

Études d'Avant-Projet Détaillé des travaux de construction d'un pont à poutre sur l'axe Danané – Gbeunta en République de Côte d'Ivoire.

**MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR 2IE AVEC
GRADE DE MASTER
SPÉCIALITÉ GÉNIE CIVIL-BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS**

Présenté et soutenu publiquement le 27 Janvier 2025, par l'étudiant

Abdel Kader ZOUNGRANA (20160118)

Encadrant 2iE : Dr. Abdou LAWANE GANA, Maître de conférences à 2iE.

Maître de stage : M. KOUMAN Kouakou Valery, Ingénieur génie civil et chef du service ouvrages d'art et drainage routier du Bureau National d'Études Techniques et de Développement.

Structure d'accueil du stage : Bureau National d'Études Techniques et de Développement (BNETD)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Prof. Amadou KEITA

Examineurs : Ing. Velegda Hugues Fabrice SORE

Dr. Hassane SEINI MOUSSA

Promotion [2024/2025]

DEDICACES

Je voudrais dédier
ce présent rapport
à mes parents,
qui, depuis ma naissance,
n'ont cessé de se battre
afin de me garantir
un avenir meilleur.

CITATIONS

« Puisqu'on ne peut être universel et savoir tout ce qu'on peut savoir sur tout, il faut savoir un peu de tout. Car il est bien plus beau de savoir quelque chose de tout que de savoir tout d'une chose ; cette universalité est la plus belle »

Blaise Pascal

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce présent rapport n'aurait été possible sans l'aide de plusieurs personnes. Et c'est au travers de ces quelques mots que je tiens à leur témoigner ma profonde gratitude.

Ainsi, mes remerciements vont à l'endroit de :

- + **La Direction de l'Institut International de l'Eau et de l'Environnement (2IE)** pour la formation de qualité reçue, sans oublier le corps enseignant pour leur dévouement à faire de nous des amoureux du travail bien fait ;
- + **Dr Abdou LAWANE GANA**, Maître de conférences à 2iE, notre encadreur, pour sa disponibilité et sa bonne volonté de nous accompagner dans l'élaboration de ce rapport ;
- + **Le Bureau National d'Étude Techniques et de Développement (BNETD)**, pour l'hospitalité ;
- + **M. KINAPARA COULIBALY**, Directeur Général du Bureau National d'Études Techniques et de Développement (BNETD), qui a eu la bonté de m'accepter dans sa structure afin que je puisse y effectuer mon stage de fin d'études ;
- + **M. TCHONON COULIBALY**, Ingénieur des Travaux Publics et Directeur du pôle Transport, Infrastructures et Environnement (PTIE) du BNETD, pour m'avoir accueilli au sein de son pôle ;
- + **M. SAFER FOUAD**, Ingénieur des Travaux Publics et Directeur du Département Études de Transports et Infrastructures (DETI) du PTIE, pour m'avoir accueilli dans son département ;
- + **M. SORO BEN LADJI**, Directeur des Ressources Humaines du BNETD, pour son attention à notre égard ;

- + **M. SIMPORE Ismaël Kader**, Ingénieur d'études ouvrage d'art au service OADR ;
- + **M. ANINI KACOU EMMANUEL**, Technicien assistant d'études ouvrages au service OADR ;
- + **M. ANTICHE Chris**, Ingénieur d'études ouvrage d'art au service OADR ;
- + **M. SANGARE Moussa**, Ingénieur d'études ouvrage d'art au service OADR ;
- + **Mme ATTA GERTRUDE**, Ingénieure assistante d'études ouvrages au service OADR ;
- + **M. COULIBALLY HASSAN**, Ingénieur d'études ouvrage d'art au service OADR ;
- + Tout le personnel du DETI et plus particulièrement du service OADR pour leurs conseils et leurs accompagnements ;
- + Mon Frère **Ismaël ZOUNGRANA**, pour ses prestigieux conseils ;
- + À ma Sœur **Safiatou ZOUNGRANA**, pour ses prestigieux conseils.

Principalement à :

- + **M. KOUMAN KOUAKOU VALERY**, Ingénieur des Travaux Publics et Chef du Service Ouvrages d'Arts et Drainage Routier (OADR) du DETI, mon maître de stage ;
- + **M. HOUSSOU ALBERIC CESTMIR**, Ingénieur sénior des transports de la Banque Africaine de Développement (BAD), pour son soutien technique ;

RÉSUMÉ

Le projet de construction d'un pont à poutre sur l'axe Danané-Gbeunta en Côte d'Ivoire vise à améliorer le réseau routier, essentiel pour le développement économique et social. Cette infrastructure a pour but de désenclaver des régions rurales et de faciliter le commerce avec le Libéria. L'étude se concentre sur la conception d'un pont qui stimule la croissance tout en respectant l'environnement. Les objectifs spécifiques incluent l'analyse hydrologique et hydraulique, le dimensionnement du pont, l'évaluation de l'impact environnemental et l'estimation des coûts.

Notre ouvrage est composé de deux travées de 15,4 m chacune, d'un tablier à quatre poutres entretoisées en béton armé, d'une pile au centre des travées et de deux culées aux extrémités. La méthodologie comprend des recherches documentaires préliminaires, une étude hydrologique pour évaluer les crues, et l'utilisation de logiciels et de fascicules pour le dimensionnement des structures. Les résultats montrent un débit de crue décennale de 135,04 m³/s et un débit centennal de 350,22 m³/s, permettant de définir la cote de la plus haute eau afin de caler l'intrados de notre tablier à la cote 313,21 m. Une proposition technique de la conception et du dimensionnement de l'ouvrage a été effectuée en considérant les caractéristiques d'un béton de type B30 dosé à 400 kg/m³, des aciers à haute adhérence de nuance FeE500, 5 cm d'enrobage pour les éléments de la superstructure et 10 cm pour l'infrastructure, nous permettant ainsi d'estimer le coût total du projet à environ 685 millions de francs CFA.

En conclusion, ce projet représente une avancée significative pour les infrastructures en Côte d'Ivoire, répondant aux besoins de transport tout en minimisant les impacts environnementaux. Il est recommandé d'assurer un suivi régulier des impacts environnementaux et d'impliquer les communautés locales dans le processus décisionnel.

Mots Clés :

1. Pont à poutre
2. Structure
3. Dimensionnement
4. BAEL 91 modifié 99

ABSTRACT

The construction project of a beam bridge on the Danané-Gbeunta axis in Côte d'Ivoire aims to improve the road network, which is essential for economic and social development. This infrastructure is intended to open up rural areas and facilitate trade with Liberia. The study focuses on designing a bridge that promotes growth while respecting the environment. Specific objectives include hydrological and hydraulic analysis, bridge sizing, environmental impact assessment, and cost estimation.

Our structure consists of two spans of 15.4 m each, a deck with four reinforced concrete girders, a central pier between the spans, and two abutments at the ends. The methodology includes preliminary documentary research, a hydrological study to assess floods, and the use of software and manuals for structural sizing. The results indicate a ten-year flood flow of 135.04 m³/s and a hundred-year flow of 350.22 m³/s, allowing us to define the elevation of the highest water level to set the intrados of our deck at an elevation of 313.21 m. A technical proposal for the design and sizing of the structure has been made, considering the characteristics of a B30 type concrete with a dosage of 400 kg/m³, high adherence steel of grade FeE500, 5 cm of cover for the superstructure elements, and 10 cm for the infrastructure, thus allowing us to estimate the total project cost at approximately 685 million CFA francs.

In conclusion, this project represents a significant advancement for infrastructure in Côte d'Ivoire, addressing transportation needs while minimizing environmental impacts. It is recommended to ensure regular monitoring of environmental impacts and to involve local communities in the decision-making process.

Key words :

1. Beam bridge
2. Structure
3. Sizing
4. BAEL 91 modified 99

SIGLES ET ABRÉVIATIONS

- ANDE : Agence Nationale De l'Environnement ;
- BAD : Banque Africaine de Développement ;
- BAEL : Béton Armé aux États Limites ;
- BNETD : Bureau National d'Études Techniques et de Développement ;
- CAO : Conception Assistée par Ordinateur ;
- CEREMA : Centre d'Études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement ;
- CSTB : Centre Scientifique et Technique du Bâtiment ;
- DETI : Département Études de Transports et Infrastructures ;
- DQE : Devis Quantitatif et Estimatif ;
- EIES : Étude d'Impact Environnemental et Social ;
- HEC-RAS: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System ;
- LBTP : Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics;
- OADR : Service Ouvrages d'Art et Drainage Routier ;
- ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer ;
- PHE : Plus Haute Eau ;
- PK : Point Kilométrique ;
- RCI : République de la Côte d'Ivoire ;
- SIG : Système d'Information Géographique ;
- SETRA : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes ;
- SODEXAM : La Société d'exploitation et de développement aéroportuaire, aéronautique et météorologique ;
- VIPP : Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes .

SOMMAIRE

DEDICACES	i
CITATIONS	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RÉSUME.....	v
ABSTRACT	I
SIGLES ET ABRÉVIATIONS	II
SOMMAIRE	III
LISTE DES TABLEAUX	V
LISTE DES FIGURES.....	VII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET	2
1.1 Introduction	2
1.2 Présentation de la structure d'accueil	2
1.3 Présentation du projet	3
1.4 Conclusion partielle	9
CHAPITRE 2 : MATÉRIELS ET MÉTHODES	10
2.1 Introduction	10
2.2 Les Matériels de l'étude	10
2.3 Les méthodes utilisées	12
2.4 Conclusion partielle	27
CHAPITRE 3 : RÉSULTATS ET DISCUSSION	29
3.1 Introduction	29
3.2 Résultats de l'étude hydrologique	29
3.3 Résultats de l'étude hydraulique.....	32
3.4 Choix du type d'ouvrage	35

3.5	Résultats du dimensionnement	35
3.6	Notice d'impact environnemental et social	50
3.7	Coût global du projet	58
3.8	Discussion des résultats de l'étude	59
3.9	Conclusion partielle	60
CONCLUSION GENERALE		61
BIBLIOGRAPHIES.....		62
ANNEXES.....		i

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Les avantages et inconvénients des ouvrages potentiellement réalisables	22
Tableau 2: Tableau récapitulatif de la méthode de prédimensionnement des piles, chevêtres, nervure et semelle.....	24
Tableau 3: Tableau récapitulatif de la méthode de prédimensionnement des culées	25
Tableau 4: Tableau récapitulatif de la méthode de prédimensionnement des bossages et tête de voile.....	26
Tableau 5: Les caractéristiques du bassin versant.....	30
Tableau 6: Tableau de calcul du débit de crue décennale par la méthode ORSTOM	31
Tableau 7: Tableau de calcul du débit de crue centennale.....	31
Tableau 8: Tableau d'estimation du niveau d'eau pour $y = 21$ m	32
Tableau 9: Tableau d'estimation du niveau d'eau pour $y = 21,5$ m	32
Tableau 10 : Tableau d'estimation du niveau d'eau pour $y = 21,2$ m	33
Tableau 11 : Tableau de comparaison entre la méthode de la débitance et le logiciel HEC-RAS	34
Tableau 12: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des piles.....	36
Tableau 13: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des culées	37
Tableau 14: Tableau récapitulatif du prédimensionnement du chevêtre	37
Tableau 15: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appui (culée)	38
Tableau 16: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appui (pile)	38
Tableau 17: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (culée)	38
Tableau 18: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (pile).....	38
Tableau 19: Tableau récapitulatif des résultats de la conception longitudinale	39
Tableau 20: Tableau de détermination de la classe du pont en fonction de la largeur roulable.....	39
Tableau 21: Tableau récapitulatif du prédimensionnement du tablier.	41
Tableau 22: Tableau récapitulatif des charges variables	42
Tableau 23: Tableau récapitulatif des charges prises en compte sur Robot	43
Tableau 24: Coefficients de pondération des charges.....	44
Tableau 25: Tableau récapitulatif des moments à l'ELS et à l'ELU sur le tablier	44
Tableau 26: Tableau récapitulatif des moments sur les poutres et les entretoises.....	44

Tableau 27: Choix des aciers du tablier	46
Tableau 28: Choix des aciers des poutres et des entretoises	47
Tableau 29: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevêtre et piles).....	47
Tableau 30: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et piles).....	48
Tableau 31: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevêtre et culées)	49
Tableau 32: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et culées)	49
Tableau 33: Tableau récapitulatif des impacts positifs et négatifs du projet	56

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Plan de situation généré par le logiciel QGIS	6
Figure 2 : Organigramme de l'étude hydrologique.....	14
Figure 3: Processus de détermination du niveau naturel de l'eau	20
Figure 4: Bassin Versant délimité sur Global Mapper	30
Figure 5: Les résultats de simulation 1D sur HEC RAS	33
Figure 6: vue de face d'une rangée de culées	35
Figure 7 : Vue de dessus d'une rangée de piles.....	36
Figure 8 : schémas de détails d'une culée.....	36
Figure 9: schémas de détails d'un bossage et d'un appareil d'appui.....	37
Figure 10: Coupe transversale du tablier	39
Figure 11: Caractéristiques géométriques d'une poutre rectangulaire	40
Figure 12 : Coupe transversale du tablier	41
Figure 13: Diagramme des moments sur les poutres	45
Figure 14: Diagramme des moments sur les entretoises.....	45
Figure 15: Vue d'une pente dangereuse avec des zones accidentogènes sur le tracé de la voie actuelle.....	51
Figure 16: Travaux de reprofilage lourd en cours sur l'axe Danané-Gbeunta	51
Figure 17: Ouvrage de type Buses en finition sur le tracé de la route du projet.....	51
Figure 18: Construction d'un dalot 3×3×3,5 à 7km de Danané en cours.....	51
Figure 19: 2ème pont métallique (Pk fin du projet) assurant la connexion Côte d'Ivoire_Liberia.....	52
Figure 20: Vestige du 1er pont métallique de franchissement du Nuon à la frontière de la Côte d'Ivoire	52

INTRODUCTION GENERALE

L'essor économique et le développement durable de la République de la Côte d'Ivoire passent incontestablement par l'amélioration de son réseau routier. Le projet d'études techniques, économiques, d'impact environnemental et social pour l'aménagement et le bitumage de la route Danané-Gbeunta s'inscrit dans cette perspective stratégique. Financé par la Banque Africaine de Développement (BAD), ce projet vise à transformer une artère essentielle en un axe routier moderne et sécurisé, capable de stimuler le commerce, de désenclaver les régions et de favoriser l'intégration socio-économique entre la Côte d'Ivoire et le Libéria. La route Danané-Gbeunta, d'une longueur d'environ 25 km, située dans une zone à fort potentiel agricole et commercial, est le symbole d'une volonté de progrès et d'innovation du gouvernement ivoirien. Les études techniques permettront de concevoir un ouvrage répondant aux normes internationales, tandis que les analyses économiques évalueront les retombées positives sur l'économie locale et nationale. L'impact environnemental et social sera également au cœur des préoccupations, garantissant que le développement de cette infrastructure se fera dans le respect de l'environnement et des communautés locales.

Ce projet ambitieux reflète l'engagement de la Côte d'Ivoire envers une vision de développement harmonieux et inclusif, soutenu par des partenaires internationaux tels que la Banque Africaine de Développement. Il marque une étape décisive vers un avenir où mobilité rime avec opportunité et où chaque kilomètre de route pavée est un pas de plus vers la prospérité partagée. C'est dans cette optique que le Bureau National d'Études Techniques et de Développement (BNETD) nous a confié la tâche d'« **Études d'avant-projet détaillé des travaux de construction d'un pont à poutre sur l'axe Danané-Gbeunta (frontière du Libéria)** ».

Pour atteindre nos objectifs, nous avons d'abord réalisé une étude hydrologique et hydraulique de l'ouvrage, suivie de la conception et du dimensionnement du pont à poutre. Ensuite, nous avons élaboré une notice d'impact environnemental et social, puis établi le devis quantitatif et estimatif du projet.

Les résultats attendus justifient le choix des ouvrages hydrauliques et analysent les effets potentiels sur l'environnement et la société, ainsi que le coût global du projet.

Ce mémoire est structuré en trois chapitres : le premier présente le projet, le deuxième détaille les méthodes utilisées, et le troisième présente et discute les résultats obtenus.

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE LA **STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET**

1.1 Introduction

Ce premier chapitre présente de manière générale le BNETD ainsi que notre projet. Il vise à contextualiser le rôle du BNETD dans le développement des infrastructures en Côte d'Ivoire, tout en soulignant l'importance stratégique de ce projet pour la région.

Le chapitre se divise en plusieurs sections : la première aborde l'historique et l'organisation du BNETD, ainsi que ses missions. La seconde partie se concentre sur le projet, en examinant son contexte, sa justification et ses objectifs, tout en décrivant la localisation et les caractéristiques de la zone de projet.

1.2 Présentation de la structure d'accueil

1.2.1 Historique

Après l'indépendance de la Côte d'Ivoire en 1960, l'État ivoirien, sous la houlette de son premier président, Félix Houphouët Boigny, entreprend des chantiers de développement dans le cadre de sa politique d'équipement.

Le 31 juillet 1964 a été créé, par décret, La Direction et Contrôle des Grands Travaux (DCGTX), afin d'assurer l'étude, la conception et la maîtrise d'œuvre de ces chantiers. Le 04 septembre 1996, un autre décret n°96-676 est édicté et porte sur le changement de dénomination de la Direction et Contrôle des Grands Travaux en Bureau National d'Études Techniques et de Développement (BNETD).

Dirigé à sa création par des coopérants français, le BNETD va progressivement se tourner vers les compétences nationales pour assurer sa mission de développement national (ANNEXE 1, Tableau 32).

1.2.2 MISSION

Le BNETD intervient en tant que conseiller technique pour aider à la prise de décisions importantes concernant les investissements, avec des missions ponctuelles pouvant inclure le détachement d'experts. Ses attributions principales comprennent le contrôle de l'exécution des projets en tant que maître d'œuvre, le soutien à la mise en œuvre des investissements, et la

collecte d'informations techniques et économiques. Il offre également une assistance aux structures publiques, aide le gouvernement à formuler des objectifs stratégiques, et évalue les investissements publics. En outre, le BNETD identifie des actions correctrices, établit des normes pour optimiser l'administration, et développe des compétences dans le secteur public. Enfin, il réalise des études et conçoit des projets d'intérêt public en garantissant la maîtrise des coûts, de la qualité et des délais.

1.2.3 Organisation du BNETD

Le BNETD est dirigé par une direction générale et supervisé par un conseil d'administration. Son organisation comprend quatre pôles, huit cellules et dix-sept départements, dont onze opérationnels et six d'appui, couvrant des domaines variés tels que l'environnement, l'assainissement, l'hydraulique et l'économie numérique.

Le conseil d'administration, composé de membres de diverses structures, inclut trois représentants gouvernementaux. Il est responsable de l'approbation des états financiers, de la convocation de l'assemblée générale et de la supervision de la gestion du BNETD.

La direction générale, dirigée par un Directeur Général assisté d'un Directeur Général Adjoint, gère les activités et met en œuvre la politique de développement. Elle est soutenue par un secrétariat général et des conseillers, et le Directeur Général représente le BNETD dans ses relations externes.

Le Département Études de Transports et Infrastructures (DETI) se spécialise dans les études liées aux transports, réalisant des analyses topographiques et géotechniques, ainsi que des calculs de structures. Il assure également le contrôle des travaux d'infrastructures routières.

Au sein du DETI, le service Ouvrages d'Art et Drainage Routier (OADR) s'occupe de l'étude hydraulique et hydrologique des ouvrages d'art, dimensionnant ces ouvrages avec des logiciels spécialisés et élaborant des Devis Estimatifs et Quantitatifs (ANNEXE 1, Figure 23).

1.3 Présentation du projet

1.3.1 Contexte et Justification

Selon le [1] rapport d'études des ouvrages, réalisé par le BNETD en octobre 2022, l'importance des infrastructures routières dans le développement économique et social d'un pays est indéniable. Ces infrastructures sont essentielles pour faciliter la circulation des biens et des

personnes, ce qui est un moteur clé pour l'expansion économique. En Côte d'Ivoire, par exemple, un réseau routier bien développé et entretenu est crucial pour connecter les différentes régions du pays, permettant ainsi une meilleure intégration économique nationale et internationale.

Cela est particulièrement vrai pour les zones rurales, où l'accès à des routes de qualité peut transformer radicalement les opportunités économiques. De plus, les infrastructures routières sont un vecteur de développement touristique et minier, attirant les investissements et favorisant la création d'emplois. En outre, l'amélioration des infrastructures routières est un outil puissant dans la lutte contre la pauvreté. Elle permet non seulement de stimuler l'économie en facilitant le commerce et l'industrie, mais aussi d'améliorer l'accès aux services essentiels tels que l'éducation et les soins de santé.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le projet du Bureau National d'Études Techniques et de Développement intitulé études techniques, économiques, d'impact environnemental et social pour l'aménagement et le bitumage de la route Danané-Gbeunta, d'une longueur de 25 km environ, qui vise à renforcer le réseau routier ivoirien pour soutenir le développement durable du pays.

Notre part de travail dans ce grand projet est donc l'étude d'Avant-Projet Détaillé des travaux de construction d'un pont à poutre sur l'axe Danané–Gbeunta.

1.3.2 Objectifs de l'étude

1.3.2.1 Objectif général

L'objectif principal de l'étude est de concevoir une infrastructure qui répond aux critères techniques, environnementaux et économiques mondiaux, afin de stimuler la croissance économique en favorisant le développement des entreprises, l'innovation et l'emploi. Cette infrastructure vise à améliorer le bien-être des citoyens en offrant des services publics de qualité, en facilitant l'accès à des opportunités économiques et en améliorant les conditions de vie des populations.

Dans cette étude, nous nous engageons à minimiser les conséquences sociales et environnementales en adoptant des pratiques durables et respectueuses de l'environnement, en veillant à ce que les communautés locales ne soient pas négativement affectées et en promouvant l'équité sociale.

Enfin, nous nous efforçons de rester dans les limites d'un budget raisonnable en assurant une gestion financière rigoureuse, en optimisant l'utilisation des ressources et en contribuant à la recherche des sources de financement innovantes et durables. Notre approche est globale, tenant compte des besoins actuels tout en anticipant les défis futurs pour créer une infrastructure résiliente et adaptable.

1.3.2.2 Objectif spécifique et méthodologie

De façon spécifique, l'étude vise à :

- Réaliser les études hydrologiques par la méthode ORSTOM, et les études hydrauliques par le logiciel HEC-RAS pour la conception des structures de drainage afin d'assurer une gestion efficace de l'eau ;
- Concevoir et dimensionner un pont à poutres grâce aux guides techniques et aux logiciels robot, pour garantir un moyen de franchissement sûr et durable ;
- Évaluer les impacts environnementaux et sociaux du projet par une collecte de données, pour minimiser les effets négatifs du projet et promouvoir le bien-être de la communauté ;
- Estimer le coût global du projet grâce à la banque de données des prix et aux données de notre étude, pour assurer une réalisation économiquement viable.

1.3.3 Localisation de la zone de projet

La figure suivante illustre de manière précise l'itinéraire de l'axe routier abritant notre projet. La route s'étend de Danané à l'ouest de la Côte d'Ivoire à Gbeunta, à la frontière entre le Liberia et la Côte d'Ivoire. La figure suivante marque le point de départ et d'achèvement de l'axe routier ainsi que l'emplacement exact de notre ouvrage de franchissement :

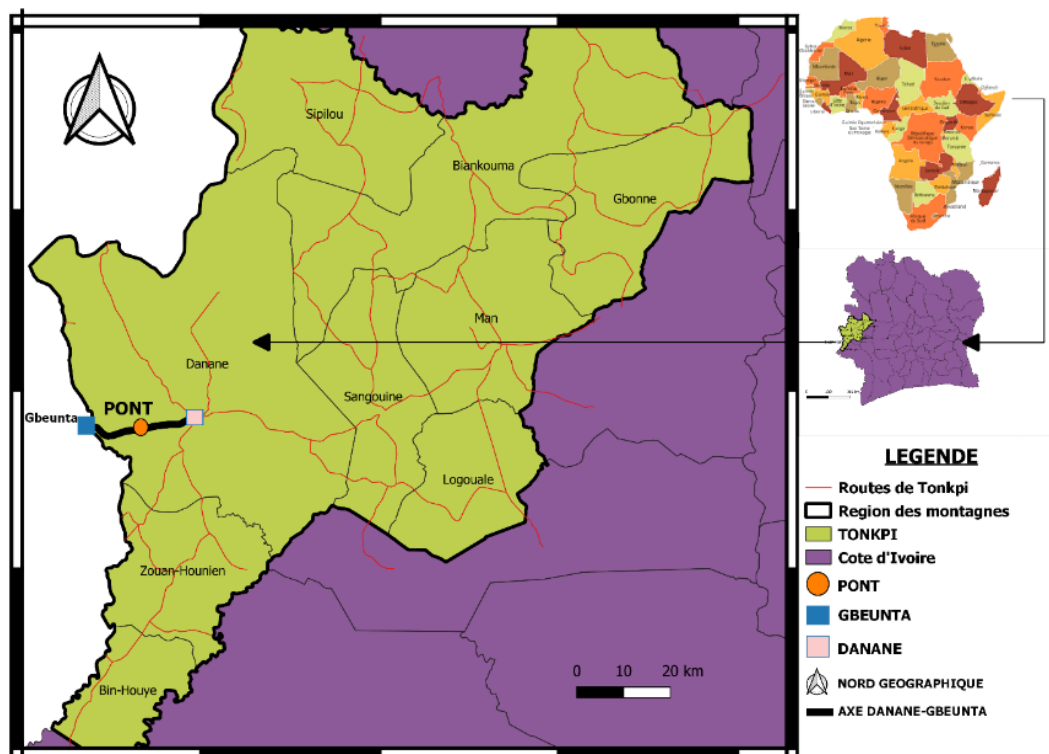


Figure 1: Plan de situation généré par le logiciel QGIS

1.3.4 Caractéristiques de la zone de projet

1.3.4.1 Climat

Selon la carte mondiale de la classification de Köppen-Geiger (Annexe 2, figure 24), Danané, située dans l'ouest de la Côte d'Ivoire dans la région de TONKPI, présente un climat de savane avec une saison sèche en hiver. Les caractéristiques climatiques principales de Danané se résument comme suit :

➤ Températures

La température moyenne annuelle est d'environ 25°C. La saison très chaude dure environ 2,4 mois, de fin janvier à fin mars, avec des températures moyennes maximales supérieures à 32°C. La saison fraîche dure environ 3,7 mois, de mi-juin à mi-octobre, avec des températures moyennes maximales inférieures à 28°C (ANNEXE 1, Figure 25).

➤ **Précipitations**

Danané connaît des précipitations importantes tout au long de l'année, même pendant le mois le plus sec. Les précipitations annuelles moyennes sont d'environ 1182.8 mm (ANNEXE 1, Figure 26).

➤ **Saisons**

La saison pluvieuse est chaude, oppressante et majoritairement nuageuse, tandis que la saison sèche est très chaude, humide et partiellement nuageuse.

Ces conditions climatiques influencent grandement la vie quotidienne, l'agriculture et l'économie de la région.

1.3.4.2 Relief et Hydrographie

La ville de Danané est caractérisée par un relief et une hydrographie remarquable qui contribuent à la richesse de son écosystème et à la diversité de ses paysages. Voici les principales caractéristiques :

➤ **Relief**

Danané se trouve à une altitude moyenne de 351 mètres au-dessus du niveau de la mer. La ville est située entre 314 mètres (altitude minimale) et 486 mètres (altitude maximale), ce qui indique une topographie variée avec des collines et des vallées (ANNEXE 1, Figure 27).

➤ **Hydrographie**

Danané est connue pour ses nombreux cours d'eau qui traversent la région, notamment le fleuve Cavally, qui est un élément vital pour l'agriculture et la biodiversité locale. La région est également célèbre pour ses ponts de lianes traditionnels, qui franchissent le Cavally et sont des attractions touristiques ainsi que des infrastructures essentielles pour les communautés locales.

Ces caractéristiques géographiques jouent un rôle crucial dans le développement économique, l'agriculture, et le tourisme de la région.

1.3.4.3 Sol et Végétation

➤ Sol

Les sols de Danané sont principalement ferrallitiques, riches en fer et en aluminium, mais souvent appauvris en nutriments en raison de l'érosion et de l'agriculture intensive.

➤ Végétation

La végétation est dominée par une forêt sempervirente, dense et riche en biodiversité, mais menacée par l'exploitation forestière et l'agriculture itinérante. La région abrite également des plantes et arbres tropicaux, contribuant à une couverture végétale variée et abondante.

1.3.4.4 Cadre socio-économique

La ville de Danané présente un cadre socio-économique diversifié et dynamique :

➤ Population

Danané compte environ 131 586 habitants (2021). La population est majoritairement composée de l'ethnie Dan (ou Yacouba), mais inclut également des groupes issus de différentes régions de la Côte d'Ivoire et de la sous-région.

➤ Économie

L'économie de Danané repose principalement sur l'agriculture. Les cultures de rente comme le café et le cacao sont prédominants, tandis que le manioc, le riz et la banane plantain sont cultivés pour l'alimentation de base. L'hévéa (caoutchouc) est également en développement dans la région depuis quelques années.

➤ Infrastructure et développement

La ville bénéficie de projets de développement infrastructurel, notamment l'amélioration du réseau routier et la construction de ponts, visant à stimuler le commerce et l'intégration socio-économique.

➤ Diversité culturelle

Danané est connue pour son cosmopolitisme, accueillant des populations de divers horizons, ce qui enrichit la vie culturelle et sociale de la ville.

➤ Défis socio-économiques

Malgré son potentiel, Danané fait face à des défis tels que les disparités socio-économiques entre les zones urbaines et rurales, et la nécessité de préserver son environnement naturel tout en poursuivant son développement.

Ces éléments font de Danané une ville avec un fort potentiel de croissance, mais nécessitant des efforts continus pour assurer un développement durable et inclusif.

1.4 Conclusion partielle

Tout au long de ce chapitre qui a présenté le BNETD et le projet d'aménagement de la route Danané-Gbeunta, nous avons retracé l'historique du BNETD et ses missions variées, puis examiné les objectifs de l'étude axés sur la conception d'une infrastructure durable et l'évaluation des impacts environnementaux et sociaux.

Enfin, nous avons décrit les caractéristiques de la zone de projet, mettant en lumière les défis et opportunités, afin de mieux comprendre les enjeux et bénéfices du projet dans une perspective de développement durable.

CHAPITRE 2 : MATÉRIELS ET MÉTHODES

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous détaillons les matériels et méthodes utilisés pour notre étude, en justifiant le choix des logiciels et des techniques de collecte de données.

L'objectif principal est de fournir une base méthodologique suffisamment claire et précise pour permettre à d'autres chercheurs de reproduire notre étude et de valider nos résultats.

Le plan de ce chapitre est structuré en plusieurs sections. Nous commencerons par présenter les outils spécialisés dans le domaine du génie civil. Ensuite, nous aborderons les méthodes de collecte de données, incluant la recherche documentaire, les enquêtes et les entretiens avec des experts. Enfin, nous détaillerons les méthodes de calcul utilisées pour l'étude hydrologique et hydraulique, ainsi que le processus de prédimensionnement des éléments structurels du pont.

2.2 Les Matériels de l'étude

Pour mener à bien notre étude, nous avons utilisé une variété d'outils spécialisés dans le domaine du génie civil, notamment :

2.2.1 Le pack Microsoft Office

Le pack Microsoft Office est une suite de logiciels de bureautique développée par Microsoft, largement utilisée par les entreprises et les particuliers. Il comprend principalement quatre logiciels : Word (traitement de texte), Excel (tableur de calculs complexes et automatisés), PowerPoint (présentations) et Outlook (gestion des informations personnelles et messagerie). La version professionnelle inclut également des logiciels additionnels comme Access, Publisher, Visio et Project.

2.2.2 QGIS

QGIS, connu sous le nom de Quantum GIS, est une application de SIG libre et open-source. Il permet de visualiser, modifier et analyser des données géospatiales. Il offre un nombre de possibilités sans cesse croissant, à travers ses fonctions internes et ses extensions. Il est possible de visualiser, gérer, éditer, analyser des données et composer des cartes à imprimer.

2.2.3 Google Earth

Google Earth est un logiciel de géocartographie développé par la société Google. Il a été créé en 2001 sous le nom de « EarthViewer » par la société Keyhole Inc.

Ce logiciel offre une visualisation de la Terre avec un assemblage de photographies aériennes ou satellitaires. Il permet à tout utilisateur de survoler la Terre et de zoomer sur un lieu de son choix. La résolution des images varie en fonction des régions géographiques, permettant, dans certaines zones, une visualisation très précise.

2.2.4 AutoCAD

AutoCAD est un logiciel de CAO développé par la société Autodesk. Il a été créé en décembre 1982 et est largement utilisé par les architectes, les ingénieurs, les urbanistes et d'autres professionnels pour créer des dessins techniques précis.

Il permet à son utilisateur de créer des plans en 2D et 3D, comme ceux utilisés dans l'industrie du bâtiment ou de production.

2.2.5 Global Mapper

Global Mapper est une application logicielle de SIG développée par Blue Marble Geographics. Elle fournit aux professionnels de la géomatique, qu'ils soient novices ou expérimentés, une gamme complète d'outils de visualisation, d'édition, d'analyse et de présentation de données spatiales.

Elle offre un accès à une liste inégalée de formats de données et prend en charge plus de 250 types de données géospatiales. Global Mapper est capable d'afficher, de convertir et d'analyser pratiquement tous les types de données géospatiales 2D ou 3D.

Elle met un accent particulier sur le terrain et le traitement des données 3D. Les fonctions d'analyse prêtes à l'emploi de Global Mapper comprennent l'analyse d'inter visibilité et de ligne de vue, la délimitation des bassins versants, la mesure de volumes et les calculs de déblais/remblais, le calcul raster, le maillage et la création de surfaces terrain personnalisées, la génération de courbes de niveaux et bien plus encore.

2.2.6 HEC-RAS

HEC-RAS est un logiciel de modélisation hydraulique développé par l'Hydrologic Engineering Center de l'US Army Corps of Engineers. Il est conçu pour simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux.

HEC-RAS est capable de simuler différents types de régimes d'écoulement (subcritique, de transition, supercritique) en prenant en compte les effets des ouvrages hydrauliques comme les ponts et les seuils. Il permet également de simuler l'évolution de la qualité de l'eau, le transport sédimentaire, les zones inondées ou encore les ruptures de digue.

2.2.7 Robot Structural Analysis Professional

Robot Structural Analysis Professional est un logiciel d'analyse structurelle développé par Autodesk. Il est conçu pour aider les ingénieurs à réaliser des analyses structurelles complexes de bâtiments, de ponts, de réservoirs et bien d'autres ouvrages.

Il offre une gamme complète d'outils pour la simulation et l'analyse structurelle, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

2.2.8 Expert robot 2010

Le logiciel Autodesk Expert 2010 est conçu pour le dimensionnement des sections d'acier des ouvrages en béton armé. Il fait partie du système ROBOT.

Il permet d'effectuer diverses analyses des états de sollicitation, telles que la compression simple, la traction simple, la flexion simple et composée, ainsi que l'effort tranchant et la torsion.

2.3 Les méthodes utilisées

2.3.1 Méthodes de recueil des données

2.3.1.1 La recherche documentaire

La recherche documentaire dans un projet est une étape cruciale qui consiste à chercher, identifier et trouver des documents pertinents relatifs à un sujet spécifique. Elle permet de collecter des données informatives grâce à l'étude de documents officiels ou universitaires.

Cette démarche méthodologique repose sur l'élaboration d'une stratégie de recherche. Elle est particulièrement utile dans un contexte de surabondance d'informations et de diversité des supports. La recherche documentaire peut être utilisée pour renforcer les connaissances sur un sujet, développer des hypothèses de travail, ou répondre à des questions de recherche en utilisant des informations existantes et des données déjà collectées par d'autres. Elle se différencie de la recherche littéraire par le type des documents qu'elle étudie, qui peuvent inclure les thèses ou mémoires d'autres étudiants, les périodiques spécialisés, les documents statistiques, graphiques, ou les documents officiels.

En somme, la recherche documentaire est une étape préliminaire essentielle à toute étude empirique, permettant de poser la problématique, de cerner les besoins documentaires et de sélectionner les concepts/mots clés nécessaires à l'interrogation des sources documentaires.

2.3.1.2 La collecte de données du projet

La collecte de données est une étape essentielle dans un projet. Elle implique le rassemblement, la mesure et l'analyse d'informations précises, en utilisant des techniques standardisées et validées.

Différentes méthodes peuvent être employées pour cette collecte, comme les enquêtes, les entretiens ou les tests. Généralement, cette activité se déroule au début du projet. À ce stade, il est crucial de recueillir les attentes, les besoins et les enjeux des parties prenantes. Cela permet de s'assurer que le projet répondra au mieux à leurs exigences. En adoptant une approche méthodique et en utilisant des outils adaptés, il est possible d'obtenir des données fiables et pertinentes. En effet, le succès de cette collecte repose souvent sur une attention minutieuse aux détails.

2.3.1.3 Les entretiens avec les experts du domaine

Dans le cadre d'un projet, les entretiens avec les experts du domaine sont des discussions structurées et ciblées menées avec des professionnels qui possèdent une connaissance approfondie et une expérience significative dans le domaine d'intérêt. Ces entretiens sont une méthode de collecte de données précieuses et peuvent aider à éclairer divers aspects du projet.

Les entretiens peuvent être exploratoires, principaux ou de contrôle. Les entretiens exploratoires sont menés au début pour préparer des entretiens plus approfondis. Les entretiens principaux servent à confirmer ou infirmer des hypothèses et à en générer de nouvelles. Les entretiens de contrôle, réalisés à la fin, vérifient les hypothèses et analyses. Ces entretiens

fournissent des informations détaillées et nuancées, aident à identifier des menaces et à formuler des recommandations. La préparation des entretiens avec des experts est cruciale, incluant la formulation de questions pertinentes et l'analyse critique des réponses.

2.3.2 Étude hydrologique

L'étude hydrologique sert à développer une méthode pour évaluer les débits maximaux des crues exceptionnelles dans les bassins versants traversés par la route. Cette évaluation faite en suivant les prescriptions des guides [2] B.C.E.O.M, manuel d'exécution des petits ouvrages routiers, et [3] J. Rodier et al, RODIER (J.), AUVRAY (C.), Estimation des débits des crues décennales pour les bassins inférieurs à 200 km² en Afrique Occidentale. Vise à fournir des bases de calcul rationnelles pour la conception des structures hydrauliques. Elle se déroule, en zone rurale, comme illustré dans le processus suivant :

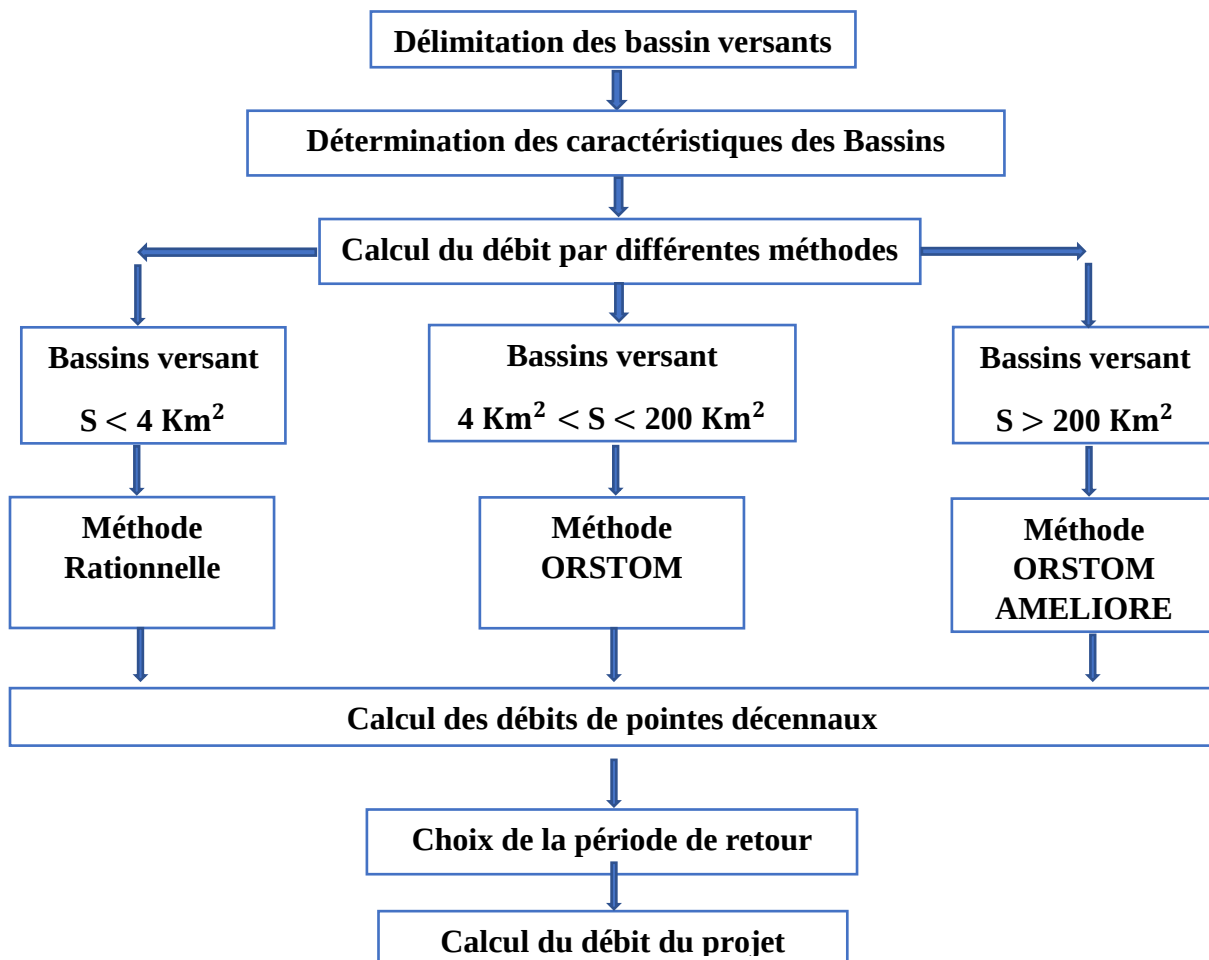


Figure 2 : Organigramme de l'étude hydrologique

2.3.2.1 Les caractéristiques du bassin versant

Un bassin versant, également appelé bassin hydrographique, est une zone géographique définie par des crêtes ou des lignes de partage des eaux. Cette zone est drainée par un réseau hydrographique unique, comprenant une rivière principale et tous ses affluents. À l'intérieur de ce bassin, toutes les eaux de pluie et de ruissellement convergent naturellement vers un point de sortie commun, appelé exutoire, en suivant la pente du terrain (ANNEXE 2, Figure 28).

➤ Période de retour $\langle T \rangle$

Une période de retour, en hydrologie, est la durée moyenne au bout de laquelle un événement d'une certaine intensité se reproduit statistiquement. Par exemple, une pluie ayant une période de retour de 10 ans signifie qu'une telle pluie a en moyenne, une chance sur 10 de se produire chaque année. Cela ne veut pas dire qu'elle se produira exactement tous les 10 ans, mais qu'il y a 10 % de probabilité qu'elle survienne au cours d'une année donnée. Cette période est une moyenne statistique. La période de retour choisie dépend des dommages que l'on souhaite éviter et détermine le niveau de protection à offrir à l'ouvrage en question.

➤ Indice de compacité I_{comp}

En utilisant la superficie de chaque bassin versant, qui forme l'impluvium drainé par le cours d'eau jusqu'à l'exutoire où sera construit chaque ouvrage, ainsi que le périmètre stylisé, on peut calculer l'indice de forme ou de compacité (I_{comp}) avec la formule suivante :

$$I_{comp} = 0,282 \times P \times S^{-1/2}$$

Avec :

- P : le périmètre du bassin versant en km ;
- S : La surface du bassin en km² ;
- Rectangle équivalent L_{eq}

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

Sa longueur est donnée par l'expression :

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

Avec :

- L_{eq} , est exprimée en km ;
- I_{comp} , est l'indice de compacité sans dimension ;
- S est la superficie du bassin en km^2 .

➤ Indice global de pente I_g

Indice caractérisant le relief d'un bassin. Il est défini par la formule :

$$I_g = \frac{D_H}{L_{eq}}$$

Où,

- D_H , Représente la dénivelée, exprimée en mètres séparant les altitudes ayant approximativement 5% et 95% de la surface du bassin au-dessus d'elles. Ces altitudes sont déterminées sur la courbe hypsométrique ;
- L_{eq} , est la longueur du rectangle équivalent en km ;
- I_g , Est exprimé en m/km.

2.3.2.2 La méthode de calcul du débit

Le choix de la formule du calcul de débit repose sur la superficie et la zone du bassin versant :

- Pour une superficie A (Km^2) ne dépassant pas $2 Km^2$, on utilise **la méthode superficielle ou dite de Caquot**.
- Pour une superficie A (Km^2) ne dépassant pas $4 Km^2$ On utilise **la méthode rationnelle**.
- Pour une superficie A (Km^2) comprise entre 4 et $200 Km^2$ On utilise **la méthode de ORSTOM**.
- Pour une superficie A (Km^2) supérieure à $200 Km^2$ On utilise **la méthode de ORSTOM améliorée**.

2.3.2.3 La crue décennale par la méthode ORSTOM

La méthode de calcul de débit de l'ORSTOM est principalement utilisée pour la prédétermination des crues décennales dans les régions sahéliennes et tropicales sèches. Cette

méthode repose sur des analyses statistiques et hydrologiques des bassins versants pour estimer les débits de pointe lors des crues.

Voici quelques points clés de cette méthode :

- Analyse des données historiques : utilisation des données de précipitations et de débits historiques pour établir des modèles prédictifs ;
- Caractéristiques des bassins versants : prise en compte des caractéristiques physiques et climatiques des bassins versants ;
- Utilisation de coefficients spécifiques : application de coefficients d'abattement et de ruissellement pour ajuster les estimations en fonction des particularités locales.

Cette méthode est particulièrement utile pour les projets d'aménagement hydraulique, permettant de prévoir les risques de crues et de concevoir des infrastructures adaptées.

L'expression du débit de crue décennal est la suivante :

$$Q_{r10} = \frac{A \times P_{10} \times \alpha_{10} \times K_{r10} \times S}{T_{b10} \times 360} \times m$$

Avec :

- **S**, la surface du bassin versant en **Km²**
- **A**, le coefficient d'abattement

Déterminé par l'équation $A = 1 - \left(\frac{161 - 0,042 \times \overline{P_{an}}}{1000} \right) \times \log S$

NB : $\overline{P_{an}}$ Est la pluie moyenne annuelle de la ville de Danané donnée par SODEXAM, le service météorologique à Abidjan.

- **K_{r10}** Coefficient de ruissellement en %

Le coefficient de ruissellement est un paramètre clé. Il détermine la fraction de la précipitation qui va ruisseler sur le sol et donc aboutir à l'ouvrage de rétention.

Ce coefficient est déterminé par abaque et dépend de nombreux facteurs dont la perméabilité du sol et la nature du relief de la zone d'étude. Un coefficient de ruissellement est attribué à chaque type de surface.

- Temps de base **T_{b10}**

Le temps de base est un paramètre important. Il est utilisé pour estimer le volume ruisselé ainsi que les temps de montée. Le temps de base est le temps nécessaire pour que l'eau ruisselée soit entièrement écoulee. Ce paramètre est indispensable à la conception de certains aménagements tels que les retenues, les réservoirs, les ponts, etc.

Il est déterminé par abaque en fonction de la superficie du bassin versant et du relief de la zone d'étude.

- α_{10} , est le coefficient de pointe et est compris entre [2,5-2,6]
- P_{10} , correspond à la précipitation journalière correspondant à une période de retour de 10 ans et est donné par la SODEXAM.
- m , est un coefficient de majoration fonction de la perméabilité et de la taille du bassin versant.

2.3.2.4 Calcul de la crue centennale

La méthode ORSTOM concerne le calcul des crues qui se produisent une fois tous les dix ans. Toutefois, il existe une formule qui permet de convertir la crue décennale, notée Q_{10} , en crue centennale, notée Q_{100} . Cette conversion s'effectue à l'aide d'une relation linéaire de la forme suivante :

$Q_{100} = C_p \times Q_{10}$, dans laquelle C_p est un coefficient majorateur supérieur à 1. L'expression de C_p est donnée par l'équation suivante :

$$C_p = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24}\right)^{0,12}}{Kr_{10}}$$

Avec :

- P_{100} : Représente la quantité de précipitations journalières qui se produit en moyenne une fois tous les 100 ans ;
- P_{10} : Indique la quantité de précipitations journalières qui se produit en moyenne une fois tous les 10 ans ;
- Tb_{10} : Désigne le temps de base, exprimé en heures, utilisé pour le calcul ;
- Kr_{10} : Correspond au coefficient de ruissellement associé à la crue décennale.

NB : L'expression $\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}}$ Vaut 0,45 en zone sahélienne et 0,38 en zone tropicale.

(ANNEXE 2, pour les détails de calculs).

2.3.3 Études hydrauliques

Le but de cette étude est de déterminer le niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) en se basant sur le débit pris dans l'étude hydrologique, pour ensuite déterminer le calage du pont en fonction de la côte PHE trouvée.

Nous avons procédé par deux méthodes, à savoir la méthode manuelle de la débitance et celle par le logiciel HEC-RAS, avant de choisir la plus pertinente des méthodes en fonction des caractéristiques de notre ouvrage.

2.3.3.1 La côte des plus hautes eaux

La côte des PHE désigne le niveau maximal atteint par l'eau lors des crues ou des marées hautes. Ce repère est crucial pour la prévention des inondations et la gestion des risques hydrologiques. Il est déterminé à partir de données historiques et de mesures piézométriques, et il sert à évaluer les risques pour les constructions et les infrastructures.

