Conception et dimensionnement du système de drainage pour l'implantation d'une centrale solaire en zone industrielle à Abidjan en république de Côte d'Ivoire.

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 15/07/2026 par

Abassihin Axel KOUAKOU

20200642

Directeur de mémoire : Mr Issa MADOUGOU, Enseignant au département des Sciences et Technique de l'ingénieur (STI).

Maître de stage : M. Drissa Dogninmin SEKONGO, Directeur Général de SEP Ingénierie & Conseils.

Structure d'accueil du stage : Société d'Etudes et de Prestations d'Ingénierie & Conseil (SEP I & C), Cocody Abatta. Abidjan, Côte d'Ivoire.

Jury d'évaluation du mémoire :

Président du jury : Dr. Mamadou DIOP, Enseignant-chercheur au département des Sciences et Technique de l'ingénieur (STI).

Membres et correcteurs : M. Sidiki KABRE, Ingénieur génie civil.

M. Komi Jeannot N'TSOUKPOE, Ingénieur génie civil.

Promotion 2025-2026

DEDICACES

A mes parents, piliers de ma vie :

A mon père, pour son soutien financier indéfectible et les sacrifices consentis tout au long de mon parcours académique.

A ma mère, pour ses prières incessantes et son amour inconditionnel qui ont guidé chacun de mes pas.

A toute ma famille, pour leur encouragement constant.

Ce travail est le fruit de vos efforts autant que le mien.

REMERCIEMENTS

J'adresse mes profonds remerciements en premier lieu à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour la qualité de la formation dispensée et pour nous avoir offert le cadre académique nécessaire à notre épanouissement professionnel. Je tiens également à témoigner ma reconnaissance à toutes les personnes qui ont participé d'une quelconque manière au bon déroulement du stage et à la réalisation de ce mémoire, plus particulièrement :

- À la structure **SEP Ingénierie & Conseils** pour m'avoir accueilli en son sein et mis à notre disposition les ressources techniques et documentaires nécessaires à la réalisation de ce projet ;
- À l'ensemble du corps enseignant pour la qualité de l'encadrement, des enseignements et des conseils prodigués tout au long de ma formation ;
- Monsieur **Issa MADOUGOU**, Enseignant chercheur à 2iE, pour sa disponibilité, ses conseils méthodologiques avisés et la rigueur scientifique qu'il a su transmettre durant la conduite de cette étude.
- À Monsieur **Drissa SEKONGO**, mon maitre de Stage et Directeur de SEP Ingénierie & Conseils, pour la confiance qu'il m'a accordée et son encadrement professionnel de qualité ;
- À tous mes amis proches dont l'accompagnement et les conseils ont été une source précieuse de motivation.

Enfin, j'adresse mes remerciements à l'endroit de toutes ses personnes qui n'ont pas été mentionnées dans ce document, alors qu'ils m'ont accompagné, conseillé et encouragé car vous avez constitué un appui précieux dans la réalisation de ce mémoire.

RESUME

Le présent mémoire porte sur la conception des travaux de terrassement et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques nécessaires à l'implantation d'une centrale solaire photovoltaïque au sol sur le site 2 de la Société de Ciment de Côte d'Ivoire (SCCI), situé dans la zone industrielle de Yopougon à Abidjan. L'objectif principal est de définir les aménagements de plateforme et les dispositifs de drainage permettant d'assurer la stabilité, la durabilité et le bon fonctionnement de l'infrastructure photovoltaïque.

L'étude a débuté par une analyse topographique basée sur des relevés effectués avec un drone et une station totale sur une superficie d'environ 11,14 hectares. Cette étape a permis de caractériser le relief du terrain naturel et de déterminer les travaux de terrassement nécessaires à l'aménagement de la plateforme.

Une étude hydrologique et hydraulique a ensuite été menée afin de dimensionner un réseau de drainage assurant l'évacuation des eaux pluviales. Le calcul des débits a été effectué à l'aide de la méthode rationnelle appliquée à 23 bassins versants élémentaires. Le réseau comprend plusieurs caniveaux rectangulaires (de sections variables 40×40 cm, 50×50 cm, 60×60 cm, 80×80 cm et 100×100 cm), un canal trapézoïdal de 200×150×50 cm et deux dalots identiques de type 100×200×200 cm. Leur fonctionnement hydraulique a été vérifié à l'aide de la formule de Manning-Strickler. Le dimensionnement structural des ouvrages a été réalisé conformément au BAEL 91 modifié 99 et au Fascicule 61 titre 2. Cette étude a permis de définir des HA8 et HA10 pour les piédroits, des HA10 et HA12 pour les dallettes ainsi que pour le radier. Un dalot à également été dimensionné avec des armatures allant de HA8 à HA 16.

Le coût global des travaux est estimé à 487 221 843 FCFA TTC. Enfin, une analyse environnementale a permis d'identifier les principaux impacts du projet et de proposer des mesures adaptées pour les limiter. L'ensemble de ces travaux vise à mettre en place des infrastructures de génie civil fiables, durables et économiquement adaptées garantissant le bon fonctionnement de la future centrale solaire photovoltaïque.

MOTS CLES

1- Dimensionnement

2- Drainage

3- Hydraulique

4- Terrassement

5- Photovoltaïque

ABSTRACT

This master's thesis focuses on the design of earthworks and the sizing of hydraulic structures required for the construction of a ground-mounted photovoltaic solar power plant on Site 2 of the Société de Ciment de Côte d'Ivoire (SCCI), located in the Yopougon industrial zone in Abidjan. The main objective is to define the platform development works and drainage systems required to ensure the stability, durability, and proper operation of the photovoltaic infrastructure.

The study started with a topographic analysis based on surveys carried out using a drone and a total station over an area of about 11,14 hectares. This step made it possible to characterize the natural terrain relief and determine the earthworks required for preparing the platform.

A hydrological and hydraulic study was then conducted to design a drainage network ensuring the evacuation of stormwater. Flow rates were calculated using the Rational Method applied to 23 elementary watersheds. The drainage system includes several rectangular concrete channels (with variable sections of 40×40 cm, 50×50 cm, 60×60 cm, 80×80 cm, and 100×100 cm), a trapezoidal channel measuring 200×150×50 cm, and two identical box culverts of 100×200×200 cm type. Their hydraulic performance was verified using the Manning-Strickler equation.The structural design of the structures was carried out in accordance with BAEL 91 revised 99 and Fascicule 61, Title II. The analysis resulted in the specification of Ø8 mm and Ø10 mm reinforcing bars for the side walls, and Ø10 mm and Ø12 mm reinforcing bars for the top slabs and the bottom slab (invert). A reinforced concrete culvert was also designed, with reinforcement bars ranging from Ø8 mm to Ø16 mm.

The total cost of the works is estimated at 487,221,843 FCFA including VAT. Finally, an environmental analysis made it possible to identify the main impacts of the project and propose suitable measures to limit them. All this work aims to set up reliable, durable, and cost-effective civil engineering infrastructure to ensure the smooth operation of the future photovoltaic solar power plant.

KEY WORDS

1- Structural Design
2- Drainage
3- Hydraulics
4- Earthworks
5- Photovoltaic

LISTE DES ABREVIATIONS

ANDE	: Agence Nationale de l'Environnement
BAEL	: Béton Armé aux Etats limites
BCEOM	: Bureau Central d'Etudes pour les Equipements d'Outre-Mer
BV	: Bassin versant
CCTG	: Cahier des Clauses Techniques Générales
CPF	: Côte de Plateforme
ELS	: Etat limite de Service
ELU	: Etat limité Ultime
HA	: Haute Adhérence
PL	: Poids Lourds
IDF	: Intensité-Durée-Fréquence
MNT	: Modèle Numérique de Terrain
NF EN	: Normes Française Européennes
NGF	: Nivellement Général de la France
PGES	: Plan de Gestion Environnementale et Social
SEP	: Société d'Etudes et de Prestations d'Ingénierie & Conseils
SETRA	: Service d'Etude des Routes et Autoroutes
SCCI	: Société de Ciment de Côte d'Ivoire
SODEXAM	: Société d'Etudes et de Développement Aéroportuaire, Aéronautique et Météorologique
TIN	: Triangulated Irregular Network
TN	: Terrain Naturel
TTC	: Toutes Taxes Comprises
UTM	: Universal Transverse Mercator
WGS84	: World Geodetic System 1984

SOMMAIRE

DEDICACES i

REMERCIEMENTS ii

RESUME iii

ABSTRACT iv

LISTE DES ABREVIATIONS v

SOMMAIRE vi

LISTE DES TABLEAUX x

LISTE DES FIGURES xii

INTRODUCTION 1

I- PRESENTATION GENERALE DE SEP INGENIERIE & CONSEILS 2

II- ORGANISATION DE LA STRUCTURE SEP INGENIERIE & CONSEILS 2

III- PRESENTATION DU PROJET 3

1- Contexte énergétique et enjeux environnementaux en Côte d'ivoire 3

2- Situation de la zone d'étude 4

3- Objectif général 4

4- Objectifs spécifiques 5

IV- EXIGENCES DU CAHIER DES CHARGES 5

CHAPITRE II : ÉTUDE TOPOGRAPHIQUE ET TERRASSEMENT 7

I. OBJECTIF DE L'ETUDE TOPOGRAPHIQUE 7

II. METHODOLOGIE ET DONNEES DE BASE 7

1- Données d'entrée et documents de références 7

2- Référentiel géodésique et présentation du site 7

3- Etat des lieux du site 8

III. LEVE TOPOGRAPHIQUE 9

1- Matériels et méthodes du levé topographique 9

2- Fiabilisations des données topographiques 10
IV. ETUDE DES TRAVAUX DE TERRASSEMENT 10
1- Hypothèse de calcul 10
2- Modèle numérique de terrain (MNT) 10
3- Analyse morphologique quantitative du site 10
4- Calcul des cubatures 11
5- Synthèse des résultats de cubatures 13
CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE 15
I- OBJECTIF DE L'ETUDE HYDROLIQUE ET HYDROLOGIQUE 15
II- ÉTUDE HYDROLOGIQUE 15
1. Cadre règlementaire 15
2. Données météorologiques 15
3. Analyse pluviométrique 19
4. Caractérisation hydrologique des bassins versants du projet 24
III- ÉTUDE HYDRAULIQUE 28
1- Hypothèse de dimensionnement (applicable aux caniveaux, aux dalots et buses) 28
2- Base de calcul hydraulique des caniveaux 28
3- Base de calcul hydraulique des dalots 29
IV- RESULTATS DES ETUDES 31
1- Dimensionnement hydraulique des caniveaux 31
2- Dimensionnement hydraulique des dalots 33
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DES OUVRAGES 34
I- OBJECTIF DE L'ETUDE STRUCTURAL 34
II- HYPOTHESE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 34
III- DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES OUVRAGES LONGITUDINAUX 35
1- Modèles statiques et chargements 35
2- Prédimensionnement 36

3- Calculs des sollicitations 37
4- Calcul des armatures des différents composants d'ouvrages 38
IV- DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES OUVRAGES TRANSVERSAUX 40
1- Modèles statiques et chargements 40
2- Résultats du calcul des cadres du dalot 1x200x200 cm 40
CHAPITRE V : ÉTUDE FINANCIERE 45
I. OBJECTIF DE L'ETUDE FINANCIERE 45
II. ETUDE DE PRIX 45
1- Source et méthode de détermination des prix 45
2- Prix unitaires 46
III. AVANT METRE ET ESTIMATION DE COUTS 46
1- Méthodologie et hypothèse de calcul 46
2- Tableau détaillé des métrés 47
3- Récapitulatif financier et application de la TVA 47
IV. ANALYSE COMPARATIVE DE VARIANTES CONSTRUCTIVES 47
CHAPITRES VI : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE 49
I. CADRES LEGISLATIF, REGLEMENTAIRE ET INSTITUTIONNEL IVOIRIEN 49
1. Cadre législatif 49
2. Cadre Constitutionnel 50
II. IDENTIFICATION ET EVALUATION DES IMPACTS 50
1- Phase de construction 51
2- Phase d'Exploitation 51
III. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIAL (PGES) 52
1- Objectif du PGES 52
2- Suivi environnemental 52
3- Surveillance environnementale 52

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 54

BIBLIOGRAPHIE 55

LISTES DES ANNEXES I

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques techniques des appareils de levés topographiques 9
Tableau 2 : Synthèse des résultats de cubatures 14
Tableau 3 : Caractéristiques de la station météorologique 16
Tableau 4 : Loi de probabilité utilisé pour l'estimation des pluies extrêmes 17
Tableau 5 : Formule d'assemblage des bassins versants élémentaires 18
Tableau 6:Valeurs du coefficient de ruissellement dans la méthode rationnelle 19
Tableau 7 : Choix des coefficients de ruissellement pour chaque bassin versant 19
Tableau 8 : Comparaison des lois statistiques pour l'ajustement de la série de pluie 21
Tableau 9 : Valeurs d'intensité maximale annuelles de pluie pour diverses durées de retour à la station d'Abidjan 23
Tableau 10 : Etats des lieux des collecteurs 24
Tableau 11 : Récapitulatifs des débits des bassins versants élémentaires 25
Tableau 12 : Calcul des sections hydrauliques des caniveaux périphériques 32
Tableau 13 : Calcul des sections hydrauliques du caniveau principale et des caniveaux des affluents 32
Tableau 14 : Récapitulatif du choix du dalot 1x200x200 cm 33
Tableau 15 : Récapitulatif des sections de caniveaux et leurs longueurs d'exécution 33
Tableau 16 : Récapitulatif des paramètres géométriques des caniveaux 37
Tableau 17 : Récapitulatif des sollicitations observées pour les différents composant du caniveau 38
Tableau 18 : Récapitulatif des armatures retenues pour les dallettes 39
Tableau 19 : Récapitulatif du choix des armatures des piédroits 39
Tableau 20 : Récapitulatif du choix des armatures du radier 40
Tableau 21 : Paramètres de dimensions du dalot 41
Tableau 22 : Récapitulatifs des moments dues à l'ensembles des charges permanentes de l'ouvrage 42
Tableau 23 : Moments engendré par la surcharge Bt 42
Tableau 24 : Sollicitations de dimensionnement ELU/ELS 43
Tableau 25 : Choix des aciers principaux 43
Tableau 26 : Choix des aciers de répartition 44
Tableau 27 : Bordereaux des prix unitaires des travaux de terrassement et drainage 46
Tableau 28 : Récapitulatif financier avec application de la TVA 47

Tableau 29 : Comparaison technique et économique des variantes de caniveaux 48
Tableau 30 : Impacts du projet pendant la phase de Construction 51
Tableau 31 : Impacts du projet pendant la phase d'Exploitation 51

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de la structure SEP Ingénierie & Conseils 3
Figure 2 : Zone d'étude du projet 4
Figure 3 : Drone Phantom 4 Pro et Station totale Leica FlexLine TS07 9
Figure 5 : Repartions des saisons climatiques dans la zone du projet 20
Figure 6 : Evolution des hauteurs de pluie mensuelle à la station d'Abidjan 21
Figure 7 : Ajustement de la loi de Gumbel 22
Figure 8 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies de durée inférieure à 2h à la station d'Abidjan 23
Figure 9 : Sens d'écoulement des eaux de la plateforme 26
Figure 10 : Cartes des zones inondables du sites 26
Figure 11 : Charges sous dallette 35
Figure 12 : Charges sous piédroits 36
Figure 13 : Charges sous radier 36
Figure 14:Coupe transversale d'un caniveau 37
Figure 15 : Récapitulatif des charges de dimensionnement sur le dalot 1x2x2 41
Figure 16 : Charges d'exploitation Bt 42

INTRODUCTION

Face à l'augmentation des besoins énergétiques et aux enjeux liés à la conception de l'environnement, les énergies renouvelables occupent une place de plus en plus importante dans les politiques de développement. En Côte d'Ivoire, cette transition se traduit notamment par la mise en œuvre de projets de centrales photovoltaïques destinés à renforcer la production d'énergie propre. Toutefois, la réussite de ces projets dépend également de la qualité des aménagements de génie civil qui assurent leur stabilité, leur sécurité et leur durabilité.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent mémoire, réalisé au sein de SEP Ingénierie & Conseils. Il porte sur la conception et le dimensionnement des travaux de terrassement et du système de drainage d'une centrale photovoltaïque au sol implantée sur le site 2 de la SCCI à Yopougon. Notre zone d'étude est soumise à des pluies importantes qui peuvent engendrer des problèmes de ruissellement et d'inondation. Il est donc nécessaire de mettre en place des ouvrages adaptés afin de garantir la protection des installations ainsi que le bon fonctionnement de la plateforme.

Se pose alors la problématique suivante : comment aménager la plateforme et concevoir un système de drainage adapté à l'implantation de la centrale photovoltaïque ?

L'objectif général de cette étude sera de préparer le terrain et d'organiser l'évacuation des eaux de pluie, afin que la centrale solaire puisse fonctionner sans être menacée par les inondations ou l'érosion. Pour y arriver, nous nous fixons plusieurs objectifs spécifiques. Il s'agira d'abord de comprendre le terrain en étudiant son relief, afin de savoir comment l'aménager au mieux. Nous évaluerons ensuite les quantités de terre à déplacer pour rendre la plateforme stable et bien nivelée. Il faudra aussi calculer la quantité d'eau de pluie que le site reçoit et doit évacuer, en découpant la zone d'étude en plusieurs petits bassins versants. Une fois ces débits déterminés, nous procéderons au dimensionnement des caniveaux et autres ouvrages de drainage capables d'évacuer cette eau sans débordement, en nous appuyant sur la méthode de Manning-Strickler. Enfin, nous vérifierons que ces ouvrages sont suffisamment solides pour résister aux charges qu'ils supporteront, en respectant les normes de construction en vigueur.

Ce mémoire constitue une application concrète des connaissances acquises en cours magistraux et contribue aux études d'exécution du projet. Il abordera successivement le cadre du projet, l'étude topographique, l'étude hydrologique et hydraulique, le dimensionnement structural, puis les volets financier et environnemental.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DU PROJET

I- PRESENTATION GENERALE DE SEP INGENIERIE & CONSEILS

SEP Ingénierie & Conseils (SEP I&C) est une société multidisciplinaire d'expertise et de conseil en ingénierie, créée en 2015, dont le siège social est situé à Cocody Faya, à Abidjan. Ses interventions couvrent la Côte d'Ivoire ainsi que plusieurs pays de la région sub-saharienne.

La société intervient à différentes étapes du cycle de projet, notamment les études d'identification, les études de faisabilité, l'élaboration des dossiers d'appel d'offres (DAO), les études d'exécution, ainsi que les missions de suivi, de contrôle et d'évaluation des travaux. Ses activités s'organisent autour de cinq domaines d'expertise :

- Énergie et infrastructures électriques (HTB/HTA/BT) ;
- Bâtiment et développement urbain ;
- Infrastructures de transport et mobilité urbaine ;
- Eau, assainissement et développement rural ;
- Gouvernance, environnement, climat et développement socio-économique.

C'est au sein du volet Bâtiment et développement urbain de cette structure que le présent mémoire de fin d'études a été réalisé, sous l'encadrement de M. Sekongo[1].

II- ORGANISATION DE LA STRUCTURE SEP INGENIERIE & CONSEILS

Au siège de SEP Ingénierie & Conseil, des équipes pluridisciplinaires travaillent en synergie avec professionnalisme et rigueur afin de répondre efficacement aux projets confiés pour ainsi produire des livrables de haute qualité.

L'organigramme de l'entreprise, présenté à la Figure 1, illustre une organisation hiérarchique fonctionnelle favorisant une gestion efficace des projets. Mon stage s'est déroulé sous la supervision directe de M. Beda AFFIAN, Chargé de Projet Infrastructures, au sein de la direction des projets d'ingénierie dirigé par M. Adama CISSE.

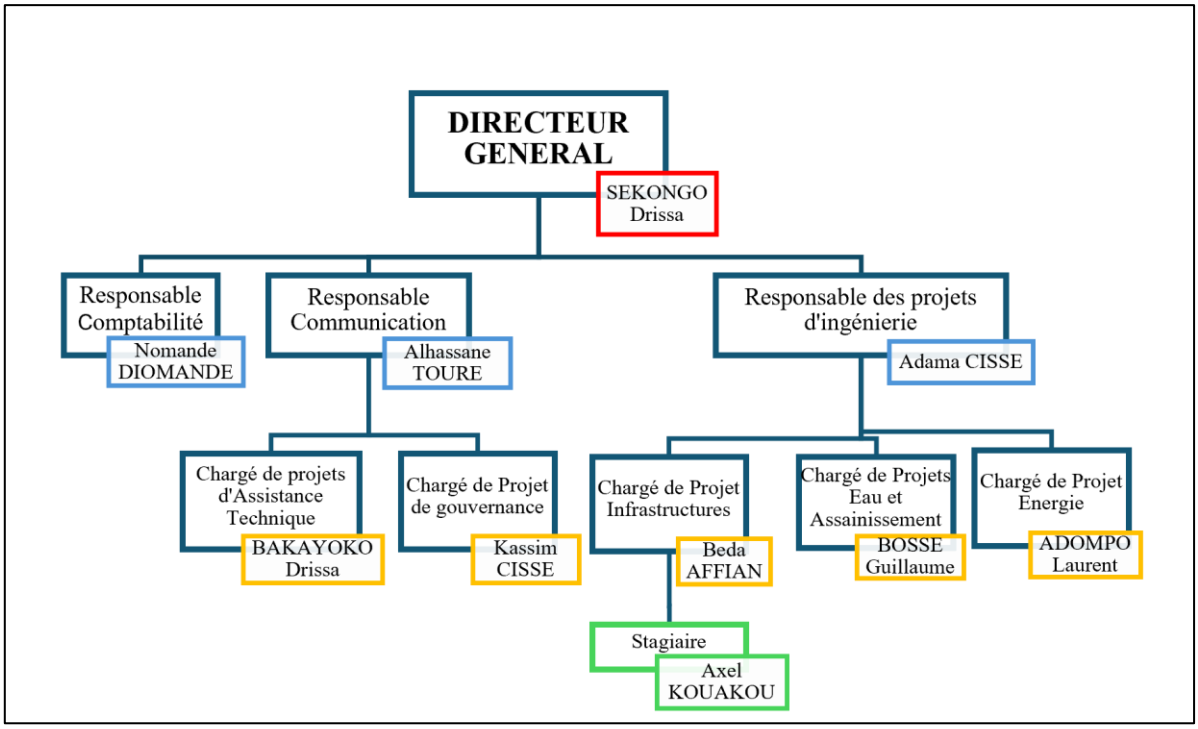


Figure 1 : Organigramme de la structure SEP Ingénierie & Conseils

III- PRESENTATION DU PROJET

1- Contexte énergétique et enjeux environnementaux en Côte d'ivoire

La côte d'ivoire connaît une croissance rapide de la demande électrique industrielle alors sa dépendance historique aux sources thermiques fossiles contribue au réchauffement climatique. Dans une volonté étatique de réduire les émissions CO_2, l'implantation d'une centrale solaire photovoltaïque au sol est nécessaire et conforme à l'Accord de Paris adopté le 12 décembre 2015 lors de la COP21 à Paris, dans le cadre de la convention cadre de Nations unies sur le changement climatique (CCNUCC) qui engage pour la première fois toutes les nations à réduire leur émission de gaz à effets de serre afin de contenir le réchauffement mondial bien en dessous de 2°C.

