombre
①	HA14	43
②	HA20	16
③	HA10	43



Etudes technique détaillée des travaux de construction d'un pont modulaires mixtes acier-béton dans le cadre du programme de désenclavement rural 2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a Ogou-Kolidè



Titre:	ferrailage colonne
dessiner par:	abdoul latif ARONA
verifier par:	ING Narcisse KABORE
revue par:	Dr Decroly DJOUBISSIE



Etudes technique détaillée des travaux de construction d'un pont modulaires mixtes acier-béton dans le cadre du programme de désenclavement rural 2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a Ogou-Kolidè

TITRE:

plan ferrailage dalle de transition

dessiner par:

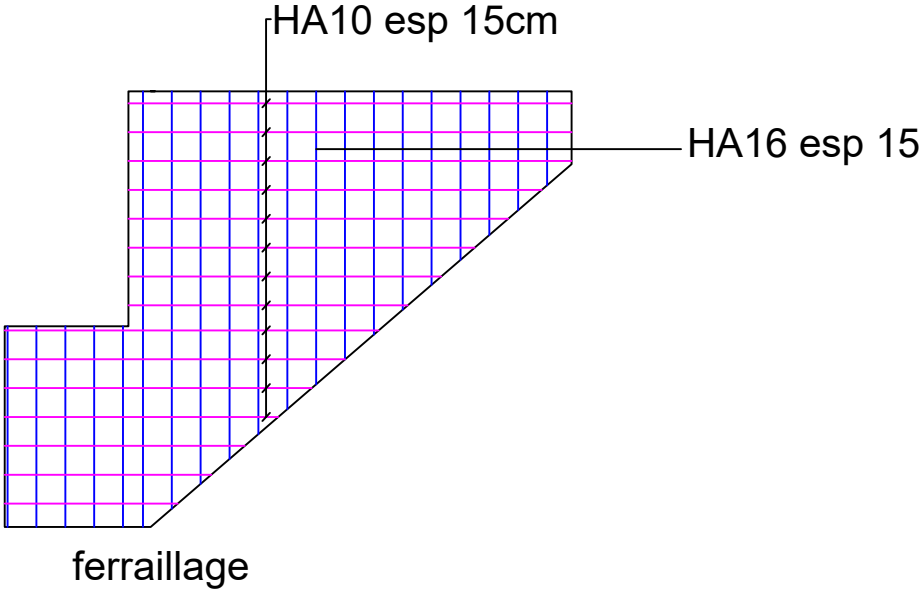
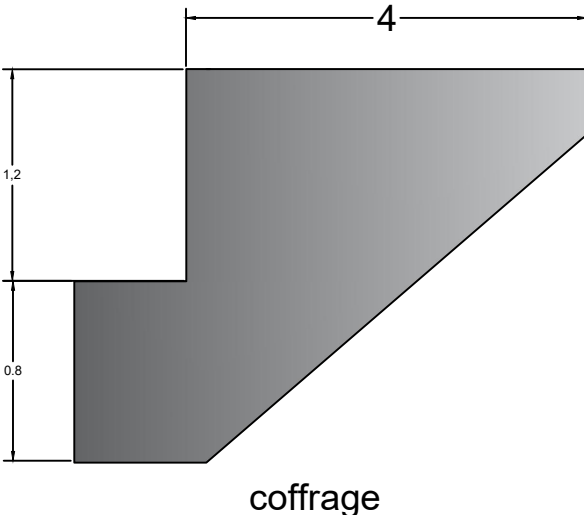
Abdoul latif ARONA

verifier par:

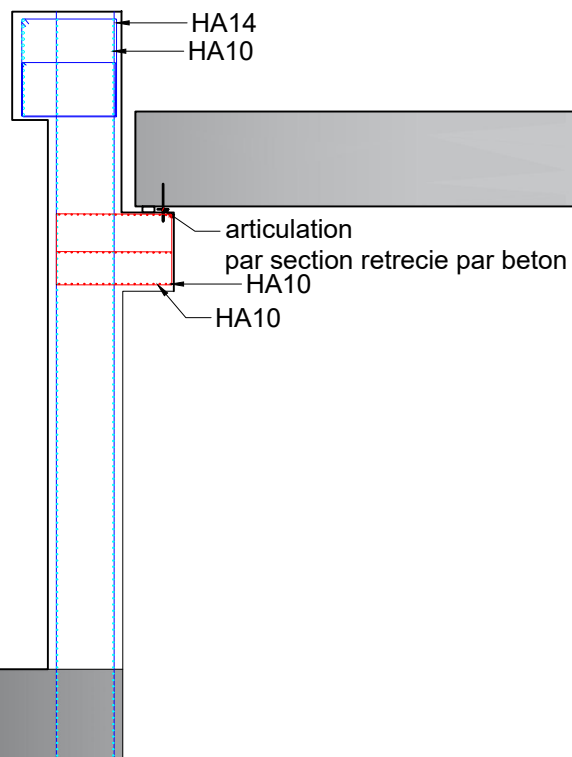
ING Narcisse KABORE

revue par:

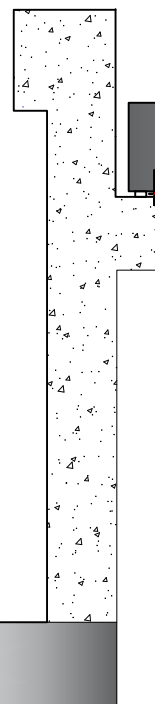
Dr decroly DJOUBISSIE

				
		<p>Etudes technique détaillée des travaux de construction d'un pont modulaires mixtes acier-béton dans le cadre du programme de désenclavement rural 2020-2025 au Togo : cas de l'OA 15 a Ogou-Kolidè</p>	TITRE:	plan mur en retour
			dessiner par:	Abdoul latif ARONA
			verifier par:	ING Narcisse KABORE
			revue par:	Dr decroly DJOUBISSIE

ferrailage



coffrage



Etudes technique détaillée
des travaux de construction
d'un pont modulaires mixtes
acier-béton dans le cadre du
programme de
désenclavement rural
2020-2025 au Togo : cas de
l'OA 15 a Ogou-Kolidè

TITRE:

mur garde greve et corbeau d'appuis

dessiner par:

Abdoul latif ARONA

verifier par:

ING Narcisse KABORE

revue par:

Dr decroly DJOUBISSIE