2.3.3.1.1 Détermination de la côte PHE par la méthode de la débitance

Nous avons déterminé le niveau naturel de l'eau en utilisant la formule de Manning-Strickler :

$$Q = V \times S \quad \text{Et} \quad V = K \times \left(\frac{S}{P}\right)^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$\text{Donc } Q = K \times \left(\frac{S^{5/3}}{P^{2/3}}\right) \times I^{1/2}$$

Avec :

- **V** : La vitesse en **m/s**
- **K** : Le coefficient de rugosité en **s⁻¹ × m^{-1/3}**
- **S** : La section mouillée en **m²**
- **P** : Le périmètre mouillé en **m**
- **I** : La pente en **m/m**

En effet, la procédure utilisée est la suivante :

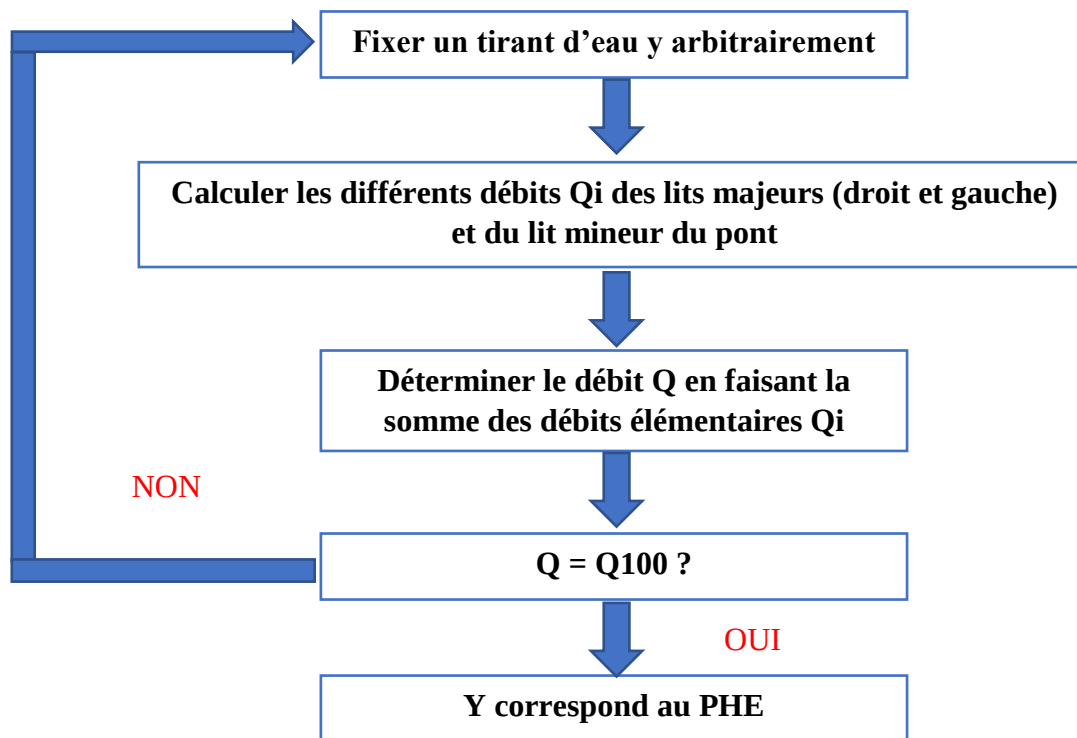


Figure 3: Processus de détermination du niveau naturel de l'eau

Les sections mouillées et périmètres mouillés ont été déterminés sur Autocad à l'aide des données topographiques reçues. Par ailleurs, la pente moyenne du site a été déterminée à partir du levé topographique et bathymétrique. Les coefficients de Manning des lits majeurs et du lit mineur sont respectivement : $K_g = K_m = K_d = 20$ (les indices g, d et m pour désigner respectivement le lit majeur gauche, lit majeur droite et le lit mineur).

2.3.3.1.2 Détermination de la côte PHE par le logiciel HEC-RAS

HEC-RAS est un logiciel de modélisation des cours d'eau et des canaux. Il permet la simulation d'écoulements dans les cours d'eau sous différents régimes, en prenant en compte les effets des ouvrages hydrauliques tels que les ponts et les seuils.

Le débit hydraulique dépend de la morphologie du lit de la rivière. Ayant le levé topographique, on a tracé la coupe transversale de l'oued et on a utilisé la méthode de calcul en écoulement uniforme de Manning-Strickler pour notre simulation.

Pour avoir la cote PHE à prendre en compte dans un projet, il faut connaître la côte naturelle de l'eau sans l'ouvrage et la crue de projet. Le modèle numérique bâti à partir du logiciel HEC RAS permet d'évaluer les niveaux d'écoulement le long de la rivière.

2.3.3.2 Calage du pont

Le calage du pont se fait en ajoutant à la valeur de la côte PHE une valeur de sécurité communément appelé tirant d'air ou revanche. Cette revanche est destinée à éviter le contact entre l'intrados du tablier et les débris flottants en cas de crue tout en gardant les appareils d'appuis en dehors des eaux.

Côte de l'intrados du tablier = Côte PHE + Hauteur du Tirant d'air

2.3.4 Choix du type d'ouvrage

L'obstacle à franchir dans le cadre de notre projet est un cours d'eau. En utilisant les données topographiques collectées, nous avons estimé sa portée à 30 mètres.

Le choix du type d'ouvrage consiste à identifier l'option qui s'adapte le mieux aux exigences fonctionnelles et environnementales du passage des obstacles.

Pour notre projet de franchissement, plusieurs options sont possibles. Cependant, nous commencerons par énumérer les différents critères de sélection :

- ✓ L'obstacle à surmonter : la topographie (rivières, vallées, routes) et les contraintes géométriques guident le choix du type de pont ;
- ✓ La fonction du pont : le type de trafic (piétons, véhicules légers, poids lourds) et l'utilisation prévue (passage routier, ferroviaire, piétonnier) ;
- ✓ Les matériaux : les matériaux disponibles (acier, béton, bois) et leurs propriétés (résistance, durabilité) sont essentiels pour la conception du pont ;
- ✓ La structure : la configuration structurelle (poutres, arcs, voûtes, haubans) affecte la stabilité, la portée et l'esthétique du pont.
- ✓ Le schéma statique : le choix entre ponts indépendants, continus ou cantilever dépend des charges et des contraintes de flexion.

2.3.4.1 Présentation des ouvrages potentiellement réalisables

Pour franchir un cours d'eau, plusieurs types de ponts sont envisageables :

- Ponts à poutres : ils reposent sur des poutres horizontales et conviennent pour des portées moyennes.
- Ponts suspendus : ces ponts utilisent des câbles suspendus pour soutenir le tablier et sont adaptés pour des portées plus longues.

- Ponts à haubans : ils ont des câbles tendus qui supportent le tablier et offrent une grande flexibilité architecturale.
- Pont Dalle : ils ont une structure constituée d'une dalle de béton armé qui repose directement sur les appuis, sans poutres ou arcs intermédiaires.

Les avantages et inconvénients des ouvrages potentiellement réalisables sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 1: Les avantages et inconvénients des ouvrages potentiellement réalisables

Type	Avantages	Inconvénients
Pont Dalle	- Conception et construction simple - Coût de construction moyen - Entretien facile	-Charges mortes importantes -Portée limitée -Peu flexible -Coût d'entretien élevé
Ponts à poutres	- Conception et construction simple -Coût de construction réduit	-Portée limitée -Peu flexible - Coût d'entretien élevé
Ponts suspendus	- Portée étendue -Très flexible -Esthétique	- Conception et construction complexe -Coût de construction élevé -Entretien coûteux
Ponts à haubans	-Portée étendue -Très flexible -Esthétique	- Conception et construction complexe -Coût de construction élevé -Vulnérabilité au vent - Entretien complexe

2.3.5 Les hypothèses de calcul

2.3.5.1 Normes de calcul

Les calculs sont réalisés conformément aux directives des principaux documents suivants :

- **[4]** C.S.T.B, B.A.E.L 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ;

- [5] C.S.T.B, Fascicule n°61, titre II : conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, programmes de charges et épreuves des ponts routes ;
- [6] C.S.T.B, Fascicule n°62 Titre V : Règles techniques de conception des fondations des ouvrages de génie civil.

2.3.5.2 Béton

- Béton de type B30 dosé à 400 kg/m^3 ;
- Poids volumique du béton = 25 KN/m^3 ;
- Résistance à la compression à 28 jours, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;
- Résistance à la traction à 28 jours, $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$.

2.3.5.3 Acier

- Module d'élasticité longitudinale $E_S = 200\,000 \text{ MPa}$;
- Aciers à haute adhérence (HA) de nuance FeE500 ($F_e = 500 \text{ MPa}$) ;
- L'enrobage sera considéré égal à 3cm pour les éléments de la superstructure et 5 cm pour l'infrastructure.

NB : La fissuration sera considérée comme préjudiciable pour toutes les parties d'ouvrages.

2.3.6 Prédimensionnement

Le prédimensionnement en génie civil est une étape cruciale dans la conception d'une structure. Il s'agit de déterminer les dimensions approximatives des éléments structuraux avant d'effectuer des calculs détaillés et des analyses plus précises. En somme, c'est le choix initial des dimensions des différents éléments de la structure, basé sur des critères de sécurité, de stabilité et de durabilité. Cette étape permet d'obtenir une première estimation des dimensions des éléments porteurs, avant d'entrer dans les détails du calcul de résistance et de stabilité.

Notre prédimensionnement s'est fait suivant les guides [7] CEREMA et [8-9-10] S.E.T.R.A.

2.3.6.1 Les piles, le chevrete, la nervure et la semelle

Le chevrete d'un pont est la partie supérieure d'une pile, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'un ou plusieurs appareils d'appui. Sa fonction principale est d'assurer la diffusion des efforts dans la pile et de permettre la mise en place et le positionnement des appareils d'appui.

La pile d'un pont est une structure verticale qui soutient le tablier du pont entre les travées, elles transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.

La nervure, dans le contexte des fondations d'un pont, fait référence à une structure de support qui joue un rôle crucial dans la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Elles aident à répartir les charges de manière uniforme, réduisant ainsi le risque de déformation ou d'effondrement.

La semelle dans les fondations d'un pont est un élément structurel essentiel qui assure la distribution des charges provenant de la superstructure du pont vers le sol. La méthode de prédimensionnement que nous avons utilisée est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 2: Tableau récapitulatif de la méthode de prédimensionnement des piles, chevêtres, nervure et semelle

Partie de l'ouvrage		Notation	Prédimensionnement
Espace entre la pile et le tablier		Esp	$Esp \geq 0,30 \text{ m}$
Chevêtre	Hauteur	h_c	$h_c \geq 1,25 h_t$
	Longueur	L_c	$L_c \geq L_T$
	Largeur	l_c	$l_c > \Phi_c$
Colonne (pile)	Diamètre	Φ_c	$\Phi_c \geq 0,60 \text{ m}$
	Hauteur	H_{pile}	$PHE - (Esp + h_c)$
	Entraxe des piles	l'	$l' \geq 3\Phi_c$
Nervure	Debord trans	$d_{n,trans}$	$d_{n,trans} = 0,05 \text{ m}$
	Largeur	b	$b = \Phi_c + 2 d_{n,trans}$
	Hauteur	h_n	$h_s \leq h_n \leq 2h_s$
Semelle	Hauteur	h_s	$h_s \geq \frac{1}{2} (l' - \frac{b}{2}) + c_i$
	Largeur	B_s	$B_s \geq \frac{1}{2} (l' - \frac{b}{2}) + c_i$
	Longueur	L_s	$L_s \geq (n_{pile} - 1) l' + 2\Phi_c$
Béton de propreté	Épaisseur	E_p	$E_p \geq 0,10 \text{ m}$

2.3.6.2 Les culées

La culée est un appui qui est situé à chaque extrémité du pont ; comme la pile c'est une structure verticale qui soutient le tablier du pont. Elles transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. La méthode de prédimensionnement que nous avons utilisée est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 3: Tableau récapitulatif de la méthode de prédimensionnement des culées

Partie de l'ouvrage		Notation	Prédimensionnement
Espace entre la culée et le tablier		Esp	$Esp \geq 0,30 \text{ m}$
Mur garde-grève	Épaisseur	e_{gg}	$0,30 \leq e_{gg} \leq 0,40 \text{ m}$ pour $h < 3 \text{ m}$ $e_{gg} \geq 0,40$ pour $h \geq 3 \text{ m}$
Mur de front	Épaisseur	e_{mf}	$0,80 \leq e_{mf} \leq 1,20 \text{ m}$
Voile mince avec contreforts	Épaisseur	e_p	$e_p \geq 0,30 \text{ m}$
Dalle de transition	Longueur	L_{DDT}	$3 \leq L_{DDT} \leq 5 \text{ m}$
	Épaisseur	e_{DDT}	$e_{DDT} = 0,35 \text{ m}$
	Pente	I	$I = 5\%$
Mur en retour	Revanche	r_2	$r_2 \geq 0,50 \text{ m}$
	Revanche	r_3	$r_3 \geq 1 \text{ m}$
	Épaisseur	e_{mr}	$0,35 \leq e_{mr} \leq 0,50 \text{ m}$ pour $L_{mr} < 7 \text{ m}$ $e_{mr} \geq 0,50 \text{ m}$ pour $L_{mr} \geq 7 \text{ m}$
Béton de propreté	Épaisseur	E_p	$E_p \geq 0,10 \text{ m}$

2.3.6.3 Les appareils d'appui

Un appareil d'appui d'un pont est un élément crucial situé entre le tablier du pont et ses supports (culées ou piles). Son rôle principal est de transmettre les charges verticales aux supports.

La méthode de prédimensionnement que nous avons utilisée est celle prescrite par le guide technique [8] S.E.T.R.A, Appareils d'appui en élastomère fretté.

2.3.6.4 Les bossages

Un bossage est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier de pont sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui. Ils sont généralement en béton armé et sont construits après la finition de la pile, à partir de fers laissés en attente. La méthode de prédimensionnement que nous avons utilisée est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 4: Tableau récapitulatif de la méthode de prédimensionnement des bossages et tête de voile

Partie de l'ouvrage		Notation	Prédimensionnement
Appareil d'appui	Épaisseur	T	Dimensionnement des appareils d'appui en fonction des sollicitations
	Longueur	a_{AA}	
	Largeur	b_{AA}	
Bossage	Débord longitudinal	da_{AA}	$da_{AA} \geq \text{Max} (5\text{cm}, \frac{a_{AA}}{6})$
	Debord transversal	db_{AA}	$db_{AA} \geq \text{Max} (5\text{cm}, \frac{b_{AA}}{6})$
	Longueur	a_{boss}	$a_{boss} = a_{AA} + 2da_{AA}$
	Largeur	b_{boss}	$b_{boss} = b_{AA} + 2db_{AA}$
Tête de voile	Débord longitudinal	da_{boss}	$da_{boss} \geq \text{Max} (5\text{cm}, \frac{a_{boss}}{6})$
	Debord transversal	db_{boss}	$db_{boss} \geq \text{Max} (5\text{cm}, \frac{b_{boss}}{6})$

2.3.6.5 Le tablier

Le tablier est la partie horizontale sur laquelle circulent les véhicules. Il repose sur les piles et les culées et a pour fonction principale de supporter les charges de trafic et de les transmettre aux appuis. Le tablier d'un pont à poutre est constitué d'hourdis, de poutres et d'entretoises.

Le prédimensionnement du tablier, des poutres et des entretoises s'est fait suivant les caractéristiques prescrites par le maître d'ouvrage et les normes des guides [9-10] S.E.T.R.A.

2.3.7 Dimensionnement

Le dimensionnement technique est le processus de détermination des dimensions et des caractéristiques des éléments structuraux d'un projet de construction pour garantir leur sécurité, leur stabilité et leur fonctionnalité. Elle passe par l'analyse des charges, le choix des matériaux, les calculs structuraux, la vérification des normes et l'optimisation.

Notre ouvrage a été dimensionné en plusieurs étapes avec des logiciels adaptés. Nous avons d'abord effectué le dimensionnement hydraulique avec HEC RAS pour déterminer la côte des plus hautes eaux et l'intrados du tablier. Ensuite, nous avons calculé les charges permanentes et les surcharges variables sur l'ouvrage, ainsi que les combinaisons de charges. Enfin, les sollicitations et les sections d'armature des éléments de la superstructure et de l'infrastructure

ont été déterminées avec les logiciels Robot Structural Analysis 2019, aidé du [11] manuel d'utilisation et Expert Robot 2010.

2.3.8 Étude d'impact environnemental et social

Notre étude d'impact environnemental et social s'est inspirée du [12] rapport final d'étude d'impact environnemental et social élaboré par le département environnement du BNETD dans le cadre du grand projet d'études techniques, économiques, d'impact environnemental et social pour l'aménagement et le bitumage de la route Danané-Gbeunta. À noter que le grand projet comporte, outre le pont à poutre objet de notre étude, des dalots, des buses, ainsi que la réalisation de la route sur tout l'itinéraire Danané-Gbeunta.

Ce document, qui a servi de référence pour notre étude, est issu d'une analyse préalable effectuée par les environnementalistes du BNETD avant la validation du projet.

2.3.9 Devis quantitatif et estimatif

Nous avons subdivisé notre étude de prix en cinq sections principales, représentant les parties essentielles de notre ouvrage :

L'installation de chantier, les terrassements généraux, les appuis (culées et piles), le tablier et les équipements.

Les détails des prix ont été établis grâce aux données de notre étude et à la banque de données des prix, qui sert de référentiel pour l'ensemble de l'administration afin de maîtriser l'évolution et le contrôle des coûts des dépenses publiques.

2.4 Conclusion partielle

Ce chapitre a détaillé les matériels et méthodes employés dans notre étude, en justifiant le choix des logiciels et des techniques de collecte de données.

Nous avons présenté une gamme d'outils spécialisés, tels que Microsoft Office, QGIS, Robot, AutoCAD et HEC-RAS, qui ont été essentiels pour l'analyse et la modélisation des données géospatiales et hydrauliques.

Nous avons également expliqué les différentes méthodes de collecte de données, notamment la recherche documentaire, les enquêtes et les entretiens avec des experts, afin d'assurer la précision et la pertinence des informations recueillies. L'étude hydrologique a été mise en avant

pour évaluer les débits des crues exceptionnelles, en utilisant des indicateurs tels que la période de retour et l'indice de compacité.

Enfin, nous avons abordé les méthodes de calcul du débit et la détermination des caractéristiques hydrauliques, ainsi que les processus de conception et dimensionnement des éléments structurels du pont.

Cette approche méthodologique rigoureuse garantit la fiabilité des résultats et facilite la reproduction de l'étude par d'autres chercheurs, tout en répondant aux exigences de sécurité et de durabilité des infrastructures à concevoir.

CHAPITRE 3 : RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1 Introduction

Ce chapitre vise à présenter de manière claire et structurée les résultats obtenus au cours de notre étude, tout en discutant leur signification et leur impact sur les hypothèses formulées. L'objectif est de fournir des données tangibles qui soutiennent nos conclusions et permettent une compréhension approfondie des enjeux liés à la construction du pont.

Le plan de ce chapitre se décline en plusieurs sections. Nous commencerons par exposer les résultats de l'étude hydrologique, en détaillant les caractéristiques du bassin versant et en calculant les débits de crue décennale et centennale. Ensuite, nous aborderons les résultats de l'étude hydraulique, en déterminant la côte des PHE par deux méthodes distinctes : la méthode de la débitance et le logiciel HEC-RAS. Une comparaison de ces méthodes sera également effectuée. Nous poursuivrons avec le dimensionnement du pont, en justifiant le choix du type d'ouvrage et en présentant les résultats de prédimensionnement et de dimensionnement des éléments structurels. Enfin, nous discuterons des impacts environnementaux et sociaux du projet, ainsi que du coût global de la construction. Cette discussion vise à mettre en lumière les implications de nos résultats pour le développement durable et la sécurité des infrastructures.

3.2 Résultats de l'étude hydrologique

3.2.1 Les caractéristiques du bassin versant

La délimitation du bassin versant ainsi que le plus long chemin hydraulique est illustré dans la figure suivante :

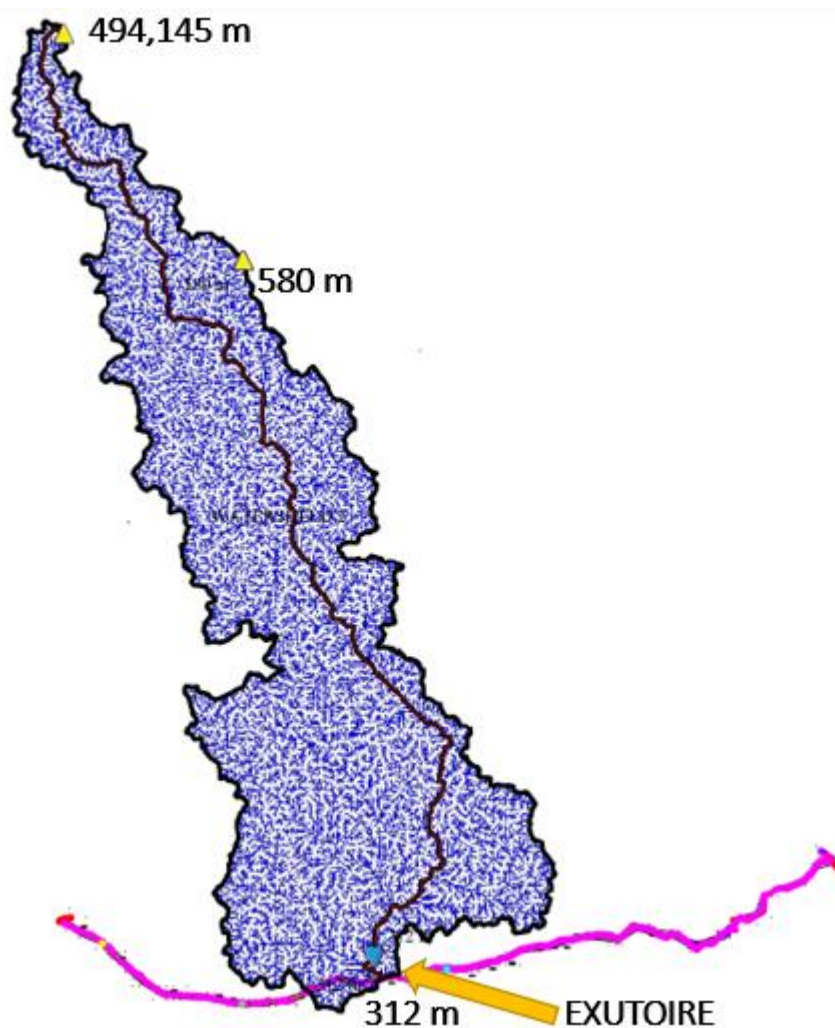


Figure 4: Bassin Versant délimité sur Global Mapper

Les différentes caractéristiques du bassin versant sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau 5: Les caractéristiques du bassin versant

CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT												
Dénomination	Point Kilométrique (PK)	Superficie du BV (Km²)	Périmètre du BV (Km)	Longueur du plus long chemin hydraulique Lch (Km)	Indice de compacité (Icomp)	Longueur du rectangle équivalent (Km)	Zmax	Zmin	Dénivelée DH (m)	Indice global de pente Ig (m/km)	Ds (denivelé spécifique)	Pente I (m)
BASSIN VERSANT (BV)	14760	151.32	106.63	39.826	2.44	50.31	580	312	268	5.33	65.53	0.67

3.2.2 Calcul du débit de crue décennale

Notre projet est situé en zone urbaine, nous faisons le choix d'utiliser la méthode de ORSTOM pour le calcul du débit de projet.

Les données de calcul de la crue décennale sont détaillées dans le tableau suivant :

Tableau 6: Tableau de calcul du débit de crue décennale par la méthode ORSTOM

METHODE ORSTOM											
Dénomination	Point Kilométrique (PK)	Superficie du BV (Km ²)	Pluie annuelle (Pan)	coefficient d'abatement A	Coefficient de pointe a10	Coefficient de ruissellement Kr10 (%)	Pluie journalière décennale (P10)	(Temps de base) Tb10 en heure	Débit de pointe Qr10	Coefficient de majoration	Débit projet Q10 (m3/s)
BASSIN VERSANT (BV)	14760	151.32	2057	0.84	2.5	34	157	40	117.43	1.15	135.04

Ainsi $Q_{10} = 135,04 \text{ m}^3 / \text{s}$

3.2.3 Calcul du débit de crue centennale

Les données de calcul du débit de crue centennale sont détaillées dans le tableau suivant :

Tableau 7: Tableau de calcul du débit de crue centennale

METHODE ORSTOM														
Dénomination	Point Kilométrique (PK)	Superficie du BV (Km ²)	Pluie annuelle (Pan)	coefficient d'abatement A	Coefficient de pointe a10	Coefficient de ruissellement Kr10 (%)	Pluie journalière décennale (P10)	(Temps de base) Tb10 en heure	Débit de pointe Qr10	Coefficient de majoration	Débit projet Q10 (m3/s)	Pluie journalière centennale P100	CP	Q100
BASSIN VERSANT (BV)	14760	151.32	2057	0.84	2.5	34	157	40	117.43	1.15	135.04	237	2.59	350.22

Ainsi $Q_{100} = 350,22 \text{ m}^3 / \text{s}$

(ANNEXE 2, pour les détails de calcul).

3.3 Résultats de l'étude hydraulique

3.3.1 Détermination de la côte PHE par la méthode de la débitance

- Pour la première Hauteur d'eau fixée $y = 21$ m, nous obtenons comme résumé dans le tableau suivant :

Tableau 8: Tableau d'estimation du niveau d'eau pour $y = 21$ m

$y = 21$											
Lit	Q100 Calculer	K	$S^{(5/3)}$	$P^{(2/3)}$	$I^{(1/2)}$	y	Qc	Somme Qc	Vérification	Cote du Fond	Cote PHE
Majeur gauche	350.22	20	959.24	13.52	0.04	21	56.75	344.11	Q100 > Qc	307.33	328.33
Mineur			1423.33	6.94	0.04		163.99				
Majeur droit			1057.82	6.86	0.04		123.36				

- Pour la première Hauteur d'eau fixée $y = 21,5$ m, nous obtenons comme résumé dans le tableau suivant :

Tableau 9: Tableau d'estimation du niveau d'eau pour $y = 21,5$ m

$y = 21.5$											
Lit de	Q100 Calculer	K	$S^{(5/3)}$	$P^{(2/3)}$	$I^{(1/2)}$	y	Qc	Somme Qc	Vérification	Cote du Fond	Cote PHE
gauche	350.22	20	1050.27	13.76	0.04	21.5	61.06	364.64	Q100 < Qc	307.33	328.83
du milieu			1482.22	7.01	0.04		169.03				
de droite			1171.73	6.97	0.04		134.55				

- Pour la première Hauteur d'eau fixée $y = 21,2$ m, nous obtenons comme résumé dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Tableau d'estimation du niveau d'eau pour $y = 21,2$ m

$y = 21.2$											
Lit de gauche	Q100 Calculer	K	$S^{(5/3)}$	$P^{(2/3)}$	$I^{(1/2)}$	y	Qc	Somme Qc	Vérification	Cote du Fond	Cote PHE
	350.22	20	996.42	13.62	0.04	21.2	58.53	352.11	Q100 ~ Qc	307.33	328.53
Lit du milieu			1445.61	6.97	0.04		165.87				
Lit de droite			1101.95	6.90	0.04		127.71				

Ainsi la **Côte PHE** = côte du fond + $y = 307,33 + 21,2 = 328,53$ m.

3.3.2 Détermination de la côte PHE par le logiciel HEC-RAS

Les données recueillies sur le logiciel HEC-RAS sont illustrées dans la figure suivante :

Plan: Plan 01 COURS D'EAU TRONCON 1 RS: 5 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	322.93	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.74	Wt. n-Val.		0.033	
W.S. Elev (m)	322.20	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		92.17	
E.G. Slope (m/m)	0.005353	Area (m2)		92.17	
Q Total (m3/s)	350.22	Flow (m3/s)		350.22	
Top Width (m)	36.39	Top Width (m)		36.39	
Vel Total (m/s)	3.80	Avg. Vel. (m/s)		3.80	
Max Chl Dpth (m)	3.34	Hydr. Depth (m)		2.53	
Conv. Total (m3/s)	4786.8	Conv. (m3/s)		4786.8	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		41.08	
Min Ch El (m)	318.86	Shear (N/m2)		117.78	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		447.57	
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)		1.51	
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)		0.72	

Figure 5: Les résultats de simulation 1D sur HEC RAS

Après calibrage du terrain pour un débit centennal de $350,22 \text{ m}^3/\text{s}$, nous avons ressorti les informations suivantes :

- La côte du fil d'eau : CFE = 318,86 m.
- La hauteur de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage : $H = 3,34$ m.
- La côte d'eau sans ouvrage : $Z_{\text{eau}} = 322,20$ m.
- La vitesse moyenne : $V = 3,80$ m/s.

Enfin, nous avons récolté les différentes hauteurs d'eau maximales du cours d'eau de part et d'autre de notre ouvrage. C'est ainsi que nous avons retenu le niveau d'eau suivant :

- Côte PHE = Côte de fond Topographique + Hauteur d'eau maximale.

- Avec Hauteur d'eau = côte d'eau RAS - côte de fond topographique = (322,20 m – 318,82 m)
- Côte PHE = 307,33 m + 3,38 m
- Côte PHE = 310,71 m

3.3.3 Comparaison et choix de la méthode

Les avantages et les inconvénients des deux méthodes de calcul de la côte PHE sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Tableau de comparaison entre la méthode de la débitance et le logiciel HEC-RAS

Méthode de la débitance	HEC RAS
Avantages	Inconvénients
-Facile à comprendre et à appliquer pour des cas simples -Plus rapide pour des analyses préliminaires ou des petits projets.	-Nécessite une certaine expertise pour être utilisé correctement. -Plus long à mettre en place et à exécuter.
Inconvénients	Avantages
-Moins précise pour des systèmes complexes ou des conditions variées -Ne prend pas en compte certains phénomènes hydrauliques complexes comme les écoulements non uniformes. -Ne permet pas de visualiser les résultats sous forme de graphiques et de cartes.	- Offre une grande précision en prenant en compte une multitude de paramètres et de conditions - Capable de modéliser des systèmes complexes et de simuler différents scénarios. - Permet de visualiser les résultats sous forme de graphiques et de cartes.

Pour des projets simples ou des analyses préliminaires, la méthode de la débitance peut être suffisante et plus rapide ; cependant, nous sommes dans un cas complexe de la conception d'un pont, nous préconisons donc la précision que nous offre le logiciel HEC RAS.

Ainsi notre **côte PHE = 310,71 m.**

3.3.4 Calage du Pont

L'intrados du tablier de notre pont est fixé à la côte $310,71 + 2,5 = 313,21$ m.

NB : Pour des ponts de longueur inférieure ou égale à 50 m, on adopte en général un tirant d'air au moins égal à :

- 1 m en zone désertique ou subdésertique,
- 1,50 m en zone de savane,

-2 m en zone à végétation arbustive dense,

-2,50 m en zone forestière.

3.4 Choix du type d'ouvrage

En tenant compte de la portée de notre obstacle estimée à 30 mètres et des objectifs essentiels de notre mission, qui consistent à proposer une solution économique, durable et adaptée à notre contexte, nous recommandons l'utilisation d'un **pont à poutres en béton armé** d'une longueur totale de 32,20 m pour franchir cet obstacle.

3.5 Résultats du dimensionnement

3.5.1 Prédimensionnement

3.5.1.1 Les fondations

Le résumé du rapport, [13] études géotechniques supplémentaires pour la construction d'un pont à poutre entre danané et gbeunta, fourni par le laboratoire du bâtiment et des travaux publics (LBTP) dans le cadre de l'étude des fondations du pont est résumé en ANNEXE 3.

3.5.1.2 Les piles, la nervure et la semelle

Les éléments de prédimensionnement des piles, ainsi que leurs valeurs, sont cités dans les figures et le tableau suivant :

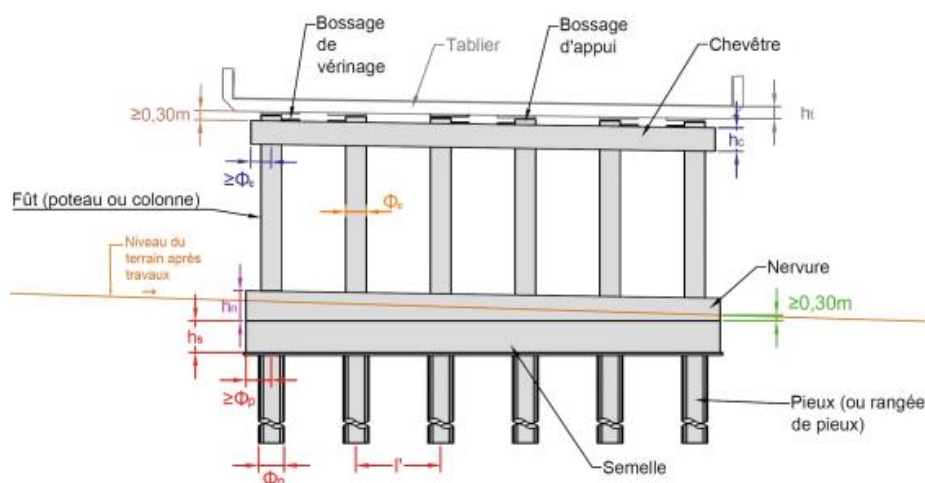


Figure 6: vue de face d'une rangée de culées¹

¹ Source : CEREMA, Appuis en béton des ouvrages d'art Tome I : Conception et prédimensionnement, Bron, CEREMA, Guides techniques, 2023, 134 p.

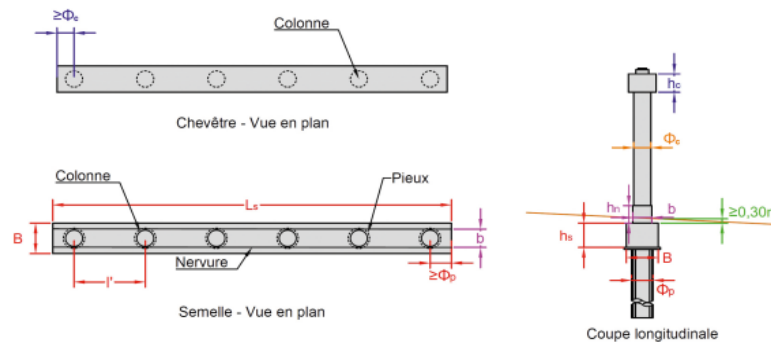


Figure 7 : Vue de dessus d'une rangée de piles²

Tableau 12: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des piles

Espace-ment tablier-piles	Pile			Nervure		Semelle		
	Diamètre	Hauteur	Entraxe	Largeur	Hauteur	Hauteur	Largeur	Longueur
Esp=0,30m	$\phi_c=1,2\text{m}$	$H_{pile}=4,58\text{m}$	$l'=5\text{m}$	$b=1,3\text{m}$	$h_n=4\text{m}$	$h_s=2,5\text{m}$	$B=2,5\text{m}$	$L_s=10\text{m}$

3.5.1.3 Les Culées

Les éléments de prédimensionnement des culées, ainsi que leurs valeurs sont cités dans les figures et le tableau suivant :

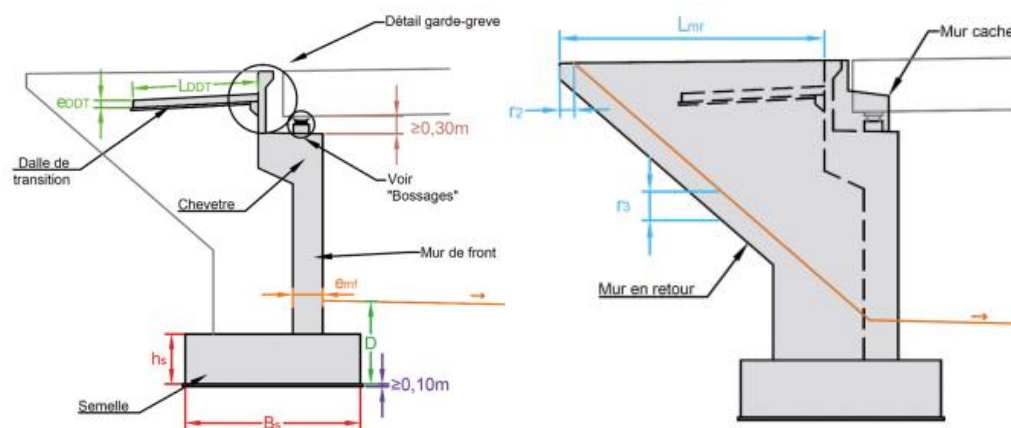


Figure 8 : schémas de détails d'une culée³

² Source : CEREMA, Appuis en béton des ouvrages d'art Tome I : Conception et prédimensionnement, Bron, CEREMA, Guides techniques, 2023, 134 p.

³ Source : CEREMA, Appuis en béton des ouvrages d'art Tome I : Conception et prédimensionnement, Bron, CEREMA, Guides techniques, 2023, 134 p.

Tableau 13: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des culées

Ep Mur garde- grève	Ep Mur front	Ep Voile mince	Largeur Semelle	Dalle de transition			Mur en retour			Béton Propreté
e_{gg} (m)	e_{mf} (m)	e_p (m)	B_s (m)	L_{DDT} (m)	e_{DDT} (m)	I (%)	Revanch e_{r_2} (m)	Revanch e_{r_3} (m)	E_p (m)	$E_{p_{bp}}$ (m)
0,50	1	0,50	2	4	0,35	5	0,50	1	0,40	0,1

3.5.1.4 Le chevêtre

Les éléments de prédimensionnement des chevêtres, ainsi que leurs valeurs, sont cités dans le tableau suivant :

Tableau 14: Tableau récapitulatif du prédimensionnement du chevêtre

Chevêtre		
Hauteur	Longueur	Largeur
$h_c = 1 \text{ m}$	$L_c = 10 \text{ m}$	$l_c = 1,5 \text{ m}$

3.5.1.5 Les Appareils d'appui

Les éléments de prédimensionnement des appareils d'appuis, ainsi que leurs valeurs sont cités dans les figures et le tableau suivant :

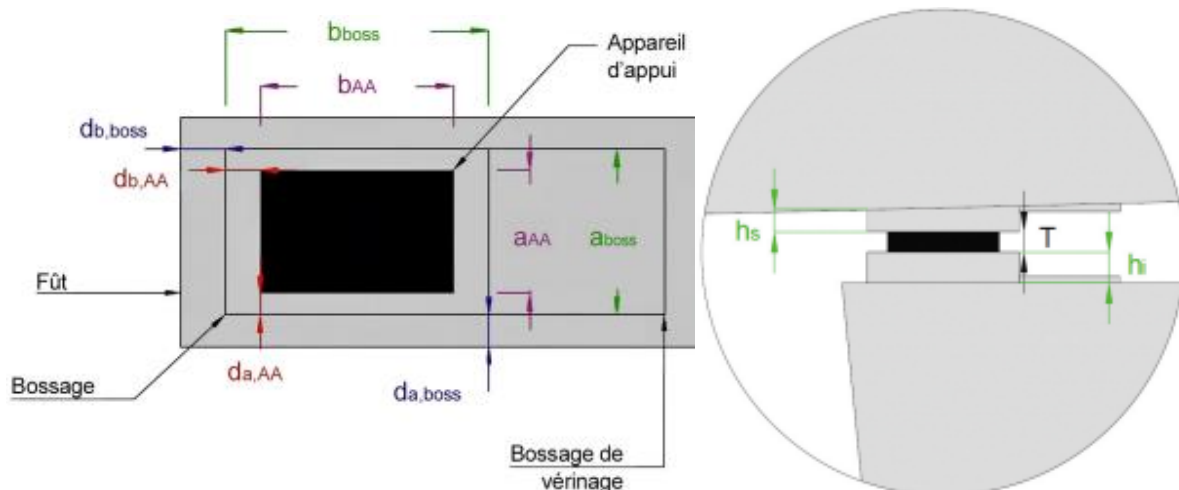


Figure 9: schémas de détails d'un bossage et d'un appareil d'appui⁴

⁴ Source : CEREMA, Appuis en béton des ouvrages d'art Tome I : Conception et prédimensionnement, Bron, CEREMA, Guides techniques, 2023, 134 p.

Tableau 15: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appui (culée)

Appareil d'appui					
Longueur	Largeur	Épaisseur Feuillet	Hauteur Élastomère	Épaisseur Frettes	Épaisseur totale
$b_{AA} = 0,25 \text{ m}$	$a_{AA} = 0,25 \text{ m}$	$E_p = 8 \text{ mm}$	$T_e = 50 \text{ mm}$	$T_s = 5 \text{ mm}$	$T = 80 \text{ mm}$

Tableau 16: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appui (pile)

Appareil d'appui (pile)					
Longueur	Largeur	Épaisseur Feuillet	Hauteur Élastomère	Épaisseur Frettes	Épaisseur Totale
$b_{AA} = 0,35 \text{ m}$	$a_{AA} = 0,35 \text{ m}$	$E_p = 10 \text{ mm}$	$T_e = 60 \text{ mm}$	$T_s = 5 \text{ mm}$	$T = 90 \text{ mm}$

3.5.1.6 Les bossages

Les éléments de prédimensionnement des bossages, ainsi que leurs valeurs, sont cités dans le tableau suivant :

Tableau 17: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (culée)

Bossage épais					Tête de voile	
Débord longitudinal $d_{a,AA}$	Débord transversal $d_{b,AA}$	Longueur a_{boss}	Largeur b_{boss}	E_p $h_i = h_s$	Débord longitudinal $d_{a,boss}$	Débord transversal $d_{b,boss}$
5 cm	5 cm	0,35 m	0,35 m	0,11 m	57,5 cm	0 cm

Tableau 18: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (pile)

Bossage épais					Tête de voile	
Débord longitudinal $d_{a,AA}$	Débord transversal $d_{b,AA}$	Longueur a_{boss}	Largeur b_{boss}	E_p $h_i = h_s$	Débord longitudinal $d_{a,boss}$	Débord transversal $d_{b,boss}$
6 cm	5 cm	0,47 m	0,45 m	0,105 m	51,5 cm	0 cm

3.5.1.7 Le Tablier

3.5.1.7.1 Conception Longitudinale

Nous allons concevoir un pont à 2 travées de 15,40 m chacune, comme illustré dans le tableau suivant :

Tableau 19: Tableau récapitulatif des résultats de la conception longitudinale

$L_{travée}$	L_{poutre}	L_{calcul}
15,40 m	15,35 m	14,65 m

NB : $L_c = 14,65 \text{ m} < 20 \text{ m}$, alors nos poutres sont rectangulaires.

3.5.1.7.2 Conception transversale

D'après les caractéristiques prescrites par le maître d'ouvrage, notre ouvrage compte une largeur transversale de 10 m, une largeur roulable de 7m, une largeur chargeable de 6 m dont 2 voies de 3 m, un trottoir de 1,5 m, 2 dispositifs de retenue 0,5 m chacun. La chaussée présentera une pente transversale en toit de 2,5 % permettant l'assainissement. Une coupe transversale du tablier présentant tous les éléments et leur dimension est illustrée dans la figure suivante :

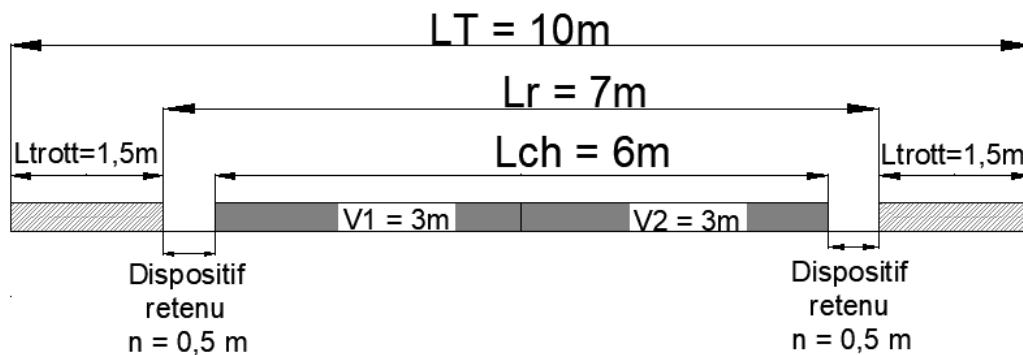


Figure 10: Coupe transversale du tablier

3.5.1.7.3 Classe du pont

Le choix de la classe des ponts en fonction de leur largeur roulable est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 20: Tableau de détermination de la classe du pont en fonction de la largeur roulable

Classe du pont	Largeur roulable
1ere classe	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2eme classe	$5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3eme classe	$L_r \leq 5,5 \text{ m}$

Notre pont est donc de 1ere classe ($L_r = 7 \text{ m}$)

3.5.1.7.4 Les hourdis

Le rôle de l'hourdis est multiple : il assure la continuité de la surface du tablier, il fait office de table de compression de poutre et reçoit l'étanchéité et le revêtement de chaussée. Son épaisseur h_d est comprise entre 16 et 20 cm.

Nous choisissons une épaisseur $h_d = 0,20$ m.

3.5.1.7.5 Les poutres principales

Les poutres du tablier sont des éléments horizontaux qui supportent le tablier du pont. Elles jouent un rôle crucial dans la distribution des charges verticales vers les appuis. Les caractéristiques d'une poutre rectangulaire sont présentées dans la figure suivante :

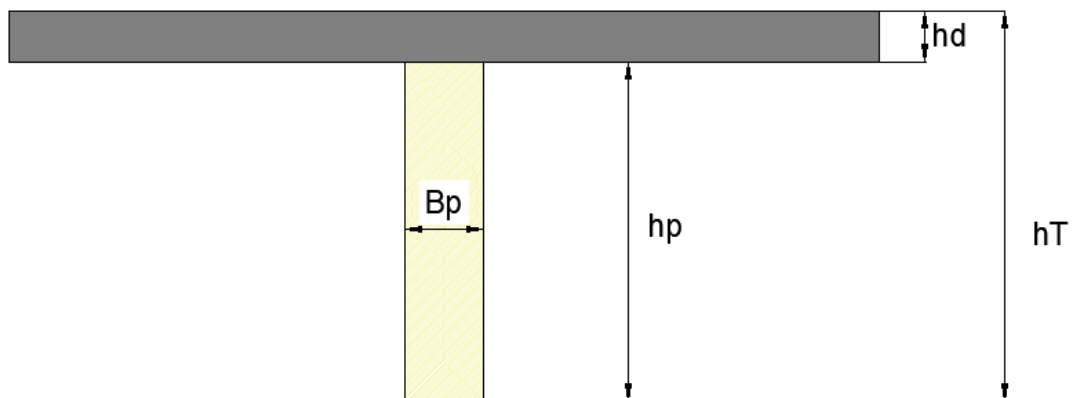


Figure 11: Caractéristiques géométriques d'une poutre rectangulaire

3.5.1.7.6 Les entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux qui relient les poutres longitudinales entre elles. Elles sont aussi nécessaires pendant l'opération de vérinage⁵. Cette opération est souvent effectuée pour le changement des appareils d'appui. Les éléments de prédimensionnement des poutres, entretoises, ainsi que leurs valeurs, sont cités dans le tableau suivant :

⁵ **vérinage** : C'est l'action d'utiliser des vérins hydrauliques pour soulever, abaisser ou ajuster la position de certains éléments d'un pont, comme les poutres ou les tabliers, afin de garantir leur alignement correct et leur stabilité.

Tableau 21: Tableau récapitulatif du prédimensionnement du tablier.

Poutre					Entretoise		
Hauteur totale	Hauteur poutre	Hauteur hourdis	Entraxe poutre	Épaisseur poutre	Épaisseur entretoise	Hauteur entretoise	Entraxe Entretoise
$h_T=1,1m$	$h_p=0,9m$	$h_d=0,2m$	$b_0=3,2m$	$b_p=0,3m$	$b_e=0,25m$	$h_e=0,75m$	$E_e=14,45m$

(ANNEXE 3, pour les détails de calcul.)

3.5.2 Évaluation des charges et surcharges

3.5.2.1 Calcul des charges permanentes

Une coupe transversale du tablier est illustrée dans la figure suivante :

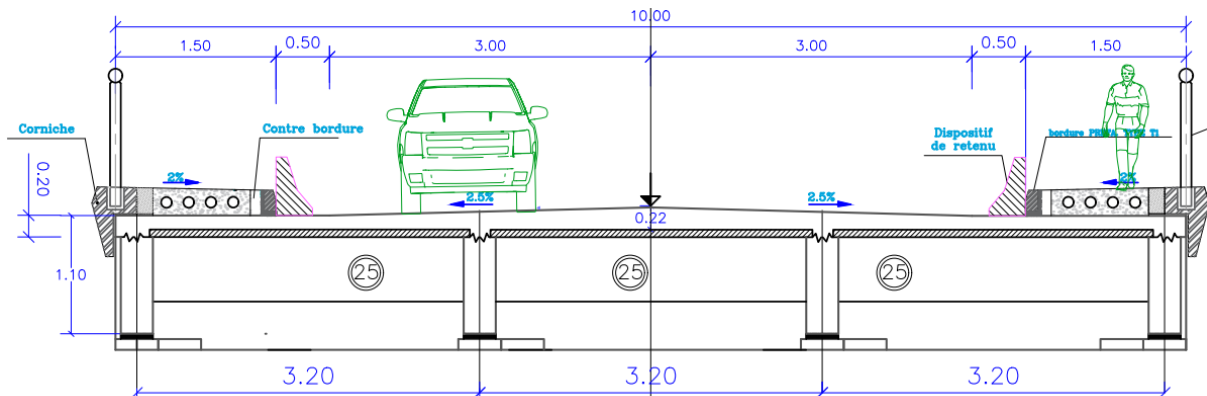


Figure 12 : Coupe transversale du tablier

➤ Poids propre du Tablier

$$PP_{\text{Tablier}} = PP_{\text{hourdis}} + PP_{\text{poutres}}$$

$$PP_{\text{Tablier}} = 894,74 \text{ KN} + 415,8 \text{ KN}$$

$$PP_{\text{Tablier}} = 1310,54 \text{ KN}$$

➤ Poids propre du trottoir

NB : Nous avons deux trottoirs, donc tous les poids propres des éléments du trottoir seront multipliés par 2.

$$PP_{\text{Trottoir}} = (PP_{\text{Bordure}} + PP_{\text{mortier}} + PP_{\text{contre bordure}} + PP_{\text{beton de remplissage}} + PP_{\text{contre corniche}} + PP_{\text{corniche}} + PP_{\text{Garde corps type S7}}) \times 2$$

$$PP_{\text{Trottoir}} = (8,47 + 3,696 + 9,24 + 54,285 + 13,86 + 56,595 + 6,776) \times 2$$

$$PP_{\text{Trottoir}} = 305,844 \text{ KN}$$

- Poids propre des dispositifs de retenue

NB : Nous avons deux dispositifs de retenue.

$$PP_{BN4} = 10,01 \text{ KN} \times 2$$

$$PP_{BN4} = 20,02 \text{ KN}$$

- Poids propre de l'entretoise

NB : Nous avons deux entretoises

$$PP_{Entretoises} = 40,78 \text{ KN} \times 2$$

$$PP_{Entretoises} = 81,56 \text{ KN}$$

- Poids propre du revêtement du tablier

$$PP_{revêtement} = PP_{étanchéité} + PP_{couche roulement}$$

$$PP_{revêtement} = 63,756 \text{ KN} + 110,88 \text{ KN}$$

$$PP_{revêtement} = 174,636 \text{ KN}$$

- ✓ Alors **G = $\sum$ Poids Propres**

$$G = PP_{Tablier} + PP_{Trottoir} + PP_{BN4} + PP_{Entretoises} + PP_{revêtement}$$

$$G = (1310,54 \text{ KN} + 305,844 \text{ KN} + 20,02 \text{ KN} + 81,56 \text{ KN} + 174,636 \text{ KN})$$

$$G = 1892,6 \text{ KN}$$

(ANNEXE 4, pour les détails de calcul.)