C'est dans cette optique que naît le projet d'installation photovoltaïque au sol de 5,2 MWc en zone industrielle dans le but de sécuriser l'approvisionnement énergétique d'un site industriel stratégique, réduire l'exposition aux coûts et à la variabilité des énergies fossiles, diminuer directement les gaz à effets de serre et optimiser l'usage du sol par un aménagement maîtrisé intégrant terrassement, drainage et stabilité géotechnique.

2- Situation de la zone d'étude

Le site d'implantation de la centrale solaire est localisé dans la zone industrielle PK 24, Abidjan (Coordonnées : Longitude **4°8'42.75"O** et Latitude **5°25'9.79"**), au sein de l'agglomération d'Abidjan, en Côte d'Ivoire. Il est implanté sur le site 2 de l'usine de la Société Ciment Côte d'Ivoire, sur une emprise d'environ 5,3 hectares destinée à accueillir une centrale photovoltaïque au sol. La zone se situe dans un environnement industriel aménagé, accessible par des voies reliant directement les installations de production existantes comme l'indique la Figure 2. La configuration du terrain nécessite des travaux de terrassement, de nivellement et de drainage afin de garantir la stabilité géotechnique du site et l'implantation optimale des structures solaires selon les contraintes techniques du projet.

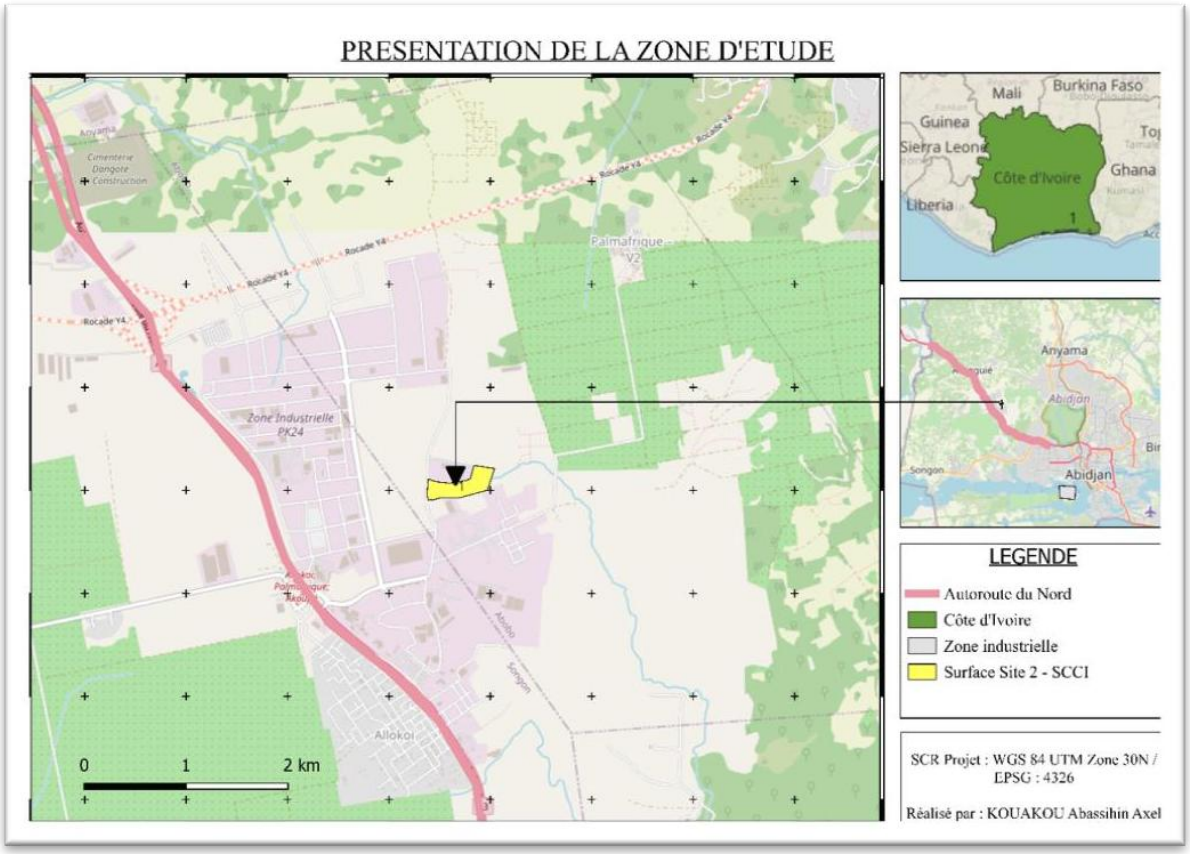


Figure 2 : Zone d'étude du projet

3- Objectif général

L'objectif général de cette étude est de concevoir les travaux de terrassement et dimensionner un système de drainage nécessaires à l'implantation durable d'une centrale solaire

photovoltaïque sur le site 2 de la SCCI au PK24, en tenant compte des contraintes techniques, règlementaires et économiques.

4- Objectifs spécifiques

Afin de rendre opérationnel l'objectif général, ce travail est structuré selon les objectifs spécifiques ci-après :

- Analyser les caractéristiques physiques et techniques du site (topographie, nature des sols, contraintes industrielles et environnementales).
- Déterminer les paramètres hydrologiques de dimensionnement adaptés au contexte climatique d'Abidjan et aux exigences du projet.
- Concevoir et dimensionner les plateformes de terrassement en assurant leur stabilité et leur compatibilité avec l'implantation de structures photovoltaïques.
- Concevoir et dimensionner un système de drainage des eaux pluviales permettant de maîtriser les écoulements, de limiter l'érosion et d'éviter toute stagnation nuisible aux ouvrages.
- Evaluer la conformité technique, normative et économique des solutions proposées, à travers des vérifications de stabilité, des estimations de coûts et la production de documents.

IV- EXIGENCES DU CAHIER DES CHARGES

Conformément aux Termes de Référence de juillet 2025 et au cahier des charges de janvier 2026, la présente étude topographique devra être réalisée en respectant scrupuleusement les exigences techniques et réglementaires définies par le maître d'ouvrage. Voici donc les exigences relatives aux différentes études à réaliser dans le cadre de ce projet :

- Cartographier et modéliser les écoulements naturels du site.
- Identifier les besoins de terrassement pour l'implantation de la centrale
- Fournir les données nécessaires à la conception du système de drainage des eaux pluviales.
- Prendre en compte les contraintes d'implantation des panneaux solaires (pentes maximales Ouest/Est < 1,3% et pente Nord/Sud < 1,3% pour le drainage)
- Superficie de la zone concernée : 5,3 hectares (emprise de la future centrale solaire)

- Le relevé topographique doit être réalisé avec une précision suffisante pour les travaux de terrassement et l'étude de drainage
- Prendre en compte la nature du (en lien avec le rapport géotechnique disponible) pour anticiper la faisabilité des fondations (pieux battus) en zone remblais.
- Normes applicables : **NF EN 752** (Réseaux d'évacuation extérieurs) ; **ISO 14 001** (Management environnemental) et toute autre norme locale ou internationale pertinente applicables.

Conclusion partielle

Ce premier chapitre a permis de présenter la structure d'accueil, SEP Ingénierie & Conseils, ainsi que le projet d'implantation d'une centrale solaire photovoltaïque de 5,2 MWc sur le site 2 de la SCCI au PK24 à Abidjan. Il met en évidence le contexte énergétique et environnemental justifiant la réalisation du projet.

Les éléments présentés dans ce chapitre constituent ainsi le cadre de référence des études techniques qui suivent, notamment l'analyse topographique du site, l'évaluation de son comportement hydrologique et hydraulique, puis le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour répondre aux exigences fonctionnelles, sécuritaires et environnementales du projet.

CHAPITRE II : ÉTUDE TOPOGRAPHIQUE ET TERRASSEMENT

I. OBJECTIF DE L'ETUDE TOPOGRAPHIQUE

L'étude topographique a pour but principal de fournir les données géométriques nécessaires à la conception et au dimensionnement des travaux de terrassement et du système de drainage de la centrale solaire photovoltaïque de 5,2 MWc sur le site 2 de la SCCI, situé à la zone industrielle du PK24 de Yopougon, Abidjan. Elle poursuit trois (03) objectifs complémentaires :

- Quantifier les volumes de déblai et remblai par la détermination de la côte de plate-forme (CPF) optimale garantissant l'équilibre des terrassements.
- Fournir les données altimétriques et de pente nécessaires à la délimitation des bassins versants et au positionnement des ouvrages de drainage.
- Définir les pentes résiduelles admissibles de la plate-forme, compatibles avec les structures de fixations des panneaux et les contraintes d'exploitation du sol.

Les résultats de ce chapitre servent de données aux chapitres d'hydrologie et de dimensionnement hydrauliques des ouvrages longitudinaux et transversaux.

II. METHODOLOGIE ET DONNEES DE BASE

1- Données d'entrée et documents de références

La réalisation de cette étude topographique repose sur l'exploitation d'un ensemble de données techniques et documentaires préalablement collectées. Cet ensemble de données permet d'assurer la cohérence entre les exigences du projet, les caractéristiques physiques du terrain et les interfaces avec d'autres études techniques. Ainsi nous avons :

- Termes de référence (TDR) de l'étude topographique et de drainage du projet ;
- Données de levé topographique réalisé sur site (points planimétriques et altimétriques) ;
- Références normatives applicables aux travaux topographiques ;
- Les plans des états des lieux du site 2 de la SCCI.

2- Référentiel géodésique et présentation du site

Les points topographiques du site 2 de la SCCI sont fournis sous forme de coordonnées tridimensionnelles (X, Y, Z) exprimées en mètres (m). Les valeurs planimétriques observées

sont associées à un système de projection métrique UTM fuseau 30 Nord, adapté à la localisation d'Abidjan, et rattaché au datum géodésique WGS84.

Les altitudes terrain naturel de la plate-forme d'implantation varient approximativement entre 89,27 m et 116,21 soit une amplitude altimétrique d'environ 26,94 m sur de la plateforme.

L'analyse des points topographiques levés sur le site met en évidence un relief globalement marqué par des variations altimétriques significatives. En effet, les altitudes relevées s'étendent approximativement de 87,32m (point le plus bas au Nord-Est) et 124,780m (l'altitude la plus haute au Nord-Ouest) par rapport au niveau moyen de la mer, traduisant une topographie accidentée nécessitant une modélisation numérique rigoureuse pour l'analyse des terrassements et des écoulements. Les altitudes sont exprimées par rapport à une référence verticale unique qu'il convient de préciser (référentiel géoïdal ou repère local).

La partie centre et nord présente majoritairement des altitudes comprises entre 100 m et 113 m, correspondant à des zones hautes et faiblement ondulées.

3- Etat des lieux du site

L'analyse du site à son état initial met en évidence la présence d'emprises bâties existantes situées principalement au Nord-Ouest et au Sud de la zone d'implantation projetée. Ces constructions industrielles constituent des contraintes physiques majeures et limitent les possibilités de recalage altimétrique de la plateforme dans ces emplacements.

Des voies de circulations permettent d'assurer les va-et-vient réguliers de camions bennes du site 2 de la SCCI. Ce cette navette de camions se fait dans la zone Nord du site. Cette dynamique de trafic imposera des contraintes en matière d'organisation de chantier.

Sur le plan hydromorphologique, un axe d'écoulement naturel est identifié en partie Sud-Ouest du site. Ce talweg traverse l'emprise projetée en direction Nord Est, où se situe l'exutoire naturel.

Il serait donc nécessaire dans la suite de notre étude, de prendre en compte ces différentes contraintes qui sont présenté en Annexe 2 afin de mener à bien notre projet.

III. LEVE TOPOGRAPHIQUE

1- Matériels et méthodes du levé topographique

Le levé topographique du site 2 de la SCCI a été réalisé par un bureau d'études externes mandaté par la SCCI, disposant des qualifications techniques et du matériel de précision requis pour ce type d'intervention sur un site industriel en végétation dense. Le levé a été conduit en combinant deux techniques complémentaires : Un drone Phantom 4 Pro couplé à une station totale (Real-Time Kinematic) présenté à la Figure 3, permettant de concilier précision altimétrique fine. Au total, 1954 points tridimensionnels (X, Y, Z) ont été levés sur une superficie de 111 388,055 m², soit une densité moyenne d'environ un point tous les 57 m², ce qui est conforme aux exigences de fiabilité pour la génération d'un Modèle Numérique de Terrain (MNT) destiné au calcul de cubatures[2].

Les caractéristiques techniques de ces instruments de levés sont détaillées dans le Tableau 1.

Tableau 1 : Caractéristiques techniques des appareils de levés topographiques

Instrument	Modèle	Précision angulaire	Précision planimétrique	Précision altimétrique
Station totale	Leica FlexLine TS07	2''	± (1,5 mm+2ppm)	± (1,5 mm+2ppm)
Drone	Phantom 4 Pro	± 0,02°	± 1mm+1ppm(H)	± 1,5 mm+1ppm (V)
Mire télescopique	Leica 5 m	-	-	-
Canne prismatique	GPR1 Standard 2 m	-	-	-



Figure 3 : Drone Phantom 4 Pro et Station totale Leica FlexLine TS07

2- Fiabilisations des données topographiques

Le rattachement planimétrique et altimétrique du levé a été effectué sur la base d'un repère local propre au site du projet. Il est matérialisé par des repères fixes implantés en limites de propriété lors des précédentes relevés topographiques menées par la société. Ce repère local est exprimé dans le système UTM fuseau 30 Nord / WGS84, garantissant la cohérence avec les documents cartographiques de référence et les plans d'états des lieux du site 2 de la SCCI.

La méthode de cheminement retenue est un cheminement polygonal fermé encadrant la totalité de l'emprise de la plate-forme projetée, depuis le repère de départ vers ce même repère après parcours du périmètre du site. Cette méthode permet de contrôler la qualité des mesures par calcul de fermeture. Les tolérances de fermeture appliquées, conformes aux normes professionnelles pour les levées d'ingénierie, sont définies comme suit :

IV. ETUDE DES TRAVAUX DE TERRASSEMENT

1- Hypothèse de calcul

- En déblai, les talus serons définis avec une pente de 1V/1H et une autre de 2V/3H pour les remblais.
- Une pente de plateforme acceptable est requise pour optimiser le projet en termes de circulation routière et de système d'évacuation

2- Modèle numérique de terrain (MNT)

Le modèle numérique de Terrain (MNT) a été généré sous le logiciel Covadis 17.0 à partir des 1 954 points tridimensionnels validés issus du levé topographique. La méthode de triangulation utilisée est la triangulation de Delaunay, qui produit un réseau irrégulier de triangles (TIN - Triangulated Irregular Network) dont les propriétés géométriques garantissent la maximisation des angles minimaux de chaque triangle, évitant ainsi les triangles aplatis qui dégradent la qualité de l'interpolation altimétrique.

3- Analyse morphologique quantitative du site

- Altitude moyenne

De manière rigoureuse on utilisera la formule suivante :

$$\mathbf{Z_{moy}=\frac{\sum(Z_i \times S_I)}{\sum S_i}} \quad \textbf{(1)}$$

avec $\begin{cases} \mathbf{Z_i} : \text{altitude moyenne du triangle i} \\ \mathbf{S_i} : \text{Surface du triangle i} \end{cases}$

La difficulté de cette formule est qu'elle est manuellement fastidieuse voire impossible à faire surtout lorsqu'on a une surface de 5,29 ha avec 1954 points topographiques à étudier comme dans notre cas. Nous avons donc utilisé le logiciel Covadis 17.0 pour nous générer l'altitude moyenne de la plate-forme à travers des interpolations et nous avons obtenus Z_{moy}=103,086 m

- **Pente moyenne du site**

La pente moyenne théorique du site est déterminée de la manière suivante :

$$\mathbf{P_{moy}=\frac{Z_{max}-Z_{min}}{L}\times 100} \quad \textbf{(2)}$$

AN: $P_{moy}=\frac{116,21-89,27}{618,718}\times 100 \Rightarrow \mathbf{P_{moy}=4,35\ \%}$

4- Calcul des cubatures

4-1- Calcul de la côte de plateforme (CPF)

La cote de Plateforme (CPF) est l'altitude de référence à partir de laquelle est définie la surface plane de la plate-forme projetée. Sa détermination résulte d'un processus itératif visant à minimiser le déséquilibre entre les volumes de déblai et de remblai, et donc à réduire les coûts des transports des matériaux. Une valeur théorique est calculée par la méthode empirique des surfaces quelconques, applicable aux plateformes de forme irrégulière et à topographie accidentée :

$$\mathbf{CPF=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(h_i)} \quad \textbf{(3)}$$

Avec $\begin{cases} h_i : \text{Courbe traversant la plateforme} \\ n : \text{le rang} \end{cases}$

Pour éviter ce calcul fastidieux vu qu'il y a des centaines de courbes à l'intérieur de notre plate-forme et que nous avons un polygone irrégulier nous allons procéder par la méthode de calcul empirique des surfaces quelconques :

$$\mathbf{CPF=Z_{min}+\frac{2}{5}(Z_{max}-Z_{min})} \quad \textbf{(4)}$$

Avec $\begin{cases} Z_{max} : l'altitude\ du\ sommet\ le\ plus\ haut\ du\ site\ considéré \\ Z_{min} : l'altitude\ du\ sommet\ le\ plus\ bas\ du\ site\ considéré \end{cases}$

Où $\begin{cases} Z_{max} = 116{,}21m \\ Z_{min} = 89{,}27\ m \end{cases}$

Ainsi $CPF=89{,}27+\frac{2}{5}(116{,}21-89{,}27) \Rightarrow \mathbf{CPF= 100{,}041\ m}$

Il est à noter que ce calcul est purement théorique car il ne prend pas en compte l'équilibre remblai-déblai. En fonction de l'équilibre remblai-déblai souhaité on ajustera la côte de la plateforme avec le logiciel Covadis 17[3].

4-2- Volume de décapage de terre végétale

Avant les travaux de terrassement, la terre végétale devra être décapée de 20 cm. Cette opération consiste à nettoyer le terrain en retirant la terre végétale, les déchets, les matières organiques ainsi que la végétation (arbres et arbustes), afin d'atteindre la couche de sol saine.

Le volume de terre végétale à décaper est calculé selon la relation :

$$\mathbf{V_{tv}=S_{TN}\times e} \quad \textbf{(5)}$$

Avec $\begin{cases} \mathbf{V_{tv}} : \text{Volume de terre végétale} \\ \mathbf{S_{TN}} : \text{Surface du terrain naturel de la plate-forme} \end{cases}$

Après avoir défini les contours du projet selon le TDR nous obtenons une surface TN de plate-forme : $S_{TN}=52994{,}30\ m^2$

D'où AN: $V_{tv}= 52994{,}30\times 0.2 \Rightarrow \mathbf{V_{tv}=10\ 598{,}86\ m^3}$

3.1. Calcul des cubatures par la méthode des triangles

C'est la méthode de calcul utilisée par le logiciel Covadis version 17.0. Cette méthode consiste à décomposer la plateforme en plusieurs surfaces élémentaires de forme triangulaire (comme l'indique la génération du MNT) auquel on détermine la hauteur moyenne de ces trois sommets :

$$\boldsymbol{h_m=\frac{1}{3}\sum_{I=1}^{3} h_i} \quad \textbf{(6)}$$

Avec $\Delta Z_i = h_{m,i} - CPF$ et $\begin{cases} \Delta h_i > 0 \Rightarrow \text{déblai} \\ \Delta h_i < 0 \Rightarrow \text{Remblai} \end{cases}$

La surface revenant à chaque triangle se définit comme suit :

$$S_i = \frac{1}{2} B_i H_i \quad (7)$$

B_i : Base du triangle

Δh_i : Hauteur

h_{mi} : prend une valeur algébrique.

Le volume élémentaire revenant à chaque triangle : déblai-remblai séparé

$$V_i = \frac{1}{2} B_i . H_i . \Delta h_i \quad (8)$$

avec $\begin{cases} V_i < 0 \Rightarrow \text{remblai} \\ V_i > 0 \Rightarrow \text{déblai} \end{cases}$

5- Synthèse des résultats de cubatures

Les valeurs de cubatures sont calculées par la méthode des prismes à partir du MNT généré avec une maille de 2m×2m. La CPF de 99,262 m NGF a été déterminée par itération numérique afin de minimiser l'excédent de net de déblai. Les pentes résiduelles imposées par le cahier des charges ont été modifiées en phase d'étude à cause du volume de remblais important que cela engendrait.

Le Tableau 2 présente une synthèse des résultats de cubatures.

Tableau 2 : Synthèse des résultats de cubatures

Paramètre	Valeur/Résultat	Unité	Observations
Géométrie du site			
Surface 2D	52 994,30	m²	Plateforme modifiée en phases études
Surface 3D (terrain naturel)	53 445,39	m²	Facteur de devers : 1,008
Altitude maximale (TN)	124,78	m NGF	Point bas – Nord-Est du site
Altitude minimale (TN)	87,32	m NGF	
Côte de plateforme			
Côte de plateforme théorique	100,041	m	Calcul théorique
Côte de plateforme sous Covadis	99,262	m	Calcul sous logiciel après itération avec itération
Pente moyenne générale	4,35	%	Terrain accidenté, relief marqué
Cubatures de terrassement			
Volume de déblai brut	45 611,439	m^3	Matériaux à excaver
Volume de remblai brut	45 618,520	m^3	Matériaux à mettre en place
Déblai talus	3 795,731	m^3	Matériaux de talus à excaver
Remblai talus	3 240,556	m^3	Matériaux de talus à mettre en place
Ratio remblai/déblai	1,00015	%	Très bonne valorisation interne
Terre végétale à évacuer	10 598,86	m^3	Evacuation chantier à prévoir
Décapage	11 342,141	m^3	
Point de contrôle et validation			
Nombres de points levés (MNT)	1 954	points	Densité : 1 pt/ 57 m²
Précision altimétrique du levé	±1,5	mm	Leica TS07 + drone Phantom 4 Pro
Système de protection	UTM 30N/WGS84	-	Référentiel géodésique de référence
Tolérance de fermeture	≤1/5000	-	Cheminement polygonal fermé validé

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

I- OBJECTIF DE L'ETUDE HYDROLIQUE ET HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique constitue une étape déterminante du projet, dans la mesure où une mauvaise estimation des débits de ruissellement expose le site à des risques d'inondation, d'érosion et de déstabilisation des plateformes supportant les structures photovoltaïques. La caractérisation des vingt-trois bassins versants et la détermination des débits de pointe permettent ainsi d'anticiper avec fiabilité les volumes d'eau à gérer, condition indispensable à la pérennité des infrastructures.