3.5.2.2 Calcul des surcharges variables

Les charges et efforts agissant sur notre structure, ainsi que leurs valeurs, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 22: Tableau récapitulatif des charges variables

Type	Charges Civiles				Charges Militaires			Charges Trottoir	Effort Freinage	Effort Vent
Charges	$Q_{A_2(L)}$ (KN)	Q_{Bc} (KN)	Q_{Bt} (KN)	Q_{Br} (KN)	Q_{Mc120} (KN)	Q_D (KN)	Q_E (KN)	Q_{tr} (KN)	$H_{x(Bc)}$ (KN)	ef_v KN/m ²
Valeurs	2849	1557,6	802,56	111	1287	1400	2000	103,95	300	2

(ANNEXE 4, pour les détails de calcul.)

3.5.3 Dimensionnement

3.5.3.1 Dimensionnement du Tablier (poutres, entretoises et hourdis)

3.5.3.1.1 Les charges et combinaisons de charge

- Les charges prises en compte

Le tableau suivant résume les charges prises en compte dans nos combinaisons de charges :

Tableau 23: Tableau récapitulatif des charges prises en compte sur Robot

Charges permanentes	-Poids propres tablier - Poids propre des éléments du trottoir -Poids propre revêtement
Charges d'exploitation	- Charges trottoir -Surcharges A(L) -Surcharge Bc -Surcharge Bt -Surcharge Br -Système Mc120 - Système D - Système E

- Les combinaisons de charges

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

- Sollicitations de calcul vis-à-vis des États Limites Ultimes (ELU) :

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

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

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

Avec :

$G_{\max}, G_{\min}$: ensemble des actions permanentes défavorables, favorables ;

γ_{Q1} : coefficient de pondération = 1,5 à l'ELU et 1 à l'ELS dans le cas général ;

Q_1 : Action variables dites de base ;

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$) ;

Ψ_{Q_i} : Coefficients de pondération.

Les coefficients de pondération des charges sont résumés dans le tableau suivant en fonction du type de charge :

Tableau 24: Coefficients de pondération des charges

Types de charges	ELU	ELS
Charges permanentes	1,35	1
Caractère normal (A, B)	$(1,07 \times 1,5) = 1,6$	$(1 \times 1,2) = 1,2$
Caractère particulier (M, D, E)	1,5	1
Charges sur trottoirs	$(1,07 \times 1,5) = 1,6$	1

3.5.3.1.2 Les sollicitations aux états limites

Les sollicitations aux états limites du tablier, des poutres et des entretoises sont résumées et illustrées dans les tableaux et figures suivantes :

Tableau 25: Tableau récapitulatif des moments à l'ELS et à l'ELU sur le tablier

Dénominations			Maximal	Minimal
Moments sur l'hourdis (KN.m)	ELU	Mxx	134,09	-105,32
		Myy	59,16	-120,37
	ELS	Mxx	99,98	-78,63
		Myy	44,16	-81,41

Tableau 26: Tableau récapitulatif des moments sur les poutres et les entretoises

Dénominations		Maximal	Minimal
Moments (KN.m)	Poutres	787,61	-1319,20
	Entretoise	84,18	-99,87

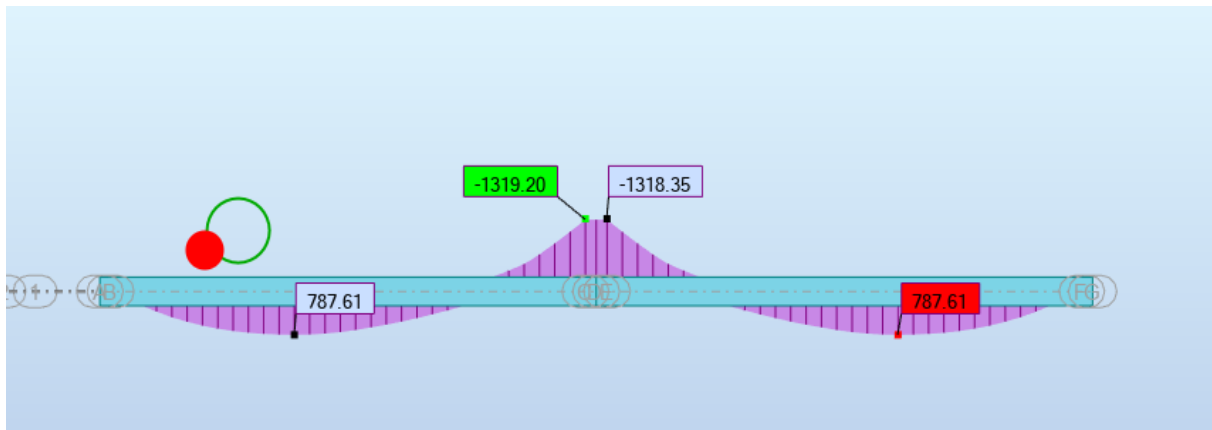


Figure 13: Diagramme des moments sur les poutres

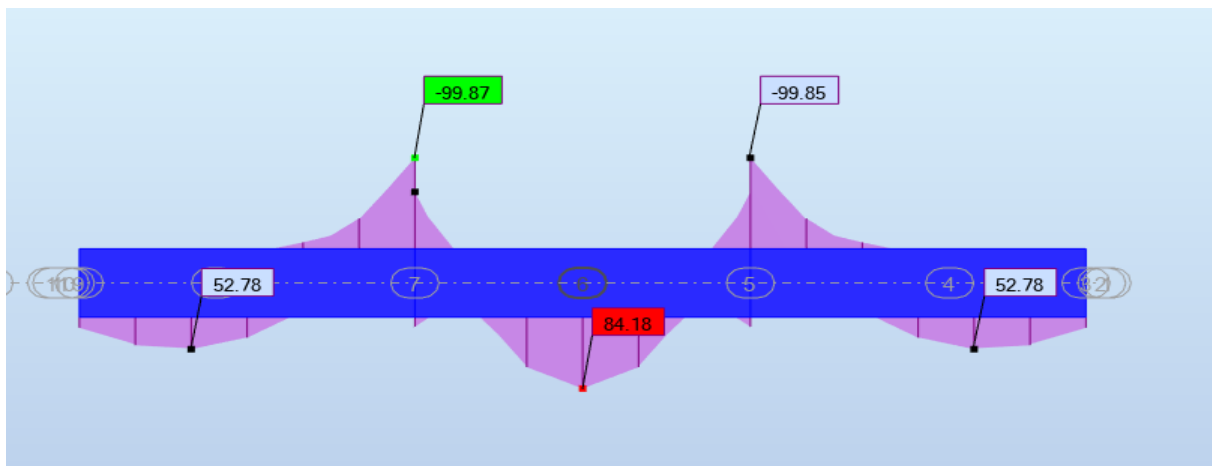


Figure 14: Diagramme des moments sur les entretoises

3.5.3.1.3 Les sections d'acier

Nous avons déterminé les sections d'acier du tablier sur le logiciel robot grâce aux moments maximaux des combinaisons les plus défavorables.

- Sections d'acier de l'hourdis

Les sections d'acier théoriques et réelles du tablier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 27: Choix des aciers du tablier

Dénominations		En travée	Sur Appuis
Section d'acier théorique (cm ²)	Aciers Longitudinaux bas (X-)	23,40	5,74
	Aciers Longitudinaux haut (X+)	16,01	27,25
	Aciers Transversale Bas (Y-)	25,17	9,45
	Aciers Transversale Haut (Y+)	14,21	10,89
Aciers HA	Aciers Longitudinaux bas (X-)	HA25 Esp : 20 cm	HA12 Esp : 15 cm
	Aciers Longitudinaux haut (X+)	HA20 Esp : 15 cm	HA20 Esp : 10 cm
	Aciers Transversale Bas (Y-)	HA20 Esp : 10 cm	HA12 Esp : 10 cm
	Aciers Transversale Haut (Y+)	HA14 Esp : 10 cm	HA12 Esp : 10 cm
Section d'acier réel (cm ²)	Aciers Longitudinaux bas (X-)	24,54	7,54
	Aciers Longitudinaux haut (X+)	20,94	31 ,42
	Aciers Transversale Bas (Y-)	31,42	11,31
	Aciers Transversale Haut (Y+)	15,39	11,31

(ANNEXE 6, pour les plans de ferrailage).

➤ Sections d'acier des poutres et des entretoises

Les sections d'aciers des poutres et des entretoises ont été déterminées grâce aux moments maximal donnés par robot et au logiciel Expert Robot 2010. Les valeurs des sections d'acier théoriques et réels des poutres et entretoises sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 28: Choix des aciers des poutres et des entretoises

Dénominations	Poutres	Entretoises
b (m)	0,3	0,25
h (m)	0,9	0,75
Section d'acier Théorique As1 (cm ²)	50,1	6,1
Choix des aciers HA pour As1	HA25 ; Esp : 10 cm	HA14 Esp : 15 cm
Section d'acier Réal As1 (cm ²)	49,09	10,26
Section d'acier Théorique As2 (cm ²)	80,8	7,2
Choix des aciers HA pour As2	HA32 Esp : 10 cm	HA16 Esp : 15 cm
Section d'acier Réal As2 (cm ²)	88,46	13,40
Enrobage (cm) d1 = d2	5	

(ANNEXE 6, pour les plans de ferrailage).

3.5.3.2 Dimensionnement des piles

3.5.3.2.1 Les sollicitations des piles

Les sollicitations aux états limites des piles et du chevrete sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 29: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevrete et piles)

Dénomination			Maximal	Position
Chevrete	Effort Normal (KN)	ELU	Fy = 114,03	X = 3,38 m
		ELS	Fy = 76,02	X = 3,38 m
	Moments (KN.m)	ELU	Myy = -5100,11	X = 2,5 m
		ELS	Myy = -3754,98	
Piles	Effort Normal (KN)	ELU	Fz = 226,53	X = 4,58 m
		ELS	Fz = 151,02	
	Moments (KN.m)	ELU	Mxx = -26,64	
			Myy = -1035,10	
		ELS	Mxx = -17,76	
			Myy = -690,07	

3.5.3.2.2 Les sections d'acier des piles

Les valeurs des sections d'acier théoriques et réels des piles et du chevêtre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 30: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et piles)

Dénominations	Chevêtre	Piles
b (m)	1,5	-
h (m)	1	4,58
D (m)	-	1,2
Section d'acier Théorique As1 (cm ²)	As1 = 0,00	As = 91,6
Choix des aciers HA pour As1	-	20HA25
Section d'acier Réal As1 (cm ²)	-	98,18
Section d'acier Théorique As2 (cm ²)	As2 = 218,1	-
Choix des aciers HA pour As2	45HA25	-
Section d'acier Réal As2 (cm ²)	220,9	-
Enrobage (cm) d1 = d2 = d	10	

(ANNEXE 6, pour les plans de ferrailage).

3.5.3.3 Dimensionnement des culées

3.5.3.3.1 Les sollicitations des culées

Les sollicitations aux états limites des culées et du chevêtre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 31: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevêtre et culées)

Dénomination		Maximal	Position
Chevêtre	Effort Normal (KN)	ELU	Fy = 112,58
		ELS	Fy = 75,05
	Moments (KN.m)	ELU	Myy = -2844,96
		ELS	Myy = -2096,04
Culée	Effort Normal (KN)	ELU	Fz = 225,08
		ELS	Fz = 150,05
	Moments (KN.m)	ELU	Mxx = -25,03
			Myy = -1030,74
		ELS	Mxx = -16,69
			Myy = -687,16

3.5.3.3.2 Les sections d'acier des culées

Les valeurs des sections d'acier théoriques et réels des culées et du chevêtre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 32: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et culées)

Dénominations	Chevêtre	Culée
b (m)	1,5	-
h (m)	1	4,58
D (m)	-	1,2
Section d'acier Théorique (cm ²)	As1 = 0,00	As = 91,1
Choix des aciers HA pour As1	-	20HA25
Section d'acier Réel As1 (cm ²)	-	98,18
Section d'acier Théorique As2 (cm ²)	As2 = 116,1	-
Choix des aciers HA pour As2	24HA25	-
Section d'acier Réel As2 (cm ²)	117,81	-
Enrobage (cm) d1 = d2	10	

(ANNEXE 4, pour les détails de calcul ; ANNEXE 6, pour les plans de ferrailage.)

3.6 Notice d'impact environnemental et social

3.6.1 Description de l'état initial de l'environnement

3.6.1.1 Emprise et zone d'influence du projet

La zone d'influence d'un projet englobe les zones où ses effets, qu'ils soient temporaires ou permanents, sont perceptibles.

Cela inclut les effets directs des travaux et les effets indirects des activités connexes. Déterminer cette zone est crucial car les impacts sur l'environnement naturel et humain dépendent de la localisation des ouvrages, qui doivent également être protégés des agressions extérieures. Cette démarche prend en compte divers critères comme l'axe, l'orientation, l'importance de la route, le trafic, et les interactions avec le milieu traversé.

Pour ce projet, deux zones d'influence sont définies : une zone d'influence directe et une zone d'influence indirecte, couvrant toutes les activités projetées et leurs effets à long terme sur les milieux biophysique et humain.

3.6.1.2 État des lieux sur l'itinéraire Danané-Gbeunta

Dans l'ensemble, le tracé de la route à construire traverse le milieu rural (villages et campements), ainsi que de vastes zones de végétation forestière, des zones de cultures vivrières et d'exportation. Ce tracé fait l'objet de travaux de reprofilage lourd financés par la Banque islamique de Développement (BID) dans le cadre du Programme National de Développement Communautaire (PNDC) et comprenant la réalisation d'Ouvrages d'Art (OA) de franchissement et de drainage (figure 18⁶).

Ce tronçon en terre Danané-Gbeunta présente un tracé très sinueux jalonné de nombreuses pentes plus ou moins dangereuses (figure 17⁷) et des points bas logeant le lit des cours d'eaux pérennes et saisonniers. L'emprise de cet axe bordé par plusieurs activités humaines (exploitations agricoles, de carrières de sables, etc.), est parsemée de nombreux affleurements de blocs de granite et également, marquée par la présence de vastes zones marécageuses et

⁶ Source : BNETD, rapport final d'étude d'impact environnemental et social, Abidjan, BNETD, rapport d'étude d'impact environnemental et social, Septembre 2024, 590 p.

⁷ Source : BNETD, rapport final d'étude d'impact environnemental et social, Abidjan, BNETD, rapport d'étude d'impact environnemental et social, Septembre 2024, 590 p.

plusieurs forêts sacrées abritant en général, les cimetières des villages traversés. Les figures suivantes illustrent parfaitement l'état des lieux sur l'itinéraire Danané-Gbeunta :



Figure 16: Travaux de reprofilage lourd en cours sur l'axe Danané-Gbeunta



Figure 15: Vue d'une pente dangereuse avec des zones accidentogènes sur le tracé de la voie actuelle

Les ouvrages existant sur l'actuelle voie en terre sont généralement très vétustes et dans un état parfois critique. Leur fonctionnement rendu difficile, laisse la voie impraticable pour les usagers, surtout en saison pluvieuse.

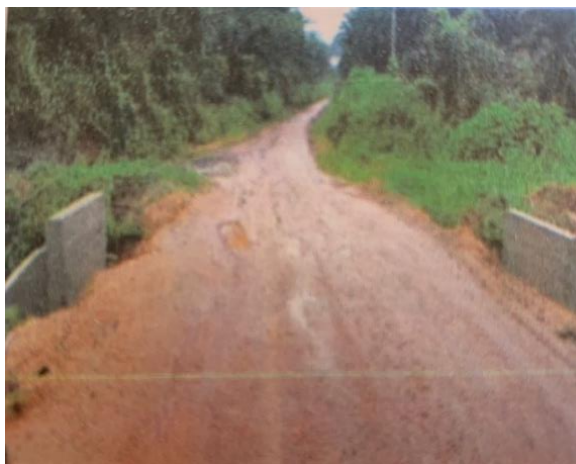


Figure 17: Ouvrage de type Buses en finition sur le tracé de la route du projet



Figure 18: Construction d'un dalot 3×3×3,5 à 7km de Danané en cours



Figure 20: Vestige du 1er pont métallique de franchissement du Nuon à la frontière de la Côte d'Ivoire

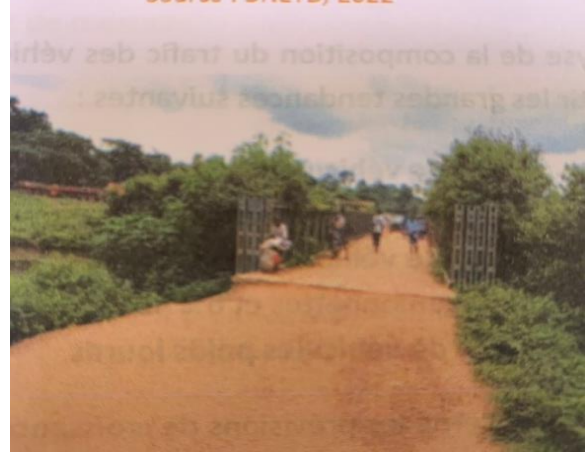


Figure 19: 2ème pont métallique (Pk fin du projet) assurant la connexion Côte d'Ivoire_Liberia

3.6.1.3 Enjeux environnementaux et sociaux

L'analyse de l'état initial de l'environnement de la zone d'étude fait ressortir les enjeux environnementaux et sociaux suivants :

- La préservation de l'environnement existant, notamment la biodiversité marquée par la présence de forêts sacrées à certains endroits le long de la voie du projet, ainsi que la qualité des ressources en eau rencontrées ;
- La stabilisation de certains murs de bâtis qui pourraient se fissurer ou s'effondrer au cours des travaux ;
- La libération de l'emprise du projet de toutes occupations, entraînant des destructions de cultures et de bâtis, et la perte de terres ;
- La préservation des sites sacrés (forêt, cours d'eau, etc.) ; un des enjeux majeurs pour la bonne conduite des travaux ;
- Le maintien et la protection des habitations riveraines de l'emprise du projet, en prévoyant, si possible, des voies d'accès pendant les travaux ;
- L'indemnisation de toute personne affectée par le Projet (PAP) avant l'entame des travaux ;
- L'assurance de la continuité du fonctionnement des équipements socio-éducatifs et religieux riverains de la zone du projet ;
- Etc.

3.6.2 Participation du public

Cette section présente le processus de participation du public adopté dans le cadre de cette étude. Il a pour objet de décrire les modalités d'implication des parties prenantes dans la réalisation du projet qui pourrait les affecter directement ou indirectement.

3.6.2.1 Modalités de participation des parties prenantes et méthodologie adoptée

La participation du public se situe dans le cadre réglementaire du Décret n°96-894 du 08 novembre 1996, déterminant les règles et procédures applicables aux études relatives à l'impact environnemental des projets de développement.

L'information et la consultation du public est une réunion au cours de laquelle, les parties prenantes au projet échangent afin d'obtenir l'adhésion de tous. Une stratégie commune sera définie pour la mise en œuvre du projet, dans le souci de protéger l'environnement naturel et humain. Selon la procédure en vigueur, cette réunion est organisée par le Maître d'ouvrage ou Promoteur, assisté du Consultant en charge de la réalisation de l'EIES, sous la coprésidence de l'ANDE et de la plus haute autorité administrative de la circonscription abritant le projet, en présence des élus et des populations.

Dans le cadre de la présente étude, une approche participative a été adoptée. Elle a consisté en l'organisation de réunions publiques présidées par la plus haute autorité administrative du département de Danané, de séances de travail avec les structures de l'administration, de l'enquête localité et des consultations individuelles lors de l'enquête ménage auprès des personnes susceptibles d'être impactées par le projet.

3.6.2.2 Parties prenantes

Les parties prenantes sont les personnes physiques et morales qui pourraient être touchées directement ou indirectement par le projet, de façon positive ou de façon négative. Elles se trouvent donc en relation avec la zone d'influence du projet ou zone d'étude. Les parties prenantes du projet sont ci-après caractérisées et répertoriées :

- Les personnes ou groupes de personnes susceptibles d'être affectés directement ou indirectement par le projet sont, entre autres :
 - Les populations des villages dont une partie des terres fait partie de l'emprise du projet ;

- Les personnes affectées par le projet (personnes ayant des biens fonciers, immobiliers, agricoles, ou menant des activités dans l'emprise directe du projet).
- Les personnes ou groupes de personnes ayant des intérêts dans la zone du projet, notamment les services techniques de l'administration ou des structures privées, à savoir :
 - La Direction départementale du Ministère de l'Équipement et de l'Entretien Routier;
 - La Direction départementale du Ministère de l'Agriculture et du Développement Rural ;
 - La Direction départementale du Ministère des Ressources Animales et Halieutiques;
 - La Direction départementale du Ministère de la Construction, des Logements et de l'Urbanisme ;
 - Le Ministère de l'intérieur, à travers ses unités chargées de la défense et de la sécurité des personnes et des biens ;
 - Le Ministère des Eaux et Forêts à travers l'Unité de Gestion de la forêt/SODEFOR et les Cantonnements des Eaux et forêts de Danané ;
 - Le Ministère de l'Environnement et du Développement Durable avec sa structure de tutelle l'ANDE ;
 - Les concessionnaires de réseaux (CIE, SODECI, Orange, MTN, etc.) ;
 - Les autorités administratives du département de Danané ;
 - Les élus locaux de Danané ;
 - Les populations des localités riveraines de la zone du projet ;
 - Etc.

3.6.2.3 Principaux points soulevés lors des consultations

Au cours des séances, le contenu du projet, ses enjeux socio-économiques, ainsi que ses impacts potentiels ont été présentés aux participants. A l'occasion, les participants ont pu exposer leurs préoccupations et/ou doléances sur les points suivants :

- Les modalités d'identification des personnes susceptibles d'être affectées ;
- Les modalités de compensation prévues pour la perte des biens (terres, cultures, bâtis) ;
- La présence de patrimoines sacrés dans l'emprise du projet (cimetières, forêts et eaux sacrées) ;
- La présence de réseaux des concessionnaires (SODECI, CIE, MTN, Orange) ;

- L'aménagement des aires de stationnement pour les véhicules poids lourds, vu que c'est une ville carrefour avec deux (02) frontières, à savoir la Guinée et le Liberia ;
- La période de démarrage effectif des travaux d'aménagement de la route ;
- La réalisation rapide et effective du projet ;
- L'emploi de la main d'œuvre locale ;
- La construction d'infrastructures sanitaires, éducatives, communautaires, le reprofilage des voies internes des localités traversées à la faveur de la réalisation du projet ;
- Etc.

3.6.3 Identification, analyse et évaluation de l'importance des impacts

3.6.3.1 Identification et analyse des impacts

Il est question ici d'identifier les impacts probables que pourraient avoir les différentes activités du projet sur chaque composante des milieux biophysique et humain. Les effets potentiels pressentis résultant des interactions entre les activités du projet et les milieux biophysique et humain sont soit positifs ou négatifs, soit nuls ou négligeables selon les cas.

Un impact positif engendre une amélioration de la composante du milieu touché par le projet, alors qu'un impact négatif contribue à sa détérioration. Un impact considéré comme nul ou négligeable n'a aucun effet sur la composante, ou son influence est bien minime.

3.6.3.2 Évaluation des impacts potentiels

L'évaluation de l'importance des impacts selon leurs conséquences et selon leur période d'occurrence a été faite en utilisant des critères appropriés pour classer les impacts selon divers niveaux d'importance. Les critères considérés ont été l'intensité (ou l'ampleur) de l'impact, l'étendue (ou la portée) de l'impact, et la durée de l'impact.

L'intensité de l'impact tient compte du degré de sensibilité ou de vulnérabilité de la composante affectée. L'étendue de l'impact donne une idée de la dimension spatiale de l'impact considéré. La durée de l'impact donne une idée du temps de la manifestation de l'impact considéré. Le tableau suivant résume l'évaluation des impacts positifs et négatifs du projet :

Tableau 33: Tableau récapitulatif des impacts positifs et négatifs du projet

Phase du projet	Impacts positifs	Impacts négatifs
Phase préparation/Installation	- Création d'emplois	- Pollution de l'air - Risques de pollution des eaux - Difficultés d'accès aux habitations et aux équipements - Perte de patrimoine culturel
Phase de Construction	- Animation de la vie sociale - Création d'emplois - Opportunités d'affaires pour les opérateurs économiques privés	- Pollution de l'air - Nuisances sonores - Risques de pollution des eaux et du sol - Destruction de la végétation et de la faune aquatique
Phase d'exploitation/Entretien	- Esthétique paysagère - Amélioration du niveau d'assainissement et de drainage des eaux - Fluidité routière et sécurité - Essor des activités économiques - Amélioration du cadre de vie	- Augmentation des émissions de GES - Augmentation de la nuisance sonore - Risques d'accidents de la circulation

3.6.4 Mesures de protection de l'environnement

3.6.4.1 Mesures de bonification des impacts positifs

Comme mesures de bonification des impacts positifs du projet sur l'environnement au cours de ses différentes phases, notamment en phases de construction et d'exploitation, il est recommandé de prendre en compte les propositions suivantes :

- Entretenir les plantations de compensation biologique, pour une bonne régénérescence et la constitution de puits de carbone ;
- Sensibiliser le personnel et les populations à l'adoption de comportements civiques visant la réduction de la consommation d'énergie (diésel, essence), le respect des vitesses autorisées et la protection de l'environnement en général ;
- Amener les autorités locales, les groupes et/ou associations de femmes et de jeunes à participer activement pendant la mise en œuvre du projet ;

- S'assurer que le prometteur prenne en compte les doléances des populations affectées par le projet ;
- Privilégier les entreprises locales pour l'achat de matériels et d'équipements ;
- Privilégier les entreprises locales pour la sous-traitance dans tous les domaines d'activités en rapport avec l'exécution du projet ;
- Sensibiliser les populations à la cessation de toutes activités dans l'emprise des ouvrages ;
- Effectuer l'entretien périodique des ouvrages construits et de la signalisation installée, par des équipes de volontaires mises en place dans les localités concernées ;
- Etc.

3.6.4.2 Mesures d'atténuation des impacts négatifs

L'entreprise devra renforcer les dispositions suivantes :

- Intégrer la stratégie bas-carbone dans leurs documents contractuels ;
- Consommer des combustibles (diesel et essence) non trafiqués ;
- Arroser périodiquement et obligatoirement les plates-formes des travaux d'installation à l'aide d'un composé liquide et sans conséquences pour l'environnement (l'eau) ;
- Rendre obligatoire la mise à disposition des travailleurs du chantier des Équipements de Protection Individuelle (EPI) ;
- Informer et sensibiliser les employés sur le VIH SIDA ;
- Imposer une limite de vitesse aux véhicules et camions de transport et faire respecter les consignes de vitesse de circulation autorisée (30 km/h), ainsi que le Code de conduite des engins et véhicules sur les pistes de chantier ;
- Sensibiliser les populations sur les risques liés à l'exposition aux polluants atmosphériques ;
- L'utilisation d'engins bruyants et vibrants sera interdite entre 18h et 08h, de manière à ne pas déranger la quiétude habituelle des riverains ;
- Aménager des couloirs de passage pour faciliter le déplacement des riverains ;
- Installer des réceptacles (poubelles) dans la base-vie et sur les chantiers, et sensibiliser le personnel de chantier sur l'adoption des pratiques citoyennes ;
- Évacuer les déchets, notamment les matières grasses, vers les structures spécialisées dans le traitement ou le recyclage ;

- Planter les arbres locaux à croissance rapide dans les parties dégradées de la zone ;
- Restaurer totalement les habitats détruits ;
- Interdire la consommation de gibiers sur le site et sensibiliser les ouvriers sur la problématique du braconnage dans la zone du projet et sur celles des maladies liées à la consommation des animaux sauvages ;
- Créer des échanges sincères entre le maître d'ouvrage, l'entreprise de construction et les autorités coutumières afin de contribuer au respect des lieux d'adoration et sites sacrés des populations riveraines ;
- Mise en œuvre effective du Plan de Gestion Environnementale et Sociale de Chantier (PGES) élaboré au démarrage du chantier ;
- Etc.

3.7 Coût global du projet

Le coût de la réalisation hors taxes de l'ouvrage est estimé à cinq cent quatre-vingt millions cinq cent trente-neuf mille sept cent cinquante (**580.539.750**) Francs CFA.

Un coefficient de majoration de 18% correspondant à la taxe sur la valeur ajoutée (TVA) est appliqué à cette somme et nous obtenons un coût total tout taxe comprise de six cent quatre-vingt-cinq millions trente-six mille neuf cent cinq (**685.036.905**) francs CFA. Le tableau suivant est un récapitulatif des prix des cinq sections principales (ANNEXE 5, Tableau 37).

PONT A POUTRES EN BETON ARME : TABLIER 15.40 m x 15.40 m	
DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF	
DESIGNATION DES OUVRAGES	MONTANT
RECAPITULATIF	
INSTALLATIONS DE CHANTIER	70 000 000
TERRASSEMENTS GENERAUX	29 212 000
APPUIS (CULEES et PILE)	51 704 000
TABLIER	183 851 400
EQUIPEMENTS	45 772 350
TOTAL GENERAL H.T.V.A. ----->	380 539 750
T.V.A. (18 %) ----->	68 497 155
TOTAL GENERAL T.T.C.. ----->	449 036 905

3.8 Discussion des résultats de l'étude

L'étude d'avant-projet détaillé pour la construction d'un pont à poutres sur l'axe Danané-Gbeunta a permis d'analyser divers aspects techniques, environnementaux et économiques, fournissant ainsi une base solide pour le choix de la conception et des méthodes de construction, tout en respectant les normes de sécurité et de durabilité.

Dans le cadre de l'analyse hydrologique, les débits de crue décennale et centennale ont été déterminés, avec une estimation de **135,04 m³/s** pour le débit décennal et **350,22 m³/s** pour le débit centennal. Ces valeurs sont cruciales pour garantir la sécurité du pont face aux événements extrêmes et justifient son dimensionnement, assurant qu'il pourra résister aux charges d'eau lors des crues. Pour établir la côte de la plus haute eau (PHE), deux méthodes ont été employées : la méthode manuelle de la débitance et le logiciel HEC-RAS. Les résultats indiquent que HEC-RAS, bien que plus complexes, offrent une précision supérieure en tenant compte de divers paramètres hydrauliques. Concernant le dimensionnement du pont, le choix d'une structure à poutres en béton armé a été privilégié pour plusieurs raisons. D'une part, avec une portée de 30 mètres, ce type de pont est efficace pour ce projet. D'autre part, sa conception et sa réalisation sont plus abordables par rapport à d'autres types de ponts, comme les ponts suspendus. Les calculs de dimensionnement ont été réalisés conformément aux normes BAEL 91, avec des sections d'acier pour les poutres et les entretoises déterminées à l'aide des logiciels Robot et Expert robot, garantissant ainsi leur conformité aux exigences de sécurité. L'étude a également identifié plusieurs impacts environnementaux potentiels, tant positifs que négatifs. Parmi les impacts positifs, on note l'amélioration des infrastructures routières et la stimulation de l'économie locale, tandis que des impacts négatifs tels que la perte de terres agricoles et la dégradation de la biodiversité ont été constatés. Pour minimiser ces impacts négatifs, des mesures ont été proposées, notamment la préservation des sites sacrés, l'indemnisation des personnes affectées par le projet, et la mise en œuvre d'un Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES). Enfin, le coût total estimé du projet s'élève à 685 millions de francs CFA, englobant tous les aspects, des installations de chantier aux équipements nécessaires. Ce budget est jugé raisonnable au regard des bénéfices attendus en termes de connectivité et de développement économique.

En conclusion, les résultats de cette étude soulignent l'importance d'intégrer les aspects techniques, environnementaux et économiques dans la conception d'infrastructures. Le projet de construction du pont à poutre sur l'axe Danané-Gbeunta représente une avancée significative

pour le développement des infrastructures en Côte d'Ivoire, répondant aux besoins de transport tout en minimisant les impacts environnementaux. Des suivis réguliers et une implication des communautés locales seront essentiels pour garantir le succès de ce projet.

3.9 Conclusion partielle

Ce chapitre a permis de présenter et d'analyser les résultats obtenus lors de notre étude sur la construction du pont à poutres sur l'axe Danané-Gbeunta. Les calculs hydrologiques ont révélé des débits de crue décennale et centennale de 135,04 m³/s et 350,22 m³/s respectivement, fournissant une base essentielle pour le dimensionnement du pont afin d'assurer sa sécurité face aux événements extrêmes.

Nous avons également comparé deux méthodes pour déterminer la côte de la plus haute eau (PHE) : la méthode de la débitance et le logiciel HEC-RAS. Bien que la première soit plus simple, HEC-RAS a prouvé sa supériorité en offrant une précision accrue, justifiant ainsi son utilisation dans un projet de cette complexité.

Le choix d'un pont à poutres en béton armé a été validé non seulement pour son efficacité technique, mais aussi pour sa viabilité économique. Les analyses ont mis en lumière divers impacts environnementaux, tant positifs que négatifs, et ont conduit à des recommandations pour atténuer les effets indésirables, notamment à travers un Plan de Gestion Environnementale et Sociale.

Enfin, le coût total du projet, estimé à 685 millions de francs CFA, est considéré comme raisonnable en regard des bénéfices attendus. Ces résultats soulignent l'importance d'une approche intégrée, prenant en compte les aspects techniques, environnementaux et économiques dans la conception et la réalisation d'infrastructures durables.

CONCLUSION GENERALE

L'étude d'avant-projet détaillé des travaux de construction d'un pont à poutre sur l'axe Danané–Gbeunta en République de Côte d'Ivoire représente une étape cruciale dans le développement des infrastructures routières du pays. Ce projet, soutenu par la Banque Africaine de Développement, vise non seulement à améliorer la connectivité entre les régions, mais également à stimuler le commerce et à favoriser l'intégration socio-économique.

L'étude approfondie des caractéristiques hydrologiques que nous avons menée a permis de déterminer les débits de crue décennale et centennale, essentiels pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Le choix d'un pont à poutres en béton armé a été justifié par des considérations techniques et économiques. Les méthodes de dimensionnement ont été rigoureusement appliquées, garantissant que le pont répondra aux normes de sécurité et de performance. L'étude a également mis en lumière l'importance d'une approche durable, prenant en compte les impacts environnementaux et sociaux. Des mesures de protection et d'atténuation ont été proposées pour minimiser les effets négatifs sur les communautés locales et l'environnement.

Le coût total du projet a été estimé à environ **685 millions de francs CFA**, ce qui constitue un investissement significatif pour le développement de l'infrastructure routière dans la région.

La réalisation de ce pont contribuera à l'amélioration des conditions de vie des populations locales, facilitant l'accès aux services essentiels et stimulant l'activité économique. En favorisant la mobilité, ce projet s'inscrit dans une vision globale de développement durable pour la Côte d'Ivoire. En conclusion, cette étude d'avant-projet détaillé constitue une base solide pour la mise en œuvre des travaux de construction, tout en soulignant l'engagement du pays pour un avenir où les infrastructures modernes jouent un rôle clé dans le développement économique et social.

BIBLIOGRAPHIES

- [1] Bureau National d'Études Techniques et de Développement (BNETD), rapport d'études des ouvrages, Abidjan, BNETD, Actualisation des études techniques, économiques, d'impact environnemental et social pour l'aménagement et le bitumage de la route Danané - Gbeunta, Octobre 2022, 72 p.
- [2] Bureau Central d'Études pour l'Équipement d'Outre-Mer (B.C.E.O.M.), Manuel d'exécution des petits ouvrages routiers, Paris, Ministère de la Coopération, Guides Techniques, 1975, 124 p.
- [3] J. Rodier et al, RODIER (J.), AUVRAY (C.) - Estimation des débits des crues décennales pour les bassins inférieurs à 200 km² en Afrique Occidentale, Paris, ORSTOM, Hydrologie et Gestion des Eaux, 1982, 111 p.
- [4] Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), B.A.E.L 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Paris, Ministère de l'Équipement, Documents techniques, 1999, 150 p ;
- [5] Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Fascicule n°61 titre II : conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, programmes de charges et épreuves des ponts routes, Paris, Ministère de l'Équipement, Documents techniques, 1996, 100 p
- [6] Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Fascicule n°62 Titre V : Règles techniques de conception des fondations des ouvrages de génie civil, Paris, Ministère de l'Équipement, Documents techniques, 1996, 100 p.
- [7] Centre d'Études et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement (CEREMA), Appuis en béton des ouvrages d'art Tome I : Conception et prédimensionnement, Bron, CEREMA, Guides techniques, 2023, 134 p.
- [8] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A), Appareils d'appui en élastomère fretté - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires - Guide technique, Bagneux, Ministère de l'Équipement, Documents techniques, juillet 2007, 80 p.
- [9] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A), Pont à poutres en béton armé PSI BA 77, Paris, Ministère de l'Équipement, Documents techniques, 1977, 291 p.

[10] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A), Guide de conception des ponts à poutres préfabriquées, précontraintes par post-tension (VIPPP), Paris, Ministère de l'Équipement, Documents techniques, 1996, 104 p.

[11] Olivier Gagnon, Manuel d'utilisation du logiciel Autodesk Robot, Montréal, Dunod, Manuels et Formations, 2014, 288 p.

[12] Bureau National d'Études Techniques et de Développement (BNETD), rapport final d'étude d'impact environnemental et social, Abidjan, BNETD, rapport d'étude d'impact environnemental et social, Septembre 2024, 590 p.

[13] Laboratoire du bâtiment et des travaux publics (LBTP), Études géotechniques supplémentaires pour la construction d'un pont à poutres entre Danané et Gbeunta, Abidjan, LBTP, rapport d'études géotechniques, Juin 2024, 17 p.

ANNEXES

SOMMAIRE DES ANNEXES

SOMMAIRE DES ANNEXES	i
ANNEXE 1 : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET	viii
1.1 Historique du BNETD	viii
1.2 Climat	x
1.3 Températures	xi
1.4 Précipitations	xi
1.5 Relief	xiii
2. ANNEXE 2 : ÉTUDES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES	xiv
2.1 DETERMINATION DU DEBIT DE CRUE.....	xiv
3. ANNEXE 3 : PRÉ-DIMENSIONNEMENT	xviii
3.1 Les fondations.....	xviii
3.2 Les piles, le chevêtre, la nervure et la semelle	xxiv
3.3 Les culées	xxvi
3.4 Les appareils d'appui.....	xxviii
3.5 Les bossages	xxxviii
3.6 Le tablier.....	xlii
4. ANNEXE 4 : DIMENSIONNEMENT	xlvi
4.1 Evaluation des charges et surcharges	xlvi
4.2 Dimensionnement du Tablier	lxiv
5. ANNEXE 5 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	xcix
6. ANNEXE 6 : PLAN DE FERRAILLAGE.....	c
6.1 Tablier (Hourdis)	c
6.2 Poutres	ci
6.3 Entretoises	cii

6.4	Chevêtre sur pile	ciii
6.5	Fut (Pile)	civ
6.6	Chevêtre sur Culée.....	cv
6.7	Fut (Culée).....	cvi
6.8	Perré maçonner	cvii

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1: Dirigeant du BNETD depuis sa création.**
- Tableau 2: Classification des bassins versants suivant leurs caractéristiques**
- Tableau 3: Les valeurs constantes des coefficients de ruissellement**
- Tableau 4: Niveau de la nappe phréatique**
- Tableau 5: Tableau des caractéristiques pressiométriques des sols**
- Tableau 6: Les charges en pointe Q_p sur la culée C0**
- Tableau 7: La capacité portante du sol au niveau de la culée C0**
- Tableau 8: Les charges en pointe Q_p sur la pile P1**
- Tableau 9: La capacité portante du sol au niveau de la pile P1**
- Tableau 10: Les charges en pointe Q_p sur la culée C2**
- Tableau 11: La capacité portante du sol au niveau de la culée C2**
- Tableau 12: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des chevêtres**
- Tableau 13: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des piles**
- Tableau 14: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des culées**
- Tableau 15: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appuis de la culée**
- Tableau 16: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appuis de la pile**
- Tableau 17: tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (culée)**
- Tableau 18: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (pile)**
- Tableau 19: récapitulatif de la conception longitudinale du tablier**
- Tableau 20: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des poutres et des entretoises**
- Tableau 21: Tableau de détermination du coefficient a_1 en fonction du nombre de voies et de la classe du pont**
- Tableau 22: Tableau récapitulatif des charges variables**
- Tableau 23: Tableau récapitulatif des moments à l'ELS et à l'ELU sur le tablier**
- Tableau 24: Tableau récapitulatif des moments sur les poutres et les entretoises**
- Tableau 25: Tableau récapitulatif des sections d'acier du tablier**
- Tableau 26: Tableau récapitulatif des sections d'acier des poutres et des entretoises**
- Tableau 27: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevêtre et piles)**
- Tableau 28: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et piles)**
- Tableau 29: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevêtre et culées)**

Tableau 30: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et culées)

Tableau 31: Détail Quantitatif et Estimatif

LISTE DES FIGURES

- Figure 1: Organigramme du BNETD**
- Figure 2: La carte mondiale de la classification de Köppen**
- Figure 3: Températures moyennes mensuelles de Danané**
- Figure 4: Précipitations moyennes mensuelles de Danané**
- Figure 5: Les altitudes moyennes sur l'axe Danané-Gbeunta**
- Figure 6: Abaque pour coefficient de ruissellement Perméabilité P3 (d'après ORSTOM).**
- Figure 7: Temps de base en fonction de la superficie du bassin (d'après ORSTOM)**
- Figure 8: Coupe longitudinale de l'ouvrage**
- Figure 9: Vue en plan de l'ouvrage**
- Figure 10: Les caractéristiques d'une poutre rectangulaire**
- Figure 11: Modélisation du système de charge A(L)**
- Figure 12: Disposition d'un convoi de type Bc**
- Figure 13: Modélisation du système de charge Bc**
- Figure 14: Disposition d'un convoi de type Bt**
- Figure 15: Modélisation du système de charge Bt**
- Figure 16: Disposition d'un convoi de type Br**
- Figure 17: Modélisation du système de charge Br**
- Figure 18: Disposition d'un convoi de type Mc120**
- Figure 19: Modélisation du système de charge Mc120**
- Figure 20: Disposition d'un convoi de type D**
- Figure 21: Modélisation du système de charge D**
- Figure 22: Disposition d'un convoi de type E**
- Figure 23: Modélisation du système de charge E**
- Figure 24: Modélisation des charges du trottoir**
- Figure 25: Action du poids propre des éléments du tablier**
- Figure 26: Actions des éléments du trottoir sur le Tablier**
- Figure 27: Les moments suivant x sur le tablier à l'ELU**
- Figure 28: Les moments suivant y sur le tablier à l'ELU**
- Figure 29: Les moments suivant x sur le tablier à l'ELS**
- Figure 30: Les moments suivant y sur tablier à l'ELS**
- Figure 31: Les sections d'aciers en travée du tablier suivant X-**
- Figure 32: Les sections d'aciers sur appuis du tablier suivant X+**

- Figure 33: Les sections d'aciers en travée du tablier suivant Y-**
- Figure 34: Les sections d'aciers sur appuis du tablier suivant Y+**
- Figure 35: Hypothèses prises en compte sur expert robot (poutre)**
- Figure 36: Calcul des sections d'acier sur expert robot (poutre)**
- Figure 37: Hypothèses prises en compte sur expert robot (entretoise)**
- Figure 38: Calcul des sections d'acier sur expert robot (entretoise)**
- Figure 39: Effort normal F_y à l'ELS du chevrete-pile sur robot**
- Figure 40: Effort normal F_y à l'ELU du chevrete-pile sur robot**
- Figure 41: Moment M_y à l'ELS du chevrete-pile sur robot**
- Figure 42: Moment M_y à l'ELU du chevrete-pile sur robot**
- Figure 43: Effort normal F_z à l'ELS des piles sur robot**
- Figure 44: Effort normal F_z à l'ELU des piles sur robot**
- Figure 45: Moment M_x à l'ELS des piles sur robot**
- Figure 46: Moment M_x à l'ELU des piles sur robot**
- Figure 47: Moment M_y à l'ELS des piles sur robot**
- Figure 48: Moment M_y à l'ELU des piles sur robot**
- Figure 49: Hypothèses prises en compte sur expert robot (chevrete-pile)**
- Figure 50: Calcul des sections d'acier sur expert robot (chevrete-pile)**
- Figure 51: Hypothèses prises en compte sur expert robot (piles)**
- Figure 52: Calcul des sections d'acier sur expert robot (pile)**
- Figure 53: Effort normal F_y à l'ELS du chevrete-culée sur robot**
- Figure 54: Effort normal F_y à l'ELU du chevrete-culée sur robot**
- Figure 55: Moment M_y à l'ELS du chevrete-culée sur robot**
- Figure 56: Moment M_y à l'ELU du chevrete-culée sur robot**
- Figure 57: Effort normal F_z à l'ELS des culées sur robot**
- Figure 58: Effort normal F_z à l'ELU des culées sur robot**
- Figure 59: Moment M_x à l'ELS des culées sur robot**
- Figure 60: Moment M_x à l'ELU des culées sur robot**
- Figure 61: Moment M_y à l'ELS des culées sur robot**
- Figure 62: Moment M_y à l'ELU des culées sur robot**
- Figure 63: Hypothèses prises en compte sur expert robot (chevrete-culée)**
- Figure 64: Calcul des sections d'acier sur expert robot (chevrete-culée)**
- Figure 65: Hypothèses prises en compte sur expert robot (culée)**
- Figure 66: Calcul des sections d'acier sur expert robot (culée)**

Figure 67: Proposition de plan de ferrailage pour le tablier

Figure 68: Proposition de plan de ferrailage pour les poutres

Figure 69: Proposition de plan de ferrailage pour les entretoises

Figure 70: Coupes A-A et B-B pour le ferrailage des entretoises

Figure 71: Proposition de plan de ferrailage pour le chevêtre de la pile

Figure 72: Proposition de plan de ferrailage pour les fûts de la pile

Figure 73: Proposition de plan de ferrailage pour le chevêtre des culées

Figure 74: Coupe A-A sur le ferrailage des culées

Figure 75: Proposition de plan de ferrailage pour les fûts des culées

Figure 76: Ferrailage type pour les perrés maçonnés

ANNEXE 1 : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET

1.1 Historique du BNETD

Les dirigeants du BNETD de 1978 à nos jours, ainsi que son organigramme, sont cités dans le tableau et la figure suivantes :

Tableau 34: Dirigeant du BNETD depuis sa création.

IDENTITÉ	Début	Fin
M. ANTOINE CESARO	Septembre 1978	Juillet 1992
M. PHILIPPE SEREY-EFFEL	Juillet 1992	Avril 1994
M. TIDJANE THIAM	Avril 1994	Février 1999
M. ANTOINE ADOU	Février 1999	Novembre 2000
M. AHOUA DON MELO	Novembre 2000	Avril 2011
M. PASCAL KOFFI KRA	Avril 2011	Janvier 2016
M. KINAPARA COULIBALY	Janvier 2016	-

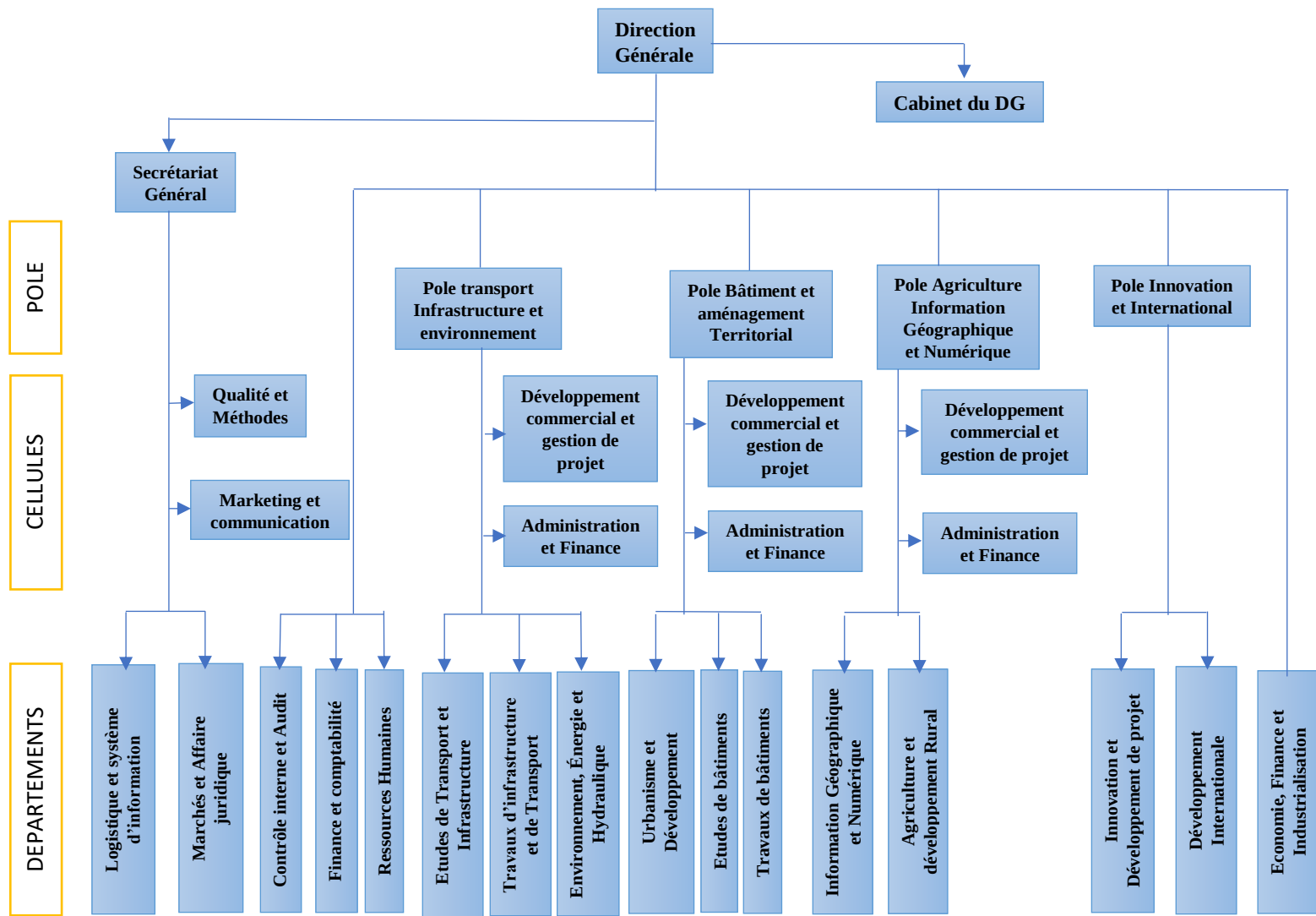


Figure 21: Organigramme du BNETD

1.2 Climat

La carte mondiale de la classification climatique de Köppen se trouve dans la figure suivante :

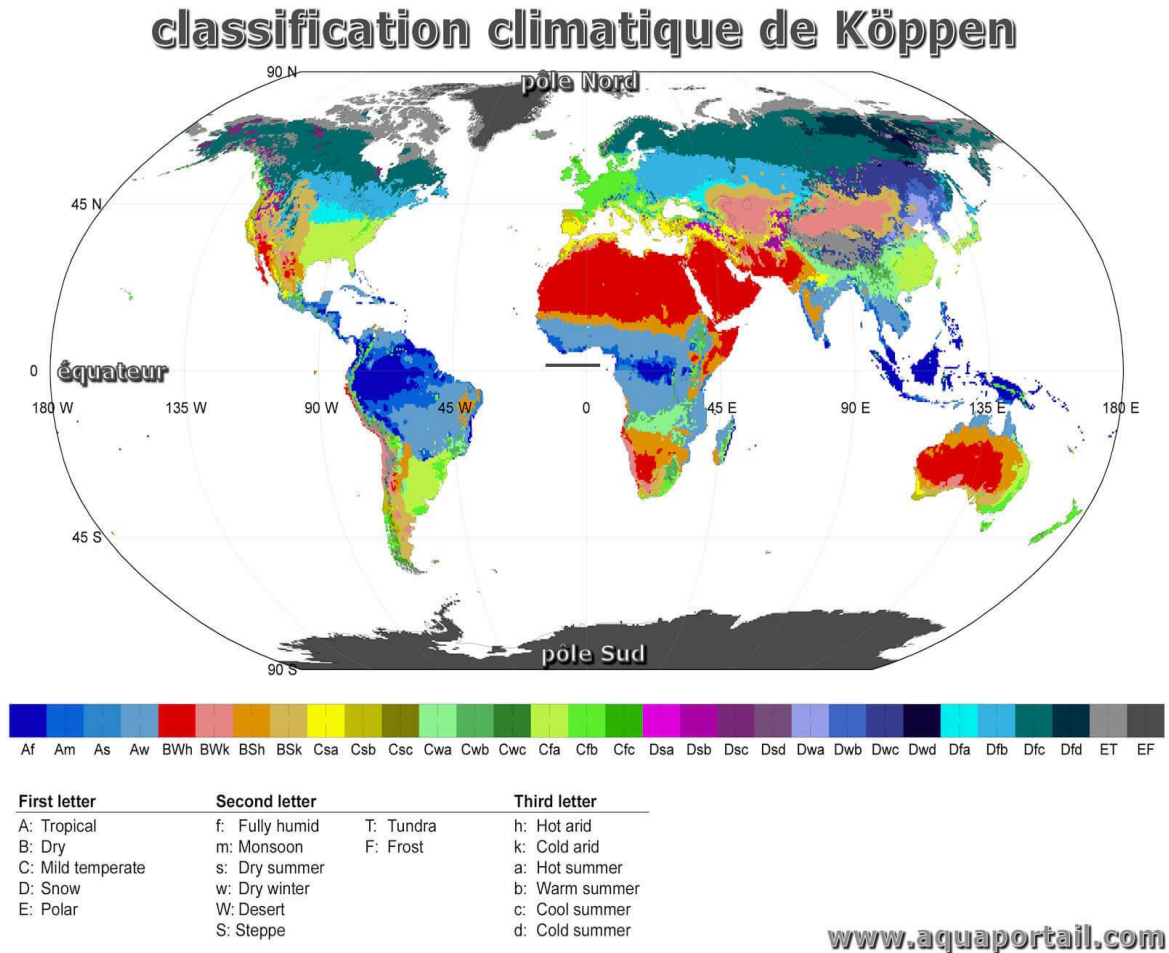


Figure 22: La carte mondiale de la classification de Köppen

1.3 Températures

La figure suivante représente le tableau récapitulatif des températures mensuelles moyennes de la ville de Danané :

8

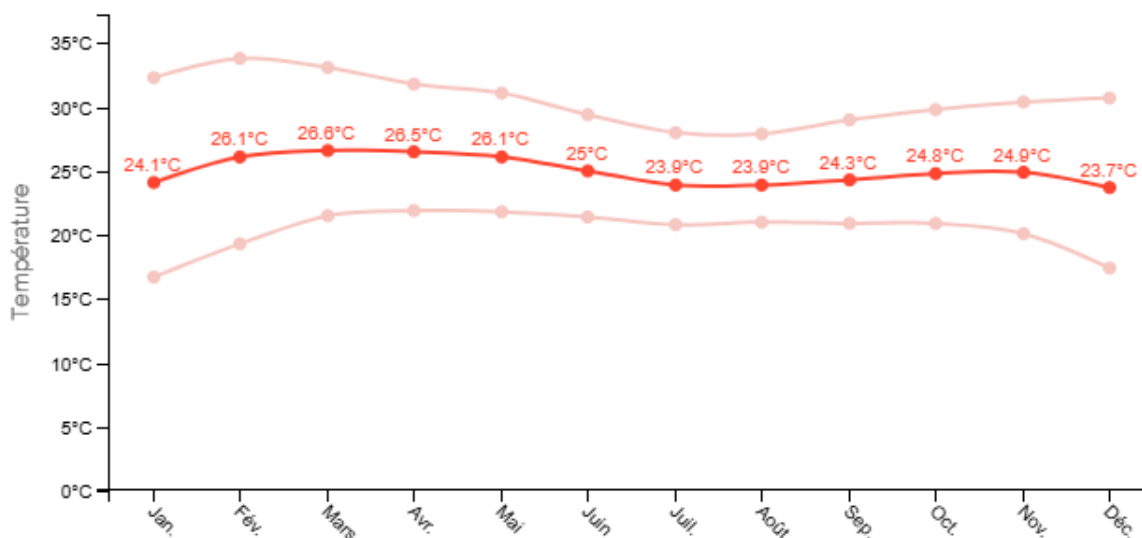


Figure 23: Températures moyennes mensuelles de Danané

Interprétation : Au mois de Mars, la température moyenne est de 26,6°C. Mars est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Décembre est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 23,7°C à cette période. Le record de chaleur est de 40°C enregistré le lundi 7 janvier 1985 et le record de froid de 8°C enregistré le mercredi 4 janvier 1989.

1.4 Précipitations

La figure suivante représente le diagramme des précipitations mensuelles moyennes de la ville de Danané :

⁸ Webographie : [Météo et climat : Danané \(Côte d'Ivoire\) - Quand partir à Danané ?](#)

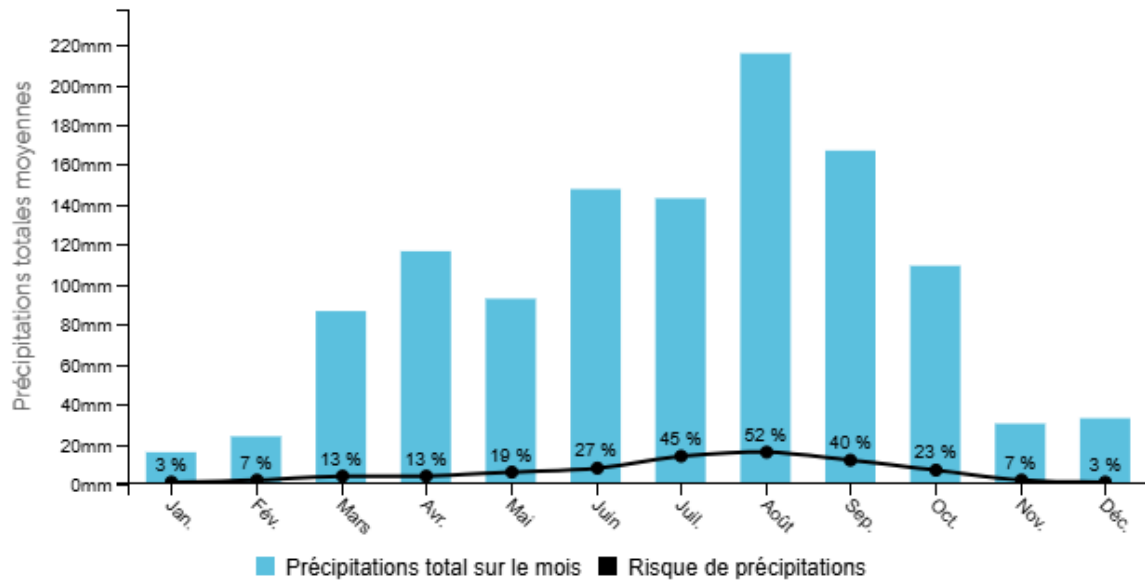


Figure 24: Précipitations moyennes mensuelles de Danané

Interprétation : Des précipitations moyennes de 16mm font du mois de Janvier le mois le plus sec. En août, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 215,8 mm.

⁹ Webographie : [Météo et climat : Danané \(Côte d'Ivoire\) - Quand partir à Danané ?](#)

1.5 Relief

La figure suivante représente les altitudes moyennes sur l'axe Danané-Gbeunta :

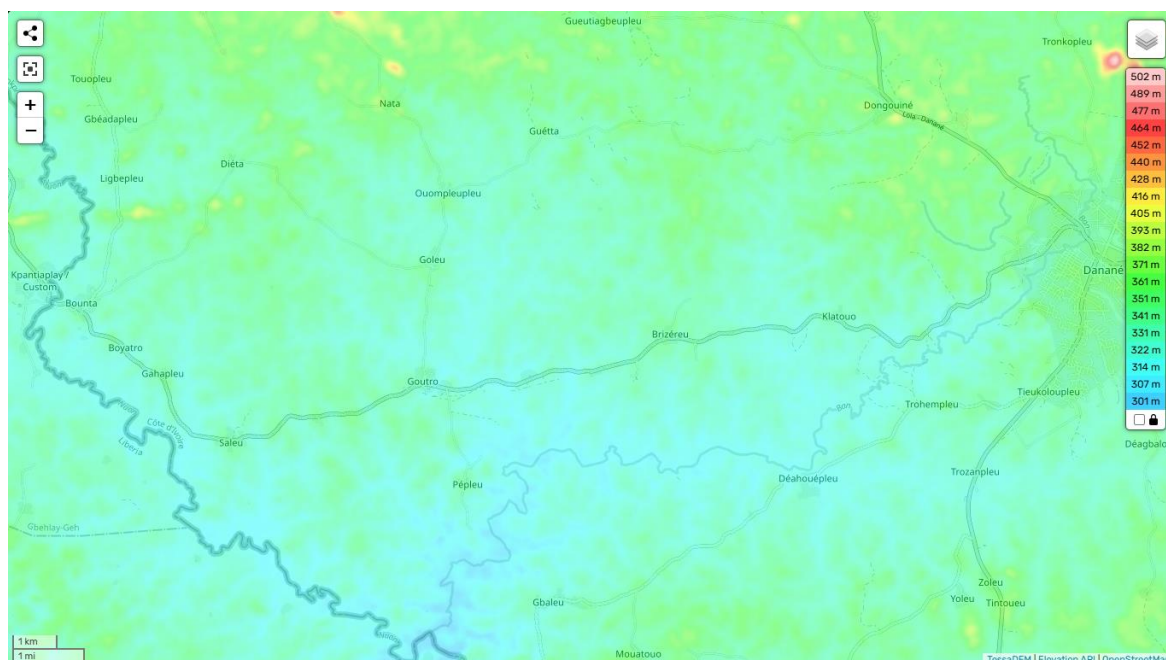


Figure 25: Les altitudes moyennes sur l'axe Danané-Gbeunta

ANNEXE 2 : ÉTUDES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES

2.1 DÉTERMINATION DU DEBIT DE CRUE

Les tableaux et figures qui suivent représente respectivement la classification des bassins versants suivant leur caractéristiques, l'abaque du choix du coefficient de ruissèlement en fonction des caractéristiques du bassin versant, les valeurs constantes du coefficient de ruissèlement pour les bassins compris entre [120-200] Km², et le choix du temps de base en fonction de la superficie du bassin :

Tableau 35: Classification des bassins versants suivant leurs caractéristiques

P ₁	Bassins rigoureusement imperméables : Bassin entièrement rocheux ou argileux ;	R ₁	Pentes extrêmement faibles, inférieures à 0,1 et 0,2 % ;
P ₂	Bassins imperméables avec quelques zones perméables de faible étendue ou bassins homogènes presque imperméables ;	R ₂	Pentes faibles, inférieures à 0,5 % : ce sont les bassins de Plaine ;
P ₃	Bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez peu perméables	R ₃	Pentes modérées comprises entre 0,5 et 1 % : ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain ;
P ₄	Bassins assez perméables tels qu'on en rencontre en zone de décomposition granitique avec abondance d'arènes ;	R ₄	Pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1 et 2 %, pentes transversales supérieures à 2 %. Zones des ondulations de terrain ;
P ₅	Bassins perméables : sables ou carapace latéritique très fissurée.	R ₅	Pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5 %, pentes transversales entre 8 et 20 %. Régions de collines ;
		R ₆	Pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5 %, pentes transversales supérieures à 20 %. Régions de montagnes.

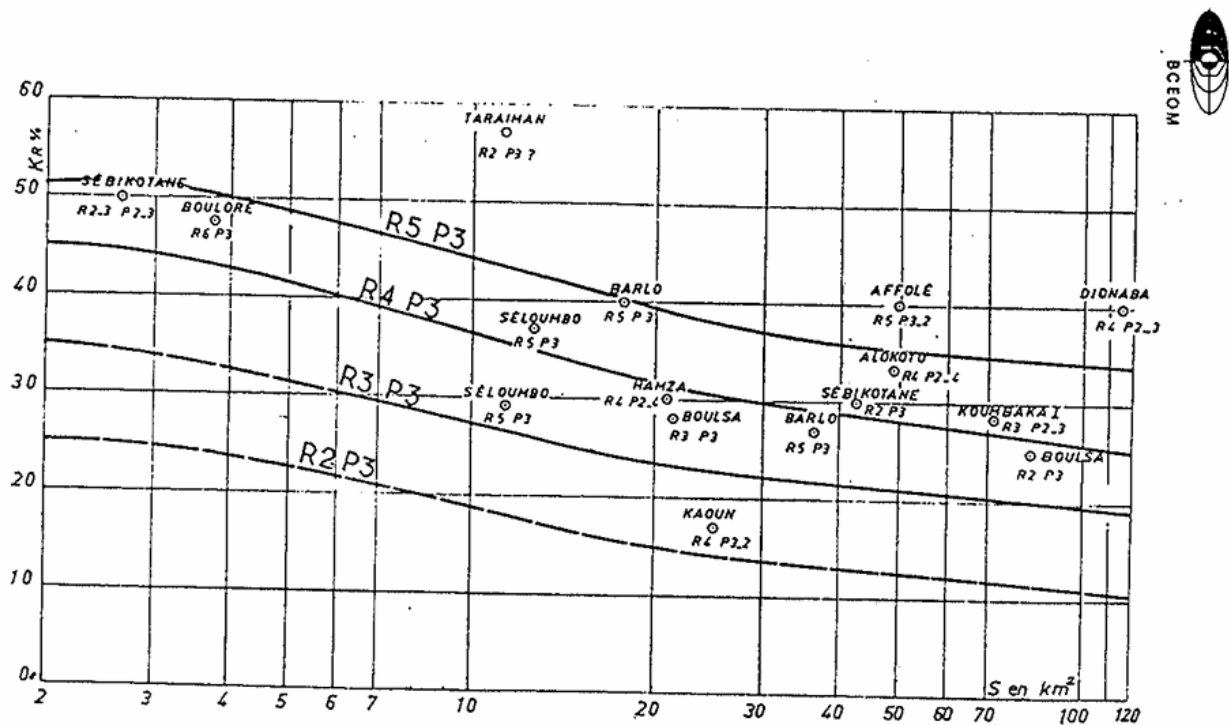


Figure 26: Abaque pour coefficient de ruissellement Perméabilité P3 (d'après ORSTOM).

En fonction de la pente et des données géotechnique de notre zone d'étude nous avons une perméabilité de type P₃ et un relief de type R₃.

NB : Pour les bassins compris entre [120-200] Km², les coefficients de ruissellement seront supposés constants, les valeurs qui ont été conseillées sont les suivantes :

Tableau 36: Les valeurs constantes des coefficients de ruissellement

B	R4	R3	R2	R5	R4	R3	R2	R5	R4	R3	R2	R5	R4	R3	R2
V	P2	P2	P2	P3	P3	P3	P3	P4	P4	P4	P4	P5	P5	P5	P5
Kr %	48	40	36	46	38	34	29	36	28	18	9	26	18	9	5

Ainsi notre coefficient de ruissèlement est de $K_r = 34\%$

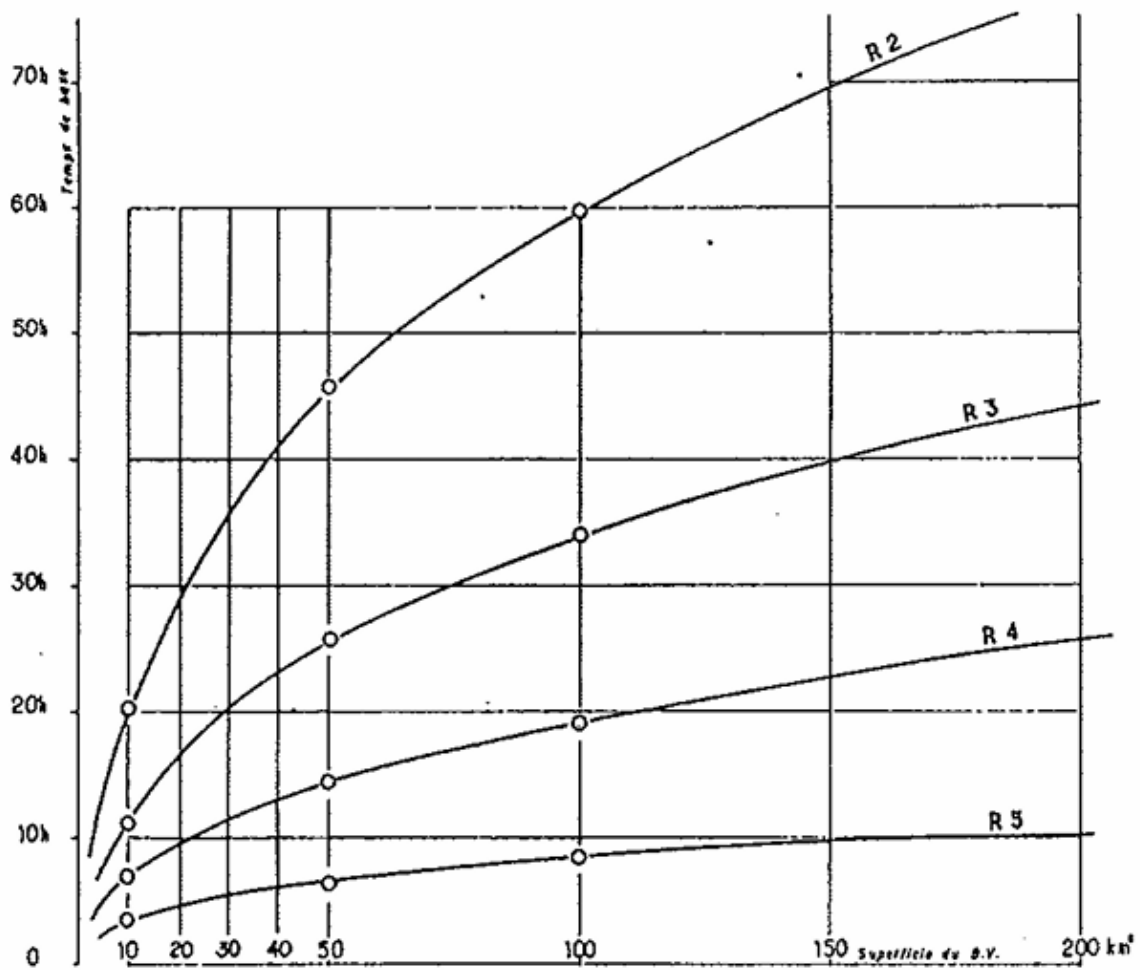


Figure 27: Temps de base en fonction de la superficie du bassin (d'après ORSTOM)

Ainsi nous pouvons lire sur l'abaque en fonction du relief R_3 et de la superficie de notre bassin versant ($151,32 \text{ km}^2$) un temps de base $T_b = 40 \text{ heures}$.

ANNEXE 3 : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

3.1 Les fondations

Afin de déterminer les fondations adéquates pour notre ouvrage, une mission d'ingénierie géotechnique du type G1 conforme à la norme française NFP 94-500 révisée en 2013, a été menée par le LBTP sous consultation du BNETD. Elle doit permettre de déterminer la nature, la catégorie et les caractéristiques mécaniques des sols en place, puis éventuellement la profondeur de la nappe phréatique afin de déterminer les possibilités de fondation de l'ouvrage.

➤ Programme des sondages et essais

Le programme de la reconnaissance géotechnique a consisté en l'exécution de :

- Trois (03) sondages pressiométriques de 10 m de profondeur avec essais à tous les mètres ;
- Trois (03) sondages carottés de 10 m de profondeur ou au refus.

L'implantation des sondages et essais in-situ a été réalisée par le LBTP sur la base des coordonnées fournies par le BNETD.

➤ Généralités sur les sondages et essais réalisés

- Sondages pressiométriques

Les forages ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse EMCI 450. Les forages et les essais pressiométriques ont été réalisés conformément aux prescriptions de la norme française NF EN ISO 22476-4 de mai 2015. L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol, qui consiste à introduire dans un forage calibré de 44 mm à 60 mm une sonde cylindrique dilatable radialement. On étudie les variations de volume de la sonde en fonction de la pression appliquée. Pour chaque niveau testé on dispose d'un diagramme « pression - volume » qui permet de déterminer la relation entre la pression appliquée et le déplacement de la paroi de la sonde. Ceci permet d'obtenir les paramètres suivants nécessaires aux calculs des fondations :

- la pression limite (Pl) ;
- le module pressiométrique (E) déterminé dans la phase pseudo-élastique de

L'essai.

- **SONDAGES CAROTTES**

Les carottages ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse EMCI 450. Les sondages carottés ont été réalisés selon la norme XP P 94-202. Ils consistent à découper le terrain à l'aide d'un carottier cylindrique. Au fur et à mesure que le carottier descend, il se remplit de l'échantillon de matériau à prélever. Il est remonté pour extraction de la carotte et son conditionnement. Le carottier est par la suite redescendu dans le forage à la côte précédemment atteinte et le cycle d'essai reprend jusqu'à la côte souhaitée.

➤ **RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES**

Les coupes de sols obtenues après réalisation des sondages sont en fin de rapport. L'analyse de ces coupes permet de retenir les profils suivants :

- Sondages carottés
 - SC C0 (culée) :

0,00 – 2,00 m : Argile latéritique bariolée

2,00 – 5,00 m : Roche.

- SC P1 (Pile) :

0,00 – 1,50 m : Argile latéritique bariolée

1,50 – 4,50 m : Roche.

- SC C2 (Culée) :

0,00 – 2,00 m : Argile latéritique bariolée

2,00 – 5,00 m : Roche.

- Sondages pressiométriques
 - SP C0 (culée) :
 - 0,00 – 2,00 m : Argile latéritique bariolée
 - 2,00 – 5,00 m : Roche.
 - SP P1 (Pile) :

0,00 – 1,50 m : Argile latéritique bariolée

1,50 – 4,50 m : Roche.

- SP C2 (Culée) :

0,00 – 2,00 m : Argile latéritique bariolée

2,00 – 5,00 m : Roche.

➤ NAPPE PHREATIQUE

Le niveau de la nappe phréatique et au droit des sondages réalisés au mois de mars 2024 figure dans le tableau suivant :

Tableau 37: Niveau de la nappe phréatique

Sondage	SC/SP C0	SC/SP P1	SC/SP C2
Niveau de la nappe / Terrain en place (m)	1,80	1,00	2

➤ CARACTÉRISTIQUES PRESSIOMÉTRIQUES DES SOLS

L'analyse des sondages pressiométriques réalisés met en évidence des sols de catégorie 1 à 2 (selon la classification MENARD) sous consolidés et sur consolidés de 0,00 m à 5,00 m. Les résultats de l'analyse sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 38: Tableau des caractéristiques pressiométriques des sols

Essai C0					
Profondeur (m)	Nature du sol	Pl (MPa)	E (MPa)	E/Pl (MPa)	Commentaires
0,00 – 2,00	Argile latéritique	0,97-1,86	10,7-41,9	11,00-22,6	Sol de catégorie 1 à 2 normalement consolidés à surconsolidés
2,00 – 5,00	Roche	4,92-4,94	3289,1-9286,7	666,10-1885,00	Roche de catégorie 2
Essai P1					
Profondeur (m)	Nature du sol	Pl (MPa)	E (MPa)	E/Pl (MPa)	Commentaires
0,00 – 2,00	Argile latéritique	1,43	15,8	11,10	Sol de catégorie 2 normalement consolidé
2,00 – 5,00	Roche	4,93-4,96	4910,8-9075,9	996,80-1837,00	Roche de catégorie 2

Essai C2					
Profondeur (m)	Nature du sol	Pl (MPa)	E (MPa)	E/Pl (MPa)	Commentaires
0,00 – 2,00	Argile latéritique	1,51-1,58	10,1-16,3	6,70-10,30	Sol de catégorie 2 sous consolidés à normalement surconsolidé
2,00 – 5,00	Roche	4,92-4,96	173,0-8584,3	35,20-1735,90	Roche de catégorie 2

➤ Type de fondation

Les sondages réalisés indiquent, de façon générale, la présence de la roche entre 1,50 et 2,00 m de profondeur par rapport au terrain en place. Vu le niveau du toit de la roche et le type d'ouvrage envisagé (pont), le LBTP recommande au BNETD l'adoption d'un système de type viroles.

➤ Principes de calculs

Les calculs seront menés conformément aux prescriptions du Fascicule 62, titre V.

• Effort de pointe

L'effort de pointe ou encore la charge de pointe Q_p est défini par la relation suivante :

$$Q_p = \frac{1}{3} \times K_p \times Pl_e^* \times A ;$$

Avec :

K_p : Le facteur de portance pour la méthode pressiométrique.

Il dépend de la nature de la formation concernée et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci ;

Pl_e^* : Pression limite nette équivalente du terrain ;

$$Pl_e^* = \frac{1}{b+3a} \times \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z) dz \text{ Avec } b = \min \{a, h\}$$

- a est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation.
- h désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse.
- A : Section du pieu.

- Capacité portante des viroles

La charge nominale des pieux est donnée par la formule ci-dessous :

- A l'ELS : $Q_{ELS} = \frac{1}{3} \times Q_p$;
- A l'ELU : $Q_{ELU} = \frac{1}{2} \times Q_p$.

➤ Résultats

Les calculs ont été faits en considérant des puits courts de diamètres Φ 1200 et Φ 1500 descendus entre 3,00 et 5,00 m de profondeur par rapport au terrain en place. Les résultats des différents calculs sont indiqués dans les tableaux suivant :

- Sondage SP C0
- Charge en pointe Q_p (t)

Tableau 39: Les charges en pointe Q_p sur la culée C0

Longueur du puits (m)	K_p	Q_p (t)	
		Φ 1200	Φ 1500
3,00	1,2	558,56	903,90
4,00	1,2	623,45	1039,08
5,00	1,2	623,45	1039,08

- Capacité portante

Tableau 40: La capacité portante du sol au niveau de la culée C0

Longueur du puits (m)	Q_{max} (t)			
	ELS		ELU	
	Φ 1200	Φ 1500	Φ 1200	Φ 1500
3,00	186,19	301,30	279,28	451,95
4,00	207,82	346,36	311,72	519,54
5,00	207,82	346,36	311,72	519,54

- Sondage SP P1
- Charge en pointe Q_p (t)

Tableau 41: Les charges en pointe Q_p sur la pile P1

Longueur du puits (m)	K_p	Q_p (t)	
		Φ 1200	Φ 1500
3,00	1,2	624,86	1041,38
4,00	1,2	624,86	1041,38

- Capacité portante

Tableau 42: La capacité portante du sol au niveau de la pile P1

Longueur du puits (m)	Q_{max} (t)			
	ELS		ELU	
	Φ 1200	Φ 1500	Φ 1200	Φ 1500
3,00	208,29	347,13	312,43	520,69
4,00	208,29	347,13	312,43	520,69

- Sondage SP C2
- Charge en pointe Q_p (t)

Tableau 43: Les charges en pointe Q_p sur la culée C2

Longueur du puits (m)	K_p	Q_p (t)	
		Φ 1200	Φ 1500
3,00	1,2	552,55	891,79
4,00	1,2	623,73	1038,91
5,00	1,2	623,02	1038,37

- Capacité portante

Tableau 44: La capacité portante du sol au niveau de la culée C2

Longueur du puits (m)	Q_{max} (t)			
	ELS		ELU	
	Φ 1200	Φ 1500	Φ 1200	Φ 1500
3,00	184,18	297,26	276,28	445,90
4,00	207,91	346,30	311,87	519,45
5,00	207,67	346,12	311,51	519,19

3.2 Les piles, le chevêtre, la nervure et la semelle

- Espace entre le tablier et les piles (Esp)

$$\text{Esp} \geq 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Prenons } \text{Esp} = 0,30 \text{ m}$$

- Le chevêtre
 - Hauteur chevêtre

$$h_c \geq 1,25 h_t \text{ Avec}$$

$$h_c \geq 1,25 \times 0,20$$

$$h_c \geq 0,25 \text{ m}$$

Par expérience nous prenons $h_c = 1 \text{ m}$, pour plus de sécurité.

- Longueur chevêtre

$$L_c \geq L_T$$

$$L_c = 10 \text{ m}$$

- Largeur chevêtre

La largeur du chevêtre est fonction du diamètre de la pile, qui est de 1,2 m.

$$l_c > \phi_c$$

Dans notre cas $l_c = 1,50 \text{ m}$.

Le tableau suivant est un récapitulatif du prédimensionnement des chevêtres :

Tableau 45: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des chevêtres

Chevêtre		
Hauteur	Longueur	Largeur
$h_c = 1 \text{ m}$	$L_c = 10 \text{ m}$	$l_c = 1,5 \text{ m}$

- La colonne ou pile
 - Diamètre de la colonne ou poteau ϕ_c

$$\phi_c \geq 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Prenons } \phi_c = 1,2 \text{ m}$$

- Entraxe des piles l'

$$l' \geq 3\phi_c$$

$$l' \geq 3,6 \text{ m}$$

Prenons $l' = 5 \text{ m}$

- Hauteur des piles

$$H_{\text{pile}} = \text{PHE} - (\text{Esp} + h_c)$$

$$H_{\text{pile}} = 5,88 - (0,3 + 1)$$

$$H_{\text{pile}} = 4,58 \text{ m}$$

➤ Semelle

- Largeur B_s de la semelle

$$B_s \geq \left(\frac{1}{2}(l' - \frac{b}{2})\right) + l_i$$

$$B_s \geq \left(0,5 \left(5 - \frac{1,3}{2}\right) + 0,03\right)$$

$$B_s \geq 2,21$$

Prenons $B_s = 2,5 \text{ m}$

- Hauteur semelle h_s

$$h_s \geq \left(\frac{1}{2}(l' - \frac{b}{2})\right) + l_i$$

$$h_s \geq \left(0,5 \left(5 - \frac{1,3}{2}\right) + 0,03\right)$$

$$h_s \geq 2,21$$

Prenons $h_s = 2,5 \text{ m}$

- Longueur L_s de la semelle

$$L_s \geq (n_{\text{pile}} - 1) \times l' + 2\phi_c$$

$$L_s \geq (2-1) \times 5 + 2 \times 1,2$$

$$L_s \geq 7,4 \text{ m}$$

Prenons $L_s = 10 \text{ m}$

➤ La nervure

- Hauteur nervure h_n

$$h_s \leq h_n \leq h_s$$

$$3 \leq h_n \leq 6$$

Prenons $h_n = 4 \text{ m}$

- Largeur de la nervure

$$b = \phi_c + 2 d_{n,trans}$$

$$b = 1,2 + 2 \times 0,05$$

$$b = 1,3 \text{ m}$$

Le tableau suivant est un récapitulatif du prédimensionnement des piles :

Tableau 46: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des piles

Espace- tablier-piles	Pile			Nervure		Semelle		
	Diamètre	Hauteur	Entraxe	Largeur	Hauteur	Hauteur	Largeur	Longueur
Esp=0,30 m	$\phi_c=1,2$ m	$H_{pile}=4,58\text{m}$	$l'=5\text{m}$	$b=1,3\text{m}$	$h_n=4\text{m}$	$h_s=2,5$ m	$B=2,5$ m	$L_s=10\text{m}$

3.3 Les culées

➤ Mur garde-grève

$$\text{Epaisseur : } e_{gg} \begin{cases} 0,30 \leq e_{gg} \leq 0,40 \text{ pour } h < 3 \text{ m} \\ e_{gg} \geq 0,40 \text{ pour } h \geq 3 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_{gg} > 0,40$$

Prenons $e_{gg} = 0,50 \text{ m}$

➤ Mur de front

- Épaisseur e_{mf}

$$0,80 \text{ m} \leq e_{mf} \leq 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Prenons } e_{mf} = 1 \text{ m}$$

- Voile mince avec contrefort
- Épaisseur

$$e_p \geq 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Prenons } e_p = 0,50 \text{ m}$$

- Dalle de transition
- Longueur L_{DDT}

$$3 \text{ m} \leq L_{DDT} \leq 5 \text{ m}$$

$$\text{Prenons } L_{DDT} = 4 \text{ m}$$

- Épaisseur e_{DDT}

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

- Pente I

$$I = 5 \%$$

- Mur en retour
- Revanche r_2

$$r_2 \geq 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Prenons } r_2 = 0,50 \text{ m}$$

- Revanche r_3

$$r_3 \geq 1 \text{ m}$$

$$r_3 = 1 \text{ m}$$

- Épaisseur e_{mr}

$$\begin{cases} 0,35 \text{ m} \leq e_{mr} \leq 0,50 \text{ m} & \text{pour } L_{mr} \leq 7 \text{ m} \\ e_{mr} \geq 0,50 \text{ m} & \text{pour } L_{mr} \geq 7 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Prenons } e_{mr} = 0,40 \text{ m}$$

➤ Béton de propreté

$$E_{p_{bp}} \geq 0,1 \text{ m}$$

$$E_{p_{bp}} = 0,1 \text{ m}$$

Le tableau suivant est un récapitulatif du prédimensionnement des culées :

Tableau 47: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des culées

Ep Mur garde- grève	Ep Mur front	Ep Voile mince	Largeur Semelle	Dalle de transition			Mur en retour			Béton Propriété
e_{gg} (m)	e_{mf} (m)	e_p (m)	B_s (m)	L_{DDT} (m)	e_{DDT} (m)	I (%)	Revanche r_2 (m)	Revanche r_3 (m)	E_p (m)	$E_{p_{bp}}$ (m)
0,50	1	0,50	2	4	0,35	5	0,50	1	0,40	0,1

3.4 Les appareils d'appui

Nous avons : $G = 1892,6 \text{ KN} = 1,89 \text{ MN}$ et $Q = Q_{\max} = A(L) = 2,85 \text{ MN}$ pour une travée ;

Pour une demi-travée supportée par la culée et une travée supportée par la pile, nous aurons :

$$\frac{G}{2} = 0,945 \text{ MN et } \frac{Q}{2} = 1,425 \text{ MN pour la culée ; } G=1,89 \text{ MN et } Q = 2,85 \text{ MN pour la pile.}$$

✓ La culée

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} V_{\min} = \frac{G}{2} \\ V_{\max} = \frac{G}{2} + \frac{Q}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\min} = 0,945 \text{ MN} \\ V_{\max} = 2,37 \text{ MN} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELU } \begin{cases} V_{\min} = \frac{G}{2} \\ V_{\max} = 1,35 \frac{G}{2} + 1,50 \frac{Q}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\min} = 0,945 \text{ MN} \\ V_{\max} = 3,41 \text{ MN} \end{cases}$$

Pour chaque appareil d'appui, on aura :

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} V_{\min} = \frac{0,945}{4} \\ V_{\max} = \frac{2,37}{4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\min} = 0,24 \text{ MN} \\ V_{\max} = 0,59 \text{ MN} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELU } \begin{cases} V_{\min} = \frac{0,945}{4} \\ V_{\max} = \frac{3,41}{4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\min} = 0,24 \text{ MN} \\ V_{\max} = 0,8525 \text{ MN} \end{cases}$$

✓ La pile

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} V_{\text{Min}} = G \\ V_{\text{Max}} = G + Q \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\text{Min}} = 1,89 \text{ MN} \\ V_{\text{Max}} = 4,74 \text{ MN} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELU } \begin{cases} V_{\text{Min}} = G \\ V_{\text{Max}} = 1,35 G + 1,50 Q \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\text{Min}} = 1,89 \text{ MN} \\ V_{\text{Max}} = 6,82 \text{ MN} \end{cases}$$

Pour chaque appareil d'appui, on aura :

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} V_{\text{Min}} = \frac{1,89}{4} \\ V_{\text{Max}} = \frac{4,74}{4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\text{Min}} = 0,47 \text{ MN} \\ V_{\text{Max}} = 1,18 \text{ MN} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELU } \begin{cases} V_{\text{Min}} = \frac{1,89}{4} \\ V_{\text{Max}} = \frac{6,82}{1,70} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{\text{Min}} = 0,47 \text{ MN} \\ V_{\text{Max}} = 1,70 \text{ MN} \end{cases}$$

➤ Aire de l'appareil d'appui

✓ La culée

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 MPa et 25 MPa sur la surface de l'appareil d'appui :

$$\sigma \in \{20 \text{ MPa} - 25 \text{ MPa}\}$$

prenons $\sigma = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{V_{\text{Max}}}{A} \leq 25 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{0,8525}{25}$$

$$A \geq 0,034 \text{ m}^2$$

$$\frac{V_{\text{Min}}}{A} \geq 3 \text{ MPa}$$

$$A \leq \frac{V_{\text{Min}}}{3 \text{ MPa}} = \frac{0,24}{3}$$

$$A \leq 0,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Prenons } A = a_{AA} \times b_{AA} = 0,25 \times 0,25$$

$$A = 0,0625 \text{ m}^2$$

Avec épaisseur feuillet = 8 mm

Nb : ce choix a été fait en tenant compte de la gamme d'appareils d'appui sur le marché, recommandée par le guide SETRA.

Notons que A' est calculé avec $e = 2 \times 5 \text{ mm} = 10 \text{ mm}$

$$A' = a'_{AA} \times b'_{AA} = 0,24 \times 0,24$$

$$A' = 0,0576 \text{ m}^2$$

➤ Hauteur nette de l'élastomère

$$\frac{V_x}{T_e} \leq 1 \text{ Avec } V_x = V_1 + V_2$$

- V_x , le déplacement horizontal maximal
- $V_1 = 0,015 \text{ m}$, le déplacement horizontal max dû à la température de retrait
- V_2 , le déplacement horizontal max dû au freinage
- T_e , la hauteur d'élastomère.

$$V_2 = \frac{H_x \times T_e}{2G \times a_{AA} \times b_{AA}} \text{ avec}$$

- $A = a_{AA} \times b_{AA} = 0,0625 \text{ m}^2$
- $G = 0,9 \text{ MPa}$, le module conventionnel de l'élastomère
- $H_x = 0,3 \text{ MN}$, l'effort de freinage dû à la charge B_c .

NB : 60% de l'effort de freinage sera considéré dans le calcul du déplacement horizontal max dû au freinage.

$$V_2 = \frac{0,18 \times T_e}{2 \times 0,9 \times 0,0625} = 1,6 T_e$$

$$\text{Alors } \frac{V_1 + V_2}{T_e} \leq 1$$

$$T_e \geq \frac{0,015}{1 - 1,6}$$

$$T_e \geq -0,025$$

Nous optons donc pour 05 feuillets de 8 mm et 02 enrobages de 5 mm, soit une hauteur d'élastomère :

$$T_e = 8 \times 5 + 2 \times 5$$

$$T_e = 50 \text{ mm}$$

$$V_x = 0,015 + 1,60 T_e = 0,015 + 1,60 \times 0,050$$

$$V_x = 0,095 \text{ m}$$

- Vérification de la stabilité au flambement
- Coefficient de forme pour le feuillet le plus épais

$$S = \frac{a'_{AA} \times b'_{AA}}{2 \times t \times (a'_{AA} + b'_{AA})}$$

$$S = \frac{0,24 \times 0,24}{2 \times 0,008 \times (0,24 + 0,24)}$$

$$S = 7,50$$

- La pression limite

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2 \times a'_{AA} \times G \times S}{3 \times T_e}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2 \times 0,24 \times 0,9 \times 7,50}{3 \times 0,050}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 21,60 \text{ MPa}$$

- La pression moyenne

$$\sigma_m = \frac{V_{\text{max}}}{A_r} \text{ et } A_r = 0,0625 \times \left(1 - \frac{0,050}{0,24}\right) = 0,05$$

$$\sigma_m = \frac{0,8525}{0,05}$$

$$\sigma_m = 17,05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\text{lim}} > \sigma_m$, Donc la stabilité au flambement est vérifiée.

- Vérification du respect de la limite de déformation :

On vérifie que $\epsilon_{cd} + \epsilon_{dq} + \epsilon_{\alpha d} \leq 7$;

ϵ_{cd} , ϵ_{dq} et $\epsilon_{\alpha d}$, sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacement horizontaux et les rotations du tablier.

$$\epsilon_{cd} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{G \times A_r \times S}$$

$$\epsilon_{cd} = \frac{1,5 \times 0,8525}{0,9 \times 0,05 \times 7,5}$$

$$\epsilon_{cd} = 3,78$$

$$\epsilon_{dq} = \frac{V_x}{T_e}$$

$$\epsilon_{dq} = \frac{0,095}{0,050}$$

$$\epsilon_{dq} = 1,9$$

$$\epsilon_{\alpha d} = \frac{a'_{AA}{}^2 \times ep_{\text{feuillet}} \times \alpha}{2 \times (n_{\text{feuillet}} \times ep_{\text{feuillet}}^3 + 2 \times e^3)}$$

Avec α = Coefficient de défaut pose et e = enrobage

$$\epsilon_{\alpha d} = \frac{0,24^2 \times 0,008 \times 0,0087}{2 \times (5 \times 0,008^3 + 2 \times 0,005^3)}$$

$$\epsilon_{\alpha d} = 0,71$$

$$\epsilon_{cd} + \epsilon_{dq} + \epsilon_{\alpha d} = 6,39$$

$\epsilon_{cd} + \epsilon_{dq} + \epsilon_{\alpha d} \leq 7$ alors la limite de déformation est respectée.

- Vérification de la stabilité en rotation

$$\text{On vérifie que } \sum \frac{V_{\max} \times t_i}{A'} \times \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \times \alpha_a + b \times \alpha_b}{K_r}$$

Avec $K_r = 3$ et $E_b = 2000$ MPa

$$\frac{0,8525 \times 5 \times 0,008}{0,0576} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 7,5^2} + \frac{1}{2000} \right) \geq \frac{0,24 \times 0,0087 + 0,24 \times 0}{3}$$

$$2,63 \times 10^{-3} > 6,96 \times 10^{-4}$$

Alors, la stabilité en rotation est vérifiée.

- Vérification de la condition de non glissement

On vérifie que $F_x < U_e \times F_d$

$$\sigma_{\min} = \frac{V_{\min}}{A_r}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{0,24}{0,05}$$

$$\sigma_{\min} = 4,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} \geq 3 \text{ MPa}$$

Le coefficient de frottement $U_e = 0,1 + \frac{1,5 K_f}{\sigma_{\min}}$ avec $K_f = 0,6$ pour le béton.

$$U_e = 0,2875$$

$$F_x = \left(\frac{V_x}{T_e} \times G \times 0,24 \times 0,24 \right)$$

$$F_x = \left(\frac{0,095}{0,050} \times 0,9 \times 0,24 \times 0,24 \right)$$

$$F_x = 0,098$$

$$U_e \times F_d = 0,2875 \times 0,24$$

$$U_e \times F_d = 0,069$$

$$F_x < U_e \times F_d$$

La condition de non glissement est donc vérifiée.

- Dimensionnement des frettes (épaisseur des frettes)

$$T_s \geq \frac{2,6 \times V_{\max} \times t_i}{A_r \times F_y}$$

$$T_s \geq \frac{2,6 \times 0,8525 \times 0,008}{0,05 \times 235}$$

$$T_s \geq 0,00151 \text{ m soit } 1,51 \text{ mm.}$$

$$\text{Prenons } T_s = 5 \text{ mm}$$

Le tableau suivant est un récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appuis de la culée :

Tableau 48: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appuis de la culée

Appareil d'appui (culée)					
Longueur	Largeur	Epaisseur Feuillet	Hauteur Élastomère	Epaisseur Frettes	Epaisseur Total
$b_{AA} = 0,25 \text{ m}$	$a_{AA} = 0,25 \text{ m}$	$E_p = 8 \text{ mm}$	$T_e = 50 \text{ mm}$	$T_s = 5 \text{ mm}$	$T = 80 \text{ mm}$

✓ La pile

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 MPA et 25 MPA sur la surface de l'appareil d'appui :

$$\sigma \in \{20 \text{ MPa} - 25 \text{ MPa}\}$$

prenons $\sigma = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{V_{\text{Max}}}{A} \leq 25 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{1,70}{25}$$

$$A \geq 0,068 \text{ m}^2$$

$$\frac{V_{\text{Min}}}{A} \geq 3 \text{ MPa}$$

$$A \leq \frac{V_{\text{Min}}}{3 \text{ MPa}} = \frac{0,47}{3}$$

$$A \leq 0,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Prenons } A = a_{AA} \times b_{AA} = 0,35 \times 0,35$$

$$A = 0,1225 \text{ m}^2$$

Avec épaisseur feuillet = 10 mm

Nb : ce choix a été fait en tenant compte de la gamme d'appareils d'appui sur le marché, recommandée par le guide SETRA.

Notons que A' est calculé avec $e = 2 \times 5 \text{ mm} = 10 \text{ mm}$

$$A' = a'_{AA} \times b'_{AA} = 0,34 \times 0,34$$

$$A' = 0,1156 \text{ m}^2$$

➤ Hauteur nette de l'élastomère

$$\frac{V_x}{T_e} \leq 1 \text{ Avec } V_x = V_1 + V_2$$

- V_x , le déplacement horizontal maximal
- $V_1 = 0,015$ m, le déplacement horizontal max dû à la température de retrait
- V_2 , le déplacement horizontal max dû au freinage
- T_e , la hauteur d'élastomère.

$$V_2 = \frac{H_x \times T_e}{2G \times a_{AA} \times b_{AA}} \text{ avec}$$

- $A = a_{AA} \times b_{AA} = 0,1225 \text{ m}^2$
- $G = 0,9 \text{ MPA}$, le module conventionnel de l'élastomère
- $H_x = 0,3 \text{ MN}$, l'effort de freinage dû à la charge B_c .

NB: 60% de l'effort de freinage sera considéré dans le calcul du déplacement horizontal max dû au freinage.

$$V_2 = \frac{0,18 \times T_e}{2 \times 0,9 \times 0,1225} = 0,82 T_e$$

$$\text{Alors } \frac{V_1 + V_2}{T_e} \leq 1$$

$$T_e \geq \frac{0,015}{1 - 0,82}$$

$$T_e \geq 0,083$$

Nous optons donc pour 05 feuillets de 10 mm et 02 enrobages de 5 mm, soit une hauteur d'élastomère :

$$T_e = 10 \times 5 + 2 \times 5$$

$$T_e = 60 \text{ mm}$$

$$V_x = 0,015 + 0,82 T_e = 0,015 + 0,82 \times 0,060$$

$$V_x = 0,0642 \text{ m}$$

- Vérification de la stabilité au flambement
- Coefficient de forme pour le feuillet le plus épais

$$S = \frac{a'_{AA} \times b'_{AA}}{2 \times t \times (a'_{AA} + b'_{AA})}$$

$$S = \frac{0,34 \times 0,34}{2 \times 0,010 \times (0,34 + 0,34)}$$

$$S = 8,50$$

- La pression limite

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2 \times a'_{AA} \times G \times S}{3 \times T_e}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2 \times 0,34 \times 0,9 \times 8,50}{3 \times 0,060}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 28,9 \text{ MPa}$$

- La pression moyenne

$$\sigma_m = \frac{V_{\text{max}}}{A_r} \text{ et } A_r = 0,1225 \times \left(1 - \frac{0,060}{0,34}\right) = 0,1$$

$$\sigma_m = \frac{1,70}{0,1}$$

$$\sigma_m = 17 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\text{lim}} > \sigma_m$, Donc la stabilité au flambement est vérifiée.