Cette estimation débouche naturellement sur l'étude hydraulique, sans laquelle les débits calculés resteraient sans traduction concrète sur le terrain. Le dimensionnement rigoureux des canaux et de l'ouvrage de franchissement garantit une évacuation efficace des eaux pluviales, évitant tout débordement susceptible d'endommager les équipements ou de compromettre la sécurité du site. Ces deux études sont ainsi complémentaires et essentielles à la fiabilité globale du projet.

II- ÉTUDE HYDROLOGIQUE

1. Cadre règlementaire

La gestion des ressources en eau en Côte d'Ivoire est régie par la loi n°98-755 du 23 décembre 1998 portant sur le Code de l'Eau. Ce texte fondamental établit les principes juridiques applicables à la protection, à la réservation et à la gestion des ressources en eau sur le territoire national.

Dans le cadre de la présente étude, deux dispositions méritent une attention particulière. D'une part, l'article 25 du titre 2 rappelle qu'aucun aménagement ne doit entraver le libre écoulement des eaux de surface et des eaux souterraines. D'autre part, l'article 29 stipule que tout aménagement hydraulique soumis au régime d'autorisation doit faire l'objet d'une étude d'impact environnementale préalable. Ces exigences légales justifient la réalisation de la présente étude hydrologique préalablement à tout dimensionnement d'ouvrage de drainage sur le site du projet[4].

2. Données météorologiques

Les analyses reposent sur les données climatiques de la station d'Abidjan-Aéroport fournies par la SODEXAM, les levés topographiques du site et les résultats géotechniques.

2-1- Données climatiques (SODEXAM)

Les données climatiques mobilisées dans le cadre de cette étude regroupent les hauteurs mensuelles de précipitations, les maximas journaliers annuels de pluie, les températures mensuelles, les intensités pluviométriques maximales annuelles ainsi que les paramètres de Montana pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 50, et 100 ans.

Ces données ont été fournies par la direction de la Météorologie Nationale, relevant de la Société d'Exploitation et de Développement Aéroportuaire, Aéronautique et Météorologique (SODEXAM). Elles proviennent de la station synoptique d'Abidjan-Aéroport.

Le Tableau 3 présente les principales caractéristiques de la station utilisée dans cette étude.

Tableau 3 : Caractéristiques de la station météorologique

Station/Structure	N° Identifiant	Latitude Nord	Longitude Ouest	Type de station	Date d'ouverture	Période utilisée
Abidjan-Aéroport/ SODEXAM	1090000100	5°15' N	3°56'5" O	Synoptique	1933	1990-2020

2-2- Méthodes statistiques

L'analyse statistique des pluies extrêmes repose sur l'ajustement de la série chronologique des hauteurs de pluie maximales journalières annuelles à des lois de probabilité issues de la théorie des valeurs extrêmes. Trois (03) lois de la famille GEV (Generalized Extreme Value) ont été testées : la loi de Gumbel (GEV-I), la loi de Fréchet (GEV-II) et la loi de Weibull (GEV-III).

Les fréquences empiriques ont été estimées à l'aide de la formule de Hazen :

$$\boldsymbol{F(x) = \frac{i-0,5}{n}} \qquad \textbf{(9)}$$

Avec **i** et **n** respectivement le rang de l'observation classée par ordre croissant et l'effectif de la série.

Le Tableau 4 présente les lois de probabilité utilisées pour l'estimation des pluies extrêmes.

Tableau 4 : Loi de probabilité utilisé pour l'estimation des pluies extrêmes

Loi statistique	Expression	Paramètre	Méthode d'estimation	Critère de comparaison
GEV-I (Gumbel)	$f(x)=\frac{1}{a}\exp\left[-\frac{x-u}{a}-\exp\left(\frac{x-u}{a}\right)\right]$	a, u	MV	CIA et CIB
GEV-II (Fréchet)	$f(x)=\frac{1}{a}\left(1-\frac{x-u}{a}\right)\exp\left\{-\left[1-\frac{k(x-u)}{a}\right]^{\frac{1}{k}}\right\}$	a, u, k		
GEV-III (Weibull)	$f(x)=\frac{1}{a}\left(1-\frac{x-u}{a}\right)^{\frac{1}{k}-1}\exp\left\{-\left[1-\frac{k(x-u)}{a}\right]^{\frac{1}{k}}\right\}$	a, u		

2-3- Méthode rationnelle

Dans le cadre de cette étude, les débits d'eau de ruissellement ont été déterminés par la méthode rationnelle. En effet cette méthode est applicable aux petits bassins versant dont la superficie est inférieure à 4 km^2 (C'est le cas de tous nos bassins versants)[5, p. 110]. La formule du débit maximal s'écrit :

$$\mathbf{Qp(T)=\frac{1}{3,6}\times C\times I(t_c,T)\times A} \qquad \mathbf{(10)}$$

Avec :

Qp(T) : débit de pointe de retour t (m^3/s)

C : Coefficient de ruissellement pondéré pour la période de retour t (0<C<1).

I(t_c, T) : Intensité moyenne de la pluie déduite des courbes IDF pour une durée égale au temps de concentration (en mm/h) ;

A : Superficie du bassin (km^2)

Lorsque plusieurs bassins devront être associés (en série ou en parallèle) pour le dimensionnement, on calculera aussi les paramètres équivalents avec les formules contenues dans le Tableau 5.

Tableau 5 : Formule d'assemblage des bassins versants élémentaires

Paramètres équivalents	Superficie équivalente Aeq	Pente équivalente Peq	Longueur équivalente Leq
Bassin en série	$\sum_i A_i$	$\left[\frac{\sum_i L_i}{\sum_i \frac{L_i}{\sqrt{P_i}}}\right]^2$	$\sum_i L_i$
Bassin en parallèle	$\sum_i A_i$	$\frac{\sum_i P_i Q_{max_i}}{\sum_i Q_{max_i}}$	$L(Tc_{i\ max})$

2-3-1- Intensité

L'intensité de la pluie (i) est déterminée à partir des courbes IDF par l'ajustement d'une loi de Montana à chaque période de retour. L'intensité de pluie est donnée par la formule de Montana :

$$I(t)=a\times t^b \quad (11)$$

Ou a et b les coefficients d'ajustement de Montana et i(t) l'intensité moyenne de la pluie pendant la durée tc (le temps de concentration) avec une période de retour de 10 ans dans notre cas.

2-3-2- Temps de concentration

L'une des expressions les plus utilisées en Afrique, pour le calcul du temps de concentration est celle de KIRPICH qui s'écrit :

$$t_c=\frac{1}{52}\times\left(\frac{L^{1,15}}{H^{0,38}}\right) \quad (12)$$

Avec :

L : la distance entre l'exutoire considéré et le point le plus éloigné du bassin en mètre

H : $(Z_{am}-Z_{av})$ du bassin versant

2-3-3- Coefficient de ruissellement

La détermination du coefficient de ruissellement (C) dépend principalement de l'urbanisme du site, de l'occupation du sol, du relief et de la perméabilité des sols, la présence ou non de végétation[5, p. 115]. Cette valeur est extrêmement variable et a une influence directe sur le temps de concentration. On l'observe à travers le Tableau 6.

Tableau 6:Valeurs du coefficient de ruissellement dans la méthode rationnelle

Nature	Valeur de C							
	Petits bassins de 0 à 10Ha présentant une pente de :				Bassins moyens de 10 à 400Ha présentant une pente de :			
	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Plus de 30%	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Plus de 30%
Plateformes et chaussées de routes ; cours	0,95							
Terrains dénudés, ou à végétation non couvrante	0,80	0,85	0,90	0,95	0,70	0,75	0,80	0,85
Terrains déjà attaqués par l'érosion								
Labours frais								
Culture couvrantes, céréales hautes	0,75	0,80	0,85	0,90	0,52	0,60	0,72	0,80
Terrains de parcours, chiendent ras								
Petite brousse clairsemée								
Prairies	0,70	0,75	0,80	0,85	0,30	0,36	0,42	0,50
Brousse dense savane à sous-bois								
Forêt ordinaire en futaie	0,30	0,50	0,60	0,70	0,13	0,20	0,25	0,30
Sous-bois touffus								
Grande forêt primaire	0,20	0,25	0,30	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25

Le projet se situe dans une zone industrielle, ce dimensionnement se fera en considérant l'état de la plateforme après terrassement. Ainsi nous avons le Tableau 7 qui présente les coefficients de ruissellement obtenus pour chaque bassin versant de notre projet.

Tableau 7 : Choix des coefficients de ruissellement pour chaque bassin versant

Bassins versants concernés	Nature du sol	Valeur de C
BV1	Petite brousse clairsemée	0,65
BV2 à BV12	Petite brousse clairsemée	0,8
BV13 à BV19	Plate-forme	0,95
BV1+BV19	Plateforme + Brousse dense	0,801
BV20 à BV23	Forêt ordinaire en futaie	0,5

Le coefficient de ruissellement du BV1 à été obtenu après association de ses sous-bassins après application de la formule d'assemblages au Tableau 6.

3. Analyse pluviométrique

L'analyse pluviométrique vise à caractériser le régime saisonnier, les pluies extrêmes et les relations Intensité-Durée Fréquence.

3-1. Régime climatique saisonnier

La zone du projet s'inscrit dans le domaine climatique équatorial de transition atténué, communément appelé climat subéquatorial. La Figure 4 permet d'apprécier ce type de climat qui se distingue par l'alternance de quatre saisons au cours de l'année :

- **Grande saison sèche (Décembre à Mars)** : ciel nuageux et brumeux en matinée, dégagé en cours de journée. L'harmattan y est peu marqué en raison de la forte humidité au littoral.
- **Grandes saisons de pluies (Avril à Juillet)** : précédée d'une intersaison orageuse avec des nuages convectifs puissants et des averses surtout nocturnes. C'est la période la plus pluviométrique de l'année.
- **Petite saison sèche (Août à Septembre)** : faible ensoleillement, orages rares, précipitations sous forme de bruines ou pluies légères.
- **Petite saison des pluies (Octobre à Novembre)** : reprise des averses souvent nocturnes et matinales, accompagnées d'orages fréquents.

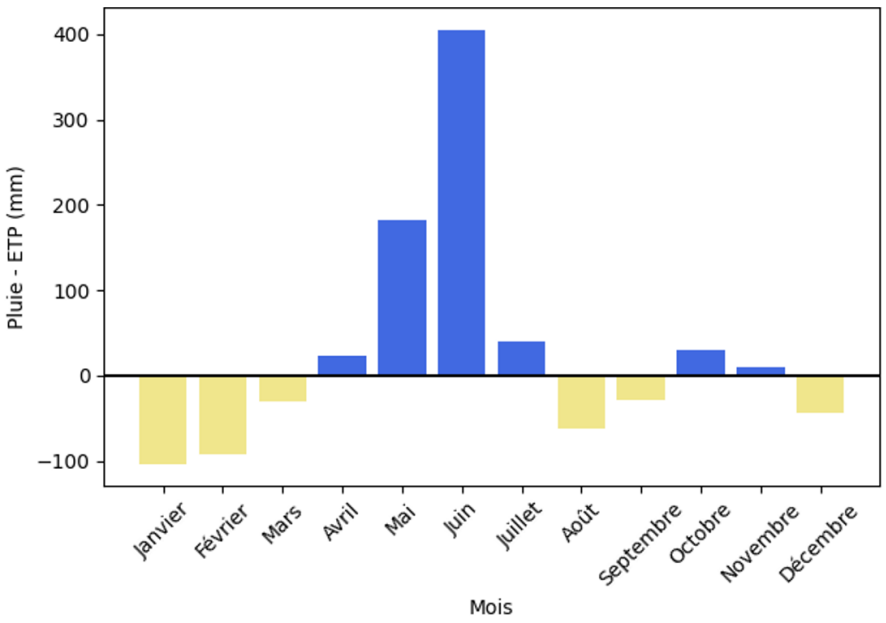


Figure 4 : Repartions des saisons climatiques dans la zone du projet

L'analyse de la distribution mensuelle des pluies à la station d'Abidjan de la Figure 5 révèle que les mois d'Avril, mai, juin et juillet concentrent l'essentiel des précipitations, avec des hauteurs moyennes supérieures à 150mm. Le pic pluviométrique est atteint au mois de juin avec plus de 400mm. A l'inverse, la période de décembre à février se caractérise par une pluviométrie mensuelle faible, généralement inférieur à 100mm.

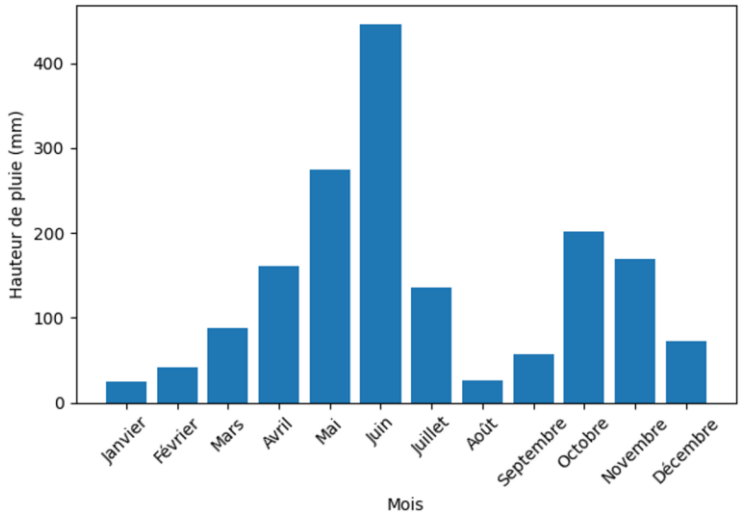


Figure 5 : Evolution des hauteurs de pluie mensuelle à la station d'Abidjan

3-2. Pluie journalière extrême (loi de Gumbel)

L'analyse statistique des maxima journaliers sur la période 1937 - 2022 montre une valeur moyenne de 139 mm et un maximum observé de 312 mm en 24 h à la Figure 6. La pluie décennale estimée est de 197mm. Le Tableau 8 présente les comparaisons des lois statistiques retenues pour l'ajustement de la série de pluie à l'aide des critères AIC et BIC.

Tableau 8 : Comparaison des lois statistiques pour l'ajustement de la série de pluie

Loi statistique	Nombre de paramètre	Critère de comparaison		Classement
		BIC	AIC	
GEV I (Gumbel)	2	851,080	846,266	1
GEV II (Frechet)	2	855,312	848,092	2
GEV III (Weibull)	3	868,839	864,025	3

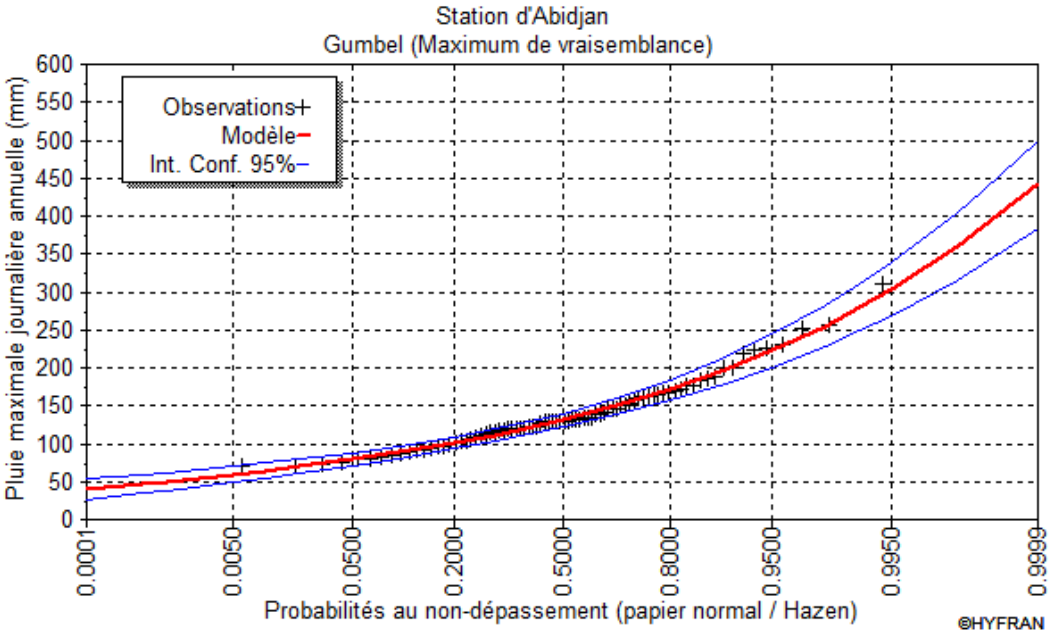


Figure 6 : Ajustement de la loi de Gumbel

3-3. Courbes IDF et paramètre de montana

3-3-1- Intensité maximale de pluies horaires

L'analyse fréquentielle des pluies de courte durée repose sur les intensités maximales annuelles mesurées pour des durées allant de 15 à 240 minutes à la station d'Abidjan. Les valeurs obtenues pour différentes périodes de retour sont présentées dans Tableau 9.

Tableau 9 : Valeurs d'intensité maximale annuelles de pluie pour diverses durées de retour à la station d'Abidjan

Durée	Intensité maximale de pluie pour diverses durées de retour (mm/h)					
	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
15 mn	153	195	223	250	284	310
30 mn	130	165	188	210	239	260
45 mn	96,2	122	138	155	175	191
60 mn	79	97,5	110	121	137	148
90 mn	67,1	83,9	95	106	120	130
120 mn	51,3	65,9	75,6	84,8	96,8	106
150mn	42,4	54,9	63,2	71,1	81,4	89,1
180mn	30,8	40,3	46,6	52,7	60,5	66,3
240	24,7	32,7	37,9	42,9	49,4	54,3

A titre indicatif, l'intensité maximale, pour une durée de 15 minutes et une période de retour décennale est de 223 mm/h, valeur particulièrement élevée, typique des régimes pluviométriques orageux caractéristiques de la région d'Abidjan.

3-3-2- Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

Les courbes Intensité-Duré-Fréquence (IDF) traduisent la relation entre l'intensité de pluies, la durée des averses et leur période de retour. La Figure 7 présente les courbes IDF de la station d'Abidjan pour des durées inférieures à deux heures. Elles montrent que l'intensité pluvieuse diminue avec l'augmentation de la durée de l'averse et augmente avec la période de retour, cette dernière représentant la probabilité qu'une forte pluie se produise.

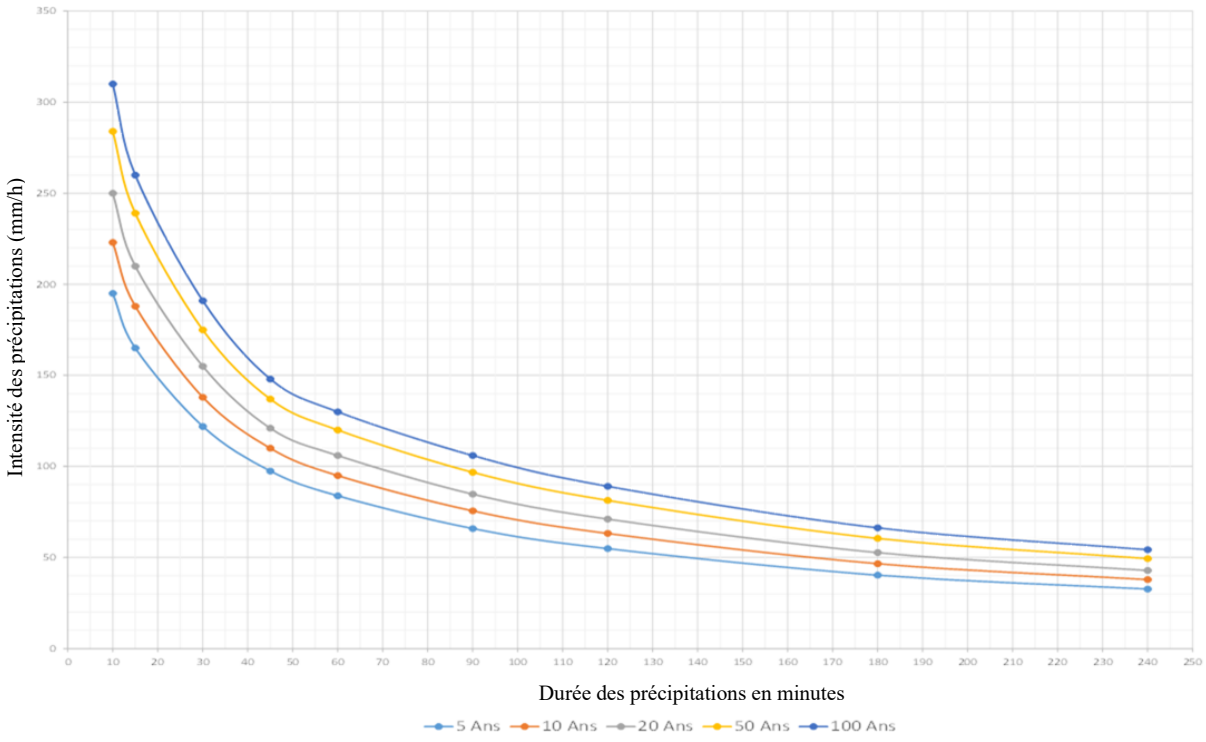


Figure 7 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies de durée inférieure à 2h à la station d'Abidjan

4. Caractérisation hydrologique des bassins versants du projet

Cette étape consiste à décrire de manière détaillée les caractéristiques physiques et hydrologiques des bassins versants concernés par le projet, puis à déterminer les débits de crue nécessaires au dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

4-1- Morphologie des bassins versant

La délimitation des bassins versants a été réalisée à partir des données topographiques issues des levés de terrain. Pour chaque bassin versant identifié, les caractéristiques physiques suivantes ont été déterminées : la superficie, le périmètre, la pente moyenne et la longueur du talweg principal. Ces paramètres conditionnent directement le comportement hydrologique du site face aux évènements pluvieux. La délimitation du bassin versant se trouve en Annexe 6.

4-2- Etat des lieux des collecteurs

Sur le site nous avons rencontré deux lignes de caniveaux déjà existants qui débute dès l'entrée du site 2 de la SCCI pour se déverser sur la plate-forme solaire en projet (au niveau du BV6), avec un débit sortant de 1,5 m^3/s.

Le Tableau 10 permet d'apprécier l'état des lieux des collecteurs existants par rapport à notre étude hydrologique.

Tableau 10 : Etats des lieux des collecteurs

Réseau de drainage	Longueur (m)	Type	Etat de fonctionnement
Existant	265,842	A ciel ouvert	Bon
Prévus	1362,27	Recouvert avec des dallettes	En construction
03 buses	1	Encastré dans les murs Sud-Est	Bon

4-3- Calcul des débits par la méthode rationnelle

Le Tableau 11 illustre les débits obtenus par la méthode rationnelle.