- Vérification du respect de la limite de déformation :

On vérifie que $\epsilon_{cd} + \epsilon_{dq} + \epsilon_{\alpha d} \leq 7$;

ϵ_{cd} , ϵ_{dq} et $\epsilon_{\alpha d}$, sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacement horizontaux et les rotations du tablier.

$$\epsilon_{cd} = \frac{1,5 \times V_{\text{max}}}{G \times A_r \times S}$$

$$\epsilon_{cd} = \frac{1,5 \times 1,70}{0,9 \times 0,1 \times 8,5}$$

$$\epsilon_{cd} = 3,33$$

$$\epsilon_{dq} = \frac{V_x}{T_e}$$

$$\epsilon_{dq} = \frac{0,0642}{0,060}$$

$$\epsilon_{dq} = 1,07$$

$$\epsilon_{\alpha d} = \frac{a'_{AA}{}^2 \times ep_{\text{feuille}} \times \alpha}{2 \times (n_{\text{feuille}} \times ep_{\text{feuille}}^3 + 2 \times e^3)}$$

Avec α = Coefficient de défaut pose et e = enrobage

$$\epsilon_{\alpha d} = \frac{0,34^2 \times 0,01 \times 0,0087}{2 \times (5 \times 0,01^3 + 2 \times 0,005^3)}$$

$$\epsilon_{\alpha d} = 0,96$$

$$\epsilon_{cd} + \epsilon_{dq} + \epsilon_{\alpha d} = 5,36$$

$\epsilon_{cd} + \epsilon_{dq} + \epsilon_{\alpha d} \leq 7$ alors la limite de déformation est respectée.

- Vérification de la stabilité en rotation

$$\text{On vérifie que } \sum \frac{V_{\max} \times t_i}{A'} \times \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \times \alpha_a + b \times \alpha_b}{K_r}$$

Avec $K_r = 3$ et $E_b = 2000 \text{ MPA}$

$$\frac{1,70 \times 5 \times 0,01}{0,1156} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 8,5^2} + \frac{1}{2000} \right) \geq \frac{0,34 \times 0,0087 + 0,34 \times 0}{3}$$

$$2,63 \times 10^{-3} > 9,86 \times 10^{-4}$$

Alors, la stabilité en rotation est vérifiée.

- Vérification de la condition de non glissement

On vérifie que $F_x < U_e \times F_d$

$$\sigma_{\min} = \frac{V_{\min}}{A_r}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{0,47}{0,1}$$

$$\sigma_{\min} = 4,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} \geq 3 \text{ MPa}$$

Le coefficient de frottement $U_e = 0,1 + \frac{1,5 K_f}{\sigma_{\min}}$ avec $K_f = 0,6$ pour le béton.

$$U_e = 0,29$$

$$F_x = \left(\frac{V_x}{T_e} \times G \times 0,34 \times 0,34 \right)$$

$$F_x = \left(\frac{0,0642}{0,060} \times 0,9 \times 0,34 \times 0,34 \right)$$

$$F_x = 0,1113$$

$$U_e \times F_d = 0,29 \times 0,47$$

$$U_e \times F_d = 0,1363$$

$$F_x < U_e \times F_d$$

La condition de non glissement est donc vérifiée.

- Dimensionnement des frettes (épaisseur des frettes)

$$T_s \geq \frac{2,6 \times V_{\max} \times t_i}{A_r \times F_y}$$

$$T_s \geq \frac{2,6 \times 1,70 \times 0,010}{0,1 \times 235}$$

$$T_s \geq 0,00188 \text{ m soit } 1,88 \text{ mm.}$$

$$\text{Prenons } T_s = 5 \text{ mm}$$

Le tableau suivant est un récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appuis de la pile :

Tableau 49: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des appareils d'appuis de la pile

Appareil d'appui (pile)					
Longueur	Largeur	Epaisseur Feuillet	Hauteur Élastomère	Epaisseur Frettes	Epaisseur Total
$b_{AA} = 0,35 \text{ m}$	$a_{AA} = 0,35 \text{ m}$	$E_p = 10 \text{ mm}$	$T_e = 60 \text{ mm}$	$T_s = 5 \text{ mm}$	$T = 90 \text{ mm}$

3.5 Les bossages

- ✓ Culée
- Débord longitudinal

$$d_{aAA} \geq \text{Max} \left(5\text{cm} ; \frac{a_{AA}}{6} \right)$$

$$da_{AA} \geq \text{Max} (5\text{cm} ; 4,16 \text{ cm})$$

Prenons $da_{AA} = 5 \text{ cm}$

➤ Débord transversal

$$db_{AA} \geq \text{Max} (5\text{cm} ; \frac{b_{AA}}{6})$$

$$db_{AA} \geq \text{Max} (5\text{cm} ; 4,16 \text{ cm})$$

Prenons $db_{AA} = 5 \text{ cm}$

➤ Longueur

$$a_{boss} = a_{AA} + 2da_{AA}$$

$$a_{boss} = 0,25 \text{ m} + 2 \times 0,05$$

Prenons $a_{boss} = 0,35 \text{ m}$

➤ Largeur

$$b_{boss} = b_{AA} + 2db_{AA}$$

$$b_{boss} = 0,25 \text{ m} + 2 \times 0,05$$

Prenons $b_{boss} = 0,35 \text{ m}$

➤ Tête de voile

- Débord longitudinal

$$d_{a,boss} \geq \text{Max} (5 \text{ cm} ; \frac{a_{boss}}{6})$$

$$d_{a,boss} \geq \text{Max} (5 \text{ cm} ; 7,5 \text{ cm})$$

$$d_{a,boss} \geq 7,5 \text{ cm}$$

Nous prenons $d_{a,boss} = 57,5 \text{ cm}$ en fonction de nos dimensions de l_{ch} , a_{AA} et da_{AA} .

- Débord transversal

$$d_{b,boss} \geq \text{Max} (5 \text{ cm} ; \frac{b_{boss}}{6})$$

Dans notre cas $d_{b, \text{boss}} = 0 \text{ cm}$.

- Choix du type de bossage
- Bossage fin

Le bossage fin est utilisé pour $h (h_i \text{ ou } h_s) < \min (6 \text{ cm} ; 0,2 \min (a_{\text{boss}} ; b_{\text{boss}}))$

$$h = h_i = h_s = 0,11 \text{ m}$$

$$h < \min (6 \text{ cm} ; 9 \text{ cm})$$

On a $h > 6 \text{ cm}$; le bossage fin n'est donc pas adapté pour notre structure.

- Bossage épais

Le bossage épais est utilisé pour $h (h_i \text{ ou } h_s) \geq \min (6 \text{ cm} ; 0,2 \min (a_{\text{boss}} ; b_{\text{boss}}))$

$$h = h_i = h_s = 0,11 \text{ m}$$

$$h \geq \min (6 \text{ cm} ; 9 \text{ cm})$$

On a $h > 6 \text{ cm}$; on utilisera un bossage épais pour notre structure.

Le tableau suivant est un récapitulatif du prédimensionnement des bossages (culée) :

Tableau 50: tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (culée)

Bossage épais					Tête de voile	
Débord longitudinal da_{AA}	Débord transversal db_{AA}	Longueur a_{boss}	Largeur b_{boss}	Ep $h_i = h_s$	Débord longitudinal $d_{a, \text{boss}}$	Débord transversal $d_{b, \text{boss}}$
5 cm	5 cm	0,35 m	0,35 m	0,11 m	57,5 cm	0 cm

- ✓ Pile

- Débord longitudinal

$$da_{AA} \geq \text{Max} (5 \text{ cm} ; \frac{a_{AA}}{6})$$

$$da_{AA} \geq \text{Max} (5 \text{ cm} ; 5,83 \text{ cm})$$

Prenons $da_{AA} = 6 \text{ cm}$

➤ Débord transversal

$$db_{AA} \geq \text{Max} \left(5\text{cm} ; \frac{b_{AA}}{6} \right)$$

$$db_{AA} \geq \text{Max} (5\text{cm} ; 5,83 \text{ cm})$$

Prenons $db_{AA} = 5 \text{ cm}$ en fonction de $l_T = 10 \text{ m}$

➤ Longueur

$$a_{boss} = a_{AA} + 2da_{AA}$$

$$a_{boss} = 0,35 \text{ m} + 2 \times 0,06$$

Prenons $a_{boss} = 0,47 \text{ m}$

➤ Largeur

$$b_{boss} = b_{AA} + 2db_{AA}$$

$$b_{boss} = 0,35 \text{ m} + 2 \times 0,05$$

Prenons $b_{boss} = 0,45 \text{ m}$

➤ Tête de voile

• Débord longitudinal

$$d_{a,boss} \geq \text{Max} \left(5 \text{ cm} ; \frac{a_{boss}}{6} \right)$$

$$d_{a,boss} \geq \text{Max} (5 \text{ cm} ; 7,83 \text{ cm})$$

$$d_{a,boss} \geq 7,83 \text{ cm}$$

Nous prenons $d_{a,boss} = 51,5 \text{ cm}$ en fonction de nos dimensions de l_{ch} , a_{AA} et da_{AA} .

• Débord transversal

$$d_{b,boss} \geq \text{Max} \left(5 \text{ cm} ; \frac{b_{boss}}{6} \right)$$

Dans notre cas $d_{b,boss} = 0 \text{ cm}$.

➤ Choix du type de bossage

• Bossage fin

Le bossage fin est utilisé pour $h (h_i \text{ ou } h_s) < \min (6 \text{ cm} ; 0,2 \min (a_{\text{boss}} ; b_{\text{boss}}))$

$$h = h_i = h_s = 0,105 \text{ m}$$

$$h < \min (6 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$$

On a $h > 6 \text{ cm}$; le bossage fin n'est donc pas adapté pour notre structure.

- Bossage épais

Le bossage épais est utilisé pour $h (h_i \text{ ou } h_s) \geq \min (6 \text{ cm} ; 0,2 \min (a_{\text{boss}} ; b_{\text{boss}}))$

$$h = h_i = h_s = 0,11 \text{ m}$$

$$h \geq \min (6 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$$

On a $h > 6 \text{ cm}$; on utilisera un bossage épais pour notre structure.

Le tableau suivant est un récapitulatif du prédimensionnement des bossages (pile) :

Tableau 51: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des bossages (pile)

Bossage épais					Tête de voile	
Débord longitudinal d_{aAA}	Débord transversal d_{bAA}	Longueur a_{boss}	Largeur b_{boss}	E_p $h_i=h_s$	Débord longitudinal $d_{a,\text{boss}}$	Débord transversal $d_{b,\text{boss}}$
6 cm	5 cm	0,47 m	0,45 m	0,105 m	51,5 cm	0 cm

3.6 Le tablier

- Coupe longitudinale

- Longueur de poutre : $L_p = L_{\text{travée}} - \text{Souffle avec souffle } S = 0,05 \text{ m}$.
- Longueur d'about : $d \in [0,3 \text{ m} ; 0,4 \text{ m}] \rightarrow d = 0,35 \text{ m}$.
- Longueur de calcul L_c : $L_c = L_p - 2d$.

Le tableau suivant est un récapitulatif de la coupe longitudinale du tablier :

Tableau 52: récapitulatif de la conception longitudinale du tablier

$L_{\text{travée}}$	L_{poutre}	L_{calcul}
15,40 m	15,35 m	14,65 m

NB : $L_c = 14,65 \text{ m} < 20 \text{ m}$ alors nos poutres sont rectangulaires.

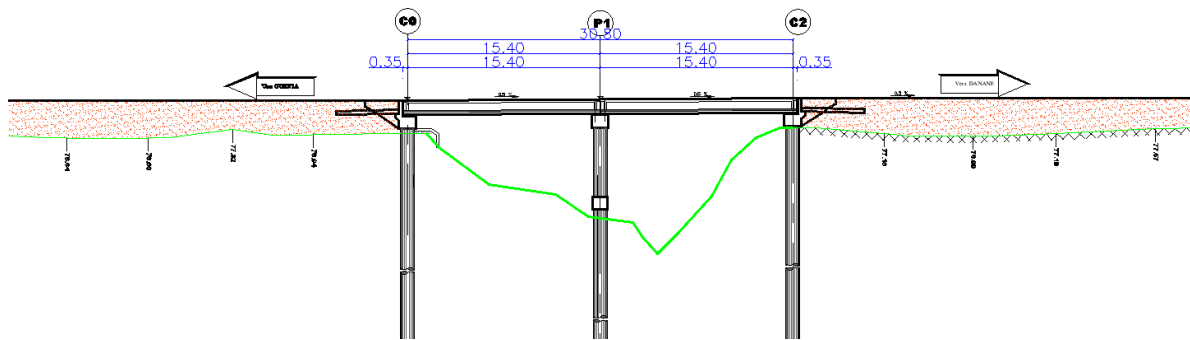


Figure 28: Coupe longitudinale de l'ouvrage

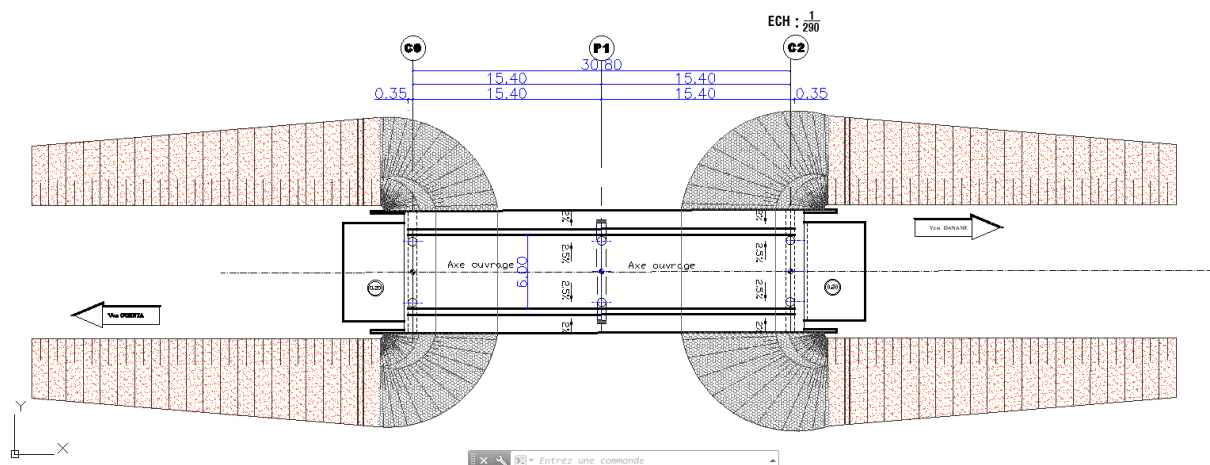


Figure 29: Vue en plan de l'ouvrage

➤ Coupe transversale

- Largeur totale du pont : $L_T = 10 \text{ m}$.
- Largeur du trottoir : $L_{\text{trott}} = 1,50 \text{ m}$.
- Largeur roulable : $L_R = L_T - 2 \times L_{\text{trott}} = 7 \text{ m}$.
- Largeur chargeable : $L_{\text{ch}} = L_R - n \times 0,5 = 6 \text{ m}$.
Avec $n=2$ (nombre de dispositifs de retenue)
- Nombre des voies : $L_{\text{ch}} \geq 6 \text{ m} \rightarrow N_V = E \left(\frac{L_{\text{ch}}}{3} \right) = 2 \text{ voies}$.
- Largeur d'une voie : $V = \frac{L_{\text{ch}}}{N_V} = 3 \text{ m}$.

➤ Les poutres principales

Les caractéristiques d'une poutre rectangulaire sont présentées dans la figure suivante :

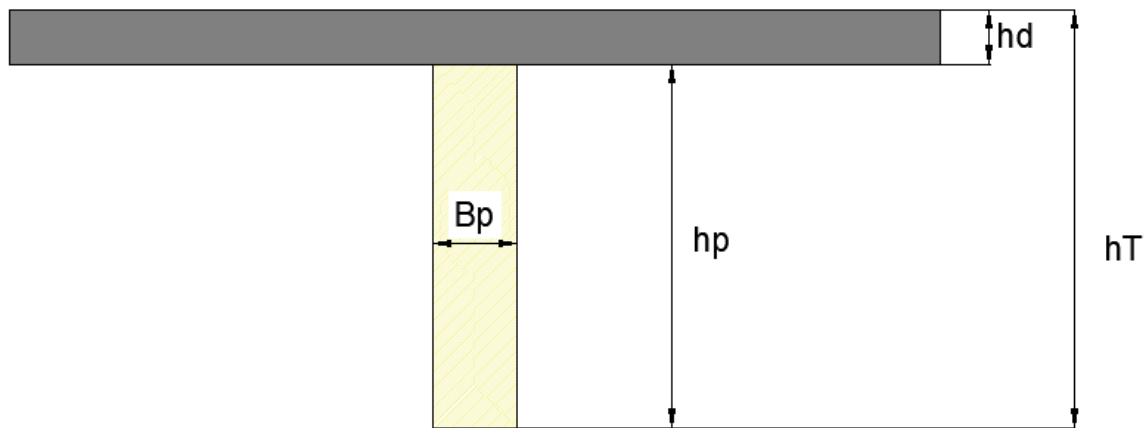


Figure 30: Les caractéristiques d'une poutre rectangulaire

Les caractéristiques des poutres et des entretoises sont proposées par le règlement SETRA (CEREMA) comme suit :

- Hauteur de la poutre

$$h_p \in \left[\frac{L_c}{17}; \frac{L_c}{15} \right] ;$$

$$0,86 < h_p < 0,98 ; \text{ prenons } h_p = 0,9 \text{ m}$$

$$h_p = 0,9 \text{ m}$$

- Entraxe des poutres :

$$b_0 \in [2,5 \text{ m} ; 4 \text{ m}] ;$$

$$\text{Prenons } b_0 = 3,2 \text{ m}$$

- Épaisseur de l'âme :

$$b_p \in \left[\frac{h_p}{5}; \frac{h_p}{3} \right] ;$$

$$0,18 < b_p < 0,3 ; \text{ prenons } b_p = 0,3 \text{ m}$$

- Les entretoises d'appui

- Épaisseur d'entretoise

$$b_e \in [20 ; 30] \text{ cm}$$

$$b_e = 0,25 \text{ m}$$

- Hauteur d'entretoise

$$h_e \in [0,8 h_p ; 0,9 h_p]$$

$$0,72 < h_e < 0,81$$

$$h_e = 0,75 \text{ m}$$

- Nombre de poutres

$$N_{\text{poutre}} = E \left(\frac{L_{\text{rive}}}{b_0} \right) + 1$$

$$L_{\text{rive}} = L_r + 2L_{\text{trott}} - b_p$$

$$L_{\text{rive}} = 7 + 2 \times 1,5 - 0,3$$

$$L_{\text{rive}} = 9,7 \text{ m}$$

$$N_{\text{poutre}} = E \left(\frac{9,7}{3} \right) + 1$$

$$N_{\text{poutre}} = 4$$

- Vérification

$$L = b_0(N_{\text{poutre}} - 1) + b_0$$

$$L = 3,2 (4 - 1) + 0,3$$

$$L = 9,9 \text{ m}$$

$L \sim L_{\text{travée}}$ alors, notre nombre de poutres est vérifié et égal à 4.

Les éléments de prédimensionnement des poutres, entretoises, ainsi que leurs valeurs, sont cités dans le tableau suivant :

Tableau 53: Tableau récapitulatif du prédimensionnement des poutres et des entretoises

Poutre					Entretoise		
Hauteur totale	Hauteur poutre	Hauteur hourdis	Entraxe poutre	Épaisseur poutre	Épaisseur entretoise	Hauteur entretoise	Entraxe Entretoise
$h_T=1,1\text{m}$	$h_p=0,9\text{m}$	$h_d=0,2\text{m}$	$b_0=3,2\text{m}$	$b_p=0,3\text{m}$	$b_e=0,25\text{m}$	$h_e=0,75\text{m}$	$E_e=14,45\text{m}$

ANNEXE 4 : DIMENSIONNEMENT

4.1 Evaluation des charges et surcharges

➤ Calcul des charges permanentes

- Poids propre du Tablier
- Poids propre de l'hourdis

$$PP_{\text{hourdis}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_b$$

Avec :

$$A = 2,324 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{hourdis}} = 2,324 \times 15,40 \times 25$$

$$PP_{\text{hourdis}} = 894,74 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres

$$PP_{\text{poutres}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_b \times n$$

Avec :

$$A = h_p \times b_p = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$n = 4 \text{ poutres}$$

$$PP_{\text{poutres}} = 0,27 \times 15,4 \times 25 \times 4$$

$$PP_{\text{poutres}} = 415,8 \text{ KN}$$

- Poids propre du Tablier

$$PP_{\text{Tablier}} = PP_{\text{hourdis}} + PP_{\text{poutres}}$$

$$PP_{\text{Tablier}} = 894,74 + 415,8$$

$$PP_{\text{Tablier}} = 1310,54 \text{ KN}$$

- Poids propre du trottoir
- Poids propre bordure

$$PP_{\text{Bordure}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_b$$

Avec :

$$A = 0,022 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{Bordure}} = 0,022 \times 15,40 \times 25$$

$$PP_{\text{Bordure}} = 8,47 \text{ KN}$$

- Poids propre du mortier

$$PP_{\text{mortier}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_M$$

Avec :

$$A = 0,01 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_M = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{mortier}} = 0,01 \times 15,40 \times 24$$

$$PP_{\text{mortier}} = 3,696 \text{ KN}$$

- Poids propre contre bordure

$$PP_{\text{contre bordure}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_b$$

$$A = 0,024 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{contre bordure}} = 0,024 \times 15,40 \times 25$$

$$PP_{\text{contre bordure}} = 9,24 \text{ KN}$$

- Poids propre du béton de remplissage

$$PP_{\text{beton de remplissage}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_b$$

Avec :

$$A = 0,141 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{beton de remplissage}} = 0,141 \times 15,4 \times 25$$

$$PP_{\text{beton de remplissage}} = 54,285 \text{ KN}$$

- Poids propre contre corniche

$$PP_{\text{contre corniche}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_b$$

Avec :

$$A = 0,036 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{contre corniche}} = 0,036 \times 15,4 \times 25$$

$$PP_{\text{contre corniche}} = 13,86 \text{ KN}$$

- Poids propre corniche

$$PP_{\text{corniche}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_b$$

Avec :

$$A = 0,147 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$PP_{\text{corniche}} = 0,147 \times 15,4 \times 25$$

$$PP_{\text{corniche}} = 56,595 \text{ KN}$$

- Poids propre garde-corps type S7

$$PP_{\text{Garde corps type S7}} = \text{Poids/ml} \times L_{\text{Travée}}$$

Avec :

$$\text{Poids/ml} = 0,44 \text{ Kg/ml}$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$PP_{\text{Garde corps type S7}} = 0,44 \times 15,40$$

$$PP_{\text{Garde corps type S7}} = 6,776 \text{ KN}$$

NB : Nous avons deux trottoirs, donc tous les poids propres des éléments du trottoir seront multipliés par 2.

$$PP_{\text{Trottoir}} = (8,47 + 3,696 + 9,24 + 54,285 + 13,86 + 56,595 + 6,776) \times 2$$

$$PP_{\text{Trottoir}} = 305,844 \text{ KN}$$

- Poids propre des dispositifs de retenue

$$PP_{\text{BN4}} = \text{Poids/ml} \times L_{\text{Travée}}$$

Avec :

$$\text{Poids/ml} = 65 \text{ Kg/ml}$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$PP_{\text{BN4}} = 65 \times 15,40$$

$$PP_{\text{BN4}} = 1001 \text{ Kg}$$

$$\text{Soit } 10,01 \text{ KN}$$

NB : Nous avons deux dispositifs de retenue

$$PP_{\text{BN4}} = 10,01 \text{ KN} \times 2$$

$$PP_{\text{BN4}} = 20,02 \text{ KN}$$

- Poids propre de l'entretoise

$$PP_{\text{Entretoise}} = V \times \gamma_b \times n$$

Avec :

$$V = h_e \times b_e \times (b_0 - b_p)$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$n = 3$$

$$PP_{\text{Entretoise}} = 0,75 \times 0,25 \times (3,2 - 0,3) \times 25 \times 3$$

$$PP_{\text{Entretoise}} = 40,78 \text{ KN}$$

NB : Nous avons deux entretoises

$$PP_{\text{Entretoises}} = 40,78 \times 2$$

$$PP_{\text{Entretoises}} = 81,56 \text{ KN}$$

- Poids propre du revêtement du tablier
- Poids propre, étanchéité

$$PP_{\text{étanchéité}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_{\text{et}}$$

Avec :

$$A = e_p \times L_{\text{chaussée}} = 0,03 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 0,18 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{et}} = 23 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{étanchéité}} = 0,18 \times 15,4 \times 23$$

$$PP_{\text{étanchéité}} = 63,756 \text{ KN}$$

- Poids propre couche de roulement

$$PP_{\text{couche roulement}} = A \times L_{\text{Travée}} \times \gamma_{\text{Cr}}$$

Avec :

$$A = e_p \times L_{\text{chaussée}} = 0,05 \text{ m} \times 6 \text{ m}$$

$$L_{\text{Travée}} = 15,40 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{Cr}} = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$PP_{\text{couche roulement}} = 0,05 \times 6 \times 15,4 \times 24$$

$$PP_{\text{couche roulement}} = 110,88 \text{ KN}$$

- Poids propre du revêtement du tablier

$$PP_{\text{revêtement}} = PP_{\text{étanchéité}} + PP_{\text{couche roulement}}$$

$$PP_{\text{revêtement}} = 63,756 + 110,88$$

$$PP_{\text{revêtement}} = 174,636 \text{ KN}$$

✓ Alors $G = \sum \text{Poids Propres}$

$$G = PP_{\text{Tablier}} + PP_{\text{Trottoir}} + PP_{\text{BN4}} + PP_{\text{Entretoises}} + PP_{\text{revêtement}}$$

$$G = (1310,54 + 305,844 + 20,02 + 81,56 + 174,636)$$

$$G = 1892,6 \text{ KN}$$

- Calcul des surcharges variables
- Système de charge “A”

$$A_L = 2,3 + \frac{360}{L_{\text{travée}} + 12}$$

$$A_L = 2,3 + \frac{360}{15,4 + 12}$$

$$A_L = 15,43 \text{ KN/m}^2$$

$$-A_1 = a_1 \times A_L$$

Avec $a_1 = 1$

Le tableau suivant présente le choix du coefficient a_1 en fonction du nombre de voie et de la classe des ponts :

Tableau 54: Tableau de détermination du coefficient a_1 en fonction du nombre de voies et de la classe du pont

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1ere	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{eme}	1	0,9	-	-	-
	3 ^{eme}	0,9	0,8	-	-	-

$$A_1 = 15,43 \text{ KN/m}^2$$

$$-A_2 = a_2 \times A_1$$

$$\text{Et } a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3} = 1,17$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V = 3\text{m} \\ V_0 = \begin{cases} 3,5 \text{ m pour pont de 1ere classe} \\ 3 \text{ m pour pont de 2^{eme} classe} \\ 2,75 \text{ m pour pont de 3^{eme} classe} \end{cases} \end{cases}$$

$$A_2 = 1,17 \times 15,43$$

$$A_2 = 18,05 \text{ KN/m}^2$$

$$A(L) = A_2 \times L_T \times L_{\text{travée}}$$

$$A(L) = 18,05 \times 10 \times 15,40$$

$$A(L) = 2849 \text{ KN}$$

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action du système de charge $A(L)$ sur le tablier :

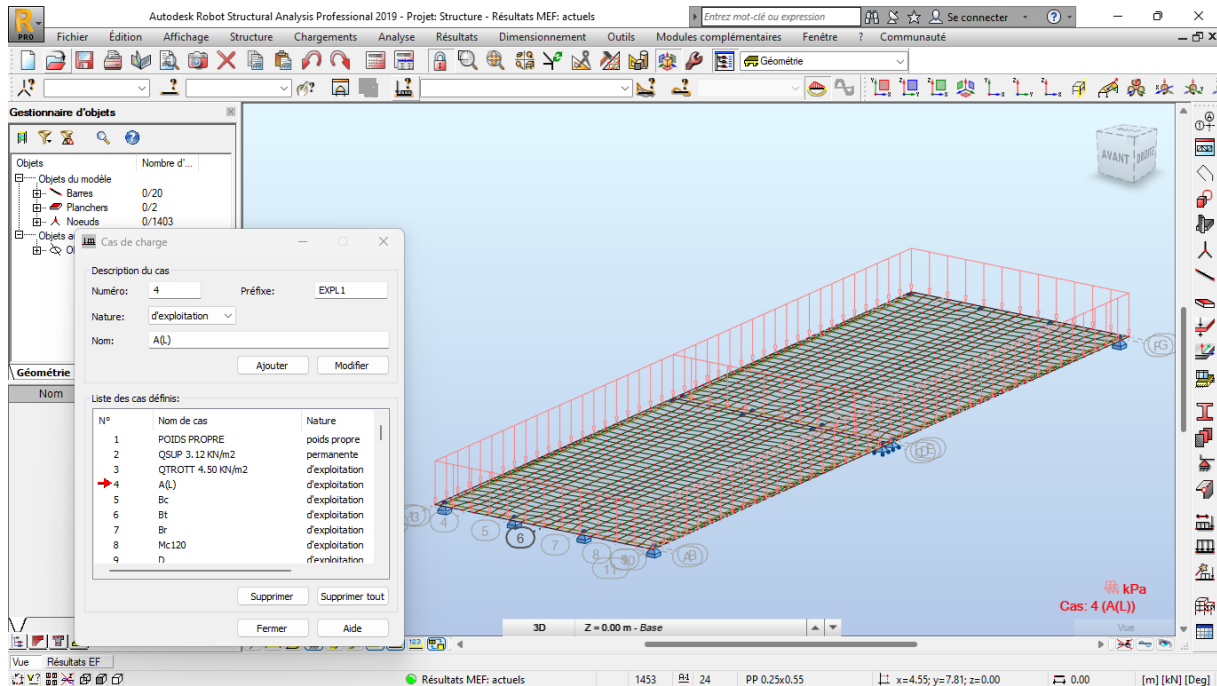


Figure 31: Modélisation du système de charge A(L)

- Système de charges B

Le système de charges B se compose de trois sous-systèmes distincts : B_c, B_t et B_r. Les charges de ce système sont influencées par un coefficient de majoration dynamique, qui s'applique à chacun des trois sous-systèmes B_c, B_t et B_r.

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

Avec :

L : longueur de la travée

G : Charges permanentes

S : poids total maximal des essieux du sous-système correspondant

- Système B_c

La chaussée est composée de deux voies de circulation, permettant ainsi de placer deux files de camions côte à côte. En longueur, le nombre de camions est limité à deux, comme illustré dans la figure ci-dessous :

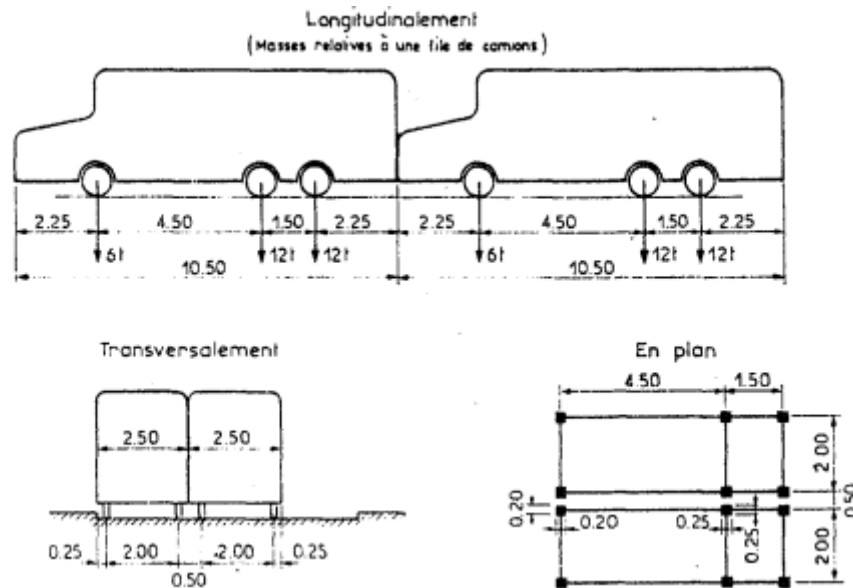


Figure 32: Disposition d'un convoi de type Bc

- ✚ L'essieu arrière supporte une masse de 12 tonnes.
- ✚ L'essieu avant supporte une masse de 6 tonnes.
- ✚ Les charges Bc sont ajustées par des coefficients δ et b_c .

La charge maximale du système sur une travée est :

$$S = (12t + 12t + 6t + 12t + 12t + 6t) \times 2$$

$$S = 120 \text{ t} = 1200 \text{ KN}$$

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 15,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1892,6}{1200}}$$

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

$$Q_{Bc} = S \times b_c \times \delta_{Bc}$$

$$Q_{Bc} = 1200 \times 1,1 \times 1,18$$

$$Q_{Bc} = 1557,6 \text{ KN}$$

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action du système de charge Bc sur le tablier :

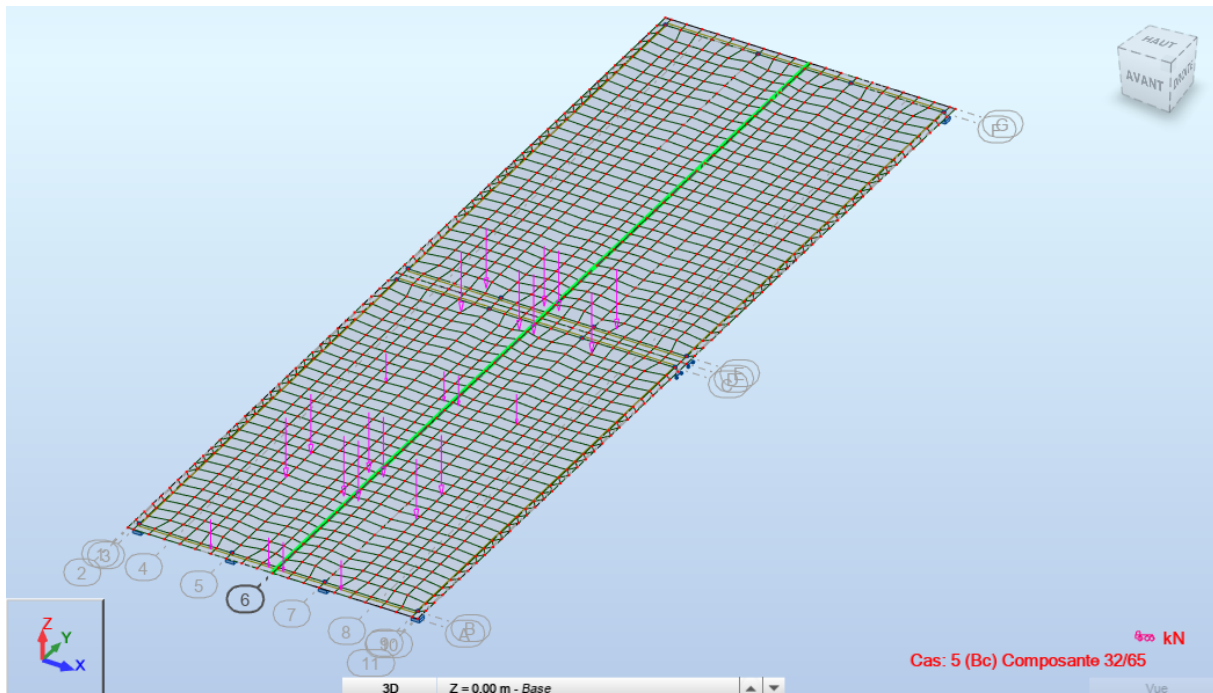


Figure 33: Modélisation du système de charge Bc

- Système B_t

Un essieu tandem de 32 tonnes est placé dans le sens longitudinal, tandis que deux essieux tandem sont disposés transversalement. Cette configuration est choisie pour créer les conditions les plus défavorables pour le calcul des sollicitations, comme illustré dans la figure ci-dessous.

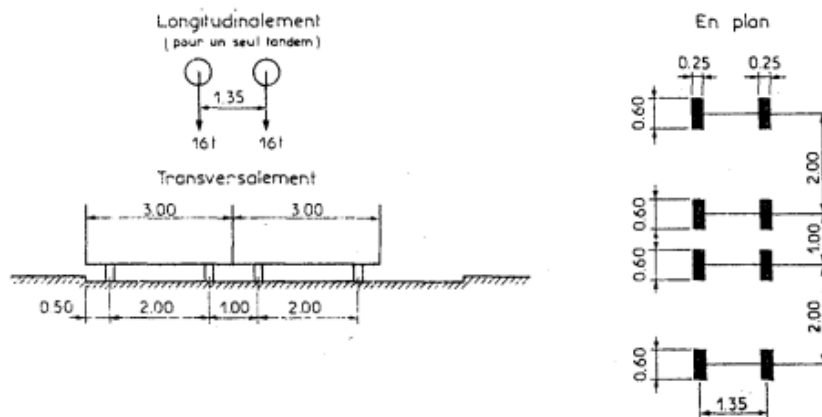


Figure 34: Disposition d'un convoi de type Bt

Les charges B_t sont ajustées par des coefficients δ et b_t .

La charge totale pour le système B_t sur une travée est :

$$S = (16t + 16t) \times 2$$

$$S = 64 \text{ t} = 640 \text{ KN}$$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 15,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1892,6}{640}}$$

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

$$Q_{Bt} = S \times b_t \times \delta_{Bt}$$

$$Q_{Bt} = 640 \times 1,1 \times 1,14$$

$$Q_{Bt} = 802,56 \text{ KN}$$

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action du système de charge Bt sur le tablier :

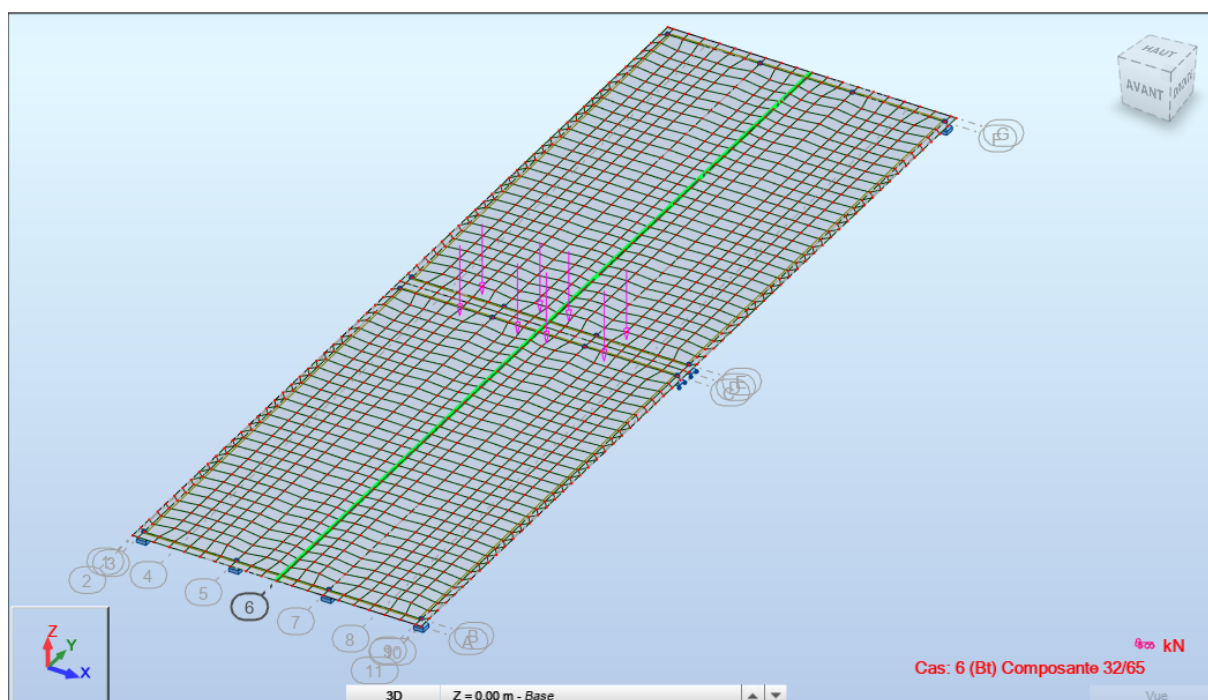


Figure 35: Modélisation du système de charge Bt

- Système B_r

Il s'agit d'une roue isolée de 10 t dont les caractéristiques sont présentées dans la figure ci-dessous :

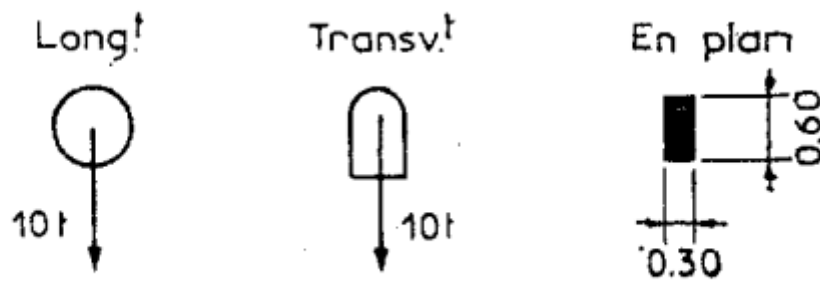


Figure 36: Disposition d'un convoi de type Br

La charge S maximale est de 10 t, soit 100 KN

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 15,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1892,6}{100}}$$

$$\delta_{Br} = 1,11$$

$$Q_{Br} = S \times \delta_{Br}$$

$$Q_{Br} = 100 \times 1,11$$

$$Q_{Br} = 111 \text{ KN}$$

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action du système de charge Br sur le tablier :

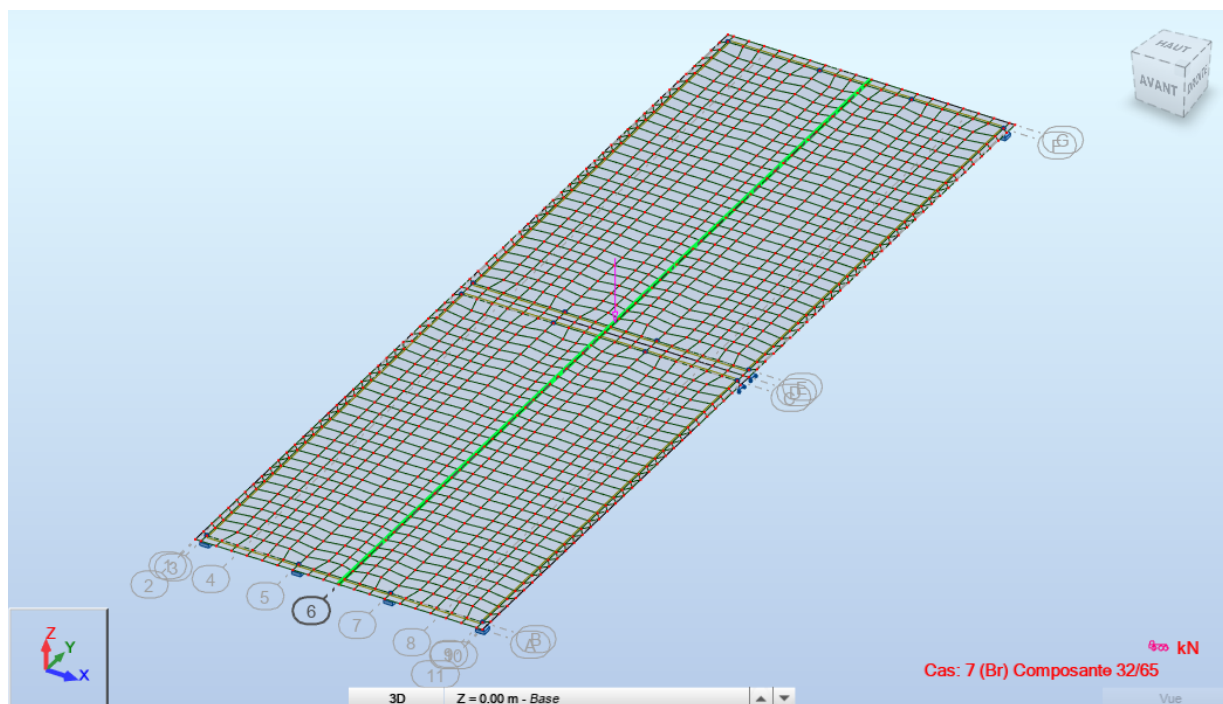


Figure 37: Modélisation du système de charge Br

- Les charges militaires Mc 120

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

Masse totale 110 t.