Tableau 11 : Récapitulatifs des débits des bassins versants élémentaires

Bassin versant	Surface A(ha)	Coeff. C moyen	Durée tc (min)	Intensité i (mm/h)	Q projet (m^3/s)
BV1	179,414	0,65	18,33	23,680	7,67
BV2	0,3917	0,8	2,21	75,851	0,07
BV3	0,81427	0,8	3,13	62,650	0,18
BV4	0,62663	0,8	1,87	83,077	0,30
BV5	0,324	0,8	1,10	111,152	0,38
BV6	1,38556	0,8	4,95	48,624	1,52
BV7	0,2114	0,8	1,18	106,936	1,58
BV8	0,32213	0,8	1,87	83,146	1,63
BV9	0,27126	0,8	1,23	104,674	1,70
BV10	0,10592	0,8	0,88	126,075	1,73
BV11	0,10747	0,8	0,42	187,764	1,77
BV12	3,41723	0,8	2,83	66,205	2,27
BV13	0,04586	0,95	1,25	103,483	0,01
BV14	0,02076	0,95	0,54	164,289	0,02
BV15	0,18176	0,95	1,44	95,894	0,05
BV16	0,27999	0,95	1,57	91,421	0,07
BV17	0,25214	0,95	1,53	92,728	0,06
BV18	0,46912	0,95	1,72	86,979	0,11
BV19	183,082	0,8015	24,90	20,007	8,16
BV20	1,17615	0,5	1,45	95,599	0,16
BV21	1,04127	0,5	2,10	78,026	0,27
BV22	0,35082	0,5	2,35	73,297	0,30
BV23	0,60133	0,5	1,50	93,911	0,38

Nous avons effectué pour ce calcul des bassins en dérivation notamment de BV2 à BV12, de BV13 à BV18 et de BV21 à BV23. Concernant BV19, il à été associé en série avec BV1.

4-4- Sens d'écoulement

La Figure 8 montre le sens d'écoulement des eaux pluviales dans notre zone d'étude.



Figure 8 : Sens d'écoulement des eaux de la plateforme

La Figure 8 met en évidence les directions d'écoulement des eaux pluviales sur le site d'étude. Les écoulements convergent majoritairement vers l'exutoire situé à l'est, traduisant le sens naturel du drainage du terrain. Cette analyse a permis de définir les bassins versants et d'orienter la conception du système de drainage du projet.

4-5- Risque d'inondation

L'évaluation des risques d'inondation présenté par la Figure 9 a été fait sous HEC-HMS puis injecté dans HEC-RAS pour simuler la propagation des écoulements et déterminer les hauteurs d'eau maximales.

Les simulations mettent en évidence des hauteurs d'eaux comprises entre 35 mm et 4572,51 mm dans les zones creuses du relief.

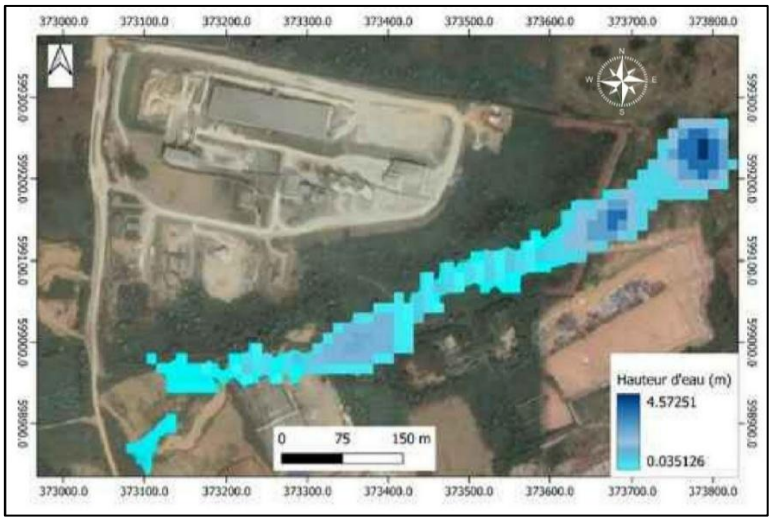


Figure 9 : Cartes des zones inondables du sites

Conclusion partielle

L'étude hydrologique a permis de caractériser les conditions climatiques et hydrologiques du site, de déterminer les débits de projets pour une période de retour de 10 ans et d'identifier les secteurs exposés au risque d'inondation. Les résultats obtenus constituent la base du dimensionnement hydraulique des ouvrages d'assainissement pluvial.

III- ÉTUDE HYDRAULIQUE

1- Hypothèse de dimensionnement (applicable aux caniveaux, aux dalots et buses)

- **Coefficient de rugosité**

Le coefficient de rugosité Ks pour les canaux en béton varie de 60 à 70 selon la qualité de la paroi. Dans la présente étude, Ks est pris égale à 67 pour être dans le sens de la sécurité et en tenant compte des phénomènes de vieillissement des caniveaux.

- **Conditions de vitesse maximale et minimale – Condition de pente maximale et minimale**

Lors du dimensionnement des ouvrages fonctionnant à surface libre, la vitesse d'écoulement doit rester dans un intervalle admissible. Une vitesse trop élevée accélère l'usure et la détérioration des structures (V≥4 m/s), tandis qu'une vitesse trop faible (V≤0,3 m/s) favorise les dépôts et l'envasement ; ce que nous voulons éviter au maximum.

- **Revanche pour les ouvrages**

Pour éviter les débordements d'eau, le taux de remplissage a été pris égal à 75% dans les ouvrages.

2- Base de calcul hydraulique des caniveaux

Cette formule a pour objectif de déterminer les dimensions, la capacité d'évacuation des ouvrages de drainage et le débit maximal admissible dans un ouvrage. A cet effet, le dimensionnement des sections, l'évaluation de la capacité d'écoulement ainsi que le calcul des vitesses en régime uniforme sont réalisées à l'aide de la formule de Manning Strickler à l'aide de l'expression ci-après :

$$Qc = K_s . R_h^{2/3} . S_m . p^{1/2} \quad (13)$$

$$V = \frac{Q}{S_m} = K_s R_h^{2/3} p^{1/2} \quad (14)$$

Qc : débit capable en m^3/s

$\boldsymbol{Rh} = \frac{S_m}{P_m}$: rayon hydraulique

Sm : surface mouillée en m^2

Pm : périmètre mouillé en m

p : pente en m/m

Les hypothèses ci-après pour ce dimensionnement ont été retenus :

- Coefficient de Manning Strickler Ks=67 [5, p. 288] ;
- Section trapézoïdale : $\mathbf{S_m = y(b + my)}$ avec **m** : le fruit de berge ;
- Section rectangulaire : $\mathbf{S_m = by}$ **(pour m = 0) ;**
- Périmètre : $\mathbf{P_m = B + 2y\sqrt{m^2 + 1}}$ **(pour m ≠ 0).**

3- Base de calcul hydraulique des dalots

Le débit capable des dalots est calculé à l'aide de la formule suivante et comparé au débit projets du bassin versant qui lui sera assigné :

$$\mathbf{Qd = N \times \frac{1}{n} S_m R_h^{\frac{2}{3}} p^{\frac{1}{2}}} \quad \textbf{(15)}$$

N : Le nombre de cellules

Le dimensionnement de l'ouvrage passe par des calculs intermédiaires pour la détermination des variables adimensionnelles Q^*, H^* et $I_c{}^*$

- **La profondeur amont H1**

Le niveau d'eau amont (H1) est déterminé à l'aide des formules et des variables adimensionnelles suivantes

$$\mathbf{Q^* = \frac{q}{S\sqrt{2gL}}} \quad \textbf{(16)}$$

$$\mathbf{H^* = \frac{H1}{D}} \quad \textbf{(17)}$$

$$\mathbf{q = \frac{Q}{n}} \quad \textbf{(18)}$$

B : Largeur interne du dalot

D : hauteur interne du dalot

S : Section interne de l'ouvrage (m^2)

H1 : Tirant d'eau en amont de l'ouvrage (m)

g : Accélération de pesanteur

q : débits de dimensionnement de l'ouvrage en (m^3/s). Il est fonction du débit de projet Qp et du nombre de section d'ouvrage à réaliser

Connaissant le débit à évacuer dans une section de l'ouvrage, on se donne une première valeur de hauteur (D) en fonction des caractéristiques du dalot au droit de l'ouvrage. Cela permet d'estimer la largeur interne (B) du dalot. On déduit la valeur de la variable ($\mathbf{Q^*}$) à partir du débit (q) et des dimensions du dalot.

La détermination de (H*) se fait à l'aide de l'abaque de la figure 77 du manuel (N'GUYEN VAN TUU, BCEOM, 1979) page 248. Cet abaque est joint en annexe 2.

Il est à noter que si H* >1,25D alors il faudra reconsidérer la valeur de la largeur interne du dalot et reprendre la procédure énoncée précédemment jusqu'à obtenir une valeur H*≤1,25D.

- **Pente critique I_c**

La pente longitudinale est déterminée à l'aide de $\boldsymbol{Q^*}$ et $\boldsymbol{I_c}^*$ de la manière suivante :

$$\boldsymbol{Q^* = \frac{q}{\sqrt{gB^5}}} \qquad \textbf{(19)}$$

$$\boldsymbol{{I_c}^* = \frac{\frac{I_c}{g}}{{K_s}^2 B^{\frac{1}{3}}}} \qquad \textbf{(20)}$$

Après avoir calculé $\boldsymbol{Q^*}$, $\boldsymbol{I_c}^*$est obtenu à l'aide de l'abaque de la figure 82 du manuel (N'GUYEN VAN TUU et BCEOM, 1979) page 258. Cet abaque est joint en annexe 3.

Connaissant $\boldsymbol{I_c}^*$, on déduit la pente critique $\boldsymbol{I_c}$ grâce à l'expression de l'équation **(20)**.

- **Vitesse d'écoulement**

La vitesse d'écoulement est déterminée à l'aide des variables adimensionnelles Q^* et V^* suivantes :

$$\boldsymbol{Q^* = \frac{q}{K_s I^{\frac{1}{2}} B^{\frac{8}{3}}}} \qquad \textbf{(21)}$$

$$\boldsymbol{V = K_s V^* p^{\frac{1}{2}} B^{\frac{2}{3}}} \qquad \textbf{(22)}$$

Q^* est calculé dans un premier temps. V^* est obtenu à l'aide de l'abaque de la figure 84, du manuel N'GUYEN VAN TUU et BCEOM, 1979) page 263. Cet abaque est joint en annexe 4. Connaissant V^*, on réduit la vitesse grâce à l'expression de l'équation **(22).**

IV-RESULTATS DES ETUDES

1- Dimensionnement hydraulique des caniveaux

Nous choisirons des collecteurs à profil rectangulaire, pour ceux ceinturant la plateforme ainsi que ceux qui affluent dans le canal principal pour faciliter leur mise en œuvre comme l'indique le Tableau 12 et le Tableau 13. Le canal principal quant à lui sera de forme trapézoïdale afin d'assurer une stabilité des pentes des talus avec le sable de remblais apporté en raison du débit important qui traversera ce dit canal.

Pour respecter les normes et faire en sorte que le dimensionnement soit correct nous nous sommes fixés l'objectif d'avoir :

- $Q_{capable} \geq Q_{projet}$
- La vitesse d'écoulement tolérée doit être supérieure à 0,6 m/s pour faciliter l'auto-curage et inférieur à 4 m/s pour éviter l'érosion rapide des parois.

1.1. Caniveaux périphériques

Tableau 12 : Calcul des sections hydrauliques des caniveaux périphériques

	Tronçons	BV	Qp cumulé [m3/s]	Lt [m]	I TN [-]	b [m]	H [m]	y [m]	Sm [m²]	Pm [m]	Rh [m]	Qcap [m3/s]	Section retenue	V [m/s]
Caniveaux périphériques (Forme rectangulaire)	N1_N2	BV2	0,066	47,43	0,042	0,50	0,50	0,38	0,19	1,25	0,15	0,728	50 × 50	3,88
	N2_N3	BV3	0,179	68,21	0,043	0,50	0,50	0,38	0,19	1,25	0,15	0,734	50 × 50	3,91
	N3_N4	BV4	0,295	70,55	0,040	0,50	0,50	0,38	0,19	1,25	0,15	0,713	50 × 50	3,80
	N4_N5	BV5	0,375	35,88	0,033	0,50	0,50	0,38	0,19	1,25	0,15	0,643	50 × 50	3,43
	N5_N6	BV6	1,525	77,86	0,019	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,707	80 × 80	3,56
	N6_N7	BV7	1,575	36,06	0,022	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,850	80 × 80	3,85
	N7_N8	BV8	1,635	53,98	0,022	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,852	80 × 80	3,86
	N8_N9	BV9	1,698	22,92	0,017	1,00	1,00	0,75	0,75	2,50	0,30	2,975	100 × 100	3,97
	N9_N10	BV10	1,727	22,02	0,016	1,00	1,00	0,75	0,75	2,50	0,30	2,839	100 × 100	3,79
	N10_N11	BV11	1,772	16,40	0,016	1,00	1,00	0,75	0,75	2,50	0,30	2,835	100 × 100	3,78
	N11_N12	BV12	2,275	175,00	0,017	1,00	1,00	0,75	0,75	2,50	0,30	2,948	100 × 100	3,93
	N12_N13	BV13	0,013	70,95	0,054	0,40	0,40	0,30	0,12	1,00	0,12	0,454	40 × 40	3,79
	N12_N14	BV14	0,022	11,74	0,043	0,40	0,40	0,30	0,12	1,00	0,12	0,404	40 × 40	3,36
	N14_N15	BV15	0,046	27,83	0,057	0,40	0,40	0,30	0,12	1,00	0,12	0,469	40 × 40	3,91
	N15_N16	BV16	0,068	46,26	0,050	0,40	0,40	0,30	0,12	1,00	0,12	0,436	40 × 40	3,63
	N16_N17	BV17	0,062	47,23	0,058	0,40	0,40	0,30	0,12	1,00	0,12	0,470	40 × 40	3,92
	N17_N18	BV18	0,108	88,67	0,059	0,40	0,40	0,30	0,12	1,00	0,12	0,477	40 × 40	3,97
	N18_N19	BV20	0,156	92,39	0,022	0,60	0,60	0,45	0,27	1,50	0,18	0,853	60 × 60	3,16
	N19_N20	BV21	0,269	151,15	0,010	0,60	0,60	0,45	0,27	1,50	0,18	0,575	60 × 60	2,13
	N20_N21	BV22	0,305	46,31	0,018	0,60	0,60	0,45	0,27	1,50	0,18	0,781	60 × 60	2,89
	N21_N22	BV23	0,383	77,12	0,007	0,60	0,60	0,45	0,27	1,50	0,18	0,478	60 × 60	1,77
	N22_N23	BV23	0,383	84,85	0,011	0,60	0,60	0,45	0,27	1,50	0,18	0,610	60 × 60	2,26

Le dimensionnement des caniveaux périphériques a conduit aux sections rectangulaires suivantes : 40×40cm, 50×50cm, 60×60 ; 80×80cm et 100×100cm.

1.2. Caniveaux principaux et ses affluents

Tableau 13 : Calcul des sections hydrauliques du caniveau principale et des caniveaux des affluents

	Tronçons	BV	Qp [m3/s]	Lt [m]	I TN [-]	b [m]	H [m]	y [m]	Sm	Pm	Rh	Qcap [m3/s]	V [m/s]	Section retenue
Caniveaux d'apports	A1-A2	BV21	0,30	22,75	0,01	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,50	3,12	80 × 80
	A2-A3			24,73	0,02	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,56	3,25	80 × 80
	B1-B2	BV22	0,30	27,62	0,02	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,85	3,85	80 × 80
	B2-B3			24,71	0,02	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,77	3,68	80 × 80
	C1-C2	BV23	0,38	27,59	0,02	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,62	3,38	80 × 80
	C2-C3			30,57	0,01	0,80	0,80	0,60	0,48	2,00	0,24	1,08	2,24	80 × 80
Canal Principal	P1_P2	BV1 + BV19	8,155	326,09	0,006	2,00	1,50	1,13	2,88	4,52	0,64	11,22	3,89	200×300×150
	P2_P3			92,30	0,006	2,00	1,50	1,13	2,88	4,52	0,64	10,64	3,69	200×300×150
	P3_P4			42,47	0,006	2,00	1,50	1,13	2,88	4,52	0,64	11,20	3,89	200×300×150

Le dimensionnement a conduit aux sections rectangulaires de 80×80cm pour les caniveaux affluents et aux sections trapézoïdale de 200x150x50 cm pour le canal principal.

2- Dimensionnement hydraulique des dalots

Pour notre étude, nous choisirons des dalots pour assurer le passage des eaux sur les routes en terre en reliant les caniveaux de part et d'autre de la route. Ce choix a été fait pour assurer la cohérence géométrique entre les dimensions des caniveaux.

Le dimensionnement hydraulique des ouvrages de type dalots est résumé dans Tableau 14.

Tableau 14 : Récapitulatif du choix du dalot 1x200x200 cm

Tableau des dalots								
BV	Q moyen (m3/s)	Position	Dimension de l'ouvrage				Débit C. m^3/s	Nombre de cellules
BV1	7,67	A l'entrée du canal principal	Dalot	2,00	×	2,00	10,18	1
BV1+ BV19	8,16	A la sortie du canal principal	Dalot	2,00	×	2,00	10,18	1

Il y aura donc un (01) dalot de type 1×200×200 cm à l'entrée du caniveau principal (Côté Sud) et le même sera présenté à la sortir.

Un mur en aile sera dimensionné seulement en amont du 1er dalot principal pour favoriser la stabilité des talus et non en sortir car il est directement relié à un caniveau de même dimension en base. Ce sera inversement le même cas pour le second caniveau en aval du canal principal.

Conclusion partielle

Nous avons au total dimensionné cinq types de caniveaux rectangulaires de dimensions (C40x40, C50x50, C60x60, C80x80, C100x100), un canal principal trapézoïdal de sections C200x150x50 et deux dalots de sections 1x200x200 cm qui sont présenté dans le Tableau 15.

Tableau 15 : Récapitulatif des sections de caniveaux et leurs longueurs d'exécution

Type de caniveaux	Longueur totale [m]	Volume d'excavation [m^3]
C40x40	292,67	46,83
C50x50	222,07	55,52
C60x60	451,83	162,66
C80x80	325,87	208,55
C100x100	236,34	236,34
C200x150x50	460,86	884,86

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DES OUVRAGES

I- OBJECTIF DE L'ETUDE STRUCTURAL

Le dimensionnement structural complète l'étude hydraulique en garantissant la résistance et la durabilité des ouvrages de drainage face aux charges auxquelles ils seront soumis. Le calcul du ferraillage, réalisé conformément au BAEL 91 modifié 99 et au Fascicule 61 Titre II, permet de limiter les risques de fissuration, d'assurer l'étanchéité des ouvrages et de garantir leur bon comportement mécanique durant toute leur durée de service.

II- HYPOTHESE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

➢ Règles de calculs

Fascicule 62 Titre I : les règles du BAEL 91 modifiée 99

Fascicule 61 Titre II : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

➢ Béton

- Poids volumique du béton : 25 kN/m^3 ;
- La résistance à la compression à 28 jours du béton : fc28=25MPa ;
- Resistance à la traction à 28 jours du béton : f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}=2,1MPa ;
- Contrainte maximale de calcul en compression à l'ELU ; $f_{bu}=\frac{0,85f_{c28}}{\theta\times\gamma_b}$=14,167 MPa [6];
- Contrainte maximale de calcul en compression à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc}$=0,6f_{c28}=15MPa [6] ;
- Fissuration considérée comme préjudiciable et enrobage pris égal à 3 cm ; conformément au BAEL pour un ouvrage exposé aux intempéries.[6, p. 63].

➢ Acier

- Nuance haute adhérence : HA FeE 500 ;
- Limite d'élasticité : f_e = 500 MPa ;
- Contrainte à l'état limite ultime (ELU) de l'acier: $f_{su}=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{500}{1,15}$=434,78 MPa.

➢ Sol de fondation

- Poids volumique des terres : 18,5 kN/m^3 ;
- Coefficient de poussées des terres : ka=0,33 ; [7].

III- DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES OUVRAGES LONGITUDINAUX

1- Modèles statiques et chargements

➢ Dallette

Les dallettes ont été considérées comme une poutre simplement appuyée sur les deux piédroits soumis à une charge concentrée Br=100 kN/ml (roue isolée, Fascicule 62 Titre 2) et à son poids propres Gd comme le montre la Figure 10.

- Charge permanente : $G_d=\gamma_b \times e \times b$
- Charge variable : B_r=100 kN (Charge concentrée en position centrale, Fascicule 62 TitreII)

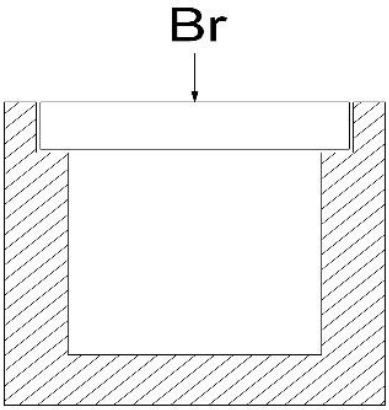


Figure 10 : Charges sous dallette

➢ **Piédroits**

Le piédroit est dimensionné en flexion composé avec un effort normal vertical N (poids dallette G_d+ poids propre du piédroit G_{pd}+ Br) combiné à un moment fléchissant M dû à la poussée latérales des terres et à l'excentricité de Br. Le moment fléchissant résulte de la poussée latérale des terres terre, H_t, dont la resultante, aplliquée au tiers inférieur du voile, vaut :

$$H_t=\frac{1}{2}K_a\gamma_s H^2$$

Où K_a est le coefficient de poussée des terres de Rankine, et γ_s le poids volumique du sol et H la hauteur du voile. La Figure 11 est une représentation des charges appliquées aux piédroits de notre ouvrage.

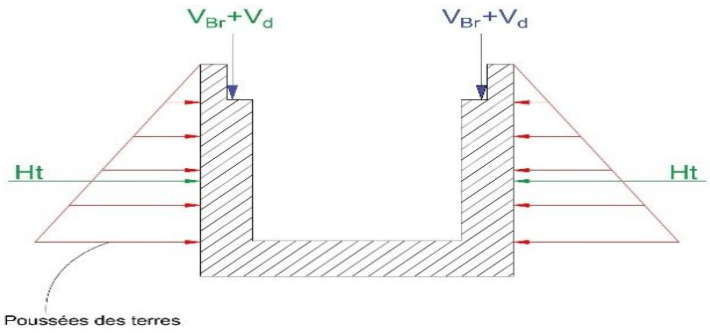


Figure 11 : Charges sous piédroits

- Radier

Le radier est solidaire des deux piédroits par un encastrement. Sa rigidité en flexion simple étant inférieur à celle des voiles, il est assimilé à une dalle doublement encastrée soumise à la réaction d'un sol uniformément répartie comme l'indique la Figure 13.

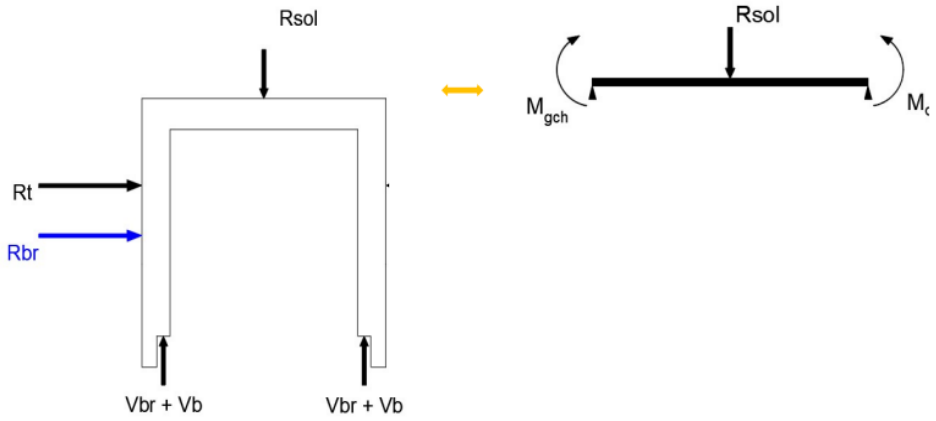


Figure 12 : Charges sous radier

2- Prédimensionnement

L'épaisseur des parois est déterminée par la règle empirique : $e\ (cm) = \frac{b\ (cm)}{32} + 12{,}5[8]$.

On observe sur la Figure 13, une coupe transversale illustrant les différentes dimensions des caniveaux.

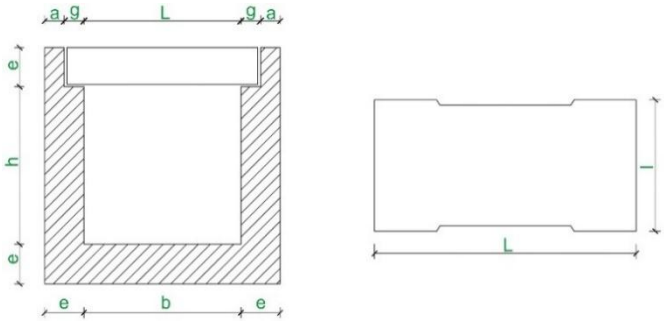


Figure 13:Coupe transversale d'un caniveau

Les paramètres géométriques des différents caniveaux sont consignés dans le Tableau 16.

Tableau 16 : Récapitulatif des paramètres géométriques des caniveaux

Désignation	Formules	SECTIONS DES CANIVEAUX					
		40x40	50x50	60x60	80x80	100x100	200x150x50
Epaisseur de la lèvre de feuillure (m)	a≈e/2	0,075	0,075	0,075	0,075	0,10	-
Redent de la feuillure (m)	g=e-a	0,075	0,075	0,075	0,075	0,10	-
Portée de la dallette (m)	L=b+2c	0,55	0,65	0,75	0,95	1,20	-
Largeur de la dallette (m)	l	0,50	0,50	0,5	0,5	0,50	-
Epaisseur dallette	e	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	-
Hauteur piédroit (m)	h(m)	0,40	0,5	0,60	0,80	1,00	1,50
Longueur de flambement (m)	$lf=2l_0$	0,80	1,00	1,20	1,60	2,00	3,00
Base intérieure du caniveau (m)	b	0,40	0,5	0,60	0,80	1,00	2,00
Epaisseur piédroit /radier (m)	e'(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,20
Hauteur utile des aciers(m)	0,9e	0,135	0,135	0,135	0,135	0,18	0,18
d'(m)	d'=e-d	0,015	0,015	0,015	0,015	0,02	0,02

3- Calculs des sollicitations

Le Tableau 17 montre les différentes sollicitations obtenues au niveau de chaque élément de structures des caniveaux.

Tableau 17 : Récapitulatif des sollicitations observées pour les différents composant du caniveau

Composant du caniveau	SOLLICITATIONS		SECTIONS DES CANIVEAUX					
			40x40	50x50	60x60	80x80	100x100	200x150x50
DALLETTE	ELU	Nu (kN)	75,38	75,53	75,71	76,14	77,43	-
		Mu (kN/m)	5,72	8,01	10,68	17,19	27,73	-
	ELS	Nser (kN)	27,78	32,90	38,03	48,35	61,80	-
		Mser (kN/ml)	3,82	5,35	7,13	11,48	18,54	-
PIEDROIT	ELU	Nu (kN)	1,25	1,74	2,32	3,72	5,93	11,91
		Mu (kN/m)	0,23	0,38	0,58	1,18	2,37	6,75
	ELS	Nser (kN)	0,92	1,29	1,72	2,75	4,40	8,82
		Mser (kN/ml)	0,17	0,28	0,43	0,87	1,76	5,00
RADIER	ELU	Rsu (kN)	236,76	208,44	186,42	154,38	128,43	19,73
		Mu (kN/m)	9,67	11,12	12,58	15,57	20,98	9,47
	ELS	Rsser (kN)	159,51	140,51	125,74	104,26	87,20	14,61
		Mser (kN/ml)	6,51	7,49	8,49	10,51	14,24	7,01

L'étude des sollicitations montre que les efforts dans la dallette croissent légèrement quel que soit la taille du caniveau et l'augmentation de la portée de la dallette. En revanche ; les efforts dans les piédroits augmentent fortement lorsque la hauteur du caniveau augmente à cause de la poussée des terres. Les moments dans le radier augmentent en fonction de la largeur de l'ouvrage. Le caniveau 100x100 est le plus dimensionnant parmi les caniveaux rectangulaires, tandis que le caniveau trapézoïdal de 200x150x50 est le plus sollicité au niveau des piédroits.

4- Calcul des armatures des différents composants d'ouvrages

- Dallette

Le Tableau 18 résume les dispositions de ferraillage à adopter pour les différentes sections de dallette.

Tableau 18 : Récapitulatif des armatures retenues pour les dallettes

Type de caniveau	DALLETTES					
	Aciers longitudinaux				Aciers de montages	Cadres / étriers
	Ast calculé (cm²/ml)	Ast retenu (cm²/ml)	Barres choisies	Espacement	Barres choisies	ϕ (mm)
C40x40	1,25	2,36	3HA10	12 cm	3HA8	6 mm
C50x50	1,76	3,14	4HA10	12 cm	3HA8	6 mm
C60x60	2,38	3,14	4HA10	12 cm	3HA8	6 mm
C80x80	3,94	5,65	5HA12	12 cm	3HA10	6 mm
C100x100	4,73	6,79	6HA12	15 cm	3HA10	8 mm

Les détails du processus de dimensionnement de ces caniveaux sont présentés en Annexe *9*.

Il est à noter que le choix des armatures longitudinaux et de montage a été guidé par les vérifications aux états limites de service.

- Piédroits/Radier

Le Tableau 19 et le Tableau 20 présentent le résultat des sections d'armatures retenues après le dimensionnement en Annexe *9*.

Tableau 19 : Récapitulatif du choix des armatures des piédroits

Section de caniveau	PIEDROIT						Nappes
	Aciers principaux			Aciers de repartitions			
	Ast retenu (cm²/ml)	Barres Choisis	Espacement (cm)	Ast retenu (cm²/ml)	Barres choisies	Espacement (cm)	
40x40	2,51	5HA8	20	2,51	5HA8	20	1Nappe
50x50	3,93	5HA10	20	2,51	5HA8	20	1Nappe
60x60	3,93	5HA10	20	2,51	5HA8	20	1Nappe
80x80	3,93	5HA10	20	2,51	5HA8	20	1Nappe
100x100	3,93	5HA10	20	2,51	5HA8	20	2 Nappes
200x100x50	3,93	5HA10	20	2,51	5HA8	20	2 Nappes

Tableau 20 : Récapitulatif du choix des armatures du radier

RADIER							Nappes
Section de caniveau	Aciers principaux			Aciers de repartitions			
	Ast retenu (cm²/ml)	Barres Choisies	Espacement (cm)	Ast retenu (cm²/ml)	Barres Choisies	Espacement (cm)	
40x40	3,93	5HA10	20	2,51	5HA8	20	1Nappe
50x50	3,93	5HA10	20	2,51	5HA8	20	1Nappe
60x60	5,65	5HA12	20	3,93	5HA10	20	1Nappe
80x80	5,65	5HA12	20	3,93	5HA10	20	1Nappe
100x100	5,65	5HA12	20	3,93	5HA10	20	2 Nappes
200x100x50	3.93	5HA10	20	3,93	5HA10	20	2 Nappes

IV-DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES OUVRAGES TRANSVERSAUX

1- Modèles statiques et chargements

Le calcul des armatures est mené conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99. Les prescriptions du Fascicule 61 Titre II sont adoptés par analogie pour la détermination des charges roulantes, la plateforme étant accessible aux véhicules lourds d'exploitation de maintenance. Les charges d'exploitations routières appliquées sont les systèmes **A (L)** et **B (Bc, Bt)**. L'analyse structurale est conduite par une bande unitaire d'un mètre (b=1m).

Les éléments constitutifs du dalots (piédroits, tablier et radier) sont soumis aux actions permanentes (poids propre, poussée des terres, guides roues, et remblai). Les sollicitations sont déterminées par la méthode des 3 moments, permettant d'obtenir les moments fléchissant aux appuis et en travée pour chacun des éléments de structure.

2- Résultats du calcul des cadres du dalot 1x200x200 cm

2-1 Prédimensionnement

Nous déterminerons l'épaisseur du tablier et celle du radier par la formule suivante :

$$e(cm) = \frac{b}{32} + 12{,}5 = \frac{200}{32} + 12{,}5 = 18{,}75\ cm$$

Nous retiendrons une épaisseur de **25 cm** afin de permettre un bétonnage correct du béton.

On utilisera également la même épaisseur pour le piédroit comme l'indique le Tableau 21.

Tableau 21 : Paramètres de dimensions du dalot

Désignation	Valeur
Epaisseur de tablier / radier / voile	e = 0,25 m
Portée de la travée	B = 2 m
Hauteur piédroits	H = 2 m
Largeur roulable	L_r= 4 m
Largeur chargeable	L_C= 4 m
Epaisseur de la couche de remblai	0,20m
Nombre de de voies	n =1 voie
Ouverture hydraulique	2 m × 2 m
Section du guide roue en béton	0,25m×0,4m
Classe de l'ouvrage de franchissement	III

2-2 Calcul des sollicitations

- **Charges permanentes**

La Figure 14 présente les charges permanentes qui s'appliquent sur notre ouvrage :

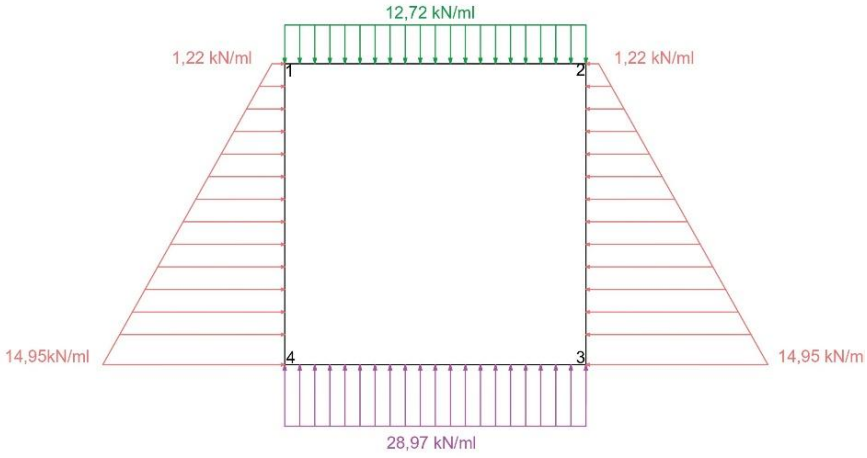


Figure 14 : Récapitulatif des charges de dimensionnement sur le dalot 1x2x2

Nous avons obtenu des charges permanentes uniformément sur le tablier (incluent le poids propre du radier ; des guides roues et du remblai de 20 cm) d'une valeur de 12,72 kN/ml. Celles des piédroits valent 1,22 kN/ml en tête de piédroit et 14,95 kN/ml. Quant au radier sa charge permanente vaut 28,97 kN/ml.

Ces différentes charges ont induit normalement des moments illustrés par le Tableau 22.

Tableau 22 : Récapitulatifs des moments dues à l'ensembles des charges permanentes de l'ouvrage

Tablier						
Travée	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
	6,36	− 4,11	- 4,11	2,25	6,36	6,36
Radier						
Travée	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
	14,49	−9,47	−9,47	5,02	−14,49	−14,49

- **Charges d'exploitations**

Concernant les charges d'exploitations, nous avons évalué plusieurs types de charges d'exploitation routières dont le système Bt qui a été retenu comme le cas le plus dimensionnant sur notre voie de 4 m illustré par la Figure 15. Celui-ci fait l'objet de notre étude.

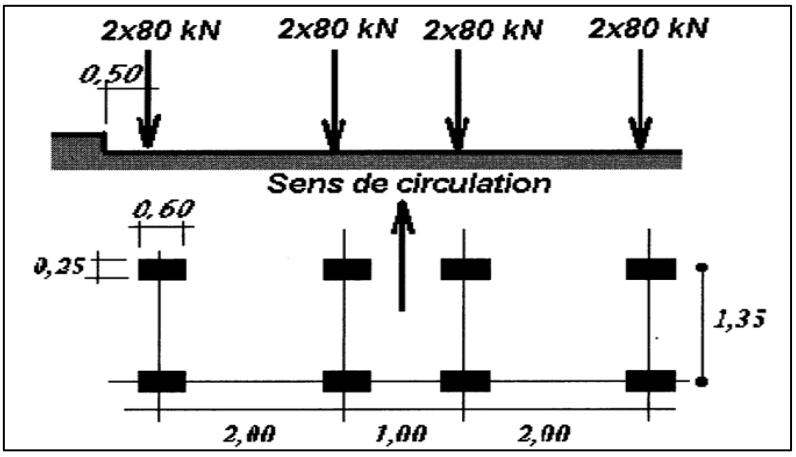


Figure 15 : Charges d'exploitation Bt

Ainsi l'application de la charges Bt sur notre dalot a engendré les moments consignés dans le Tableau 23.

Tableau 23 : Moments engendré par la surcharge Bt

Tablier						
Travées	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
1	64,8	-41,93	-41,93	22,87	129,6	129,6
Radier						
Travées	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
1	25,92	-16,35	-16,35	9,57	-25,92	-25,92

La combinaison des charges appliquée à la fois au poids propre de l'ouvrage et à la surcharges routière Bt est résumée dans le Tableau 24.

Tableau 24 : Sollicitations de dimensionnement ELU/ELS

Partie de l'ouvrage	Sollicitations	Positions	ELU :1,35G+1,6Bt	ELS : G+1,2Bt
Tablier	Moment fléchissant	Gauche	-72,64	-54,43
		Droite	-72,64	-54,43
		Milieu	39,62	29,69
Radier	Moment fléchissant	Gauche	-38,94	-29,09
		Droite	-38,94	-29,09
		Milieu	22,09	16,50
Piédroits de rive	Moment fléchissant	Milieu	49,47	37,07
	Effort Normal		276,65	207,23

2-3 Calculs des armatures

Le calcul des armatures selon les règles du BAEL 91 modifié 99 qui fait suite aux déterminations des charges routières avec l'appui du titre II du fascicule 61 est consigné dans le Tableau 25.

Tableau 25 : Choix des aciers principaux

ACIERS PRINCIPAUX							
Partie d'ouvrage		Section des aciers (cm²)			Section Min	Choix / Nappe	Espacement (cm)
		ELU	ELS	Maximum			
		Ast	Ast				
TABLIER	Appuis	10,78	16,08	16,08	2,17	8HA16	15
	Mi-travée	6,79	9,24	9,24	2,17	6HA14	15
RADIER	Appuis	10,78	16,08	16,08	2,17	8HA16	15
	Mi-travée	6,79	9,24	9,24	2,17	6HA14	15
PIEDROIT	Appuis	-0,22	3,93	3,93	2,17	5HA10	20

Le Tableau 26 présente le choix des aciers principaux.

Tableau 26 : Choix des aciers de répartition

ACIERS DE REPARTITION							
Partie d'ouvrage		Section des aciers (cm²)			Section Min	Choix / Nappe	Espacement (cm)
		ELU	ELS	Maximum			
		Ast	Ast				
TABLIER	Appuis	3,59	5,36	5,36	2,17	5HA12	20
	Mi-travée	2,26	3,08	3,08	2,17	5HA10	20
RADIER	Appuis	3,59	5,36	5,36	2,17	5HA12	20
	Mi-travée	2,26	3,08	3,08	2,17	5HA10	20
PIEDROIT	Appuis	-	3,93	2,71	2,17	5HA10	20

CHAPITRE V : ÉTUDE FINANCIERE

I. OBJECTIF DE L'ETUDE FINANCIERE

Cette partie est consacrée à l'étude des coûts associés à la construction de notre système de drainage et du dimensionnement de notre plate-forme solaire. Elle permet d'avoir une appréciation de l'enveloppe budgétaire nécessaire à la réalisation des ouvrages afin d'orienter le choix des solutions technique les plus adaptés. L'étude financière s'articule autour de trois étapes principales : l'établissement des prix unitaires, l'avant-métré, et l'analyse comparative de variantes constructives.

II. ETUDE DE PRIX

1- Source et méthode de détermination des prix

La détermination des prix unitaires est une des étapes les plus importante lors d'une étude économique d'un projet de génie civil. En effet elle conditionne la fiabilité de l'estimation globale ainsi que de la crédibilité du projet.

En l'absence de grille tarifaire de la part de l'entreprise SEP Ingénierie & Conseils (documents jugés confidentiel), les prix unitaires retenus dans la présente étude ont été établit en utilisant le bordereau des prix unitaires à jour pour l'année 2026 élaboré par le Ministère de la Construction et de l'Urbanisme[9].

Concernant la méthode utilisée pour cette étude, chaque prix est décomposé selon la méthode classique du BTP constituées de quatre composantes : les matériaux (fourniture et transport), la main d'œuvre (qualification et rendement) ; le matériels (amortissement et carburant) sans oublier les frais généraux et bénéfices estimés entre 10% du coût direct.

2- Prix unitaires

Le Tableau 27 présente les prix unitaires sur lesquelles nous nous sommes basés pour réaliser notre étude financière.

Tableau 27 : Bordereaux des prix unitaires des travaux de terrassement et drainage

Désignation	Unité	Prix unitaire (FCFA)
TERRASSEMENT		
Déblai en terrain meuble	m3	1944
Remblai compacté (matériels en place)	m3	2055
Remblai sélectionné (apport extérieur)	m3	7804
Remblais provenant d'emprunt	m3	800
Evacuation de terre végétale	m3	5555
BETON ET MACONNERIE		
Béton de propreté dosée à 150 kg/m3	m3	52095
Béton de propreté dosée à 350 kg/m3 (radiers, piédroits et dallettes)	m3	58204
Coffrage ordinaire (bois)	m²	3221
Acier HA (Fe500)	kg	1119
OUVRAGES HYDRAULIQUES		
Caniveau 40x40 cm (coulé en place)	ml	18393
Caniveau 50x50 cm (coulé en place)	ml	21693
Caniveau 60x60 cm (coulé en place)	ml	25411
Caniveau 80x80 cm (coulé en place)	ml	26157
Caniveau 100x100 cm (coulé en place)	ml	105000
Caniveau 200x300x150 cm (coulé en place)	ml	180000
Dalot 200x200 cm	ml	450000
DIVERS ET INSTALLATION DE CHANTIER		
Installation de chantier	ft	4500000
Provisions pour sécurité chantier	ft	800000

III. AVANT METRE ET ESTIMATION DE COUTS

1- Méthodologie et hypothèse de calcul

L'avant métré consiste à évaluer les quantités de matériaux et travaux nécessaires à la réalisation du terrassement et du système de drainage à partir des plans d'exécution et du modèle numérique de terrain (MNT). La démarche adoptée distingue deux familles d'ouvrages :

Les terrassements (déblais et remblais de tranchées) ; les volumes ont été extraits du MNT généré sous Covadis 3D à partir du levé topographique fait par le drone 4 Pro Phantom couplé d'une station totale de type Leica TS07.

2- Tableau détaillé des métrés

Le tableau détaillé des métrés est disponible en Annexe *13*, et présente un récapitulatif poste par poste des quantités issues de l'avant métré, des prix unitaires appliqués ; et du montant partiel correspondant. Ce tableau est le document contractuel de référence pour l'évaluation du marché des travaux.

3- Récapitulatif financier et application de la TVA

Apres application des prix unitaires à nos différentes désignations, nous avons obtenus un récapitulatif des prix à travers le Tableau 28.

Tableau 28 : Récapitulatif financier avec application de la TVA

INSTALLATION DE CHANTIER	5 300 000
TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS	253 111 358
OUVRAGES HYDRAULIQUES	250 665 050
MESURES ENVIRONNEMENT ET SOCIALES	500 000
TOTAL HT (FCFA)	**509 576 408**
TVA 18%	**91 723 754**
TOTAL TTC (F CFA)	**601 300 162**

Résultat de l'estimation : Le coût du projet a été évalué sur la base des quantités de matériaux déterminées lors de la phase d'avant métré, des prix unitaires déterminés en étude de prix. Ainsi, le coût global de notre projet est estimé à **601 300 162 F CFA TTC** (Quatre cent quatre-vingt-sept million deux cents vingt et un mille huit cents quarante-trois francs CFA toutes taxes comprises).

IV. ANALYSE COMPARATIVE DE VARIANTES CONSTRUCTIVES

Une analyse comparative entre la solution retenue (caniveau copulé sur place) et la variante préfabriquée a été conduite afin de justifier le choix technique et économique. Cette démarche s'inscrit dans l'objectif d'optimiser le coût du projet.

Le Tableau 29 montre les critères sur lesquels nous nous sommes basés pour faire le choix des caniveaux coulés sur place.

Tableau 29 : Comparaison technique et économique des variantes de caniveaux

Critère de comparaison	Caniveaux coulés sur place	Caniveaux préfabriqués
Coût moyen au ml	18 000 – 180 000	30 000 – 250 000
Délai de mise en œuvre	Plus long (coffrage + séchage)	Rapide (pose direct)
Adaptabilité géométrique	Très bonne (car sur mesure)	Limitée (sections standardisée)
Qualité de surface intérieur	Variable (dépend du coffrage)	Constante (industrielle)
Disponibilité locale (Abidjan)	Bonne (matériaux courants)	Limitée (peu de fournisseurs)
Entretien et maintenance	Facilité en cas de reprise	Remplacement section par section
Solution	Retenu pour ce projet	Alternative à envisager

Conclusion partielle

Ce chapitre a permis d'élaborer une estimation financière rigoureuse et documentée suivant le terrassement et le système de drainage de notre plateforme solaire. Le coût global du projet est estimé à **601 300 162 FCFA**, sur la base d'un avant métré issu des MNT, et de prix unitaire référencés au standard du marché abidjanais.