- Longueur d'une chenille 6,10 m.
- Largeur d'une chenille 1 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

La figure suivante illustre la disposition d'un convoi de type Mc120 :

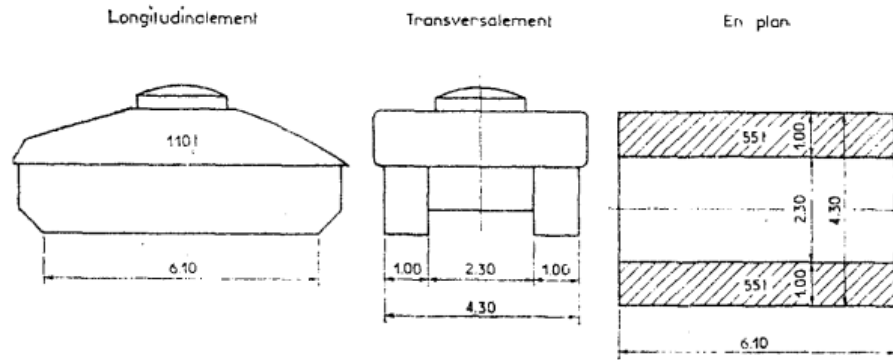


Figure 38: Disposition d'un convoi de type Mc120

Ainsi la charge maximale pour le chargement Mc120 sur une travée est :

$S = 110 \text{ t}$ Soit 1100 KN

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 15,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1892,6}{1100}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1,17$$

$$Q_{Mc120} = 1100 \times 1,17$$

$$Q_{Mc120} = 1287 \text{ KN}$$

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action des charges militaire Mc120 sur le tablier :

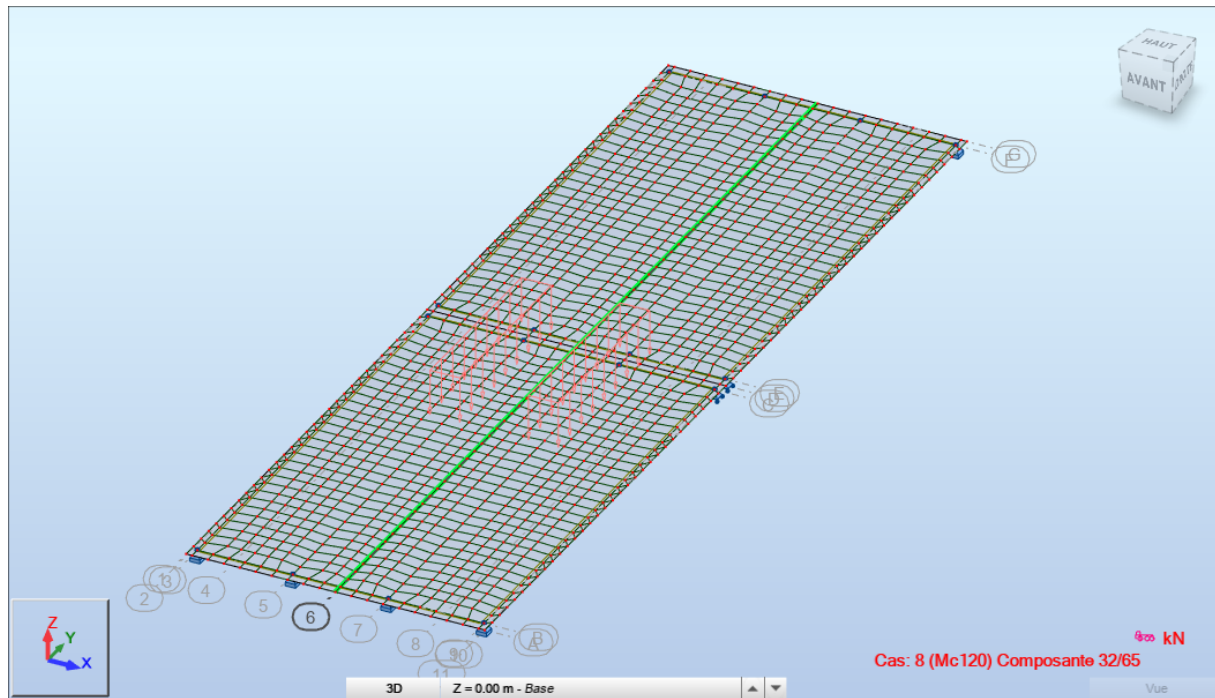


Figure 39: Modélisation du système de charge Mc120

- Les charges exceptionnelles D et E
 - Système D

Un convoi de type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long. La distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres, comme illustré dans la figure suivante :

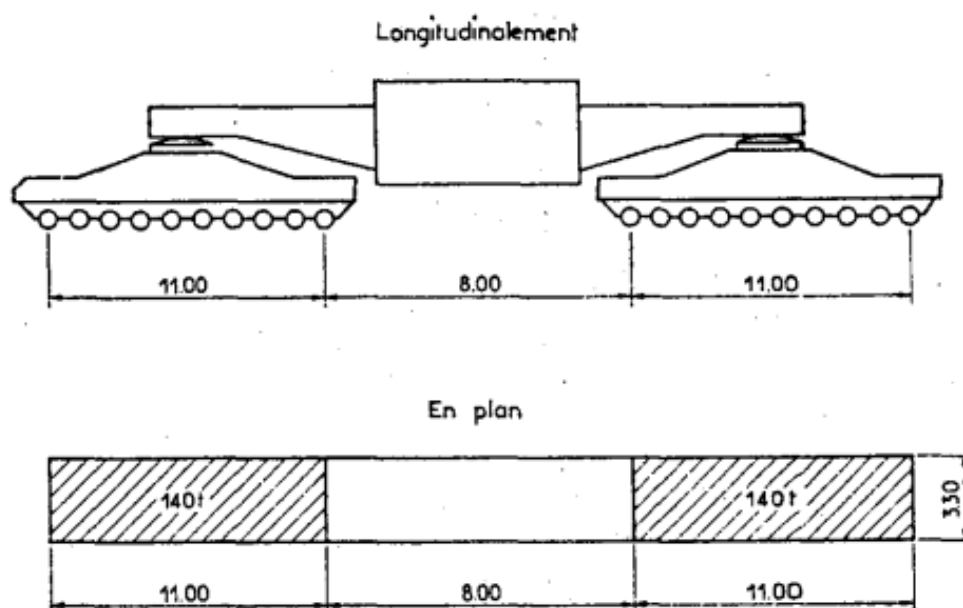


Figure 40: Disposition d'un convoi de type D

Ainsi, la charge maximale pour le chargement D sur une travée est :

$S = 140 \text{ t}$ Soit 1400 KN

$$Q_D = 1400 \text{ KN}$$

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action des charges militaire D sur le tablier :

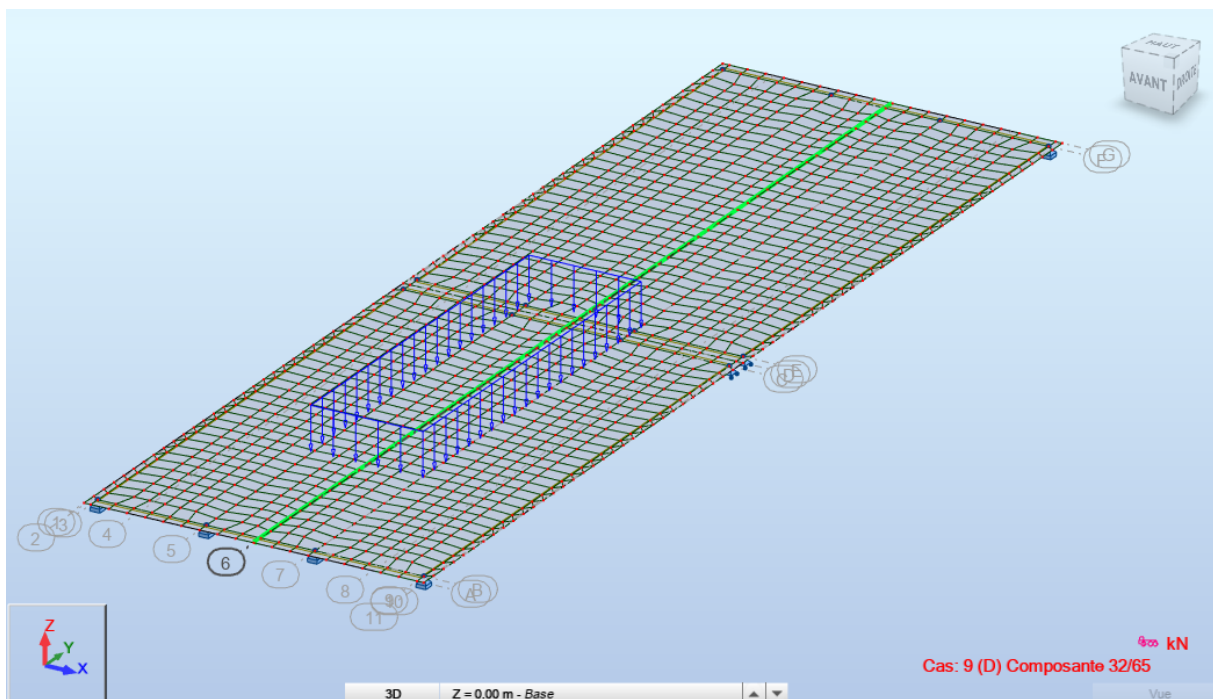


Figure 41: Modélisation du système de charge D

- Système E

Un convoi type E comporte deux remorques supportant chacune 200 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 15 mètres de long. La distance entre axes des deux rectangles est de 33 mètres, comme illustré dans la figure suivante :

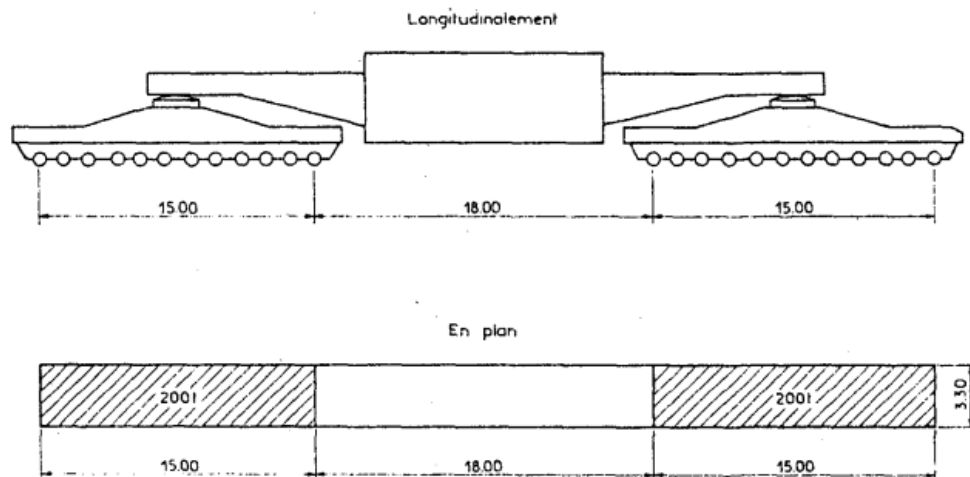


Figure 42: Disposition d'un convoi de type E

Ainsi, la charge maximale pour le chargement E sur une travée est :

$S = 200 \text{ t}$ Soit 2000 KN

$$Q_E = 2000 \text{ KN}$$

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action des charges militaire E sur le tablier :

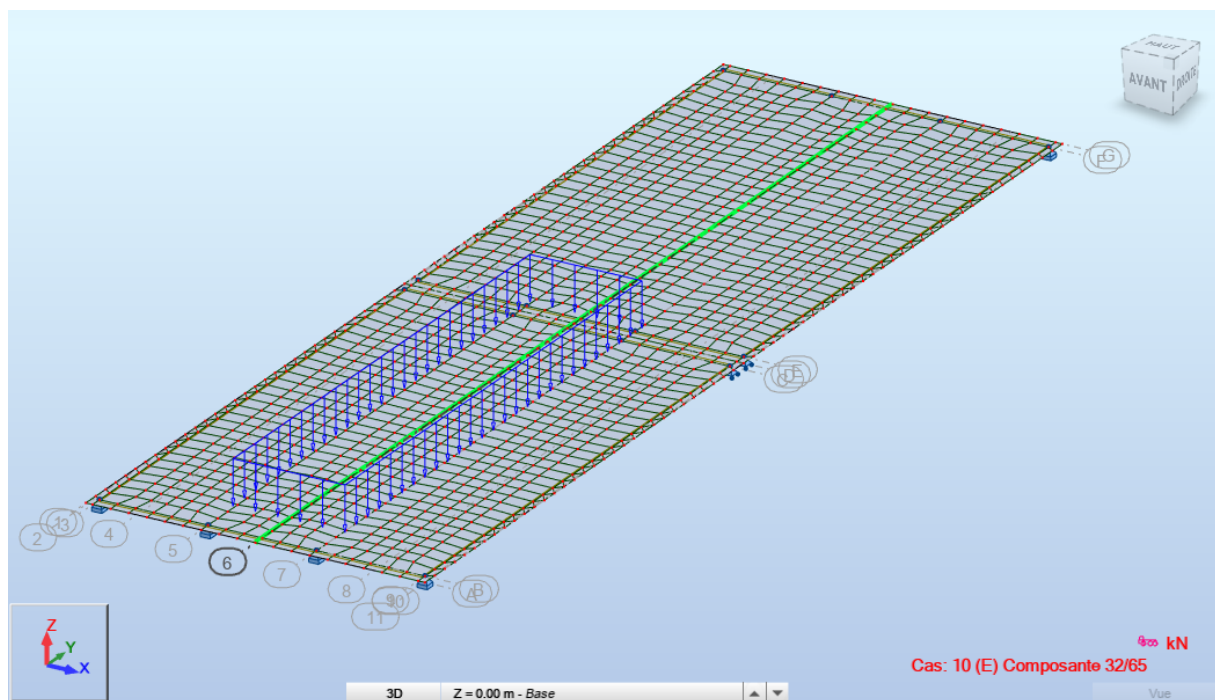


Figure 43: Modélisation du système de charge E

- Surcharge de trottoirs

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tabliers prennent le nom de charges locales et celles qui servent à la justification des fermes maîtresses (passerelles à piétons, piste cyclable) sont appelées charges générales.

- Charges locales

$$q_{tr} = 450 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Soit } q_{tr} = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{tr} = q_{tr} \times L_{Trott} \times L_{Travée}$$

$$Q_{tr} = 4,5 \times 1,5 \times 15,4$$

$$Q_{tr} = 103,95 \text{ KN}$$

- Charges générales

$$q_{tr} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Soit } q_{tr} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{tr} = q_{tr} \times L_{Trott} \times L_{Travée}$$

$$Q_{tr} = 1,5 \times 1,5 \times 15,4$$

$$Q_{tr} = 34,65 \text{ KN}$$

Remarque : Ici nous nous intéressons aux charges locales du trottoir.

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action des charges du trottoir sur le tablier :

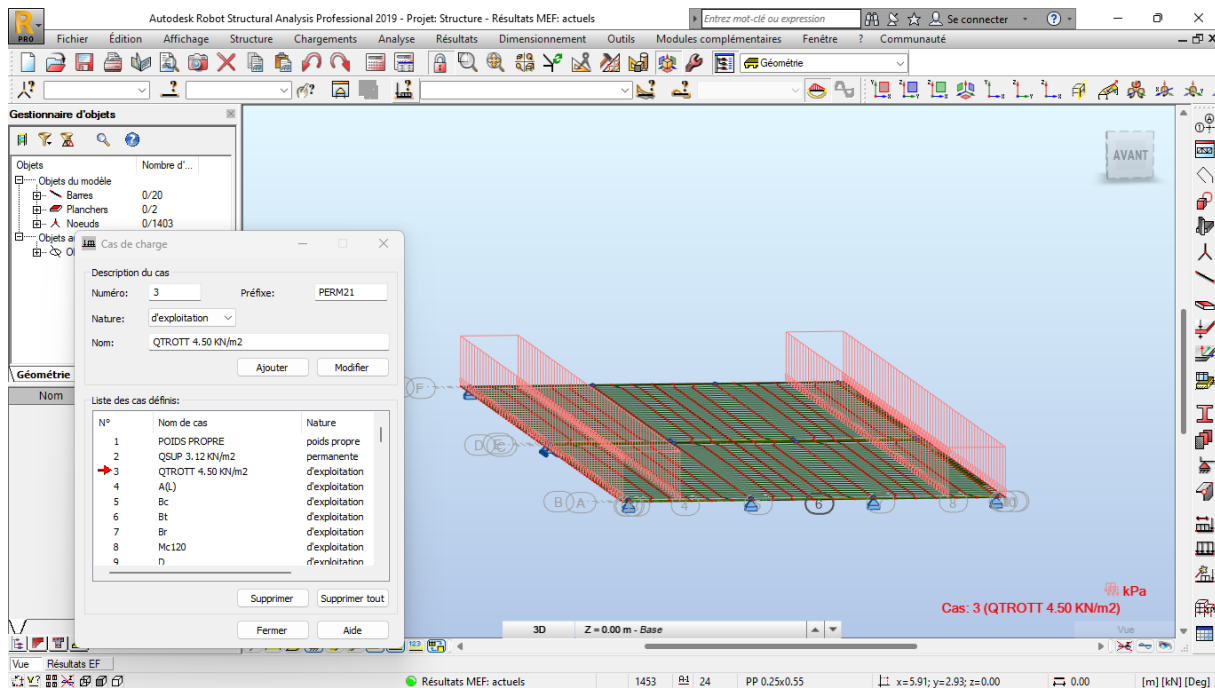


Figure 44: Modélisation des charges du trottoir

- Effort de freinage
- Effort de freinage dû à la charge A(L)

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

$$H_{x(AL)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \text{ Avec } S, \text{ en } m^2, \text{ la surface chargée.}$$

$$H_{x(AL)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times (6 \times 15,4)}$$

$$H_x = 0,049 \text{ MN} = 49 \text{ KN}$$

- Effort de freinage dû à la charge B_c

Chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions d'un convoi B_c, un seul est supposé freiner. L'effort de freinage n'est pas susceptible de majoration dynamique.

$$H_{x(Bc)} = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN} = 0,30 \text{ MN}$$

- Effort du vent (ef_v)

L'effort du vent lors des travaux est estimé à 1250 N/m² et à 2000 N/m² en service.

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des charges variables agissant sur notre structure :

Tableau 55: Tableau récapitulatif des charges variables

Type	Charges Civiles				Charges Militaires			Charges Trottoir	Effort Freinage	Effort Vent
Charges	$Q_{A_2(L)}$ (KN)	Q_{Bc} (KN)	Q_{B_t} (KN)	Q_{Br} (KN)	Q_{Mc120} (KN)	Q_D (KN)	Q_E (KN)	Q_{tr} (KN)	$H_{x(Bc)}$ (KN)	ef_v KN/m ²
Valeurs	2849	1557,6	802,56	111	1287	1400	2000	103,95	300	2

4.2 Dimensionnement du Tablier

La figure suivante représente la modélisation sur robot de l'action du poids propres des éléments du tablier et des éléments du trottoir sur le tablier :

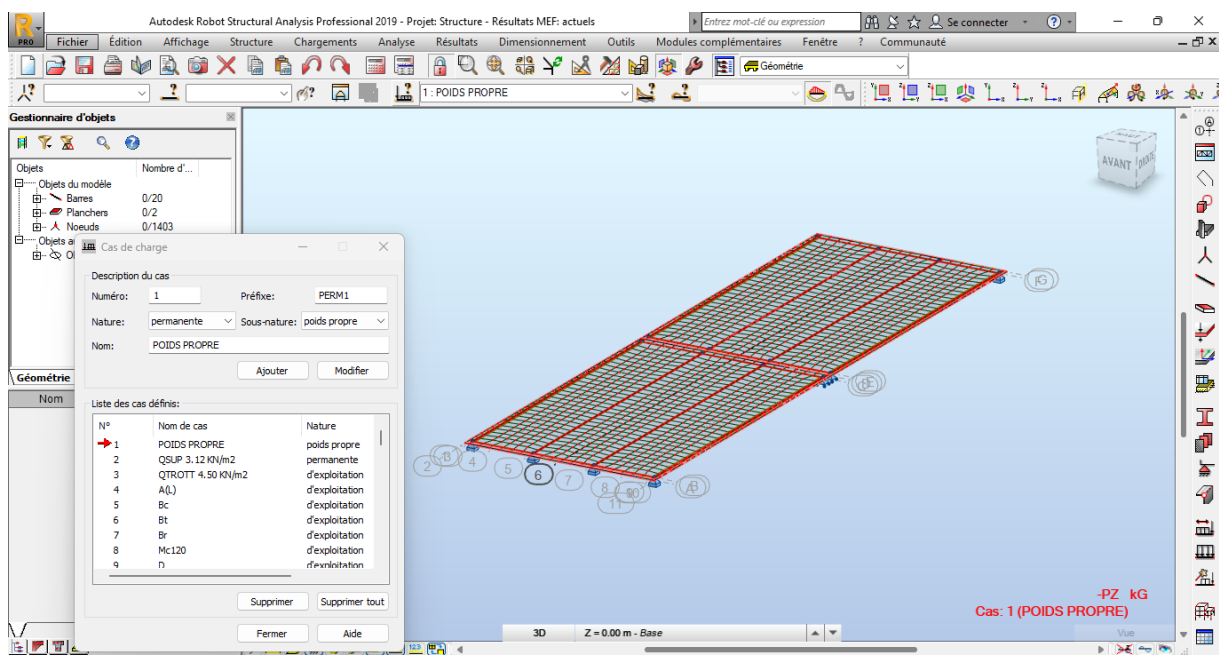


Figure 45: Action du poids propre des éléments du tablier

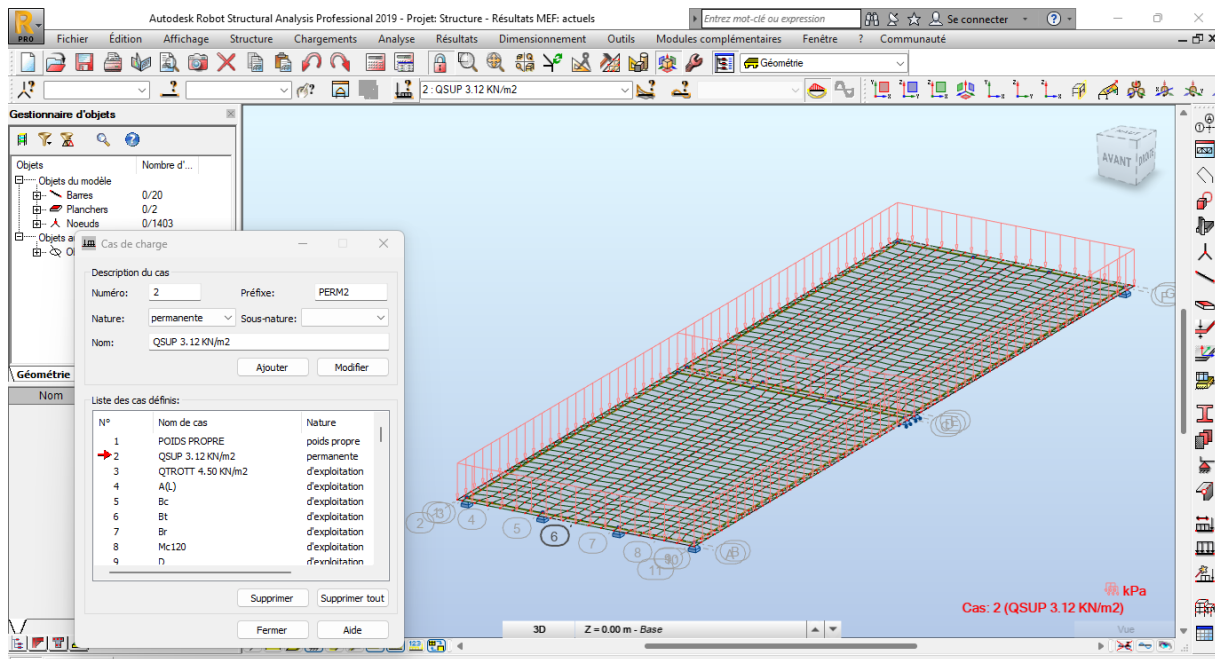


Figure 46: Actions des éléments du trottoir sur le Tablier

- Calcul des Sollicitations
- Les sollicitations du tablier

La figure suivante représente les sollicitations à l'état limite de service et à l'état limite ultime suivant x et y à considérer sur le tablier :

- Moments MXX du tablier à l'ELU

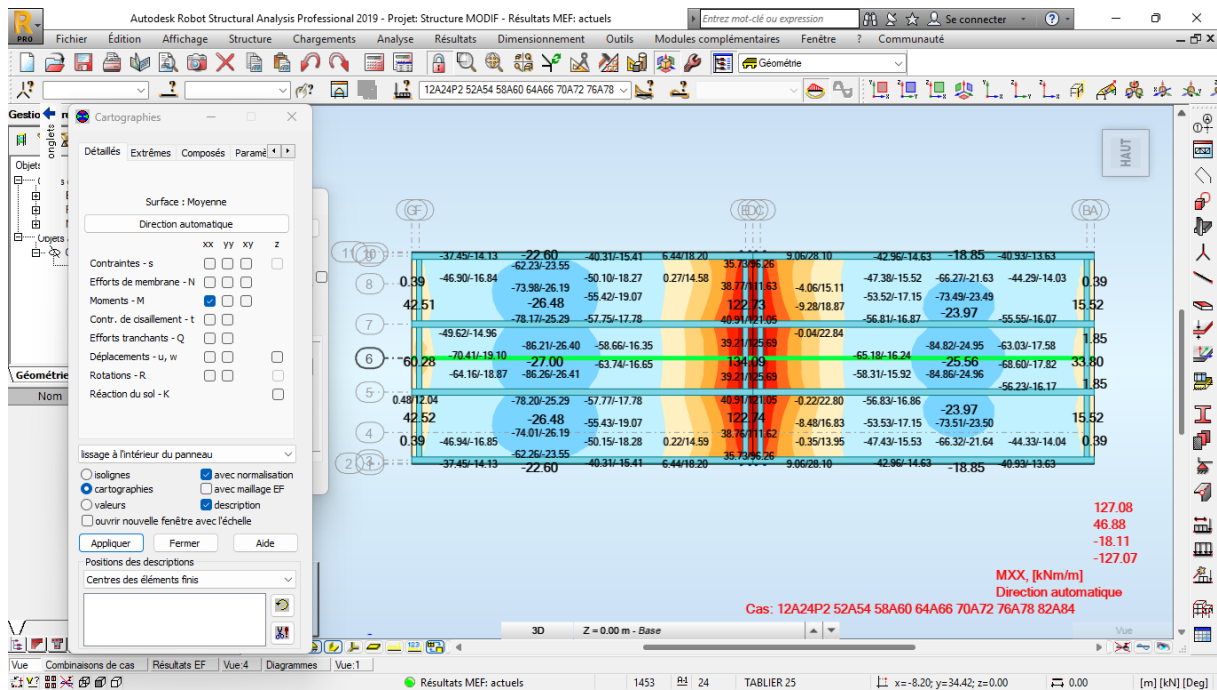


Figure 47: Les moments suivant x sur le tablier à l'ELU

- Moment MYY à l'ELU du tablier

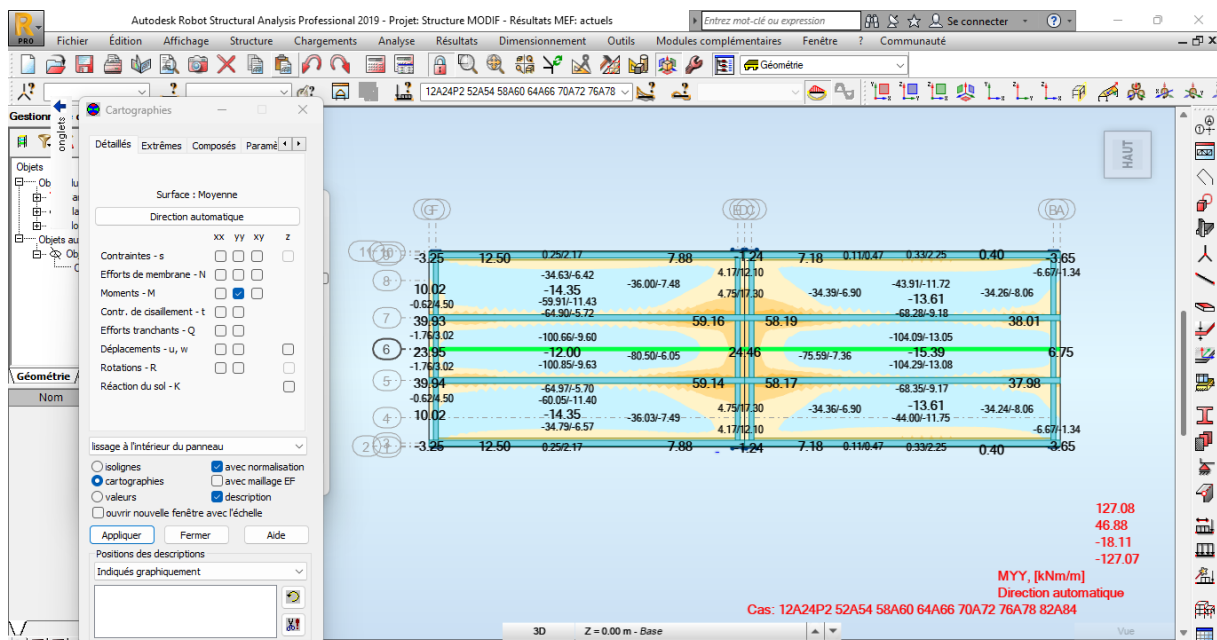


Figure 48: Les moments suivant y sur le tablier à l'ELU

- Moments MXX à l'ELS du tablier

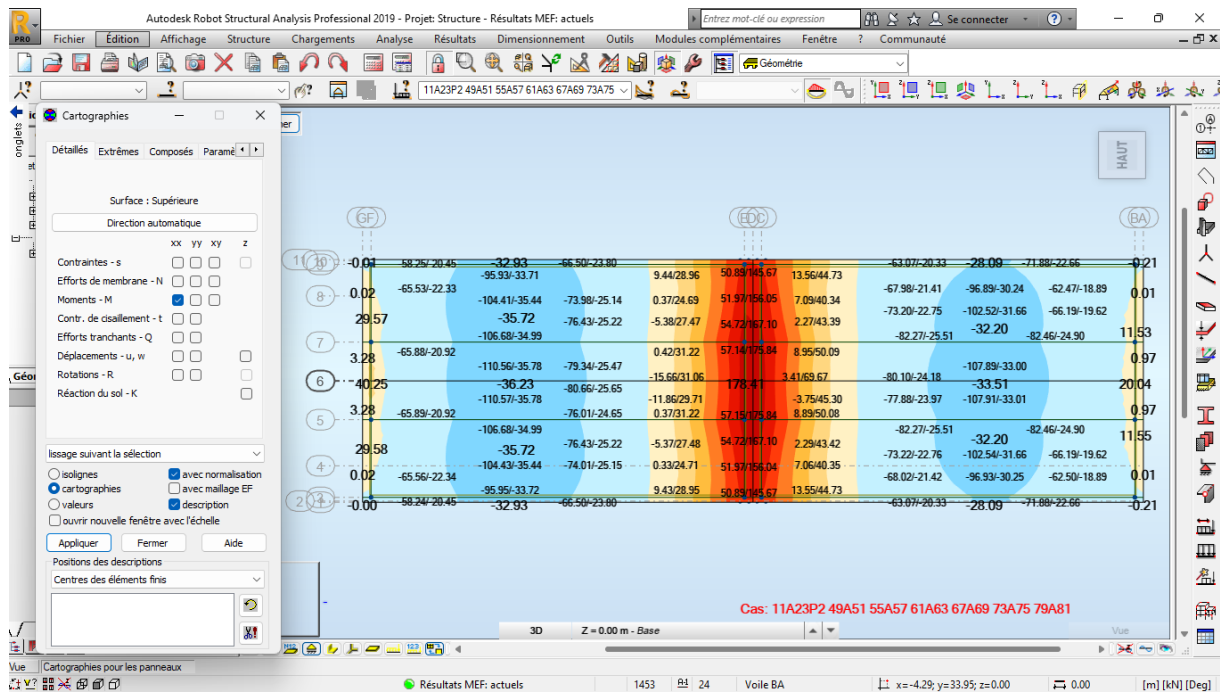


Figure 49: Les moments suivant x sur le tablier à l'ELS

- Moments MYX à l'ELS du tablier

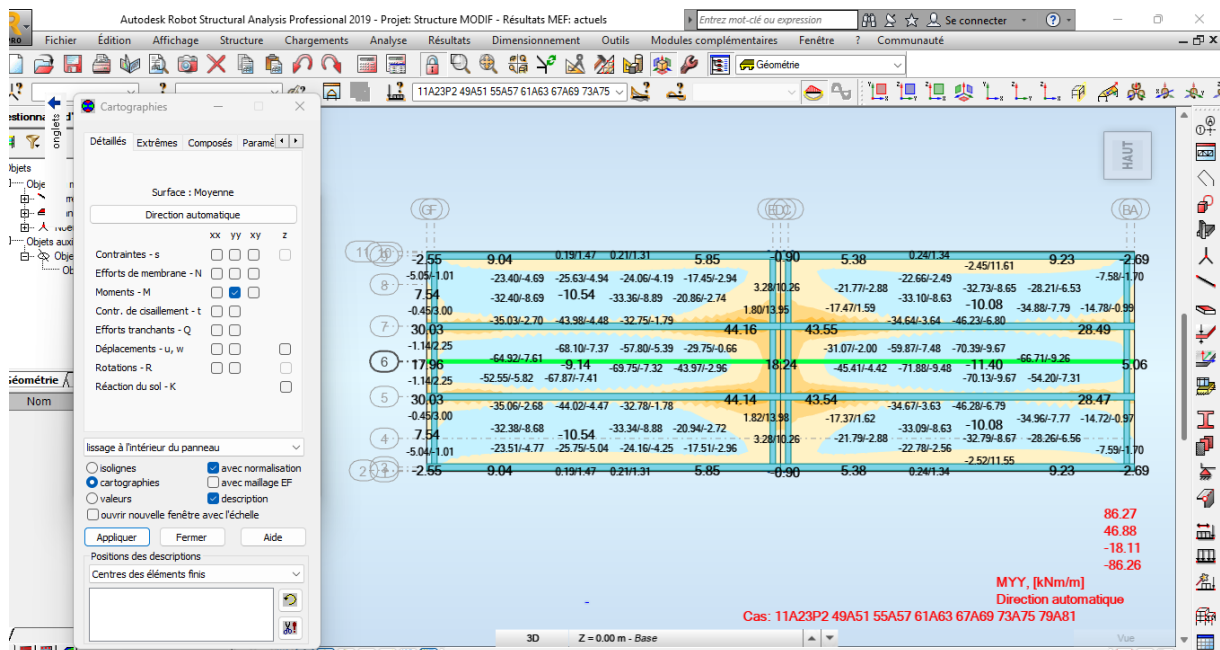


Figure 50: Les moments suivant y sur tablier à l'ELS

- Tableau récapitulatif des sollicitations du tablier

Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS du tablier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 56: Tableau récapitulatif des moments à l'ELS et à l'ELU sur le tablier

Dénominations			Maximal	Minimal
Moments sur l'hourdis (KN.m)	ELU	M _{xx}	134,09	-105,32
		M _{yy}	59,16	-120,37
	ELS	M _{xx}	99,98	-78,63
		M _{yy}	44,16	-81,41

- Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres et des entretoises

Les sollicitations des poutres et des entretoises sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 57: Tableau récapitulatif des moments sur les poutres et les entretoises

Dénominations		Maximal	Minimal
Moments (KN.m)	Poutres	787,61	-1319,20
	Entretoise	84,18	-99,87

- Calcul des Sections d'acier
- Les sections d'aciers du tablier

Les figures suivantes représentent les sections d'acier en travée et sur appuis sur la face supérieur et la face inférieur du tablier :

- Les aciers X- en travée

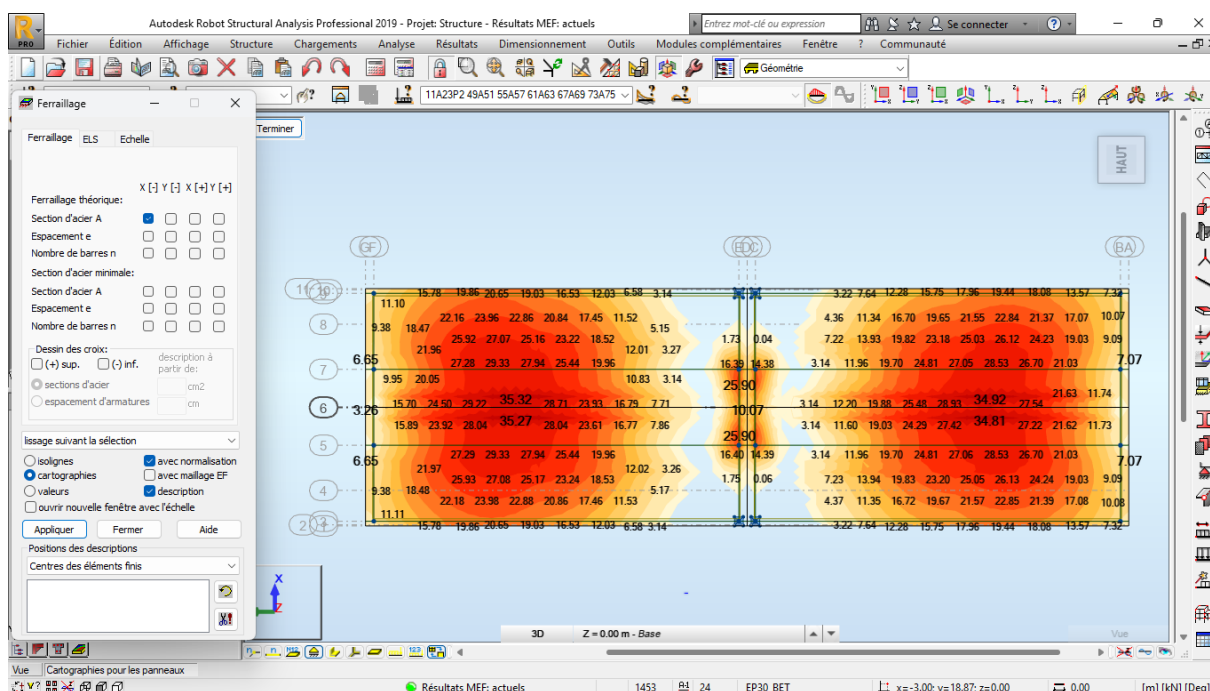


Figure 51: Les sections d'aciers en travée du tablier suivant X-

- Les aciers X+ sur appuis

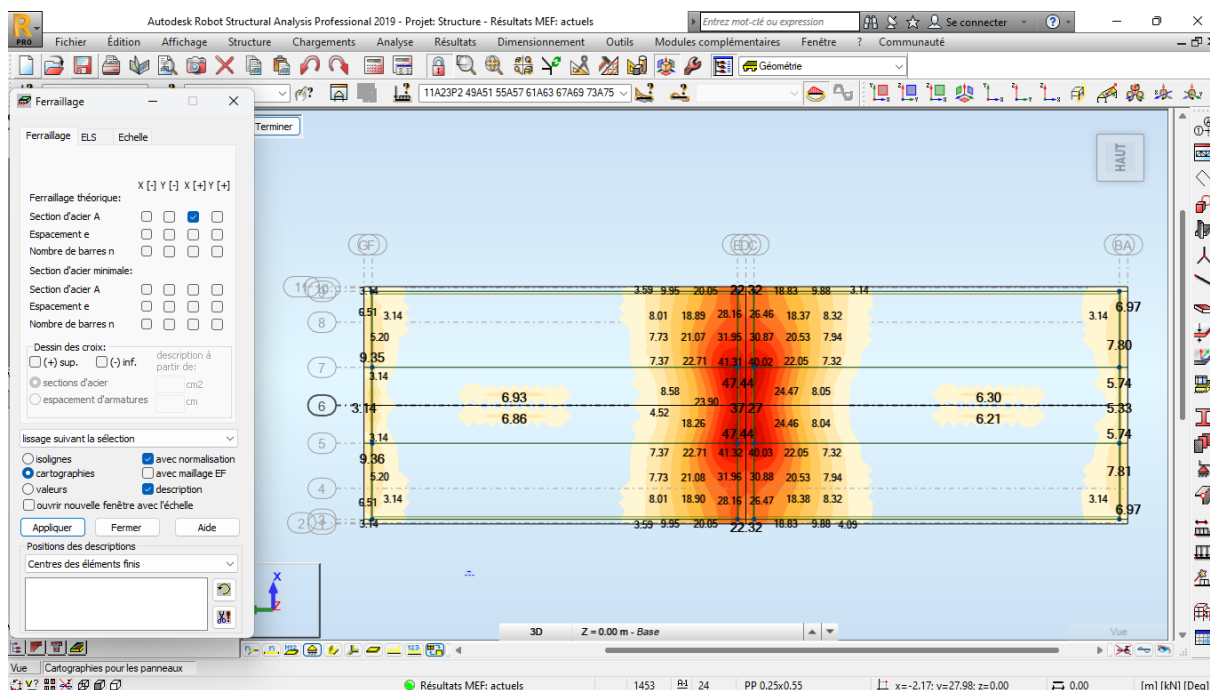


Figure 52: Les sections d'aciers sur appuis du tablier suivant X+

- Les aciers Y- en travée

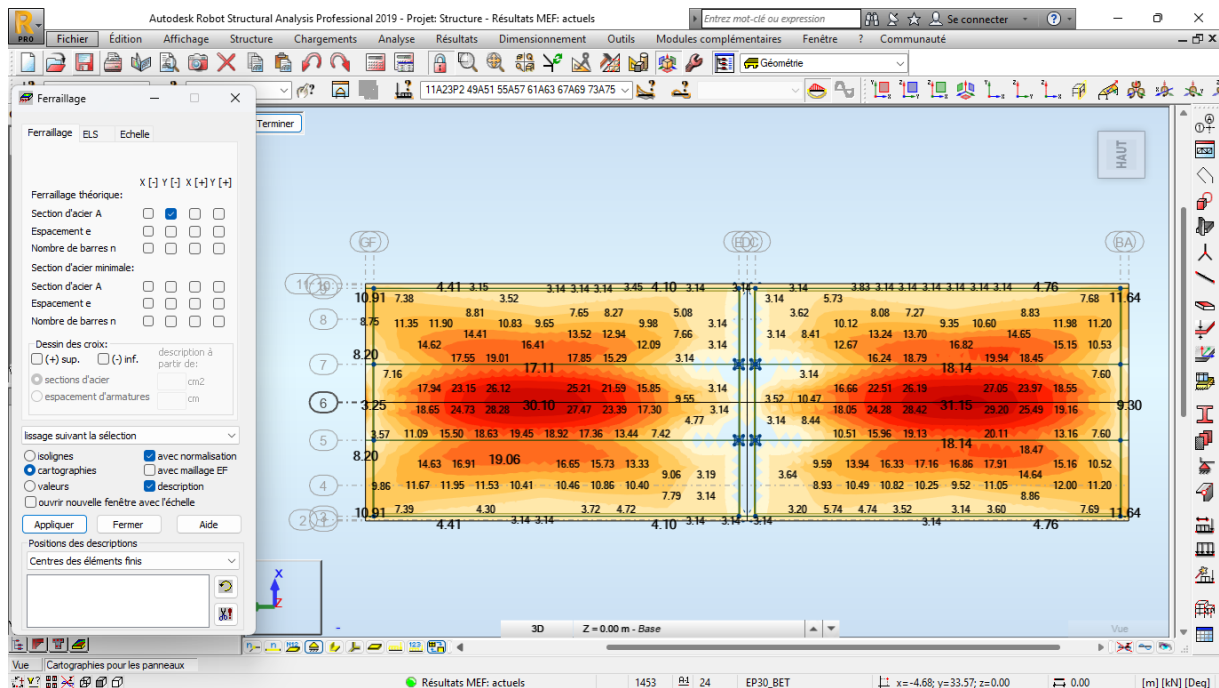


Figure 53: Les sections d'aciers en travée du tablier suivant Y-

- Les aciers Y+ sur appuis

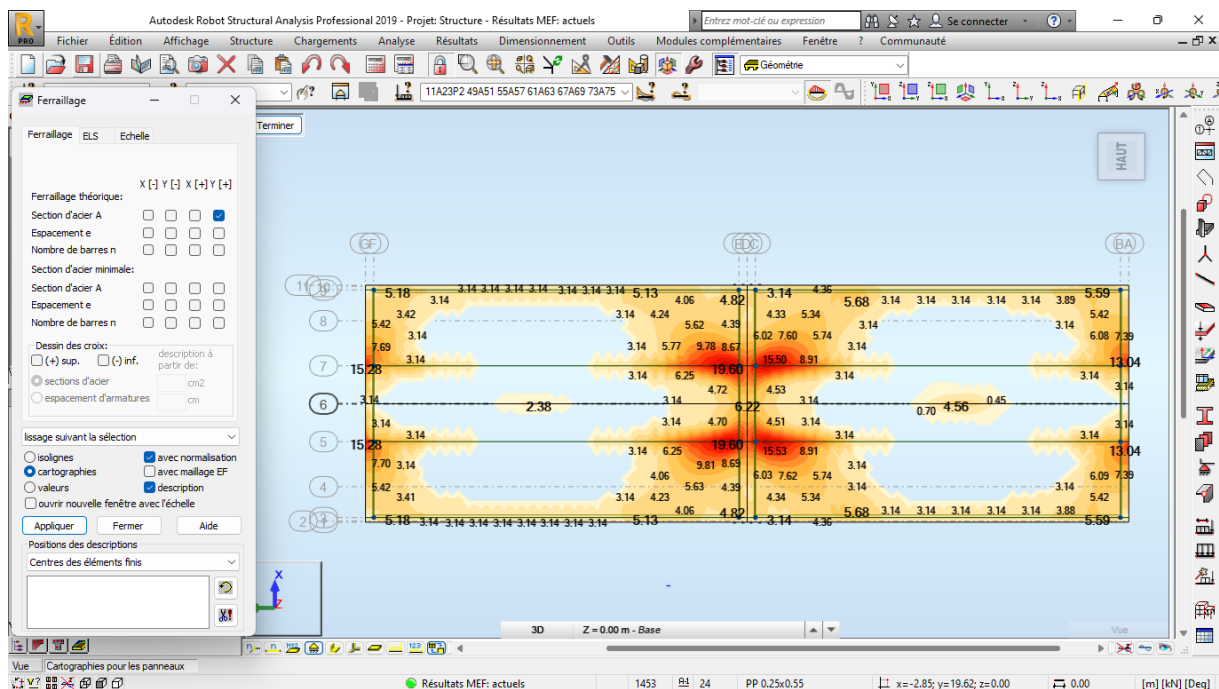


Figure 54: Les sections d'aciers sur appuis du tablier suivant Y+

- Les Sections d'acier des poutres

Les figures suivantes représentent les hypothèses prises en compte sur expert robot et les sections d'acier trouvées au niveau des poutres :

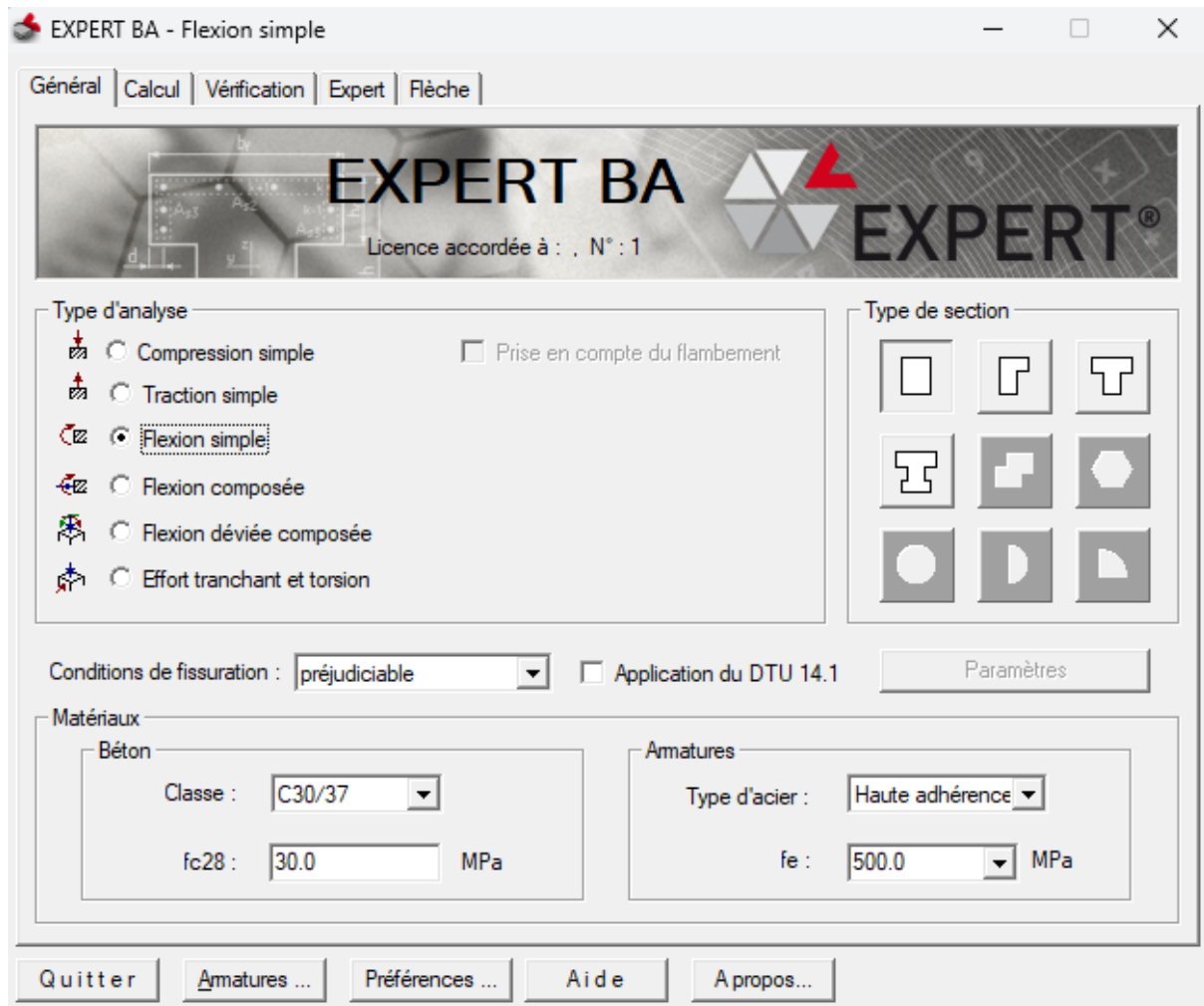


Figure 55: Hypothèses prises en compte sur expert robot (poutre)

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 0.00$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 787.61$ $M_{min} = -1319.20$

ELA : $M_{max} = 0.00$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 50.1$ cm² $A_{s2} = 80.8$ cm²

% d'armatures $\rho = 5.13$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 90.0 ☒ Bloquée

d₁ = 5.0 d₂ = 5.0

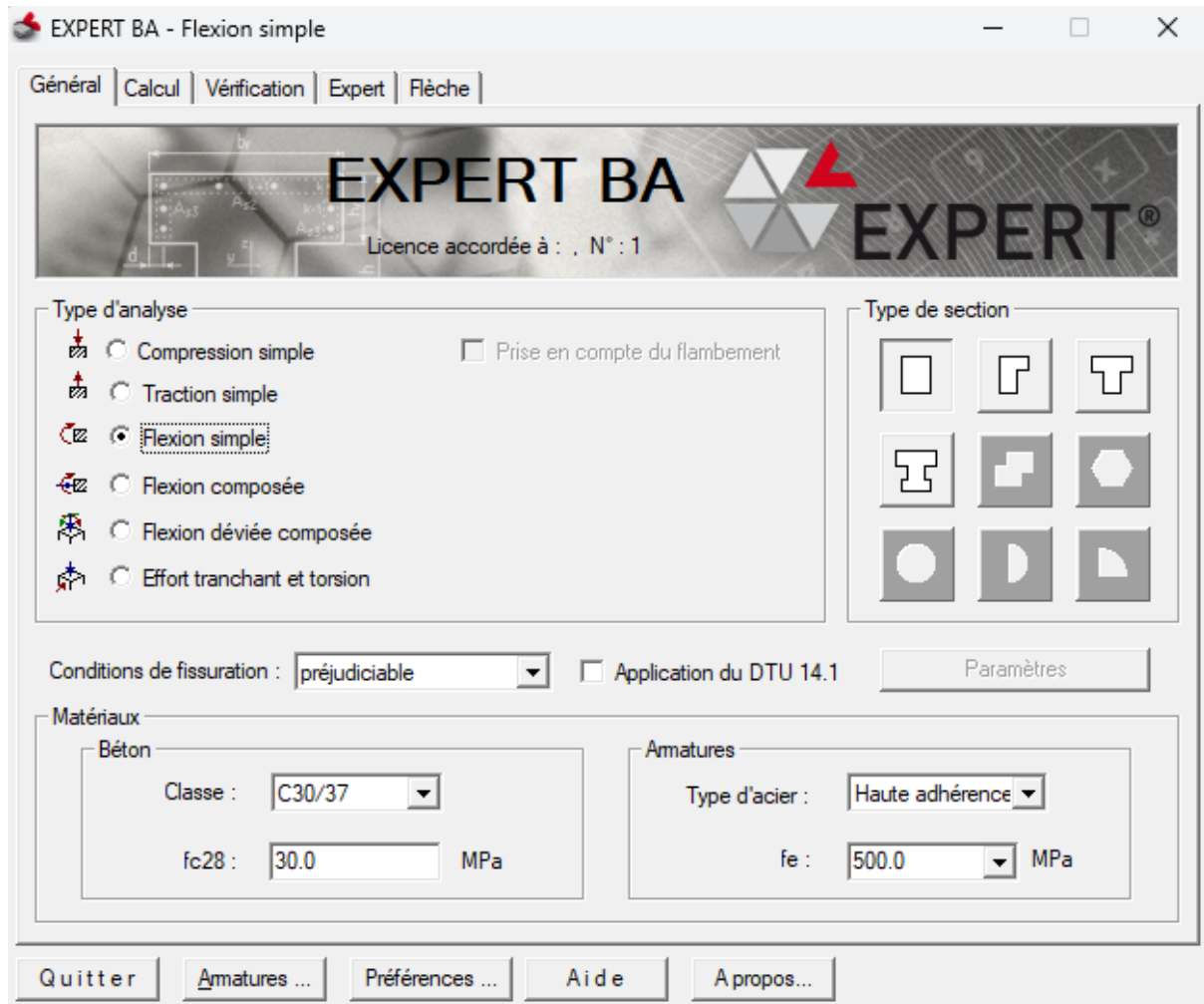
CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure 56: Calcul des sections d'acier sur expert robot (poutre)

- Les sections d'acier des entretoises

Les figures suivantes représentent les hypothèses prises en compte sur expert robot et les sections d'acier trouvées au niveau des entretoises :



EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

EXPERT BA  **EXPERT®**

Licence accordée à : , N° : 1

Type d'analyse

- ☐ Compression simple
- ☐ Traction simple
- ☒ Flexion simple
- ☐ Flexion composée
- ☐ Flexion déviée composée
- ☐ Effort tranchant et torsion

☐ Prise en compte du flambement

Type de section

Conditions de fissuration : préjudiciable ☐ Application du DTU 14.1 Paramètres

Matériaux

Béton

Classe : C30/37

fc28 : 30.0 MPa

Armatures

Type d'acier : Haute adhérence

fe : 500.0 MPa

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 57: Hypothèses prises en compte sur expert robot (entretoise)

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 0.00$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 84.18$ $M_{min} = -99.85$

ELA : $M_{max} = 0.00$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 6.1$ cm² $A_{s2} = 7.2$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.76$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 25.0 ☒ Bloquée

h = 75.0 ☒ Bloquée

d₁ = 5.0 d₂ = 5.0

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 58: Calcul des sections d'acier sur expert robot (entretoise)

- Tableau récapitulatif des sections d'acier

Les sections d'acier théoriques et réels du tablier, des poutres et des entretoises sont résumées dans les tableaux suivants :

- Tableau récapitulatif des sections d'acier du tablier :

Tableau 58: Tableau récapitulatif des sections d'acier du tablier

Dénominations		En travée	Sur Appuis
Section d'acier théorique (cm ²)	Aciers Longitudinaux bas (X-)	23,40	5,74
	Aciers Longitudinaux haut (X+)	16,01	27,25
	Aciers Transversale Bas (Y-)	25,17	9,45
	Aciers Transversale Haut (Y+)	14,21	10,89
Aciers HA	Aciers Longitudinaux bas (X-)	HA25 Esp : 20 cm	HA12 Esp : 15 cm
	Aciers Longitudinaux haut (X+)	HA20 Esp : 15 cm	HA20 Esp : 10 cm
	Aciers Transversale Bas (Y-)	HA20 Esp : 10 cm	HA12 Esp : 10 cm
	Aciers Transversale Haut (Y+)	HA14 Esp : 10 cm	HA12 Esp : 10 cm
Section d'acier réel (cm ²)	Aciers Longitudinaux bas (X-)	24,54	7,54
	Aciers Longitudinaux haut (X+)	20,94	31 ,42
	Aciers Transversale Bas (Y-)	31,42	11,31
	Aciers Transversale Haut (Y+)	15,39	11,31