CHAPITRES VI : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE

Comme tout projet de construction, celui-ci aura bien évidement des impacts aussi bien négatifs que positif. Il sera donc question pour nous d'évaluer les impacts négatifs et positifs de notre projet de terrassement et d'aménagement de système de drainage pour notre plateforme solaire afin de proposer des mesures d'atténuations.

I. CADRES LEGISLATIF, REGLEMENTAIRE ET INSTITUTIONNEL IVOIRIEN

1. Cadre législatif

Dans sa volonté de concilier développement économique et préservation de l'environnement, l'Etat ivoirien a mis en œuvre une politique environnementale structurée, applicable à tout projet de développement susceptible d'affecter les milieux naturel et humain. Dans le cadre de la réalisation de la plateforme photovoltaïque du site 2 de la SCCI, cette politique s'articule autour des principaux textes suivants :

La loi n°96-766 du 03 octobre 1996, portant Code de l'Environnement, qui constitue le texte fondateur de la protection environnementale en Côte d'Ivoire et impose la réalisation d'une étude d'impact pour tout projet pouvant porter atteinte à l'environnement ;

Le décret n°96-894 du 8 novembre 1996, déterminant les règles et les procédures applicables aux études relatives à l'impact environnemental des projets de développement, qui fixe notamment les seuils d'assujettissement et le contenu des études d'impact ;

La loi n°98-755 du 23 décembre 1998, portant Code de l'Eau, applicable au présent projet en raison des aménagements hydrauliques prévus (caniveaux de drainage, dalots, regards) et de leur interaction avec les eaux de ruissellement et les eaux souterraines ;

Le décret n°2005-03 du 6 janvier 2005, portant Audit Environnement, encadrant le sui environnemental des projets de projets en phases d'exploitations

La loi n°2016-886 du 08 novembre 2016, portant Constitution de la République de Côte d'Ivoire, qui consacre dans son préambule le droit des citoyens à un environnement sain et le devoir de l'Etat de le protéger.

2. Cadre Constitutionnel

L'évaluation environnementale étant un outil essentiel du développement durable, l'Etat Ivoirien a mis en place plusieurs institutions compétentes pour sa mise en œuvre et son contrôle, dont les plus concernées par le présent projet sont :

- **Le Ministère de la Salubrité, de l'Environnement et du Développement Durable**, chargé de la validation des études d'impacts environnemental et social (EIES) à travers l'Agence Nationale de l'Environnement (ANDE) ;
- **Le Ministère des Mines, du Pétrole et de l'Energie**, autorité de tutelle des projets de production d'énergie solaire en Côte d'Ivoire, notamment via la Direction Générale de l'Energie (DGE) ;
- **Le Ministère de la Construction, du Logement et de l'Urbanisme**, compétent pour la délivrance des autorisations d'urbanisme, compétent pour la délivrance des autorisations d'urbanisme et le contrôle de conformité des aménagements sur la plateforme industrielle de Yopougon ;
- **Le Ministère de Eaux et Forêts**, intervenant pour tout pour tout impact sur les ressources hydriques et le couvert végétal dans la zone du projet ;
- **Le Ministère de l'Intérieur et de la Sécurité**, impliqué dans la gestion des aspects sécuritaires liés à l'exploitation du site
- **Le Ministère de la Santé et de l'Hygiène Publique**, garant de la protection sanitaire des populations riveraines face aux nuisances pouvant découler des travaux de construction ;
- **La Mairie de Yopougon**, en tant qu'autorité décentralisée de proximité, impliquée dans la gestion des impacts sociaux sur les communautés riveraines du site 2 de la SCCI.

II. IDENTIFICATION ET EVALUATION DES IMPACTS

Le Tableau 30 et le Tableau 31 présentent l'identification et l'évaluation des principaux impacts environnementaux et socio-économiques du projet durant les phases de construction et d'exploitation. Ils recensent les impacts potentiels, leurs effets positifs ainsi que les mesures d'atténuation associées.

1- Phase de construction

Tableau 30 : Impacts du projet pendant la phase de Construction

Phase de construction		
Impacts négatifs	Impacts positifs	Mesures d'atténuations
▪ Risque d'accidents du travail liés à la coactivité sur le chantier	▪ Création d'emplois temporaires locaux (mains-d'œuvre qualifiée)	▪ Ports des EPI, balisage des zones dangereuses et plan de prévention HSE
▪ Perturbation temporaire du drainage naturel des eaux pluviales lors des terrassements	▪ Amélioration durable du drainage de la zone grâce aux caniveaux et dalots dimensionnés	▪ Réalisation prioritaire des caniveaux périphériques dès le début des terrassements ; mise en place des fossés provisoires
▪ Nuisances sonores liées aux engins lourds et aux travaux de terrassement, affectant ferraillage et bétonnage	▪ Dynamisation de l'économie locale par les achats de matériaux auprès des fournisseurs locaux.	▪ Respect des horaires réglementaire de travail ; informations préalables des riverains
▪ Risques de pollutions des eaux de ruissellement par les huiles et carburants des engins	▪ Développement de l'économie locale	▪ Aire de ravitaillement étanche ; kit anti-pollution disponible sur le chantier
▪ Déchiffrement et perte de couvert végétal	▪ Amélioration des infrastructures d'accès	▪ Faire un reboisement pour compenser et protéger les zones non concernées

2- Phase d'Exploitation

Tableau 31 : Impacts du projet pendant la phase d'Exploitation

Phase d'Exploitation		
Impact négatives	Impacts positifs	Mesures d'atténuations
▪ Imperméabilisation partielle des sols sous les panneaux photovoltaïques, augmentant le ruissèlement naturel de l'eau	▪ Amélioration de la sécurité d'approvisionnement électrique de la zone industrielle du site 2 de la SCCI	▪ Dimensionnement du système de drainage intégrant un coefficient de ruissellement majoré pour les surfaces couvertes
▪ Risque de pollution des eaux pluviales par les produits de nettoyage des panneaux solaires	▪ Reduction de la facture énergétique du site 2 de la SCCI, libérant des ressources pour d'autres investissements.	▪ Utilisation exclusive de produits biodégradables ; collecte et traitement des eaux de lavage avant rejet
▪ Impact visuelle de la centrale sur le paysage urbain de la zone industrielle de Yopougon	▪ Production d'énergie propre réduisant les émissions de CO_2 et contribuant à la transition énergétique nationale.	▪ Végétalisation périphérique du site ; clôture esthétique conforme aux prescriptions d'urbanisme
▪ Risques de pollution au plomb et aux métaux lourds en fin de vie des panneaux solaires	▪ Valorisation économique d'un site en friche, s'inscrivant dans la politique nationale d'énergie renouvelable	▪ Mise en place d'un plan de gestion de fin de vie des modules dès la phase conception, conformément aux normes en vigueur
▪ Productions de déchets d'exploitation	▪ Renforcement de l'activité économique	▪ Tri sélectif et valorisation des déchets

III. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIAL (PGES)

1- Objectif du PGES

Un PGES (Plan de Gestion Environnementale et Sociale) du projet de conception et d'aménagement de la plateforme photovoltaïque du site 2 de la SCCI à Yopougon a pour objectif principal de garantir que l'ensemble des mesures d'atténuation identifiées dans l'étude d'impact environnementale et social sont effectivement mises en œuvre, suivies et évaluées tout au long du projet du cycle de vie du projet[10].

2- Suivi environnemental

Le suivi environnement du projet a pour objet de mesurer les impacts réels générés par la mise en œuvre des travaux et de l'exploitation de la centrale photovoltaïque, afin d'évaluer la pertinence des mesures d'atténuation proposées et de les ajuster si nécessaires.

Dans le cadre du projet, le suivi environnemental sera assuré conjointement par SEP Ingénierie & Conseils, en tant que maître d'œuvre, et par l'Agence Nationale de l'Environnement (ANDE), conformément au décret n°96-894. Les principaux indicateurs de suivi retenus sont les suivants :

- **L'intégration effective des clauses environnementales** dans le dossier de consultation des entreprises (DCE) et leur respect tout au long de l'exécution des travaux ;
- **Le taux de main d'œuvre locale** mobilisée pour la réalisation des activités de construction sur le site de Yopougon ;
- **Le respect de la règlementation environnementale du chantier**, notamment en matière de gestion des déchets, de lutte contre les nuisances et la protection des eaux de ruissellement ;
- **Les quantités d'énergies propres produites** annuellement, traduisant la contribution du projet à la réduction des émissions de gaz à effets de serre.

3- Surveillance environnementale

La surveillance environnementale désigne l'ensemble des activités d'inspection, de contrôle et d'intervention visant à garantir le respect effectif de toutes les mesures proposées dans la présente étude d'impact. Pour ce projet, cette surveillance sera assurée par les environnementalistes, dont les missions principales sont les suivantes :

Veiller au respect de l'ensemble des mesures d'atténuation définies dans le PGES ;

Inspecter régulièrement les travaux de terrassement, de drainage et de génie civil et formuler les prescriptions correctives nécessaire à l'entreprise à l'entreprise titulaire du marché.

Rappeler aux entrepreneurs et aux sous-traitants leurs obligations environnementales et de s'assurer de leur bonne application tout au long de la phase de construction ;

Rédiger des rapports périodiques de surveillance environnementale transmis à l'ANDE, à SEP Ingénierie & Conseil et au maître d'ouvrage qu'est la SCCI, permettant une traçabilité complète des contrôles effectués ;

En phase d'exploitation, réaliser des audits environnementaux annuels conforment au décret n°2005-03, afin de s'assurer de la conformité continue de la centrale photovoltaïque aves les exigences réglementaires en vigueur.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Notre étude visait principalement à concevoir et dimensionner les aménagements de génie civil nécessaires à l'installation d'une centrale solaire photovoltaïque dans la commune de. Yopougon à Abidjan en Côte en d'Ivoire. Une approche pluridisciplinaire a été adoptée, combinant de façon articulée la topographie, l'hydrologie, l'hydraulique, le calcul structural, l'estimation du coût des aménagements ainsi que l'analyse environnementale afin de répondre aux exigences techniques liées à ce type d'infrastructure.

Cette démarche a permis de proposer des solutions adaptées aux contraintes du terrain et conformes aux normes en vigueur. En topographie, un levé précis effectué à l'aide d'un drone Phantom 4 Pro et d'une station totale Leica TS07 a permis de recueillir 1 954 points, servant à définir une plateforme stabilisée à la cote de 116,21 m NGF. Les volumes de terrassement ont été optimisés, avec environ 45 611 m³ de déblais et 45 618 m³ de remblais, assurant ainsi une très bonne réutilisation des terres sur site. Du point de vue hydraulique, une analyse basée sur la méthode rationnelle, appliquée à 23 bassins versants élémentaires sous une pluie de 10 ans (197 mm/24h), a conduit à dimensionner plusieurs ouvrages de drainage. On retrouve notamment cinq modèles de caniveaux rectangulaires, un canal trapézoïdal de section 200×300×150 cm de longueur 460,86 m, ainsi que deux dalots de 1×2×2 m, tous vérifiés selon la formule de Manning-Strickler pour assurer leur bon fonctionnement. La conception structurale, réalisée selon les règles BAEL 91 modifié 99 et le Fascicule 61 titre 2, a permis de déterminer les ferraillages appropriés pour les dallettes (HA10 et HA12), piédroits (HA8 et HA10) et radiers (HA10 et HA12) de chaque ouvrage. Une estimation chiffrée, établie à partir de métrés détaillés, aboutit à un coût global de 601 300 162 FCFA TTC. Enfin, une notice d'impact environnemental résumée a permis d'identifier les principaux effets des travaux et de proposer des mesures correctrices pertinentes, adaptées au contexte local.

L'ensemble de ces aménagements a été pensé pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de la centrale solaire, tant sur le plan technique qu'environnemental, s'inscrivant pleinement dans la politique de transition énergétique engagée en Côte d'Ivoire.

Nous recommandons vivement le respect strict des modalités de mise en œuvre, notamment en ce qui concerne les pentes, sections et points de déversement des réseaux de drainage. Un terrassement progressif sera nécessaire pour préserver l'écoulement.

BIBLIOGRAPHIE

[1] SEP Ingénierie & Conseils, « Nos métiers », sep ingénierie et conseils. Consulté le: 27 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: https://sep-ingenierie.africa/index.php/nos-metiers/

[2] « Phantom 4 RTK », DJI. Consulté le: 26 mai 2026. [En ligne]. Disponible sur: https://ag.dji.com/photo

[3] « Fascicule 2 : Terrassements généraux | PDF | Management de la qualité | Entrepreneur principal », Scribd. Consulté le: 26 juin 2026. [En ligne]. Disponible sur: https://fr.scribd.com/document/357413581/Fascicule-2-Terrassements-generaux-pdf

[4] L'ASSEMBLEE NATIONALE, « LOI n°98-755 du 23 décembre 1998 Portant Code de l'Eau ». Côte d'Ivoire, 23 décembre 1998. [En ligne]. Disponible sur: https://droitci.info/files/723.12.98-Loi-du-23-decembre-1998_Code-de-l-eau--2022_09_27-06_08_23-UTC-.pdf

[5] N'GUYEN VAN TUU et BCEOM, B. Lemoine, et J. Pouplard, *Hydraulique routière*. Paris: République française, Ministère de la coopération et du développement, 1979.

[6] Commission BAEL-BPEL, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ». Eyrolles, France, février 2000. doi: ISBN 2-86891-281-8.

[7] LABOSOL BTP GEOTECHNIQUE, « RAPPORT PROVISOIRE D'ETUDE GEOTECHNIQUE ». 28 BP 265 Abidjan, bd CARRIERE Ilot 37, Lot 412 Abatta - Bingerville, 22 janvier 2026.

[8] « CPC - Fascicule 61 - Titre II - Conception Calcul Et Épreuves Des Ouvrages D - Art Programme Des Charges et épreuves des ponts Routes », Scribd. Consulté le: 17 juin 2026. [En ligne]. Disponible sur: https://fr.scribd.com/doc/54110849/Fascicule-61-Titre-II-Du-CPC

[9] « Bordereau-de-Prix-a-jour CI ». MINISTERE DE LA CONSTRUCTION, DU LOGEMENT, DE L'ASSAINISSEMENT ET DE L'URBANISME, Côte d'Ivoire.

[10] IUCN, International Union for Conservation of Nature, *Atténuer les impacts des projets d'énergie solaire et éolienne sur la biodiversité : synthèse et messages clés*. IUCN, International Union for Conservation of Nature, 2021. doi: 10.2305/IUCN.CH.2021.06.fr.

[11] Société Ivoirienne De Préfabrication, « Poteaux Électrique en Béton Abidjan, caniveau béton, tétrapodes béton, bordures béton et séparateurs de voies béton », SIP Côte d'Ivoire. Consulté le: 30 avril 2026. [En ligne]. Disponible sur: https://www.sip.ci/produits

[12] D. F. Tazen, « ASSAINISSEMENT PLUVIAL ». Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), Ouagadougou, Burkina Faso, 9 mai 2023.

[13] W. H. Graf et M. S. Altinakar, *Hydraulique fluviale*. in Traité de génie civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, no. 16 1. Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes, 1993.

[14] J. Perchat et J. Roux, *Pratique du BAEL 91: cours avec exercices corrigés*, 2e ed., 2e tirage 1998. Paris: Eyrolles, 1998.

[15] D. Sighomnou, « Assainissement pluvial en zone urbaine en Afrique tropicale : cas de Yopougon (Côte d'Ivoire) ».

[16] D. Ricotier et V. Canet, *Dimensionnement des structures en béton selon l'Eurocode 2: de la descente de charges aux plans de ferraillage*, 2e éd. in Expertise technique. Paris: Éditions « Le Moniteur », 2021.

[17] « Guide pour l'étude des technologies conventionnelles de traitement des eaux usées d'origine domestique ». Consulté le: 20 avril 2026. [En ligne]. Disponible sur: https://www.environnement.gouv.qc.ca/eau/eaux-usees/domestique/

[18] J.-L. Boillat et M. Pfister, « Le dimensionnement hydraulique », *C. r. Sémin. VSAEPFL Hydraul. Canalis.*, p. 53-71, 2013.

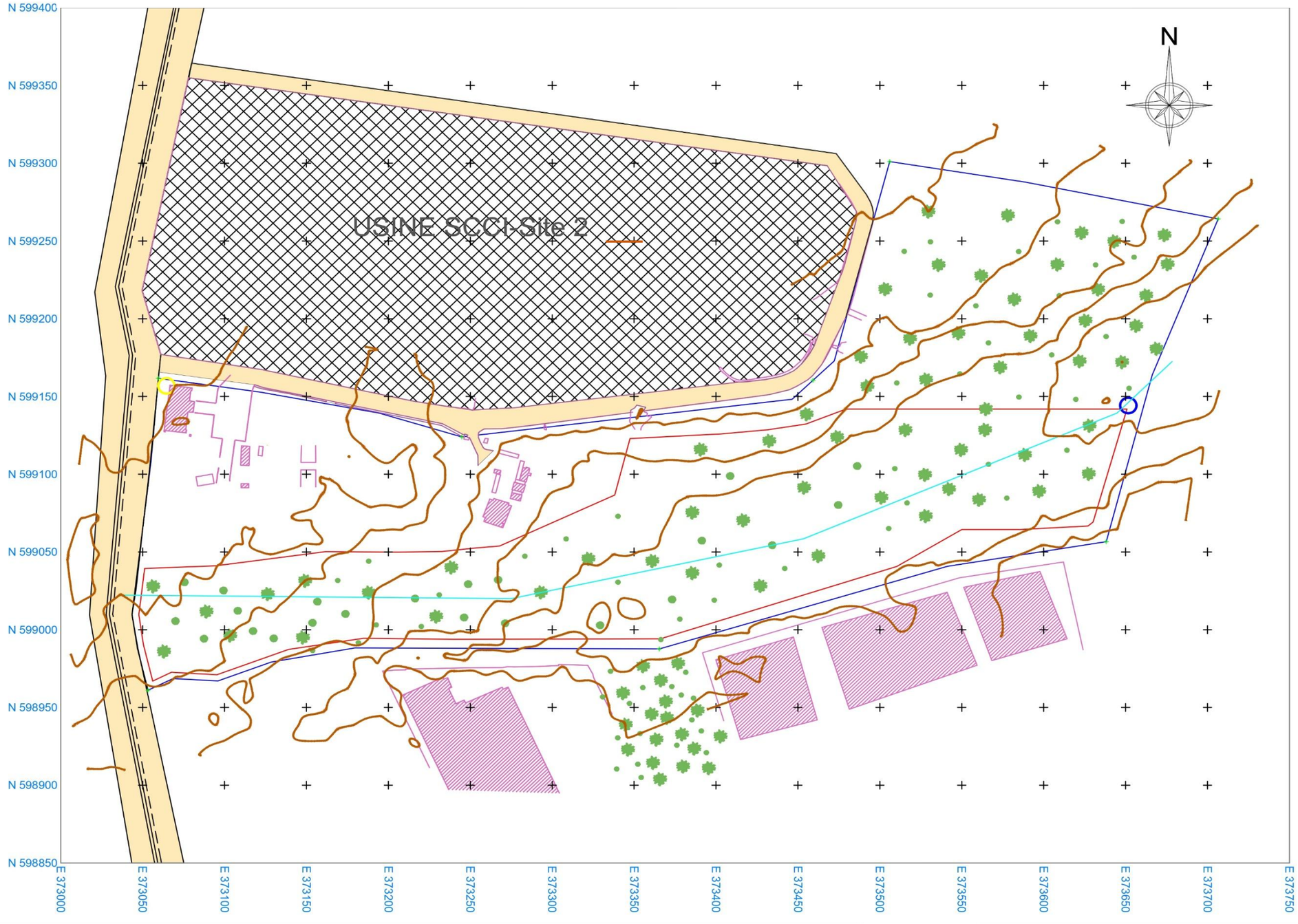
LISTES DES ANNEXES

Annexe 1 : Vue aérienne de la plateforme II
Annexe 2 : Plan topographique du terrain Naturel III
Annexe 3 : Plage d'Altitude de la plateforme solaire IV
Annexe 4 : Plan de terrassement de la plates forùe V
Annexe 5 : Profils en travers VI
Annexe 6 : Délimitation des bassins versants de la plate-forme X
Annexe 7 : Abaque pour déterminer la profondeur amont XI
Annexe 8 : Abaque pour déterminer la pente critique XII
Annexe 9 : Dimensionnement structural des caniveaux XIII
Annexe 10 : Dimensionnement structural du dalot 1x2x2 XXXIV
Annexe 11 : Plan de ferraillage des caniveaux (Cas du C100x100 et C200x150x50) LVI
Annexe 12 : Plan de ferraillage du dalot 1x2x2 LVIII
Annexe 13 : Tableau détaillés des métrés LXII

Annexe 1 : Vue aérienne de la plateforme



Annexe 2 : Plan topographique du terrain Naturel



PLAN TOPOGRAPHIQUE DU TERRAIN NATUREL

PROJET : CONSTRUCTION D'UNE CENTRALE SOLAIRE
LOCALISATION : SCCI-SITE 2
SURFACE TOPOGRAPHIEE : 49115 m^2

SYSTEME DE REFERENCE

Système de coordonnées :WGS84 / UTM Zone 30 N
Sytème altimétrique : Repère local rattaché au site SCCI
Equidistance des courbes : 2.00 m

LEGENDE

- Usine SCCI-Site 2
- Pistes existantes
- Point le plus haut (116.71 m)
- Point le plus bas (89.59 m)
- Courbes Maîtresses (5m d'équidistance)
- Bâtiments et constructions existantes
- Site du projet
- Plate-forme d'implantation de la centrale solaire
- Axe en plan du terrain naturel
- Végétations
- Points topographiques du site du projet

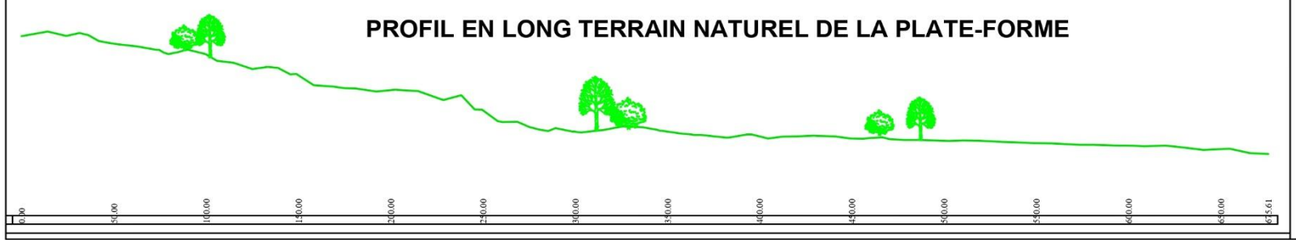
Echelle : 1/500

1/500 5 10 15 20 25m

NOTES

- Les altitudes sont rattachés au système NGF (IGN)
- Plan établit par levé GNSS RTK et station totale
- Précision Planimétrique : ± 2 mm
- Précision altimétrique : ± 1 mm

PROFIL EN LONG TERRAIN NATUREL DE LA PLATE-FORME

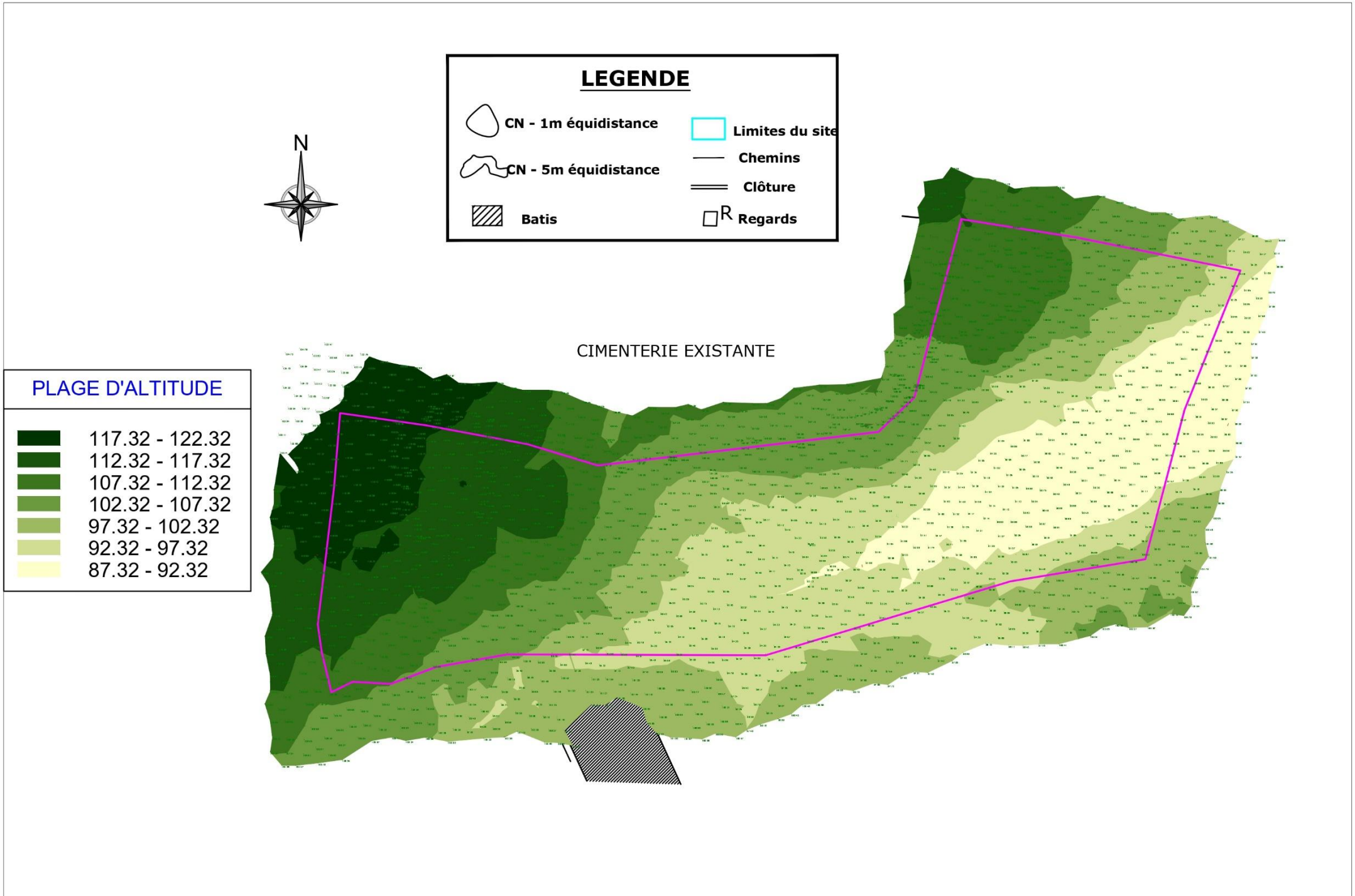


COVADIS - Liste des points topographiques

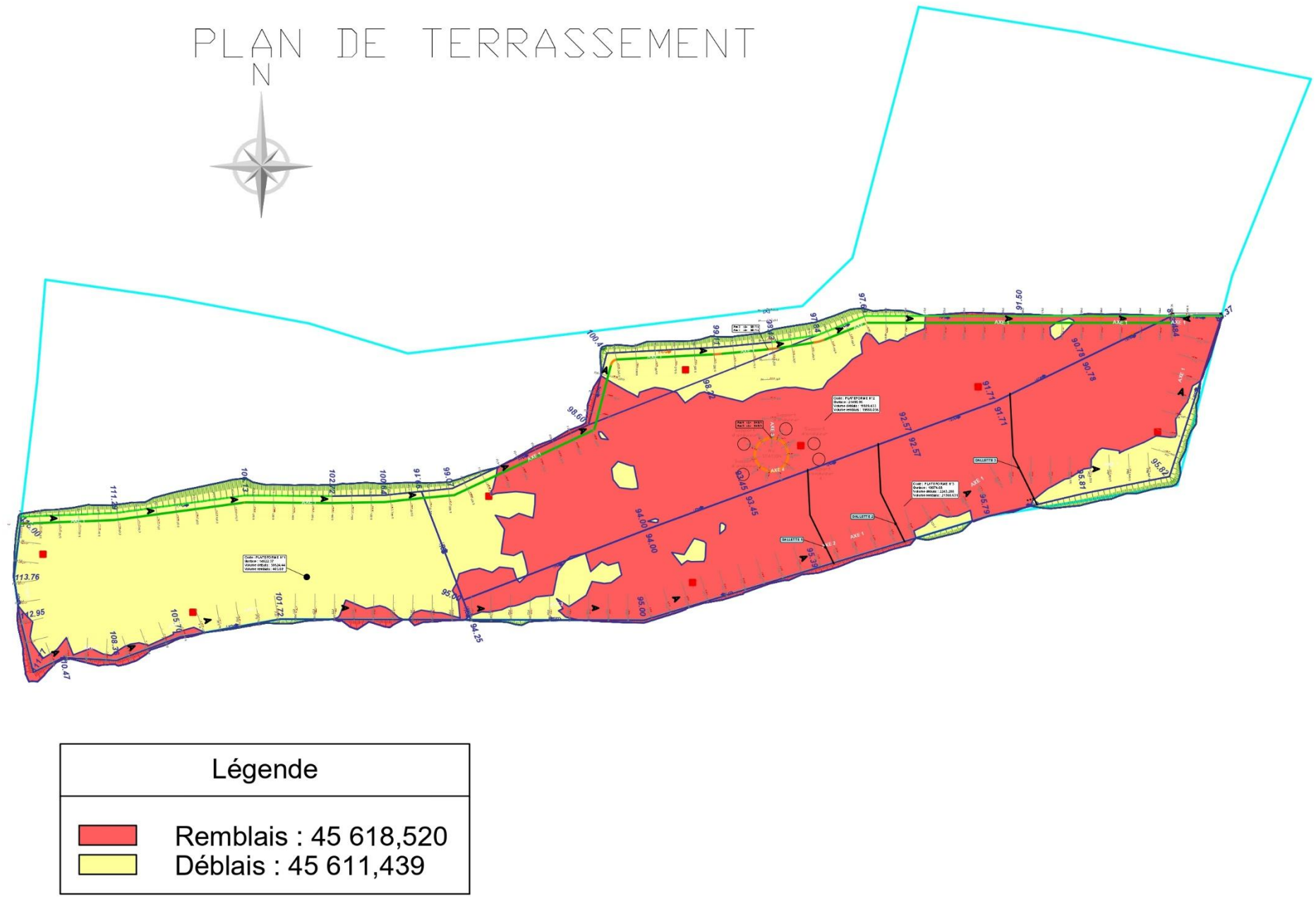
MAT	X	Y	Z
Pt.10	373053.30	598961.03	109.21
Pt.11	373365.42	598987.63	94.12
Pt.12	373638.18	599056.66	101.12
Pt.13	373706.48	599264.18	94.39
Pt.14	373505.98	599301.03	112.58
Pt.15	373459.19	599160.40	107.17
Pt.16	373244.82	599123.97	107.51
Pt.17	373059.53	599161.66	122.01

PLAN N° : 01
DATE : 25/05/2026
DESSINE PAR : KOUAKOU ABASSIHIN AXEL
APPROUVE PAR :

Annexe 3 : Plage d'Altitude de la plateforme solaire



Annexe 4 : Plan de terrassement de la plates forùe



Annexe 5 : Profils en travers

PROFIL P2

Axe : Axe

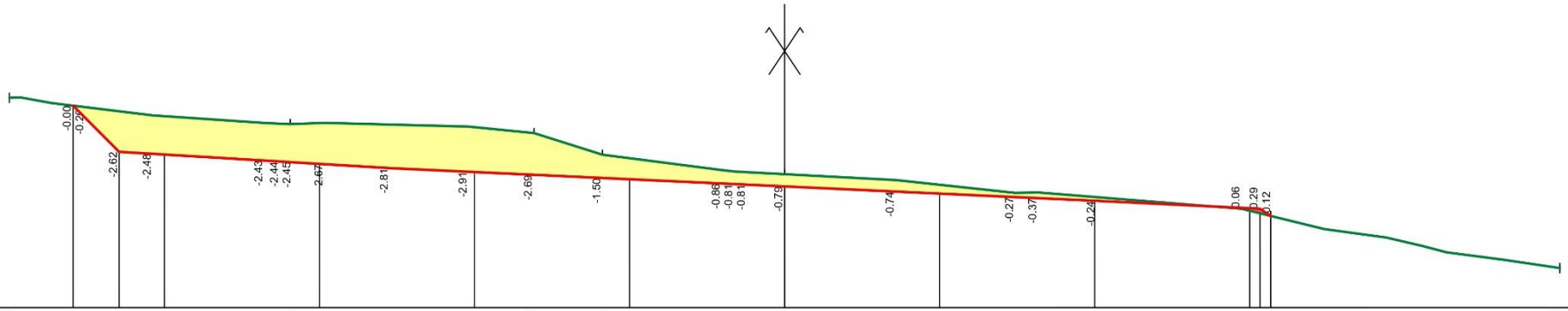
N° profil : 2
Pk : 30.00m

Légende décaissement :

Section remblais : 0.37
Section déblais : 108.25

Echelle X : 1/300
Echelle Z : 1/300

Plan Comp : 103.7



| | | |

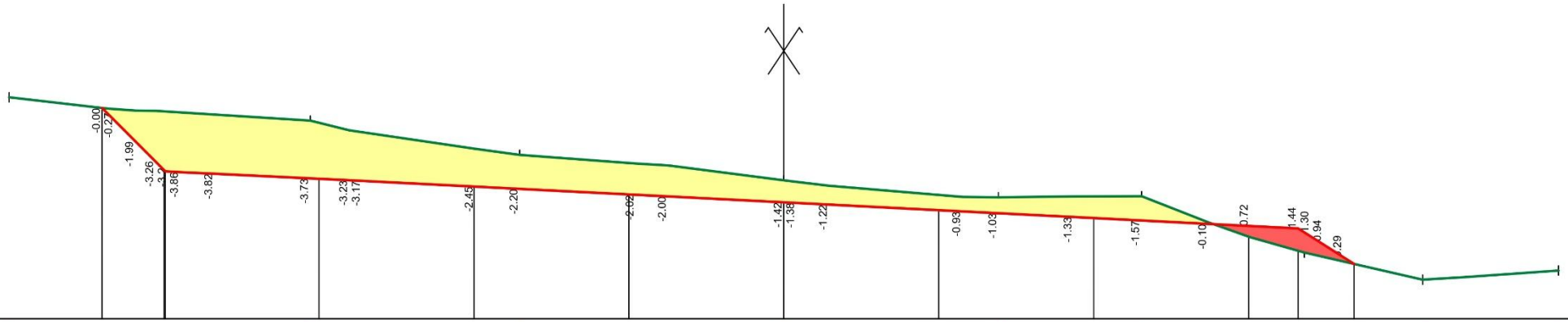
PROFIL P3

Axe : Axe

N° profil : 3
Pk : 60.00m

Légende décaissement :

Section remblais : 6.84
Section déblais : 145.73



Echelle X : 1/300
Echelle Z : 1/300

Plan Comp : 101.9

| | | |

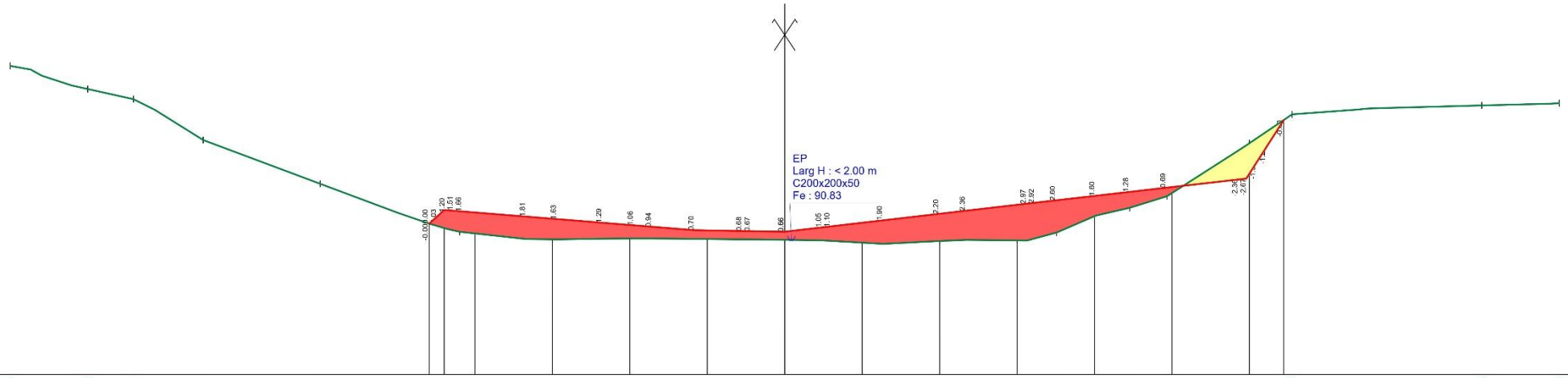
PROFIL P11

Axe : Axe1

N° profil : 11
Pk : 300.00m

Légende décaissement :

Section remblais : 146.87
Section déblais : 17.37



Echelle X : 1/400
Echelle Z : 1/250

Plan Comp : 80.0

| | | |

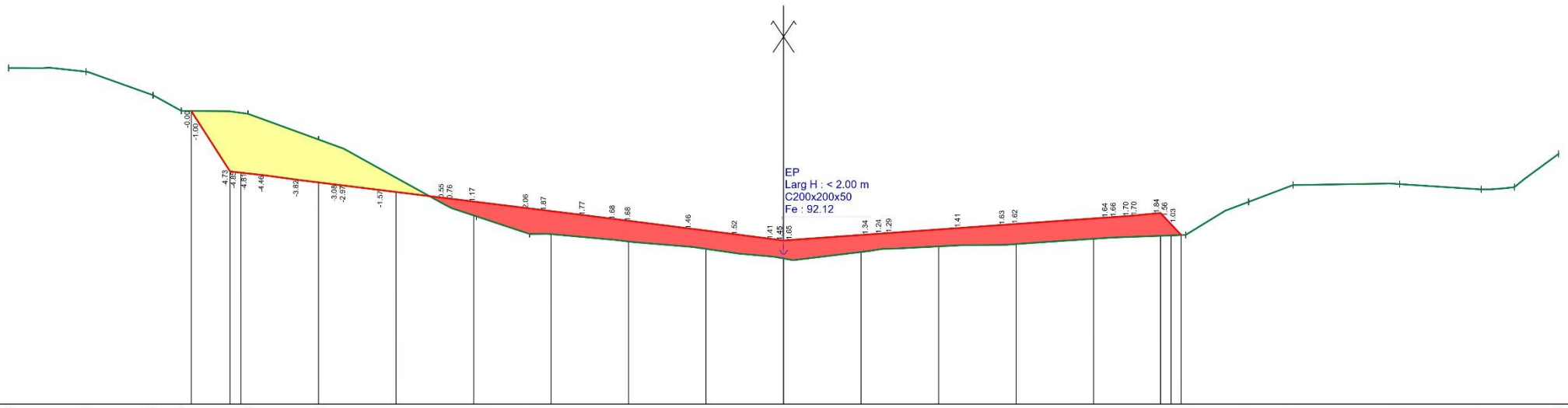
PROFIL P7

Axe : Axe1

N° profil : 7
Pk : 180.00m

Légende décaissement :

Section remblais : 145.28
Section déblais : 87.84



Echelle X : 1/400
Echelle Z : 1/250

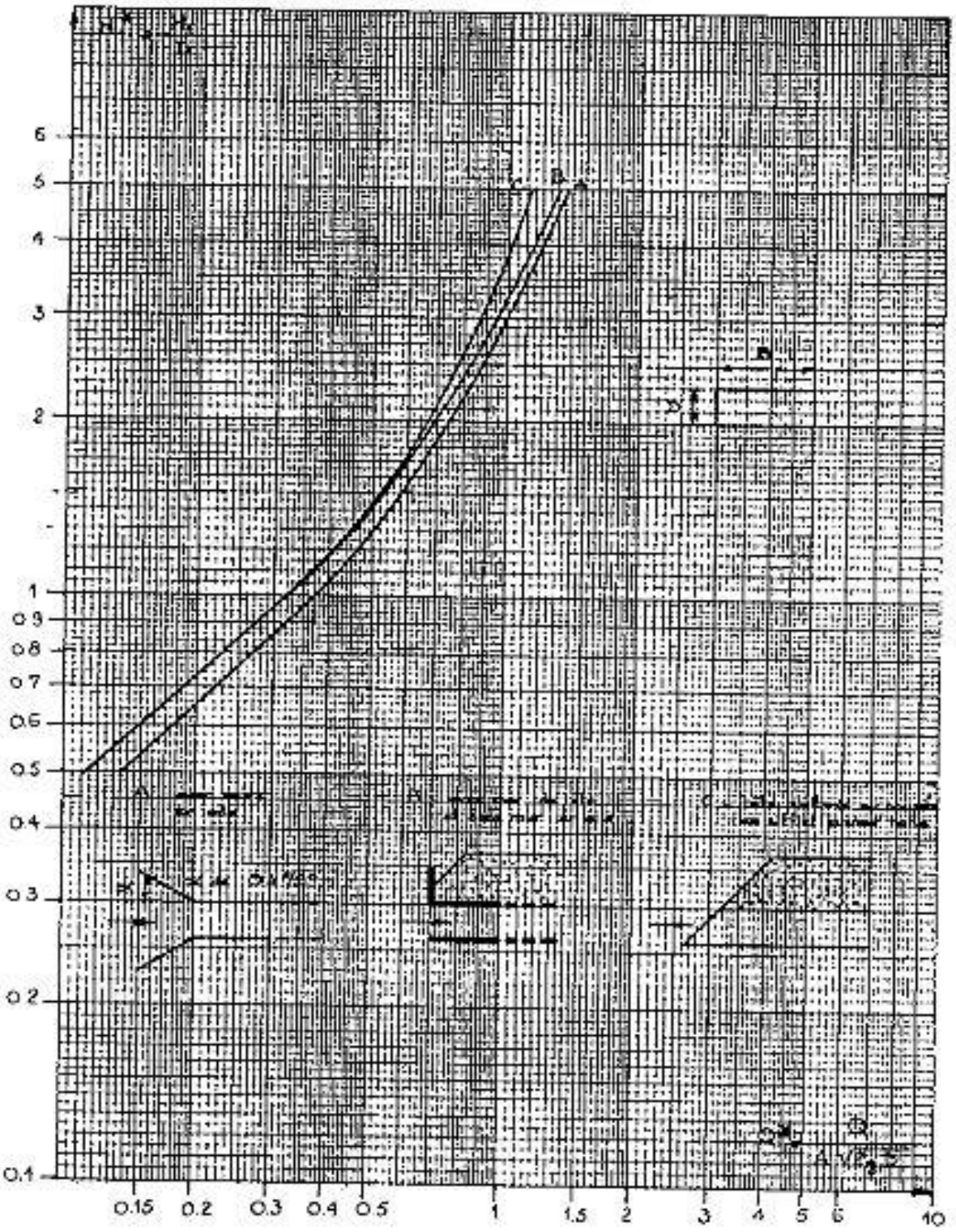
Plan Comp : 80.0

| | | |

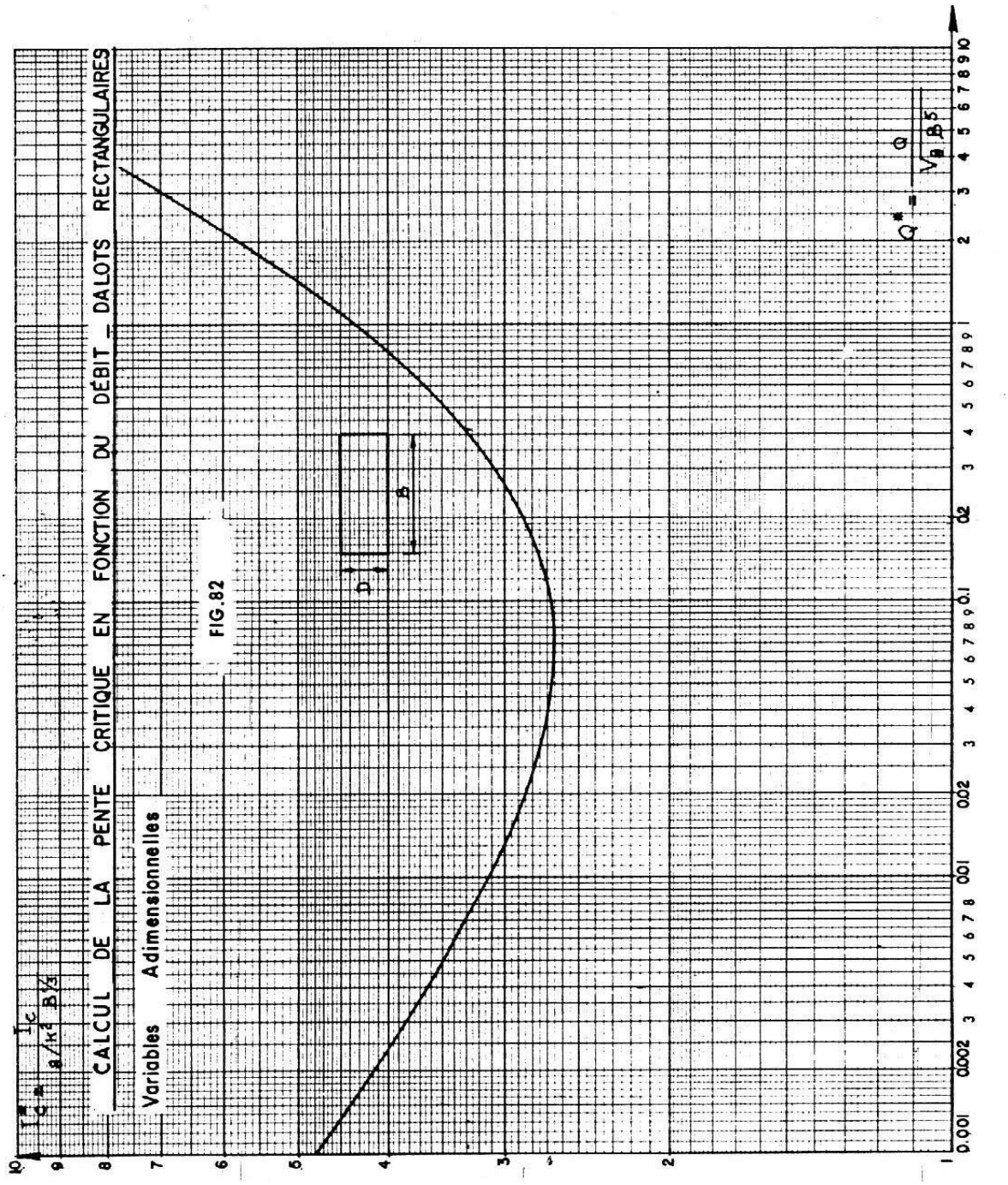
Annexe 6 : Délimitation des bassins versants de la plate-forme