- Tableau récapitulatif des sections d'acier des poutres et des entretoises :

Tableau 59: Tableau récapitulatif des sections d'acier des poutres et des entretoises

Dénominations	Poutres	Entretoises
b (m)	0,3	0,25
h (m)	0,9	0,75
Section d'acier Théorique As1 (cm ²)	50,1	6,1
Choix des aciers HA pour As1	HA25 ; Esp : 10 cm	HA14 Esp : 15 cm
Section d'acier Réal As1 (cm ²)	49,09	10,26
Section d'acier Théorique As2 (cm ²)	80,8	7,2
Choix des aciers HA pour As2	HA32 Esp : 10 cm	HA16 Esp : 15 cm
Section d'acier Réal As2 (cm ²)	88,46	13,40
Enrobage (cm) d1 = d2	5	

❖ Dimensionnement des piles

➤ Les sollicitations

Les figures suivantes représentent les différentes sollicitations à l'ELS et à l'ELU trouvées sur robot au niveau des piles et du chevrete des piles :

- Le chevrete

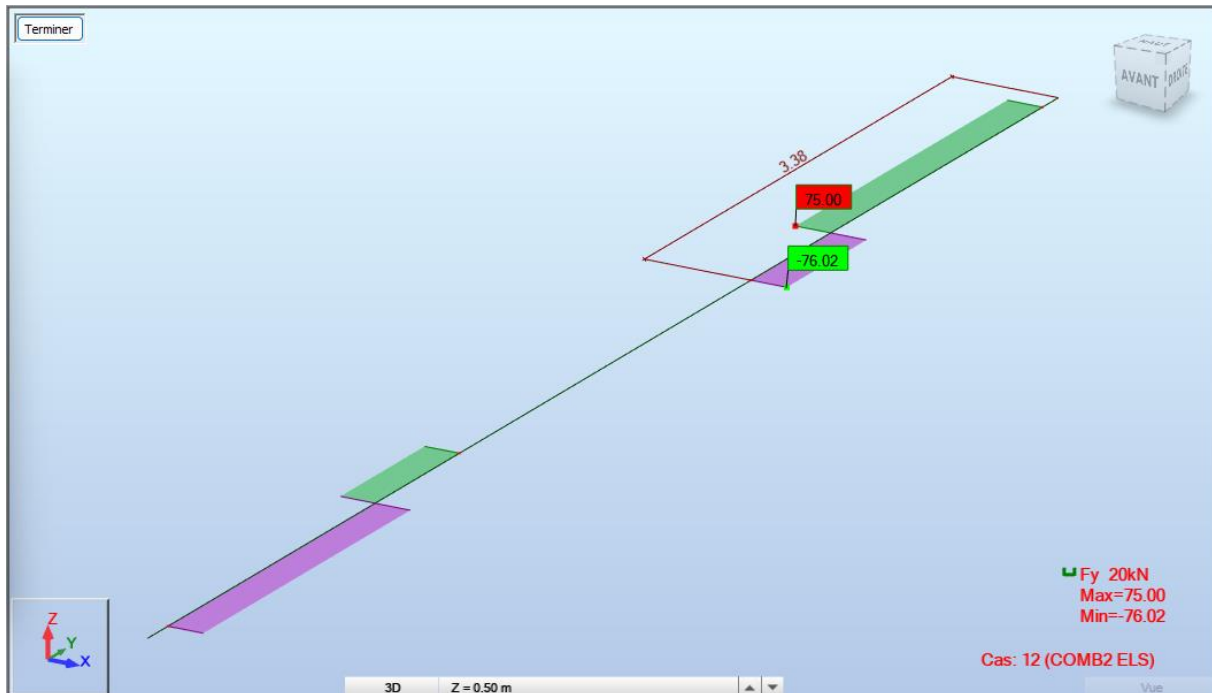


Figure 59: Effort normal F_y à l'ELS du chevrete-pile sur robot

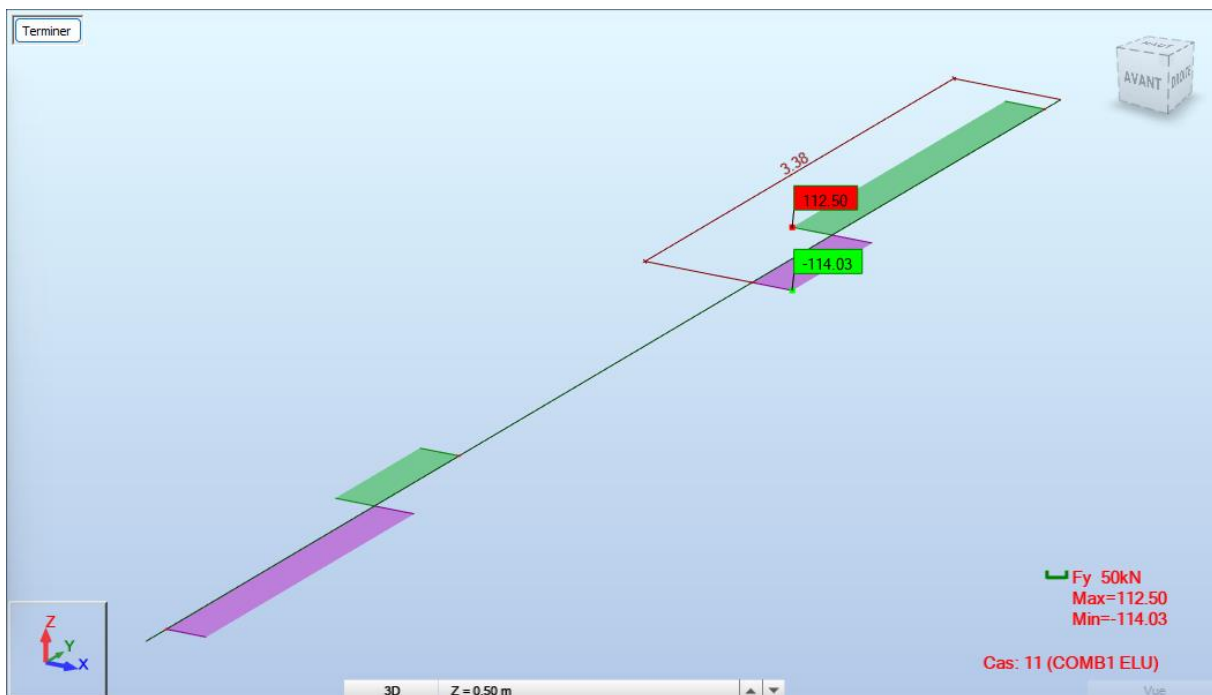


Figure 60: Effort normal F_y à l'ELU du chevrete-pile sur robot

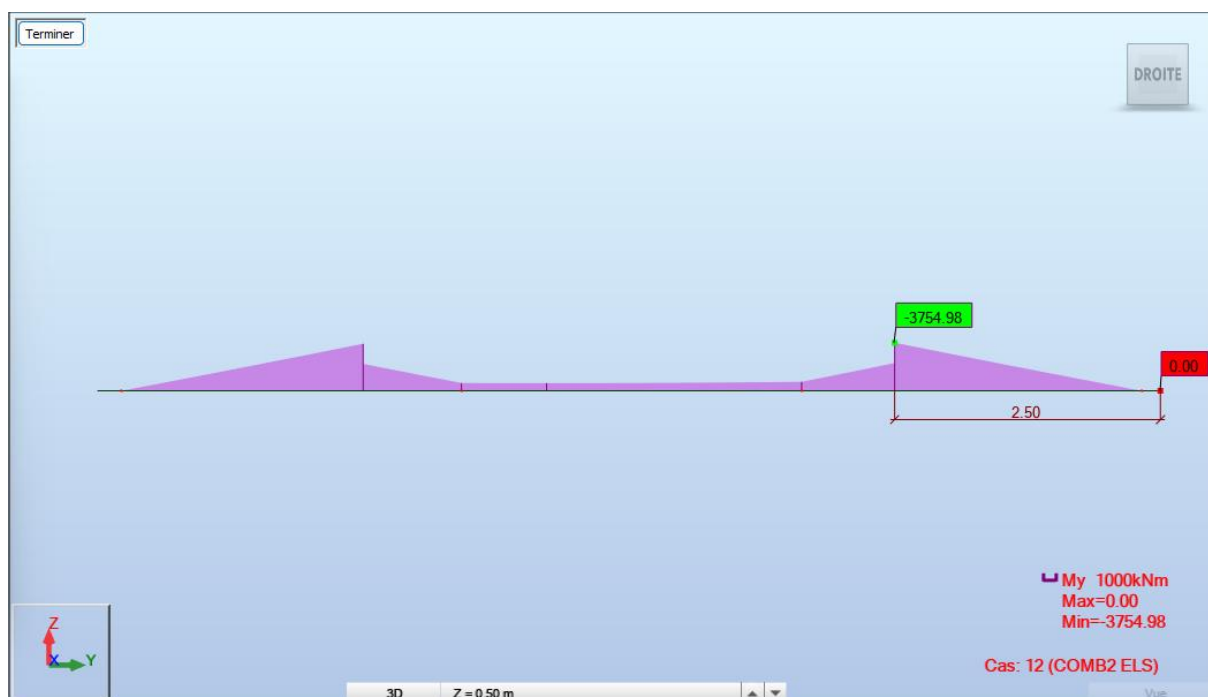


Figure 61: Moment My à l'ELS du chevrete-pile sur robot

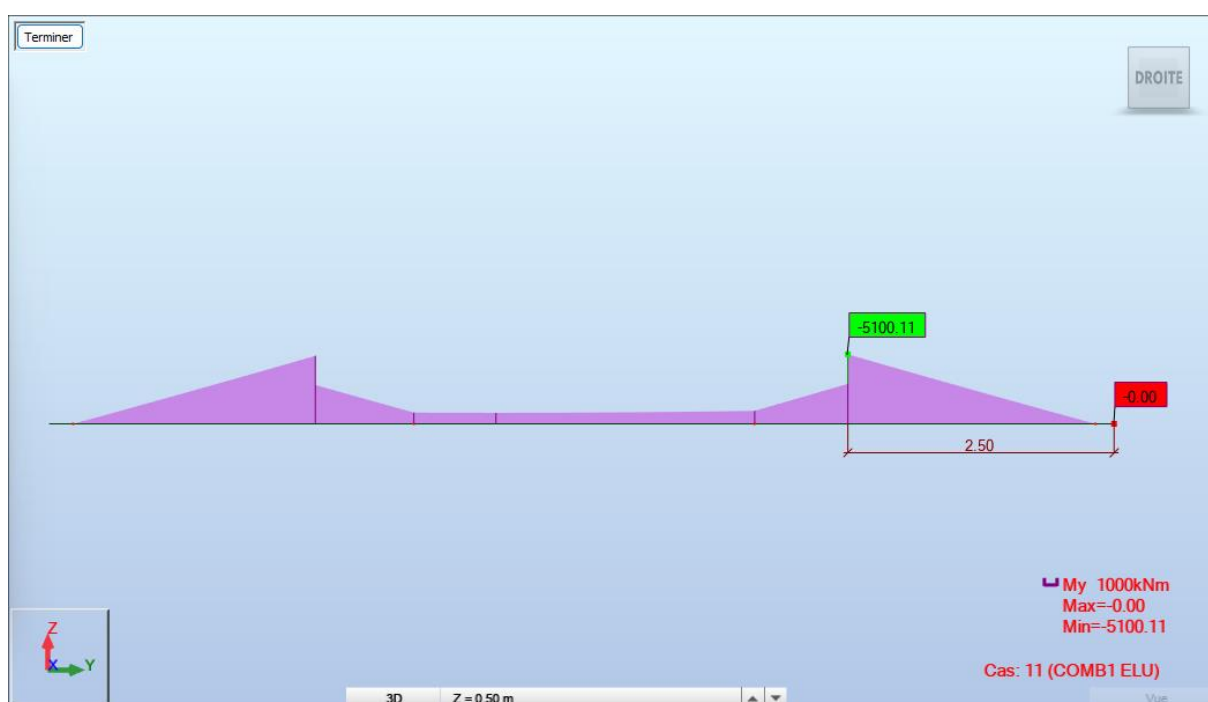


Figure 62: Moment My à l'ELU du chevrete-pile sur robot

- Les piles



Figure 63: Effort normal F_z à l'ELS des piles sur robot

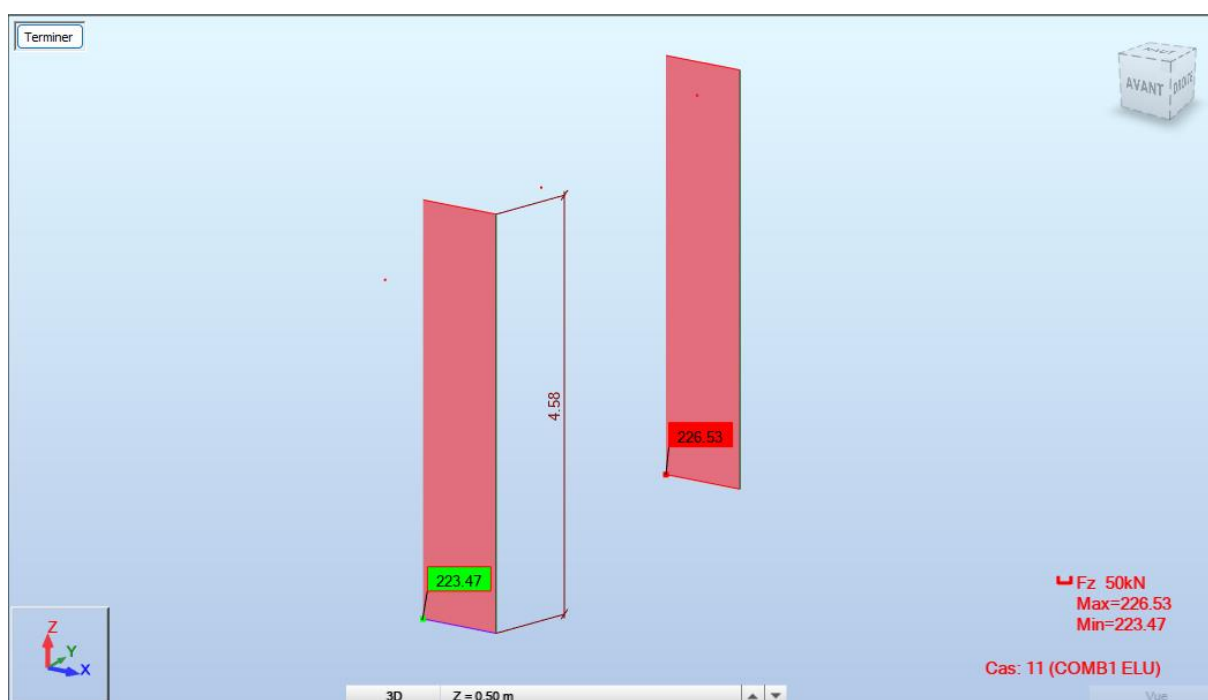


Figure 64: Effort normal F_z à l'ELU des piles sur robot

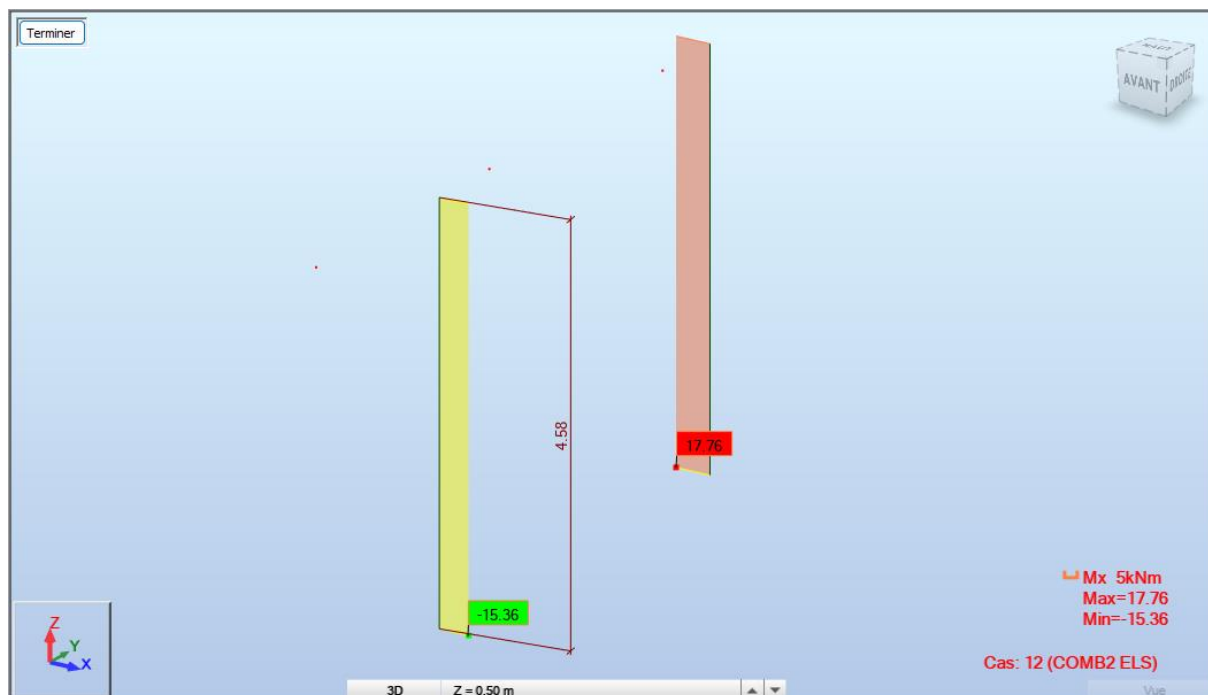


Figure 65: Moment Mx à l'ELS des piles sur robot

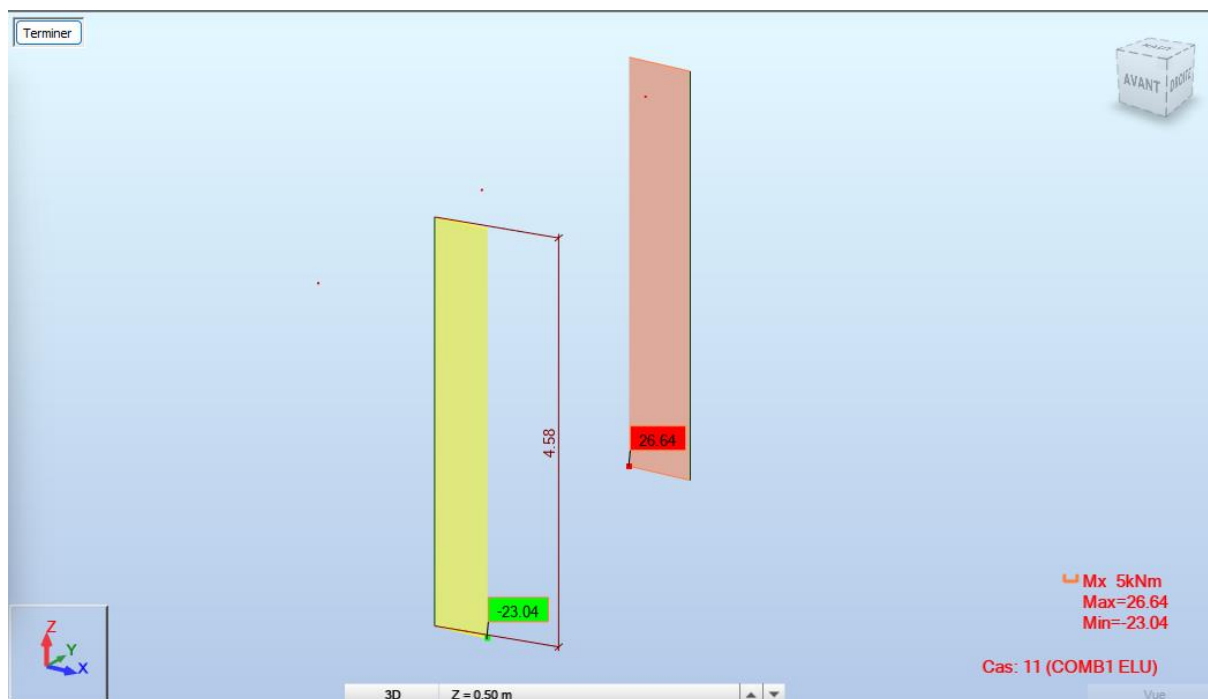


Figure 66: Moment Mx à l'ELU des piles sur robot

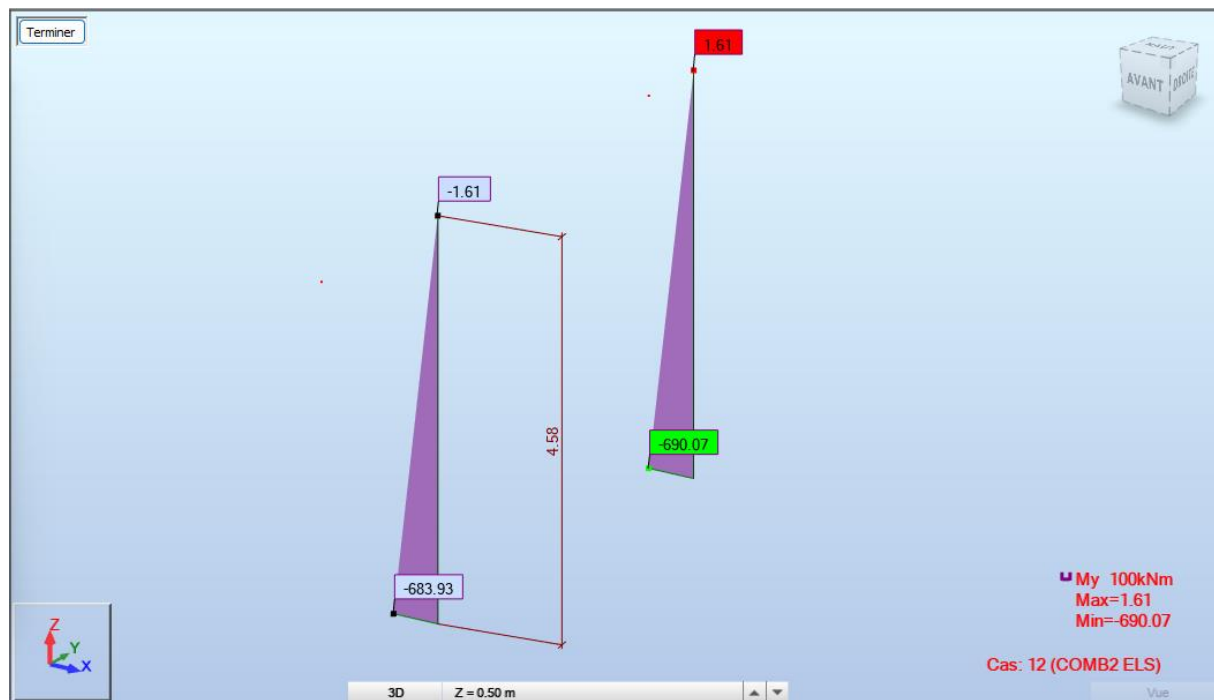


Figure 67: Moment My à l'ELS des piles sur robot

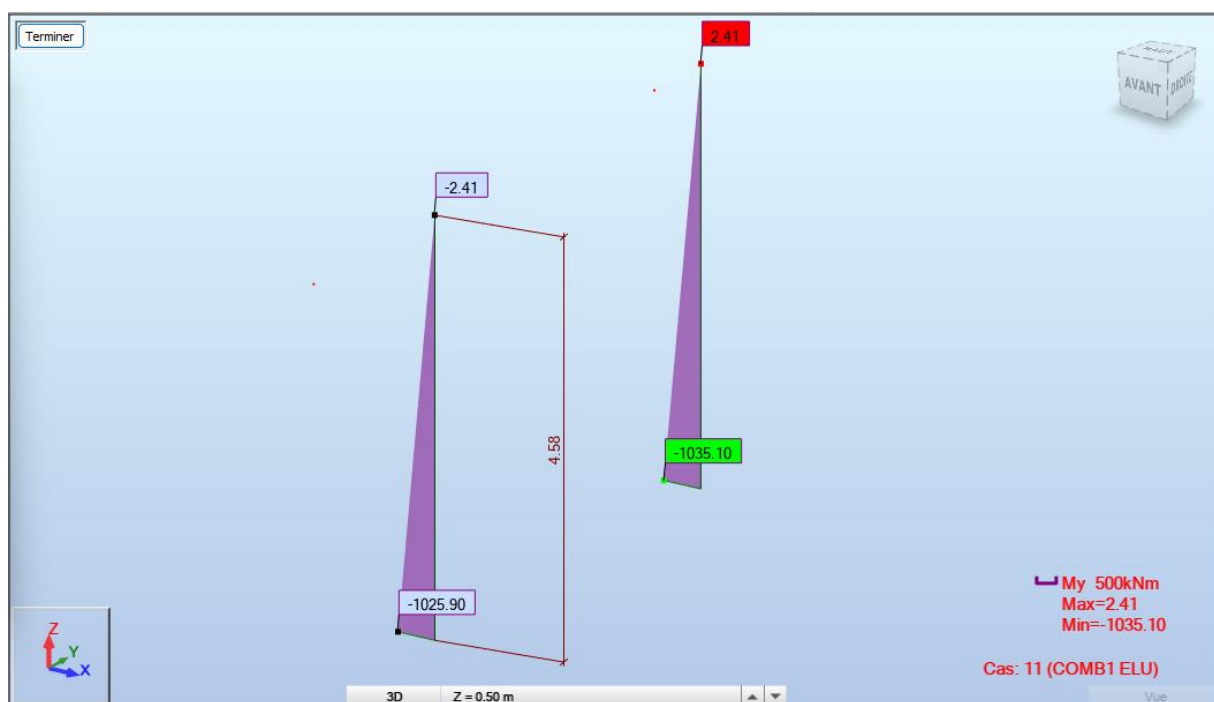


Figure 68: Moment My à l'ELU des piles sur robot

- Tableau récapitulatif des sollicitations

Les sollicitations aux états limites des piles et du chevêtre des piles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 60: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevêtre et piles)

Dénomination			Maximal	Position
Chevêtre	Effort Normal (KN)	ELU	$F_y = 114,03$	$X = 3,38 \text{ m}$
		ELS	$F_y = 76,02$	$X = 3,38 \text{ m}$
	Moments (KN.m)	ELU	$M_{yy} = -5100,11$	$X = 2,5 \text{ m}$
		ELS	$M_{yy} = -3754,98$	
Piles	Effort Normal (KN)	ELU	$F_z = 226,53$	$X = 4,58 \text{ m}$
		ELS	$F_z = 151,02$	
	Moments (KN.m)	ELU	$M_{xx} = -26,64$	
			$M_{yy} = -1035,10$	
		ELS	$M_{xx} = -17,76$	
			$M_{yy} = -690,07$	

➤ Les sections d'acier

Les figures suivantes représentent les hypothèses prises en compte sur expert robot et les sections d'acier trouvées au niveau des piles et du chevêtre des piles :

- Le chevêtre

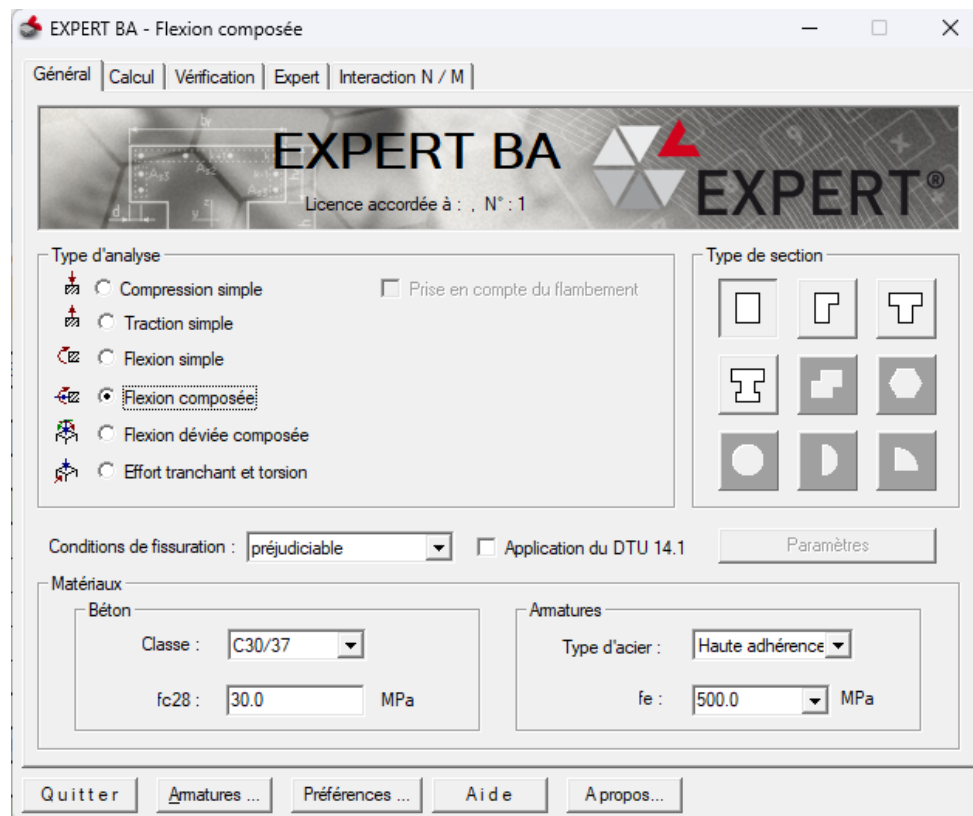


Figure 69: Hypothèses prises en compte sur expert robot (chevêtre-pile)

EXPERT BA - Flexion composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	114.03	-5100.11
2	ELS	76.02	-3754.98
3			

Calculé en
☒ Poutre ☐ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 0.0$ cm² $A_{s2} = 218.1$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.53$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 150.0 ☒ Bloquée

h = 100.0 ☒ Bloquée

d₁ = 5.0 d₂ = 5.0

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure 70: Calcul des sections d'acier sur expert robot (chevêtre-pile)

- Les piles

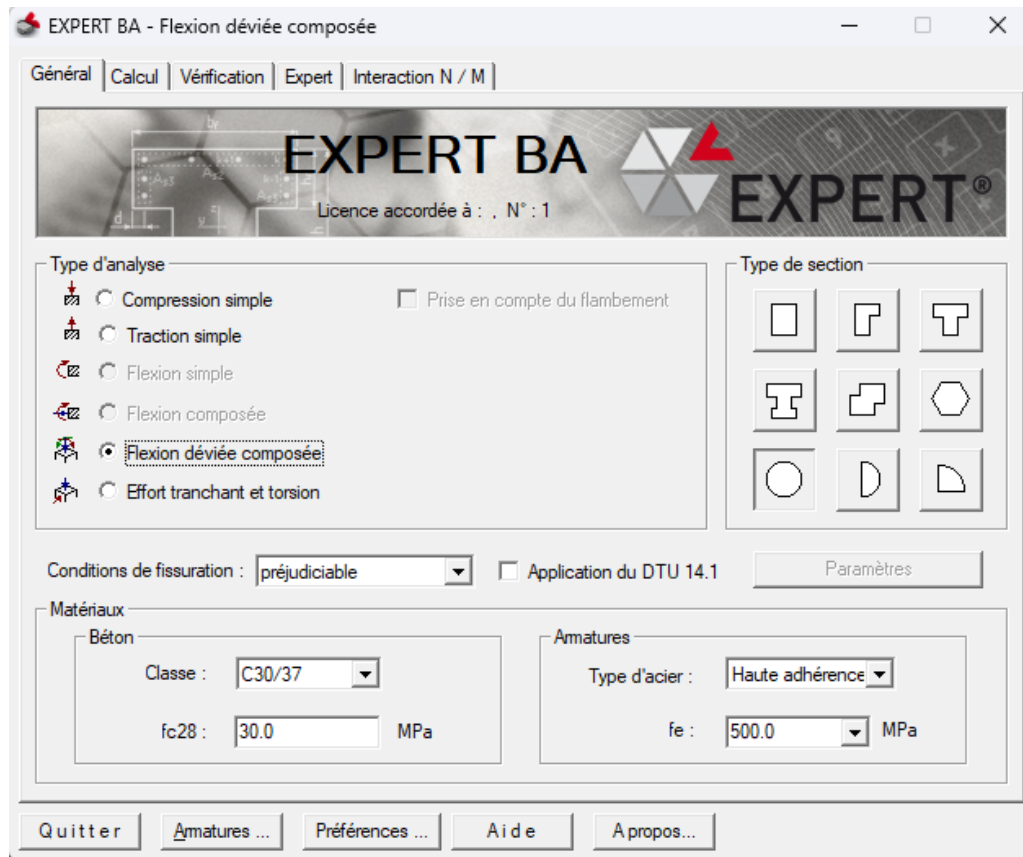


Figure 71: Hypothèses prises en compte sur expert robot (piles)

EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	My	Mz
1	ELU	226.00	-26.00	-1035.00
2	ELS	151.00	-17.00	-690.00
3				

Résultats

$A_s = 91.6 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.81 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.10 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = 5.00 \%$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

D = 120.0 ☒ Bloquée

d = 10.0

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure 72: Calcul des sections d'acier sur expert robot (pile)

- Tableau récapitulatif des sections d'acier

Les sections d'acier théoriques et réels des piles et du chevêtre des piles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 61: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et piles)

Dénominations	Chevêtre	Piles
b (m)	1,5	-
h (m)	1	4,58
D (m)	-	1,2
Section d'acier Théorique As1 (cm ²)	As1 = 0,00	As = 91,6
Choix des aciers HA pour As1	-	20HA25
Section d'acier Réal As1 (cm ²)	-	98,18
Section d'acier Théorique As2 (cm ²)	As2 = 218,1	-
Choix des aciers HA pour As2	45HA25	-
Section d'acier Réal As2 (cm ²)	220,9	-
Enrobage (cm) d1 = d2 = d	10	

❖ Dimensionnement des culées

➤ Les sollicitations

Les figures suivantes représentent les différentes sollicitations à l'ELS et à l'ELU trouvées sur robot au niveau des culées et du chevêtre des culées :

- Le chevêtre

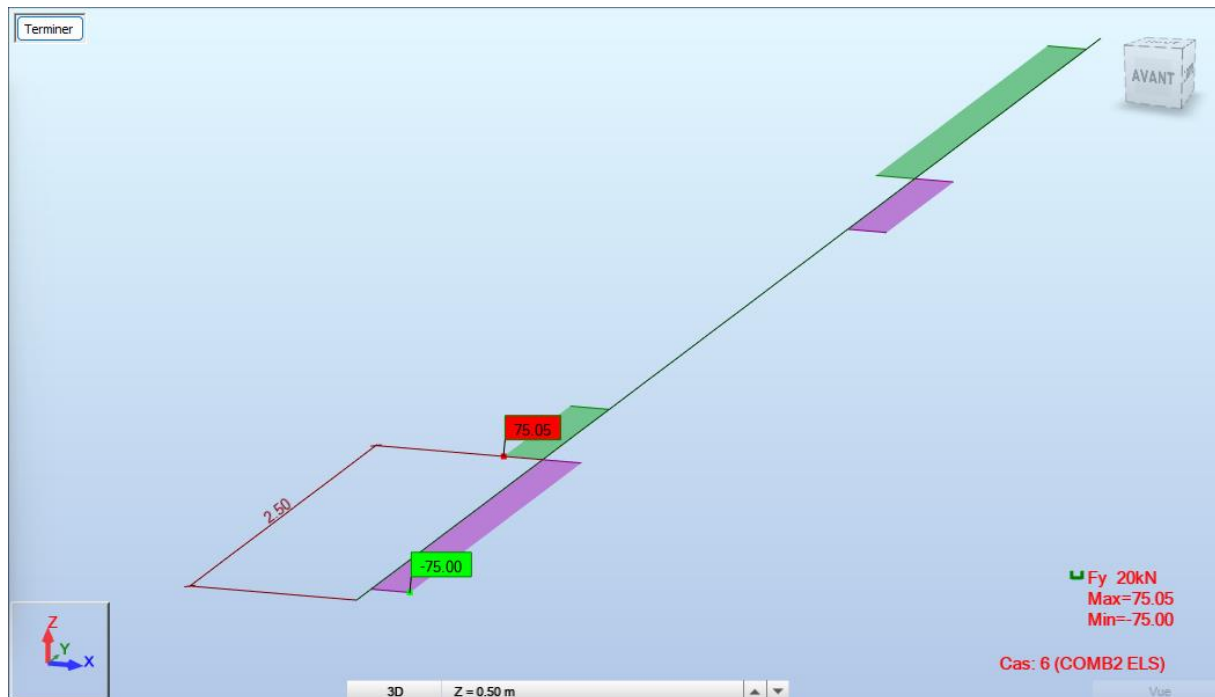


Figure 73: Effort normal F_y à l'ELS du chevêtre-culée sur robot

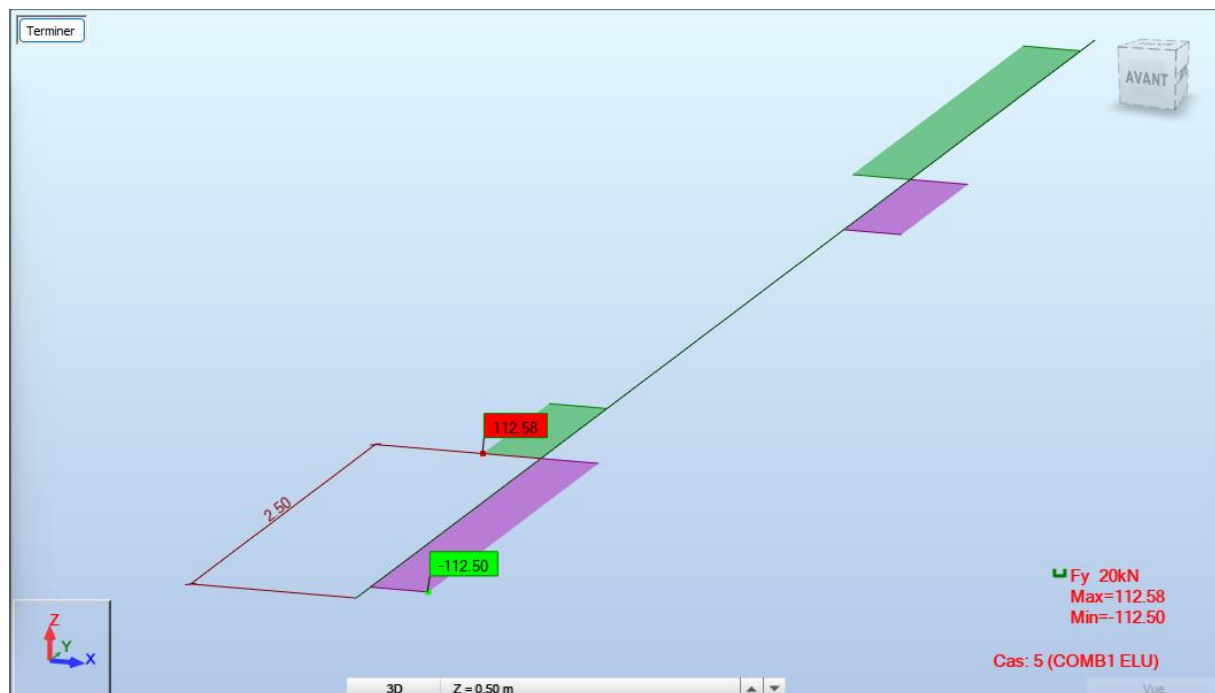


Figure 74: Effort normal F_y à l'ELU du chevêtre-culée sur robot

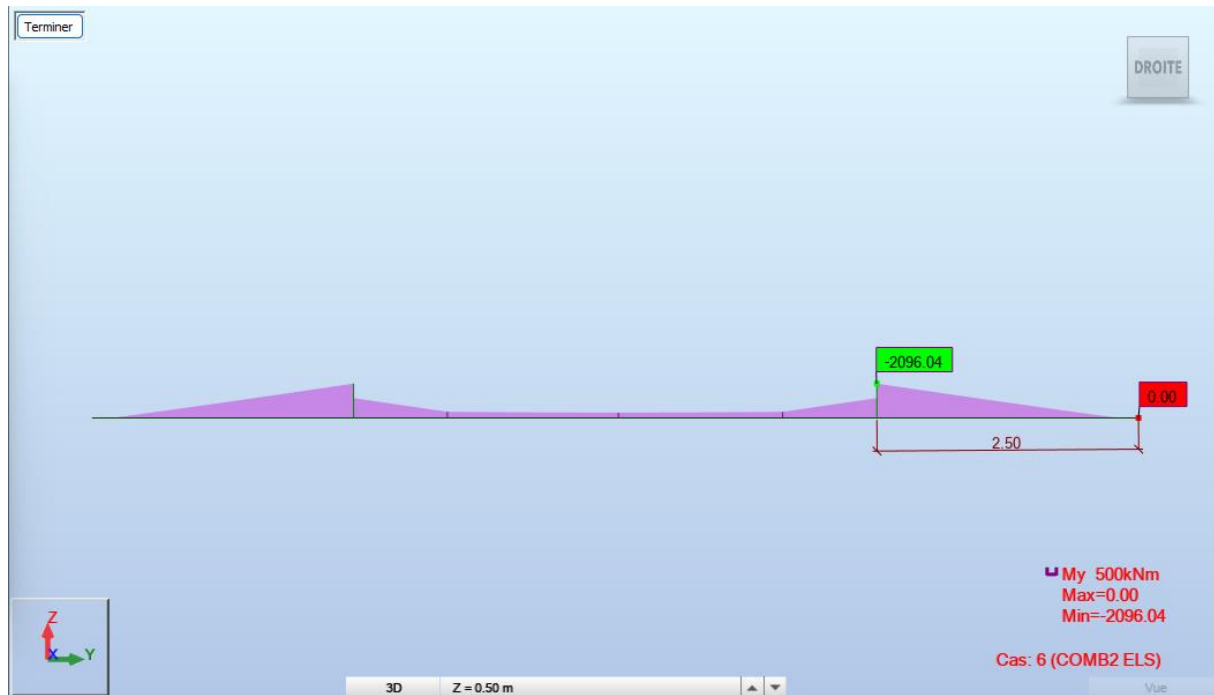


Figure 75: Moment My à l'ELS du chevre-culée sur robot

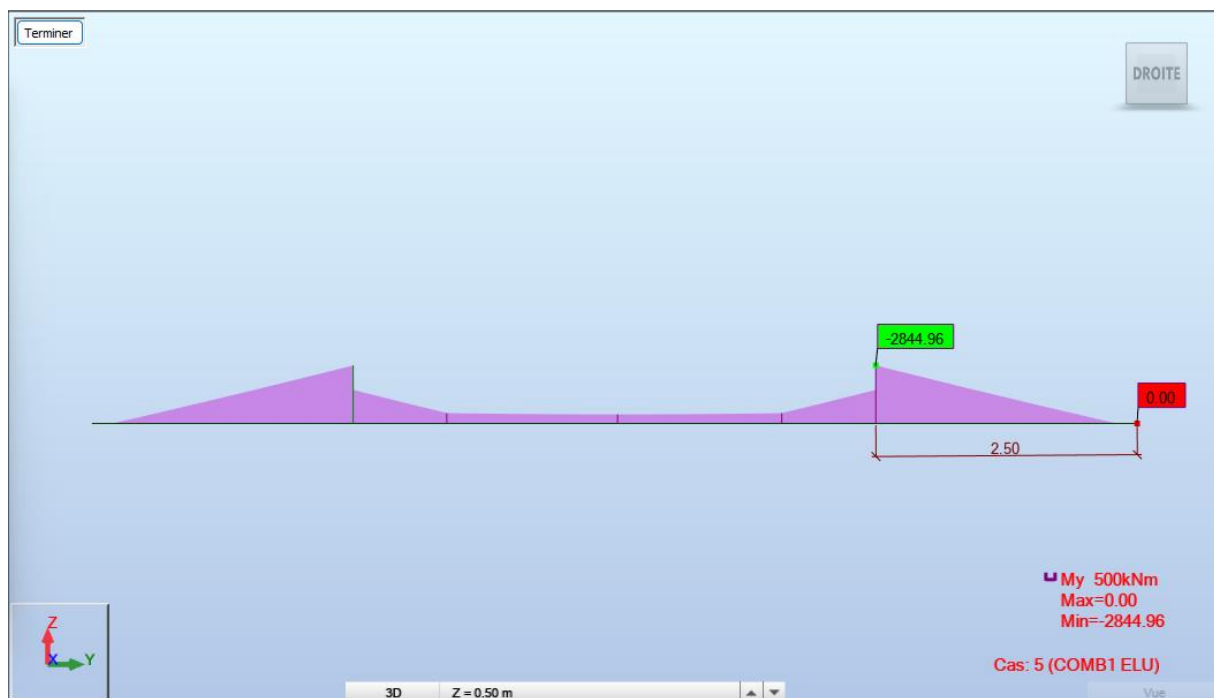


Figure 76: Moment My à l'ELU du chevre-culée sur robot

- La culée

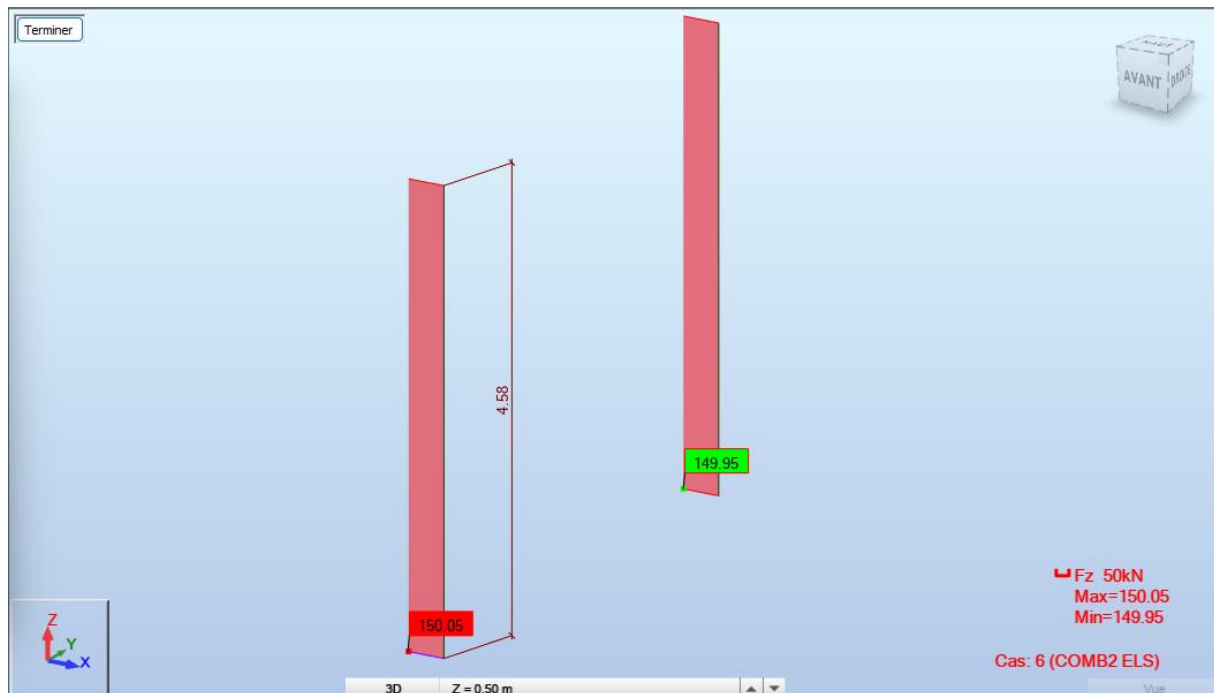


Figure 77: Effort normal Fz à l'ELS des culées sur robot

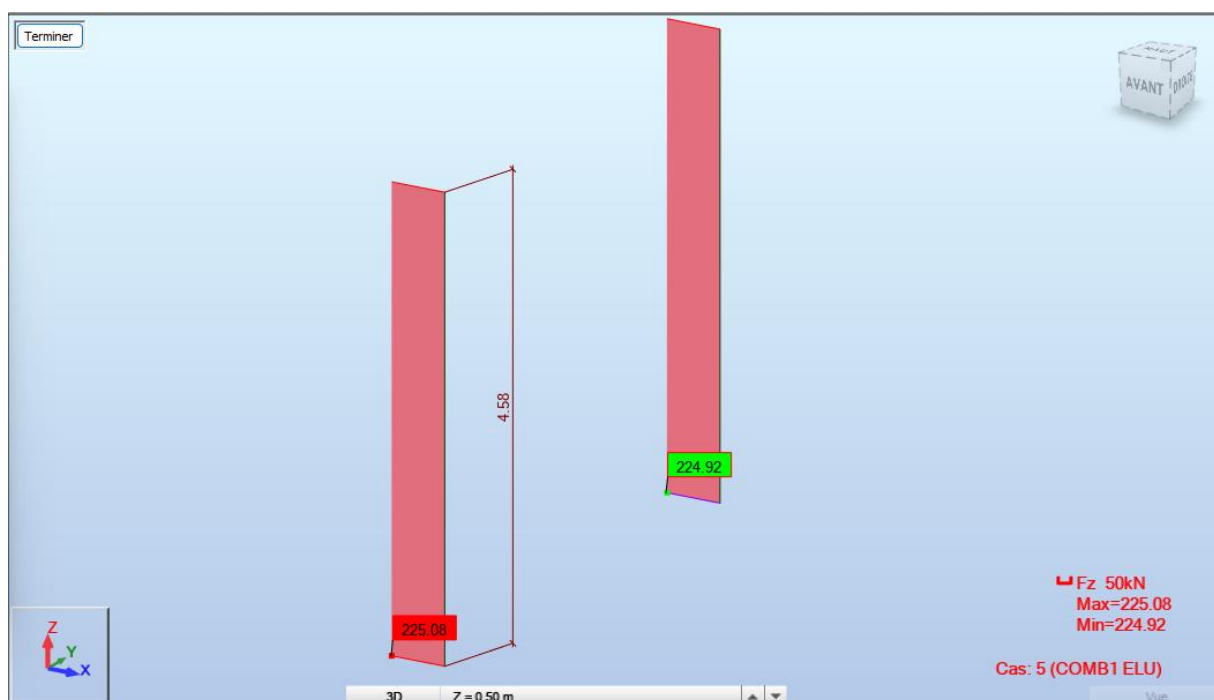


Figure 78: Effort normal Fz à l'ELU des culées sur robot

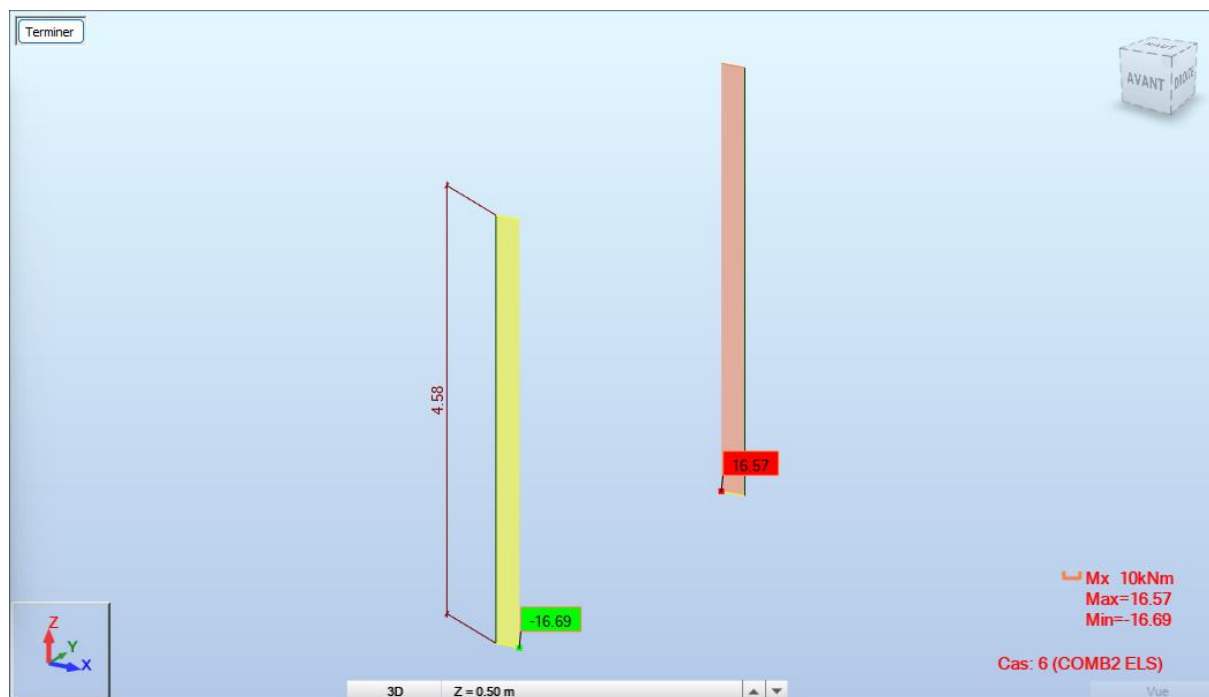


Figure 79: Moment M_x à l'ELS des culées sur robot

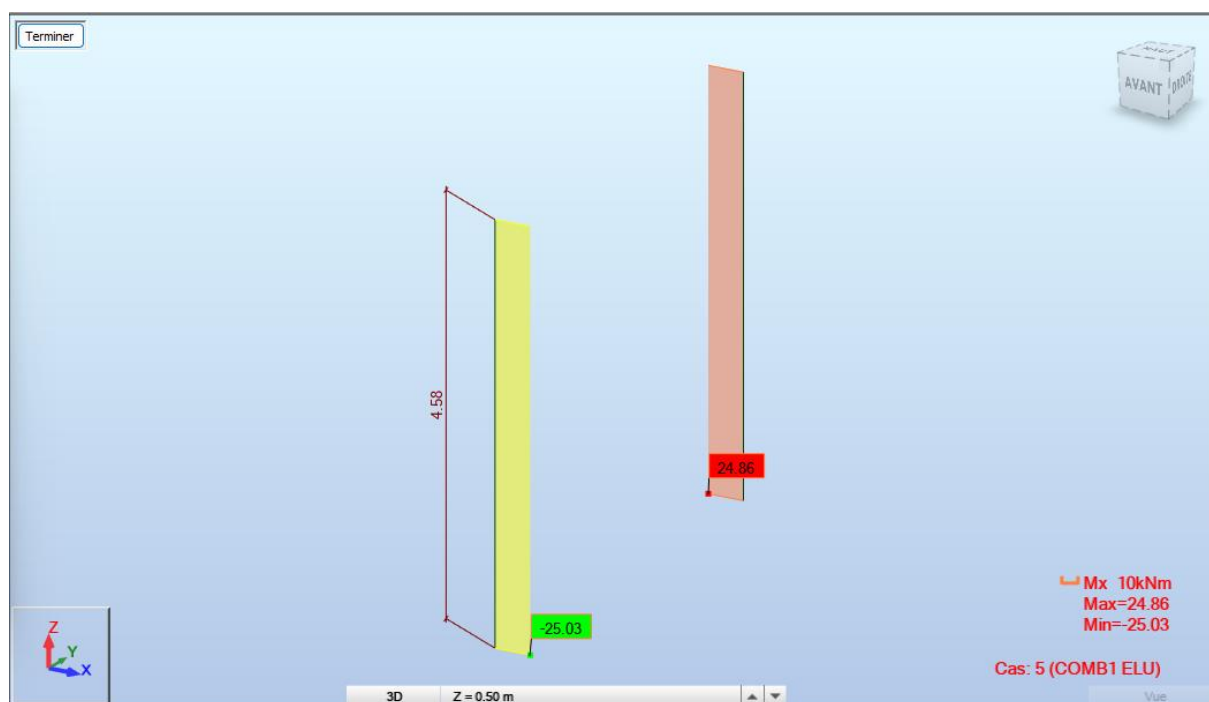


Figure 80: Moment M_x à l'ELU des culées sur robot

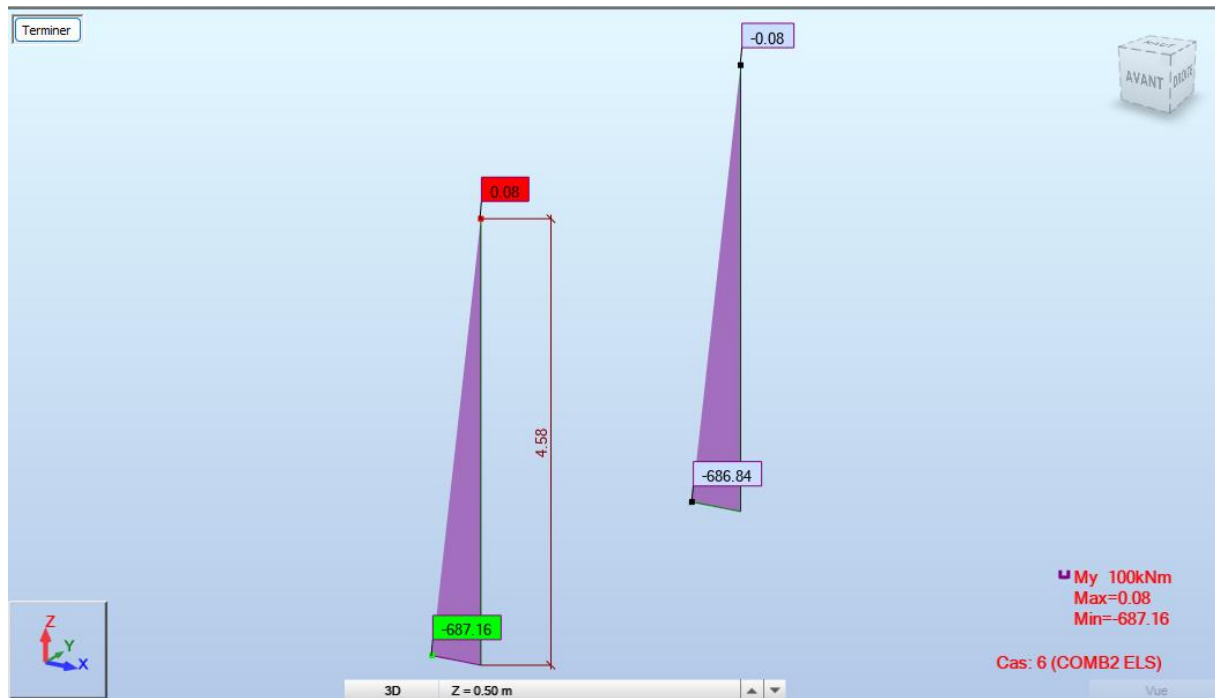


Figure 81: Moment M_y à l'ELS des culées sur robot

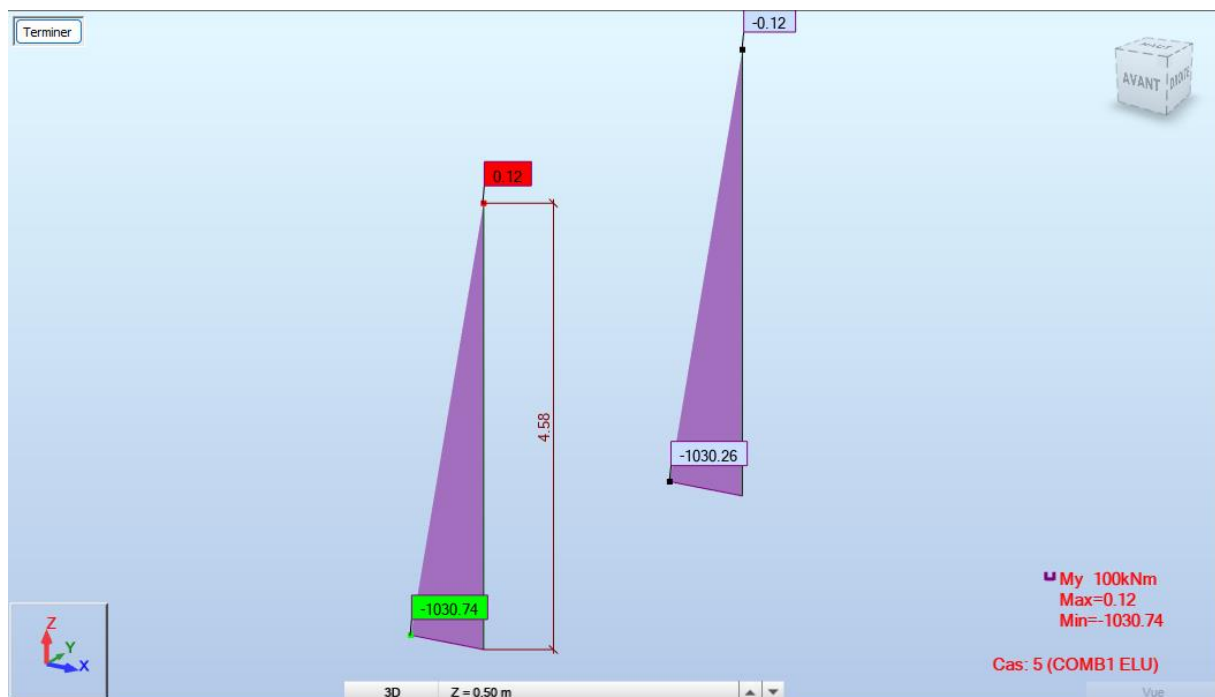


Figure 82: Moment M_y à l'ELU des culées sur robot

- Tableau récapitulatif

Les sollicitations aux états limites des culées et du chevêtre des culées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 62: Tableau récapitulatif des sollicitations (chevêtre et culées)

Dénomination			Maximal	Position
Chevêtre	Effort Normal (KN)	ELU	$F_y = 112,58$	$X = 2,5 \text{ m}$
		ELS	$F_y = 75,05$	
	Moments (KN.m)	ELU	$M_{yy} = -2844,96$	
		ELS	$M_{yy} = -2096,04$	
Culée	Effort Normal (KN)	ELU	$F_z = 225,08$	$X = 4,58 \text{ m}$
		ELS	$F_z = 150,05$	
	Moments (KN.m)	ELU	$M_{xx} = -25,03$	
			$M_{yy} = -1030,74$	
		ELS	$M_{xx} = -16,69$	
			$M_{yy} = -687,16$	

➤ Les sections d'acier

Les figures suivantes représentent les hypothèses prises en compte sur expert robot et les sections d'acier trouvées au niveau des culées du chevêtre des culées :

- Le chevêtre

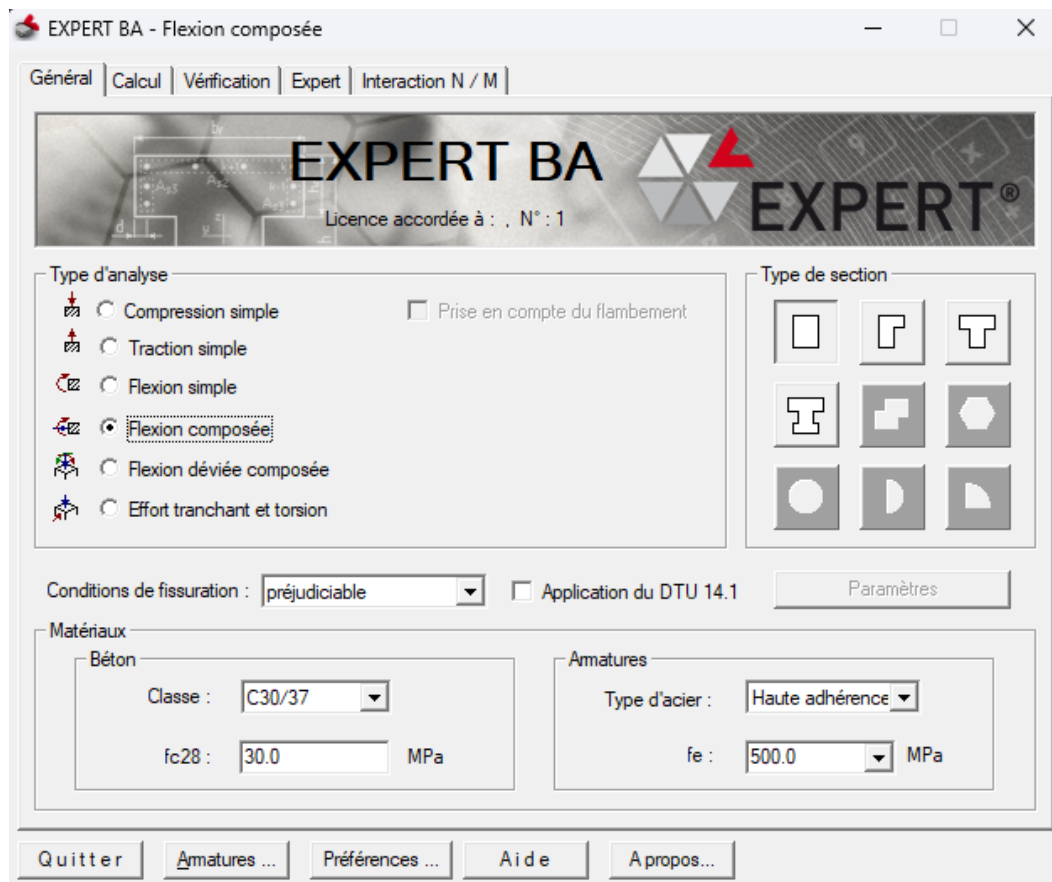


Figure 83: Hypothèses prises en compte sur expert robot (chevêtre-culée)

EXPERT BA - Flexion composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	112.58	-2844.96
2	ELS	75.05	-2096.04
3			

Calculé en
☒ Poutre ☐ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 0.0$ cm² $A_{s2} = 116.1$ cm²

% d'amatures $\rho = 0.81$ %

Valeurs réglementaires

% d'amatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'amatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 150.0 ☒ Bloquée

h = 100.0 ☒ Bloquée

d₁ = 5.0 d₂ = 5.0

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 84: Calcul des sections d'acier sur expert robot (chevêtre-culée)

- La culée

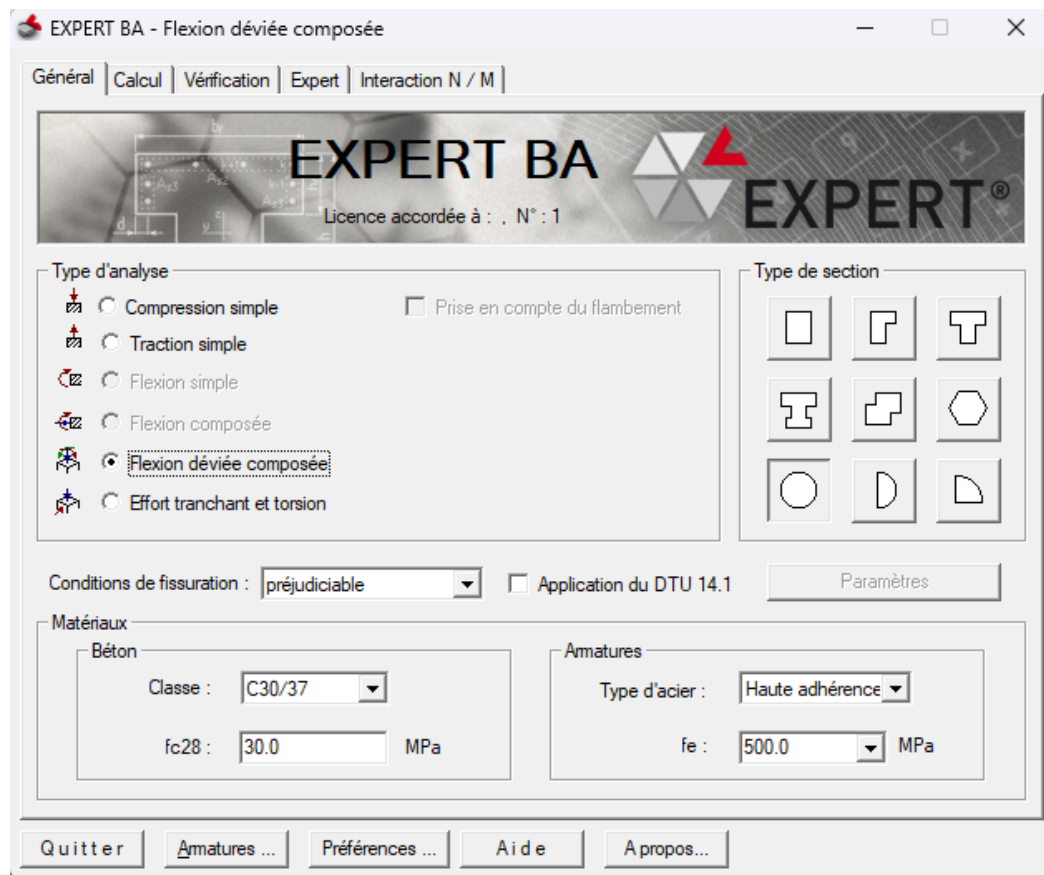


Figure 85: Hypothèses prises en compte sur expert robot (culée)

EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	My	Mz
1	ELU	225.08	-25.03	-1030.74
2	ELS	150.05	-16.00	-687.00
3				

Résultats

$A_s = 91.1 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.81 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.10 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = 5.00 \%$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

D = 120.0 ☒ Bloquée

d = 10.0

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 86: Calcul des sections d'acier sur expert robot (culée)

- Tableaux récapitulatifs

Les sections d'acier théoriques et réels des culées et du chevêtre des culées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 63: Tableau récapitulatif des sections d'acier (chevêtre et culées)

Dénominations	Chevêtre	Culée
b (m)	1,5	-
h (m)	1	4,58
D (m)	-	1,2
Section d'acier Théorique (cm ²)	As1 = 0,00	As = 91,1
Choix des aciers HA pour As1	-	20HA25
Section d'acier Réal As1 (cm ²)	-	98,18
Section d'acier Théorique As2 (cm ²)	As2 = 116,1	-
Choix des aciers HA pour As2	24HA25	-
Section d'acier Réal As2 (cm ²)	117,81	-
Enrobage (cm) d1 = d2	10	

ANNEXE 5 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tableau 64: Détail Quantitatif et Estimatif

PONT A POUTRES EN BETON ARME : TABLIER 15.40 m x 15.40 m					
DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF					
N° DES PRIX	DESIGNATION DES OUVRAGES	UNITE	QTE	PU	MONTANT
	SECTION 000 - INSTALLATIONS DE CHANTIER				
008	- Provisions pour sondages complémentaires	Fft	1	40 000 000	40 000 000
009	- Amenée et repli de matériel pour fondation spéciale	Fft	1	20 000 000	20 000 000
010	- Provisions pour épreuve de chargement	Fft	1	10 000 000	10 000 000
	TOTAL INSTALLATIONS DE CHANTIER				70 000 000
	SECTION 200 - TERRASSEMENTS GENERAUX				
211	- Exécution et enlèvement de batardeaux pour plateforme de fondation pour pieux dans l'eau	M³	1623	14 000	22 722 000
212	- Enrochements pour batardeaux	M²	118	55 000	6 490 000
	TOTAL - TERRASSEMENTS GENERAUX				29 212 000
	II - ELEVATIONS DES CULEES ET DES PILES				
	A - ELEVATIONS DES CULEES				
509	- Coffrages				
509 a	- Coffrages ordinaires	M²	208.00	12 000	2 496 000
509 b	- Coffrages pour parements soignés	M²	78.00	16 000	1 248 000
509 c	- Plus-value au prix 609 pour coffrages courbes	M²	70.00	13 000	910 000
510	- Badigeonnage des parements enterrés	M²	272.00	6 500	1 768 000
504	- Fourniture et mise en œuvre de béton de qualité Q 350 au ciment CPA 350	M³	98.00	180 000	17 640 000
505	- Fourniture, façonnage et mise en œuvre des aciers :				
505 a	- Haute adhérence	KG	12 770.00	1 500	19 155 000
505 b	- Doux	KG	1 916.00	1 500	2 874 000
	TOTAL A - ELEVATIONS DES CULEES				46 091 000
	B - ELEVATIONS DES PILES				
509	- Coffrages				
509 a	- Coffrages ordinaires	M²	8.00	12 000	96 000
509 b	- Coffrages pour parements soignés	M²	32.00	16 000	512 000
509 c	- Plus-value au prix 609 pour coffrages courbes	M²	18.00	13 000	234 000
510	- Badigeonnage des parements enterrés	M²	8.00	6 500	52 000
504	- Fourniture et mise en œuvre de béton de qualité Q 350 au ciment CPA 350	M³	11.00	180 000	1 980 000
505	- Fourniture, façonnage et mise en œuvre des aciers :				
505 a	- Haute adhérence	KG	1 587.00	1 500	2 380 500
#REF!	- Doux	KG	239.00	1 500	358 500
	TOTAL B - ELEVATIONS DE PILE				5 613 000
	I - TABLIER				
511	- Appareils d'appuis en élastomère fretté.	Dm3	1.04	35 000	36 400
512	- Béton de qualité B30 pour poutres, hourdis et entretoises.	M³	241.00	210 000	50 610 000
509 d	- Coffrages plans soignés des poutres préfabriquées.	M²	243.00	30 000	7 290 000
509 d	- Coffrages plans soignés des prédalles.	M²	292.00	30 000	8 760 000
509 d	- Coffrages plans soignés réalisés en place (encorbellement extérieur, entretoises et hourdis de continuité)	M²	30.00	30 000	900 000
505	- Armatures				
505 a	- Armatures à haute adhérence.	KG	55 800.00	1 500	83 700 000
501 b	- Armatures en acier doux.	KG	8 370.00	1 500	12 555 000
513	- Stockage et mise en place des poutres préfabriquées.	U	8.00	2 500 000	20 000 000
	TOTAL I - TABLIER				183 851 400
	II - EQUIPEMENTS				
518	- Chape d'étanchéité par film mince adhérent au support.	M²	323.00	13 650	4 408 950
504	- Béton de qualité B30 dosé à Q 350 au ciment CPA 350 pour trottoirs	M³	3.00	180 000	540 000
509 a	- Coffrages plans ordinaires.	M²	39.00	12 000	468 000
505	- Armatures.				
505 a	- Armatures à haute adhérence.	KG	180.00	1 500	270 000
501 b	- Armatures en acier doux.	KG	P.M	1 500	0
514	- Corniches préfabriquées	ML	78.00	45 000	3 510 000
515	- Bordures de type GST1.	ML	78.00	15 500	1 209 000
516	- Béton de remplissage C 250.	M³	9.00	80 000	720 000
517	- Gargouille P.V.C. Ø 100 mm.	U	16.00	19 275	308 400
521	- Fourreaux P.V.C. Ø 100 mm.	ML	156.00	17 000	2 652 000
519	- Joints de chaussée	ML	14.00	495 000	6 930 000
520	- Joints de trottoirs	ML	12.00	385 000	4 620 000
522	- Garde - corps de type S7	ML	78.00	180 000	14 040 000
523	- Fourniture et mise en place de béton bitumineux ép = 5 cm.	M²	194.00	11 500	2 231 000
524	- Descentes d'eau bétonnées.	ML	21.00	40 000	840 000
525	- Perrés maçonnés	M²	55.00	55 000	3 025 000
	TOTAL II - EQUIPEMENTS				45 772 350
	RECAPITULATIF				
	INSTALLATIONS DE CHANTIER				70 000 000
	TERRASSEMENTS GENERAUX				29 212 000
	APPUI (CULEES et PILE)				51 704 000
	TABLIER				183 851 400
	EQUIPEMENTS				45 772 350
	TOTAL GENERAL H.T.V.A. ----->				380 539 750
	T.V.A. (18 %) ----->				68 497 155
	TOTAL GENERAL T.T.C.. ----->				449 036 905

ANNEXE 6 : PLAN DE FERRAILLAGE

6.1 Tablier (Hourdis)

La figure suivante représente une proposition de ferrailage de notre tablier avec les sections d'aciers réelles que nous avons choisi :

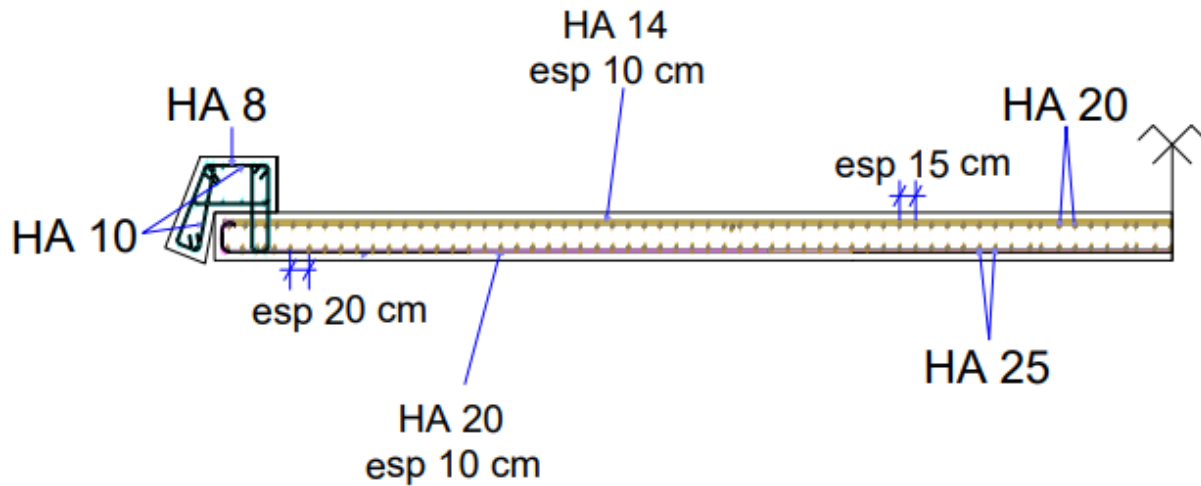


Figure 87: Proposition de plan de ferrailage pour le tablier

6.2 Poutres

La figure suivante représente une proposition de ferrailage de nos poutres avec les sections d'aciers réelles que nous avons choisi :

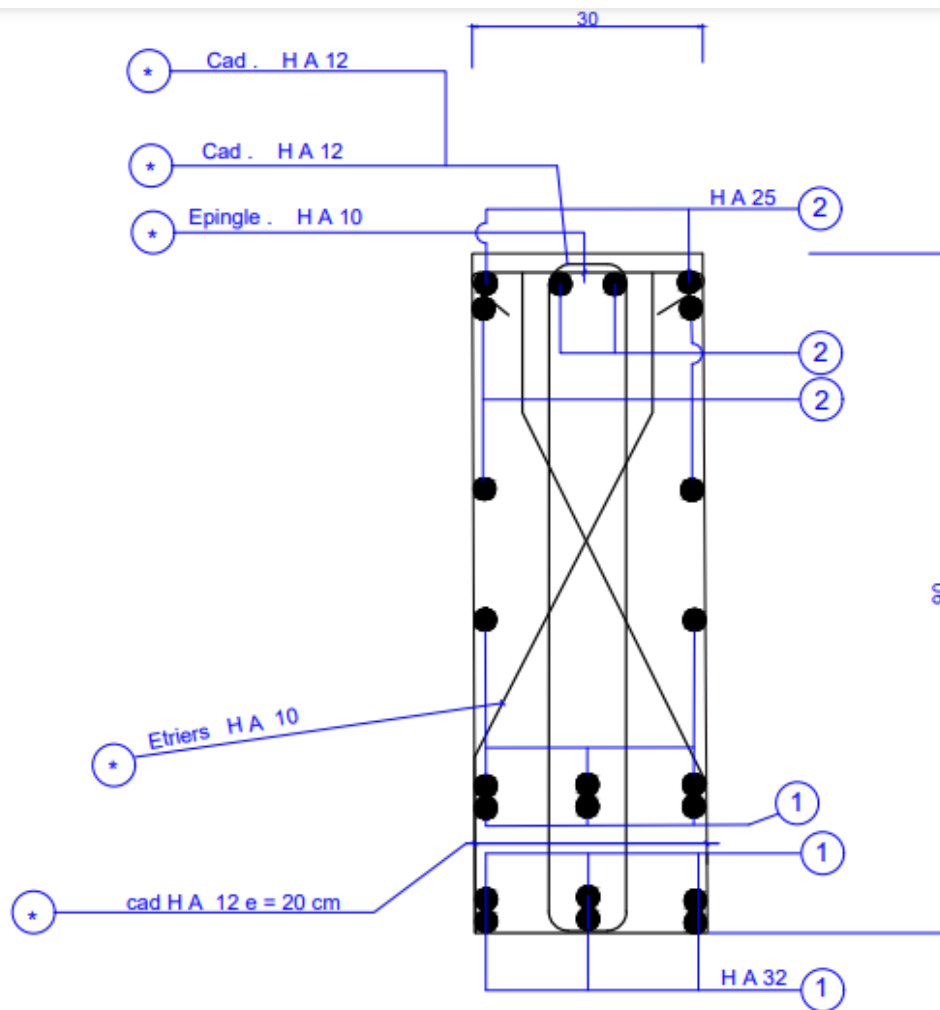


Figure 88: Proposition de plan de ferrailage pour les poutres

6.3 Entretoises

La figure suivante représente une proposition de ferrailage de nos entretoises avec les sections d'aciers réelles que nous avons choisi :

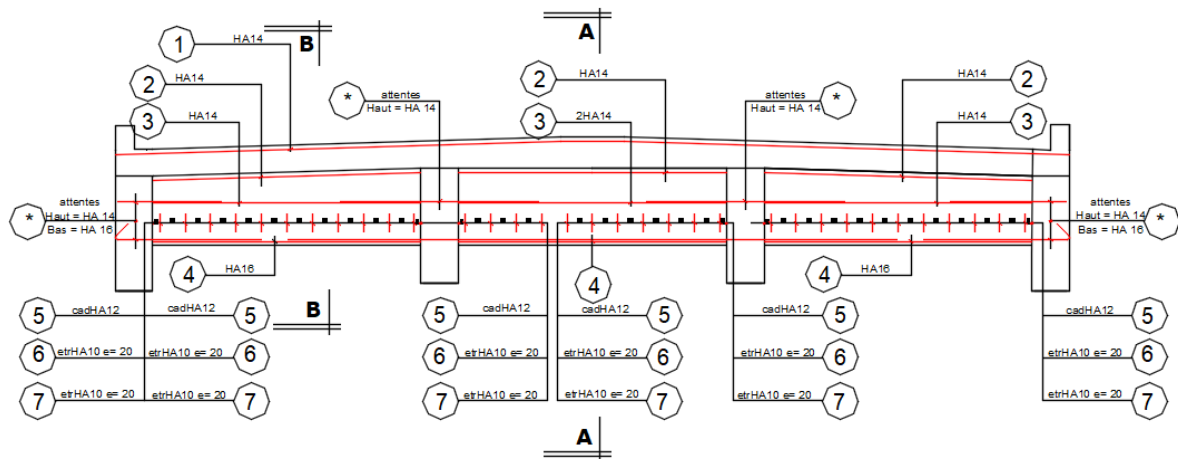


Figure 89: Proposition de plan de ferrailage pour les entretoises

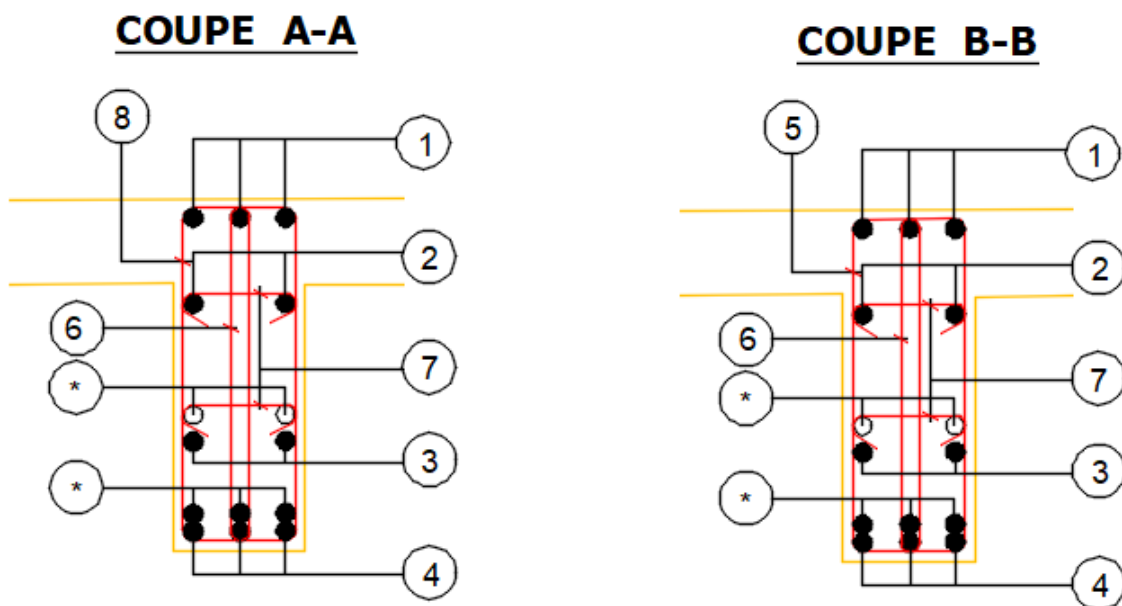


Figure 90: Coupes A-A et B-B pour le ferrailage des entretoises

6.4 Chevêtre sur pile

La figure suivante représente une proposition de ferrailage du chevêtre de notre pile avec les sections d'aciers réel que nous avons choisi :

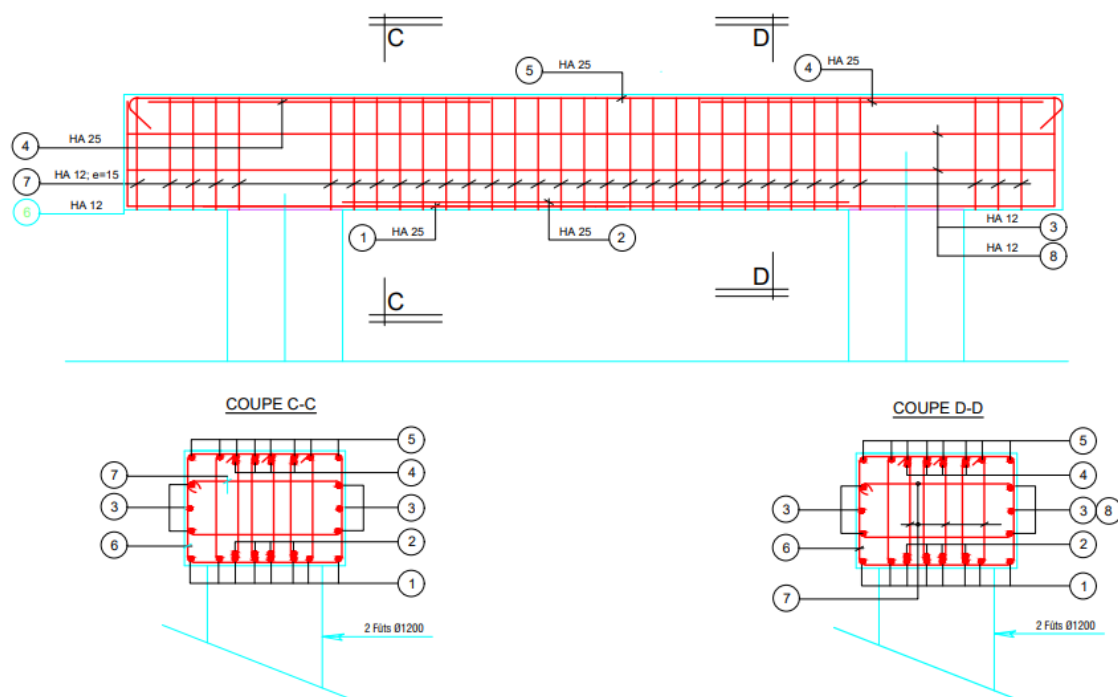


Figure 91: Proposition de plan de ferrailage pour le chevêtre de la pile

6.5 Fut (Pile)

La figure suivante représente une proposition de ferrailage des futs de notre pile avec les sections d'aciers réel que nous avons choisi :

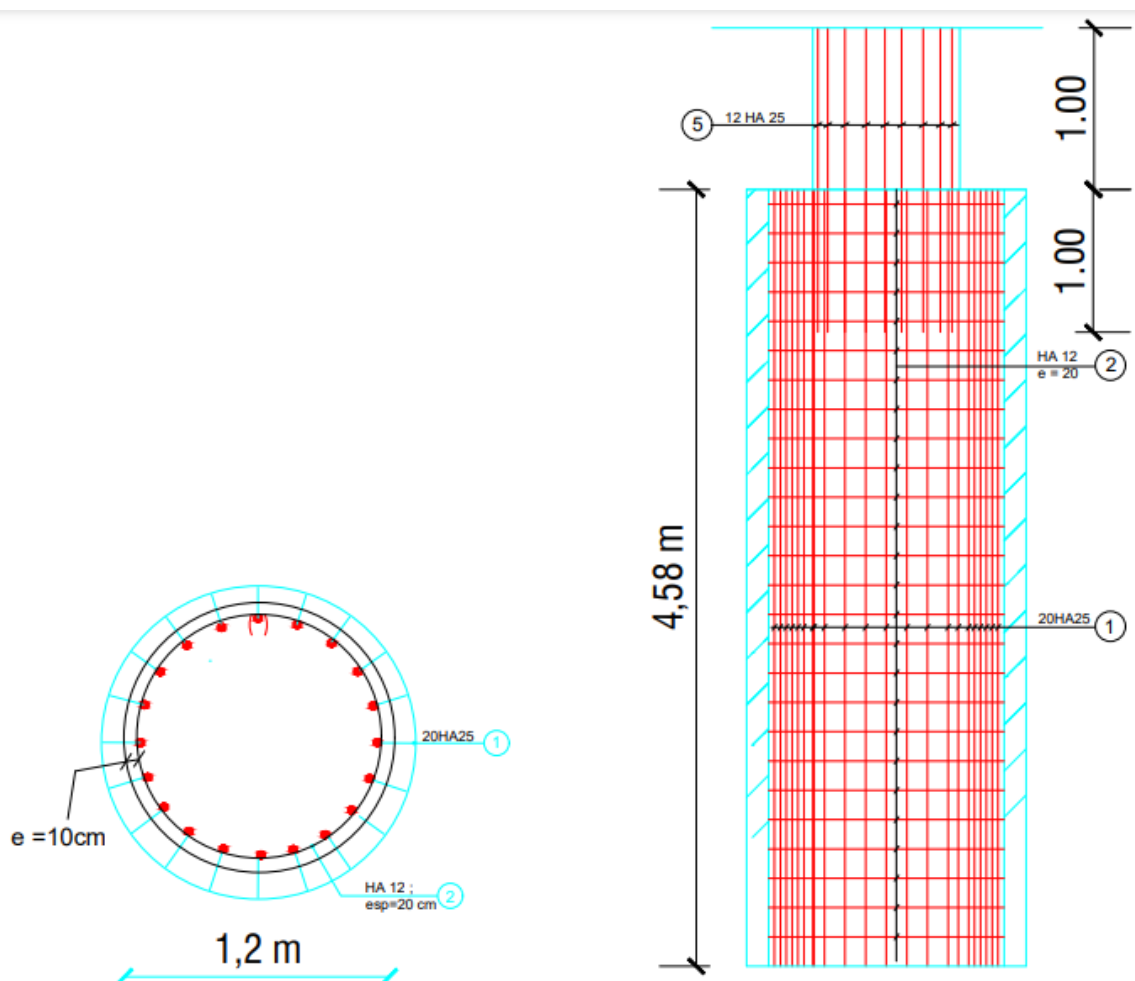


Figure 92: Proposition de plan de ferrailage pour les fûts de la pile

6.6 Chevêtre sur Culée

La figure suivante représente une proposition de ferrailage du chevêtre de nos culées avec les sections d'aciers réel que nous avons choisi :

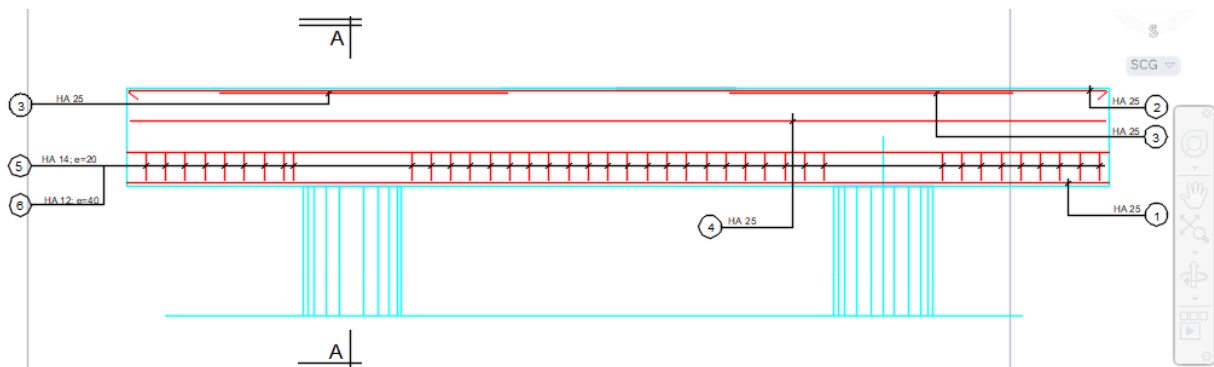


Figure 93: Proposition de plan de ferrailage pour le chevêtre des culées

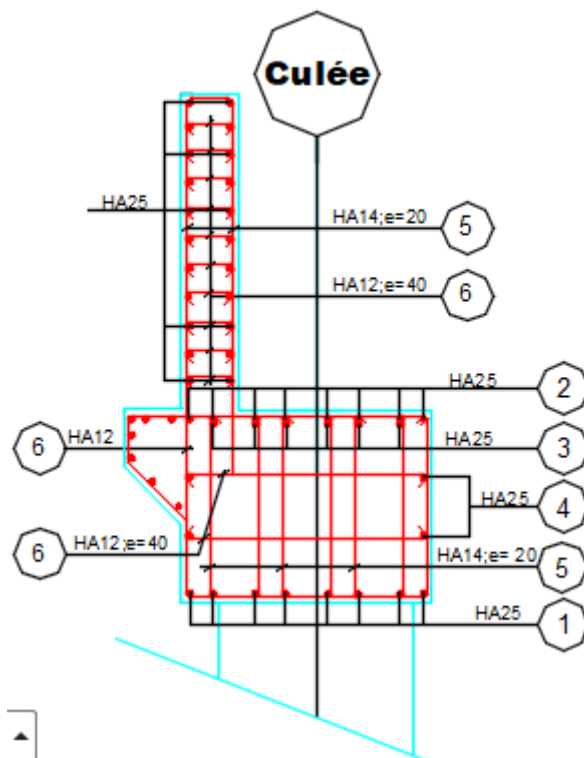


Figure 94: Coupe A-A sur le ferrailage des culées

6.7 Fut (Culée)

La figure suivante représente une proposition de ferrailage des fûts de nos culées avec les sections d'aciers réel que nous avons choisi :

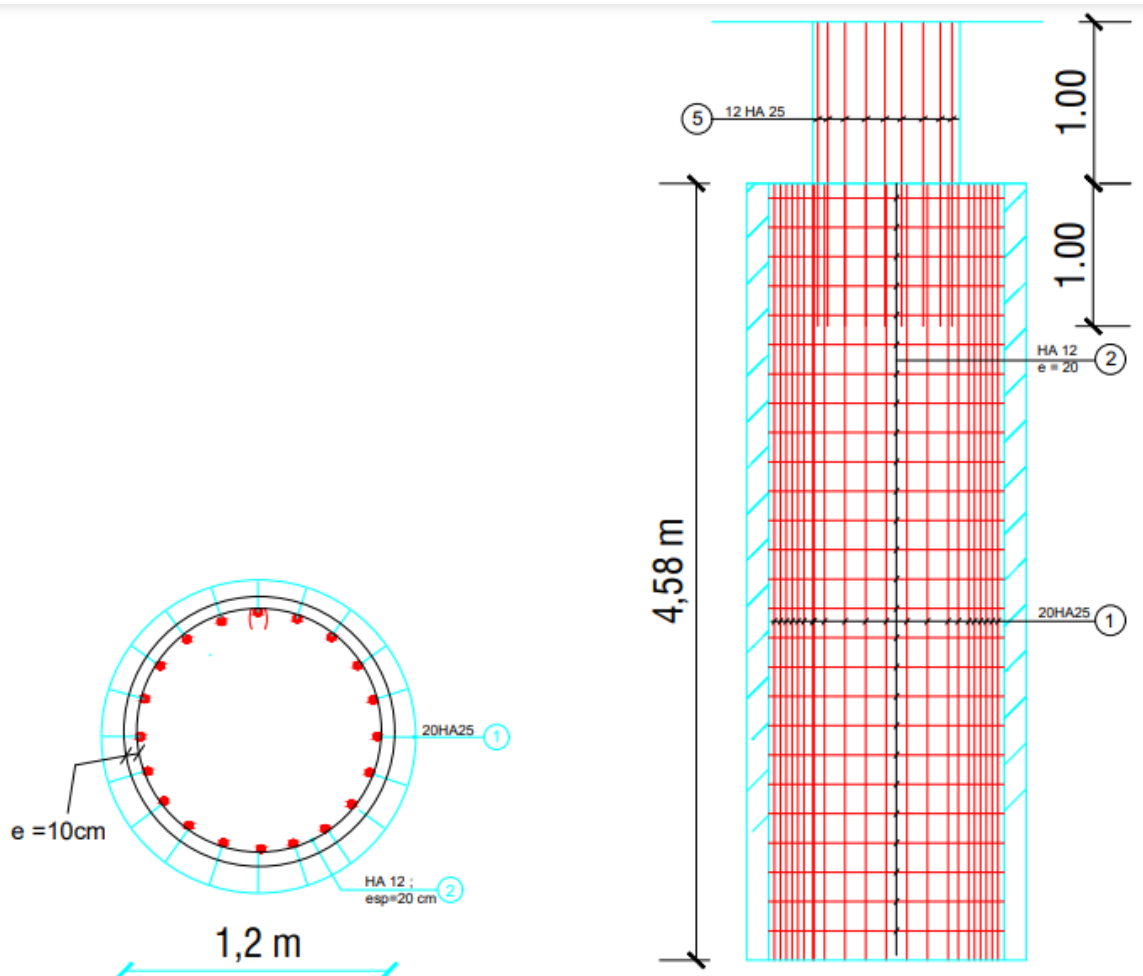


Figure 95: Proposition de plan de ferrailage pour les fûts des culées

6.8 Perré maçonné

La figure suivante représente un ferrailage type des perrés maçonnés :

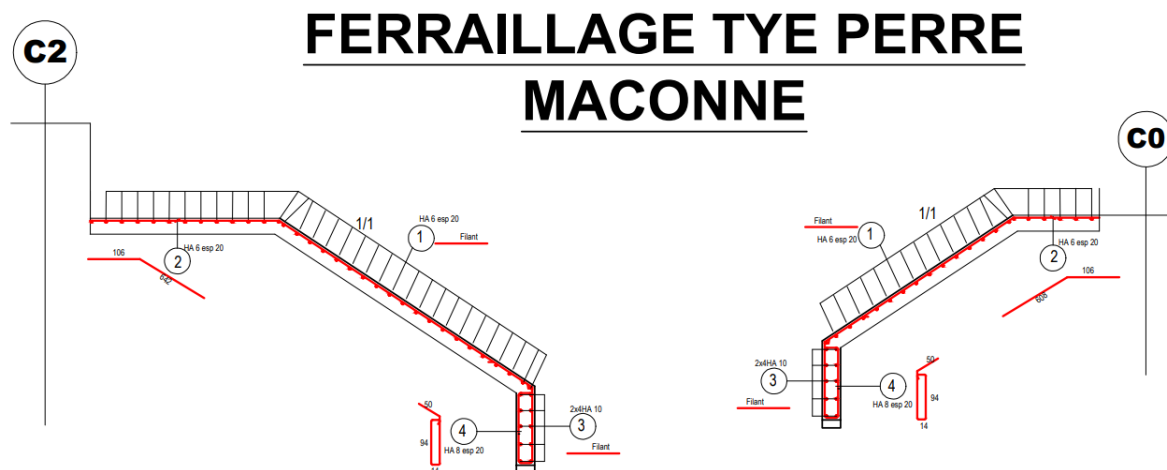


Figure 96: Ferrailage type pour les perrés maçonnés