Annexe 7 : Abaque pour déterminer la profondeur amont



Annexe 8 : Abaque pour déterminer la pente critique



Annexe 9 : Dimensionnement structural des caniveaux

- **Calcul de caniveau 100x100**
- **Dimensionnement de la dallette**

- **Prédimensionnement**

L'épaisseur des parois est déterminée par la règle empirique :

$$e\ (cm)=\frac{b\ (cm)}{32}+12{,}5=\frac{100}{32}+12{,}5=15{,}625\ cm$$

L'épaisseur de 20 cm sera retenue pour la suite du dimensionnement

DONNEES		
Epaisseur de la lèvre de feuillure (m)	a≈e/2	0,100
Redent de la feuillure (m)	g=e-a	0,100
Portée de la dallette	L=b+2c	1,200
Largeur de la dallette	l	0,500
Epaisseur piédroit, dallette et radier	e(m)	0,20
Poids volumique béton (kN/m3)		25,00
Hauteur piédroit	h(m)	1,00
Longueur de flambement	$lf=2l_0$	2,00
Epaisseur piédroit	e'(m)	0,200
d(m)	0,9e	0,180
d'(m)	0.1e	0,020

- **Calcul des charges permanentes et d'exploitations**

Notre dallette est dimensionnée comme une poutre simplement appuyée sous charge concentrée centrale répartie sur des piédroits, les charges permanentes et d'exploitations valent :

Poids propres : $P_d=e\times b\times L\times\gamma_b=0.2\times0.5\times1.20\times25=3kN/ml$

Charge concentrée : $B_r = 100kN$

- **Calcul des sollicitations**

A l'ELU :

$P_u=1{,}35\times3.00+1{,}5\times100=154.050kN.m$

$V_u=1{,}35\times P_d\times\frac{L}{2}+1{,}5\times B_r\times\frac{L}{2}=1{,}35\times3\times\frac{1.20}{2}+1{,}5\times100\times\frac{1.2}{2}=77.43$

$$M_u = 1{,}35 \times G_d \times \frac{L^2}{8} + 1{,}5 \times B_r \times \frac{L}{4} = 1{,}35 \times 3 \times \frac{1.2^2}{8} + 1{,}5 \times 100 \times \frac{L}{4} = 27.729 kN.m/ml$$

A l'ELS :

$$P_{ser} = P_d + B_r = 3 + 100 = 103 kN$$

$$V_{ser} = P_d \times \frac{L}{2} + B_r \times \frac{L}{2} = 3 \times \frac{1.2}{2} + 100 \times \frac{1.2}{2} = 61.80 \text{kN}$$

$$M_{ser} = P_d \times \frac{L^2}{8} + B_r \times \frac{L}{4} = 3 \times \frac{1.2^2}{8} + 100 \times \frac{1.20}{4} = 18.54 \text{kN/ml}$$

- **Calcul des aciers longitudinaux**

On calcule d'abord le moment réduit du béton par la formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.729}{0.5 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.121$$

Si $\mu_u = 0.121 < 0{,}186$ la section se situe dans le domaine du pivot A et ne nécessite pas d'armatures comprimées (C'est le cas pour tous nos ouvrages longitudinaux). On détermine alors successivement la position de l'axe neutre α_u, le bras de levier Z_u et la section d'acier tendue A_s :

* $\alpha_u = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.121}\right) = 0.161$

* $Z_u = d(1 - 0{,}4)a_u = 0.18 \times (1 - 0{,}4) \times \times 0.161 = 0.168$ m

* $A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{27.729 \times 10}{0{,}168 \times 347{,}83} = 4.735$ cm²

- **Condition de non-fragilité**

La section d'aciers retenue est la plus grande des deux valeurs entres Ast et Ast_{min} afin de satisfaire à la condition de non-fragilité imposé par le BAEL 91 modifié 99. Ainsi nous avons :

* $A_s = \max(A_{st}; A_{stmin})$ avec $A_{stmin} = \frac{0{,}23 f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 2{,}1 \times 0.5 \times 0.18}{500} \times 10000 = 0{,}87$ cm²

D'ou $A_s = \max(4.735; 0{,}87) = 4.735$ cm²

Nous choisissons donc 6HA12 équilibrant une section théorique de 6.79 cm²

- **Vérification à l'ELS**

Cette partie consiste à vérifier la que la contrainte d'aciers calculée est inférieure à la contrainte admissible d'un acier de type FeE500.

* $\overline{\sigma}_{st}=\min\left\{\frac{2}{3}F_e;\max(\frac{1}{2}F_e;110\sqrt{\eta ft_j}\right.=\min\left\{\frac{2}{3}\times500\ ;\ \max\ (\frac{1}{2}\times500\ ;110\sqrt{1{,}6\times2.1}\right.=201.63$ MPa

On cherche en suite à calculer les contraintes de notre acier à l'état limite de service. Ainsi on :

* $\overline{a_{Ser}}=\frac{n\times\overline{\sigma_{bc}}}{n\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}=\frac{15\times15}{15\times15+347.83}=\mathbf{0.527}$

* $\overline{Z_{ser}}=d(1-\frac{1}{3}\times\overline{a_{Ser}})=0.18\times(1-\frac{1}{3}\times0.393)=\mathbf{0.148\ m}$

* $\sigma_{st}=\frac{M_{ser}}{A_{st}\times Z_{ser}}=\frac{18.54}{6.79\times0.156}=\mathbf{184.048\ MPa}$

Après comparaison on a : $\sigma_{st}=174.547$ MPa$<\overline{\sigma}_{st}$ donc les conditions aux états limites de services sont vérifiées.

Dans un souci de dispositions constructives avec une épaisseur de dallette de 20 cm nous choisirons 3HA10 comme aciers de montages valant une section théorique de 2.36 cm².

- **Vérification des contrainte tangentielles**

Il s'agit de démontrer que la contrainte de cisaillement τ_u(MPa) est inférieur à la contrainte limite de fissuration de cisaillement. En fissuration préjudiciable :

* $\tau_u=\frac{V_u}{b\times d}=\frac{92.43\times10^{(-3)}}{0.5\times0.18}=1.027$ MPa

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

* $\tau_{u,lim}=\min(\frac{0{,}2\times f_{c28}}{1{,}5};5MPa)=\min(\frac{0{,}2\times25}{1{,}5};5MPa)=3.33$ MPa

Ainsi on à $\tau_{u,lim}>\tau_u$ donc la vérification des contraintes tangentielles est valide.

- **Calcul des armatures transversales**

Il s'agit de calculer les cadres qui seront utilisés pour nos aciers longitudinaux et de montage. Il est calculé de la manière suivante :

* $\phi_t\geq\min\left(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right)=\min\left(\frac{0.2\times1000}{35};\frac{0.5\times1000}{10};12\ mm\right)=\mathbf{5.71\ mm}$

Ainsi on prendra $\phi_t=8$ mm comme cadres avec des étriers de même diamètre.

- **Dimensionnement des piédroits**

- **Calcul des charges permanentes et d'exploitations**

Notre piédroit est dimensionné comme un voile encastré en pied au radier et libre en tête.

Les charges permanentes et d'exploitations valent :

*Poids propres de la dallette : $P_d = e \times b \times L \times \gamma_b = 0.2 \times \frac{1}{2} \times 1.20 \times 25 = \mathbf{3kN/ml}$

*Poids propres du piédroit : $P_{pd} = e \times h \times \gamma_b = 0.2 \times (1 + 0.2) \times 25 = \mathbf{6kN/ml}$ avec H=h+e

*Charge concentrée : $B_r = 100kN$

*Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} \times Ka \times H^2 \times \gamma_{terre} = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.2^2 \times 18.5 = \mathbf{4.40\ kN/ml}$

- **Calculs des sollicitations**

*Moment fléchissant à l'ELU : $Mu = 1{,}35x \frac{P_t \times H}{3} = 1{,}35x \frac{4.4 \times 1.2}{3} = \mathbf{2.37\ kN.m/ml}$

*Moment fléchissant à l'ELS : $Mser = \frac{P_t \times H}{3} = \frac{4.4 \times 1.2}{3} = \mathbf{1.758\ kN.m/ml}$

- **Calcul des armatures principaux**

Pour le calcul des aciers nous commencerons par calculer l'excentricité afin de déterminer la zone de tension ou de compression de notre piédroit.

*Excentricité additionnelle : e_a = max (2cm, L/250) = max (2cm, 100/250) =2cm

*Excentricité du premier ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.758}{87.15} + 0.02 = 0.047m$

L'excentricité du premier ordre $e_1 = \frac{M_u}{N_u}$ est comparée au seuil réglementaire afin de déterminer si le second ordre doit être pris en compte

Le piédroit étant encastré en pied et libre en tête, la longueur de flambement vaut $l_f = 2l_0$. L'élancement est calculé par :

* $\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2.4}{0.2} = 10$ où a est l'épaisseur du voile.

La longueur de flambement sera comparée au max (15 ; 20*e1/e) =15

On a $\lambda \leq$ max (15 ; 20*e1/e) il faut donc calculer l'excentricité du second ordre.

* $e2 = \frac{3L_f^2}{10000ep}(2 + \alpha\varphi) = 0.024$ avec $\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1{,}5\ Mser}\right) = 1$

φ pris en général égale à 2.

Ainsi e=ea+e1+e2=0.071

On calcul ensuite le coefficient de remplissage : $\psi 1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = 0.349$

*$\psi 1 \leq 0.81$ donc on a $e_{NC} = \zeta \times h = 0.1537 \times 0.2 = 0.0307$

On a $e > e_{NC}$ donc la section est partiellement comprimée

- **Vérification des besoins en aciers comprimés**

Pour se faire, le moment fictif ramené au centre de gravité de la section est calculé, puis le dimensionnement est mené en flexion composé selon la démarche du BAEL 91 suivante :

* $M_{serf}=N_{ser}\times e_A=4.40\times 0.524=$**2.303 kN.m/ml**

*$\overline{\alpha_{ser}}=\frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc}+\overline{\sigma}_{st}}=\frac{15\times 15}{15\times 15+201.63}=$**0.527**

*Yser=d× $\overline{\alpha_{ser}}$=0.18×0.527=**0.095 m**

*Zser=d-$\frac{Y_{ser}}{3}$+0.18-$\frac{0.095}{3}$=**0.148**

Ainsi Mserb=$\frac{1}{2}$bo×Zser×$\overline{\sigma}_{bc}$×Yser=$\frac{1}{2}$×0.5×0.148×*15*×0.095×1000=**105.626 kN.m/ml**

On constate que $\mathbf{M_{serf} < M_{serb}}$ donc **les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.**

Nous pouvons maintenant calculer les aciers principaux. On commence d'abord par calculer les aciers fictifs :

* $A_{stf}=\frac{M_{serf}}{Z_{ser}\times\overline{\sigma}_{st}}=\frac{2.303\times 10}{0.148\times 201.63}=$**0.446 cm²/ml**

Puis on calcul :

*$A_s=A_{stf}-\frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}=$**0.320 cm²/ml**

La condition doit respecter les conditions d'encadrement imposées par le BAEL 91 :
*As=max (A_s ; A_{stmin}) avec :

$A_{stmin}=\max\left(\frac{bh}{100};\frac{0,23bdf_{tj}}{f_e}\right)=\max\left(\frac{0.2\times 100}{1000};\frac{0,23\times 0.18\times 0.5\times 2.1\times}{500}\times 10000\right)$ =0,87 cm²/ml

D'où As=**2,174 cm²/ml**

Nous retiendrons **5HA10** équilibrant une section de théorique de **3.93 cm²/ml** comme aciers principaux. Pour les aciers de répartition pris au tiers de As on prendra **HA8** avec **esp=20 cm.**

Pour des dispositions constructives, on ferraillera en double nappe vu que l'épaisseur de notre dallette est strictement supérieure à 15 cm.

- **Dimensionnement du radier**

- **Calcul à l'ELU**

$$M_u = 2{,}98\ kN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{20{,}98 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}18^2 \times 14{,}17} = 0{,}046$$

On a $\mu_u = 0{,}046 < 0{,}186 \Rightarrow$ Pivot A, donc pas d'acier comprimé

Paramètre de déformation :

$$\alpha_u = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}046}) = 0{,}059$$

$$Z_u = d(1 - 0{,}4\alpha_u) = 0{,}18 \times (1 - 0{,}4 \times 0{,}059) = 0{,}175\ m$$

Section d'acier théorique

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{20{,}98 \times 10}{0{,}175 \times 347{,}83} = \mathbf{3{,}45\ cm^2}$$

Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{st\,min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}18 \times \frac{2{,}1}{500} = 1{,}74\ cm^2$$

La section d'acier retenue est **Ast = 3,45 cm² qui est supérieure à Ast min = 1,74 cm²**

On prendra donc **5HA10** avec **esp = 20 cm**

- **Calcul à l'ELS**

Moment de service : $M_{ser} = 14{,}24\ KN \cdot m/ml$

Paramètre de déformation

$$\sigma_{st} \begin{cases} \varphi \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ 0{,}8\varphi \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \varphi = \min \begin{cases} \frac{2}{3} fe = 266{,}67 \\ \max \begin{cases} 0{,}5\, fe = 200 \\ 110\sqrt{\eta \times ftj} = 201{,}63 \end{cases} \end{cases} \qquad \varphi = 201{,}63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n \times \overline{\sigma_{bc}}}{n \times \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201{,}63} = 0{,}53$$

Fibre neutre :

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0{,}53 \times 0{,}18 = 0{,}0954 \text{ m}$$

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0{,}18 - \frac{0{,}0954}{3} = 0{,}148 \text{ m}$$

Moment résistant :

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b_o \times y_{ser} \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z_{ser} = 0{,}5 \times 1 \times 0{,}0954 \times 15 \times 0{,}148$$

$$= 105{,}89 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$M_{ser} < M_{serb} \Rightarrow$ Pas de présence d'aciers comprimé

Calcul des aciers

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{14{,}24 \times 10}{0{,}148 \times 201{,}63} = 4{,}77 \text{ cm}^2 ;$$

$$\mathbf{A_{st} = 4{,}77 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{st\,min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}225 \times \frac{2{,}1}{500} = 2{,}17 \text{cm}^2$$

La section d'acier retenue est **Ast = 4,77 cm² qui est supérieure à Ast min = 2,17 cm²**

On prendra donc **5HA12** avec **esp = 20cm**

✦ Calcul de caniveau 40x40

Prédimensionnement : $e=\frac{b}{32}+0{,}125=\frac{0{,}4}{32}+0{,}125 \approx 15$ cm

DONNEES		
Epaisseur de la lèvre de feuillure (m)	a≈e/2	0,075
Redent de la feuillure (m)	g=e-a	0,075
Portée de la dallette	L=b+2c	0,550
Largeur de la dallette	l	0,500
Epaisseur piédroit, dallette et radier	e(m)	0,15
Poids volumique béton (kN/m3)	γ_b	25,00
fc28(Mpa)	25,00	
ft28 (Mpa)	2,10	
fe (Mpa)	FeHA400	500,00
Hauteur piédroit	h(m)	0,40
Longueur de flambement	lf=2l_0	0,80
Epaisseur piédroit	e'(m)	0,150
d(m)	0,9e	0,135
d'(m)		0,015
σ_{st} (MPa)	fe/1,15	434,78

↻ Dallette (C40x40)

DIMENSIONNEMENT DE LA DALLETTE [C40×40]			
Descente de charges			
Charge permanentes	Poids propre de la dallette (kN)	$P_d=\gamma_b \times e \times b$	1,031
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Charges à l'ELS	Pser (kN/ml)	$Vser=P_d+Br$	101,031
Efforts tranchant	Vser (kN)	$Vser=P_d\times\frac{L}{2}+\frac{B_r}{2}$	27,784
Moment	Mser (kN.m)	$M_{ser}=\frac{P_{ser}\times L^2}{8}$	3,820
Charges à l'ELU	Pu (kN/ml)	$P_u=1{,}35P_d+1{,}5Br$	151,392
Efforts tranchant	Vu(kN)	$Vu=1{,}35\times\frac{P_d\times L}{2}+1{,}5\times\frac{Q_1}{2}$	75,383
Moment	Mu(kN.ml)	$M_u=\frac{P_u\times L^2}{8}$	5,725
Calculs des armatures longitudinales			
Moment reduit	μ_u	$\mu_u=\frac{M_u}{b_0\times d^2\times fbu}$	0,044
Moment reduit limite (ligne AB)	μ_{AB}	μ_{AB}	0,186
Conclusion	$\mu_u < \mu_{AB}$	Pivot A donc aucun aciers comprimé n'est nécessaire (Asc=0)	
	α_u	$\alpha_u=1{,}25\times(1-\sqrt{1-2\mu_u})$	0,057
Bras de levier	Z_u(m)	$Z_u=d\times(1-0{,}4\times\alpha_u)$	0,132
Section d'aciers longitudinaux	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st}=\frac{M_u}{Z_u\times\sigma_{st}}$	0,998
Condition de non fragilité	$A_{stmin}(cm^2)$	$A_{stmin}=\frac{0{,}23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	0,652
Choix	$A_s(cm^2)$	max (A_{st} ; A_{stmin})	0,998
Acier		***3HA10 ⇒ 2,36 cm²/ml***	
Vérification à l'ELS			
Contrainte admissible de l'acier	$\overline{\sigma}_{st}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{st}=\min\{\frac{2}{3}F_e;\max(\frac{1}{2}F_e;110\sqrt{\eta f_{tj}}$	250,000
	$\overline{a_{ser}}$	$\overline{a_{Ser}}=\frac{n\times\overline{\sigma_{bc}}}{n\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}$	0,341
Bras de levier	Zser	$\overline{Z_{ser}}=d(1-\frac{1}{3}\times\overline{a_{Ser}})$	0,120
	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st}=\frac{M_{ser}}{A_{st}\times Z_{ser}}$	135,286
Vérification	$\overline{\overline{\sigma_{st}}} \geq \sigma_{st}$??	Condition vérifiée aux Etats Limite de Sercices (ELS)	
Espacement des aciers (cm)	$S_t(cm)$	$S_t=\min(0{,}9d;40cm)$	**12 cm**
Nous choisirons 3HA8 ⇒ 1,51 cm²/ml comme aciers de montages couvrant			
Contrainte tangentielle			
Contrainte de cisaillement	τ_u(MPa)	$\tau_u=\frac{V_u}{b\times d}$	1,117
Contrainte limite de cisaillement (En fissuration préjudiciable)	$\tau_{u,lim}$(MPa)	$\tau_{u,lim}=\min(\frac{0{,}2\times f_{c28}}{1{,}5};5MPa)$	3,33
Vérification au cisaillement	$\tau_{u,lim} > \tau_u$	Condition au cidaillement vérifiée	
Calcul des armatures transversales			
Section d'aciers tranversaux	$\phi_t(mm)$	$\phi_t \geq \min(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l)$	**6 mm**
Espacement des aciers (cm) (Cas de flexion simple où k=1)	$S_{to}(cm)$	$S_{to}=\min(0{,}9d;40cm)$	**12 cm**

Piédroit (C40x40)

DIMENSIONNEMENT DU PIEDROIT [C40×40]			
Descente de charge			
Charge permanentes	Poids de la dallette (kN/ml)	$P_1=e\times\frac{1}{2}\times\gamma_b$	1,03
	Poids propre du piédroit (kN/ml)	$P_2=e'\times H\times\gamma_b$	2,06
	Poussée des terres P3 (kN/ml)	$P_3=\frac{1}{2}\times Ka\times H^2\times\gamma_{terre}$	0,92
	G	G=P1+P2	3,09
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	50,00
Sollicitations			
Effort Normal à l'ELS	N_{ser} (kN/ml)	$N_{sert}=G$	0,92
Effort normal à l'ELU	N_u (kN/ml)	$Nut=1{,}35G$	1,25
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser=\frac{P_3\times H}{3}$	0,169
Moment	Mu(kN.m/ml)	$Mu=1{,}35x\frac{P_3\times H}{3}$	0,23
Calcul des armatures principaux			
Excentricité additionnelle	e_a (m)	e_a = max (2cm, L/250)	0,02
Excentricité du premier ordre à l'ELS	e_1(m)	$e_1=\frac{M_u}{N_u}+e_a$	0,203
lf/h≤max(15;20e_1/ep)??	5,33333333333333≤	27,11111111	OUI
		$\alpha=10(1-\frac{M_u}{1{,}5\ Mser})$	1,00
Excentricité du second ordre		$e_2=\frac{3L_f^2}{10000ep}(2+\alpha\varphi)$	0,005
Excentricité (m)		e	0,208
Coefficient de remplissage	$\psi1$	$\psi1=\frac{N_u}{b\times h\times f_{bc}}$	0,160
$\psi1<0{,}81\ d'où\ e_{NC}=\zeta\times h$	$\zeta=0{,}1617$	$e_{NC}=\zeta\times h$	0,0243
Conclusion	$e>e_{Nc}$??	La section est partiellement comprimée	
	$e_A(m)$	$e_A=e+(d-0{,}5h)$	0,268
Moment fictif	$M_{ufictif}(KN.m)$	$Muf=Nu\times e_A$	0,335
Positio de l'axe neutre en service	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}}=\frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc}+\overline{\sigma}_{st}}$	0,474
Position de l'axe neutre en section fissurée à l'ELS	$Yser(m)$	$Yser=d\times\overline{\alpha_{ser}}$	0,064
	$Zser(m)$	$Zser=d-\frac{Y_{ser}}{3}$	0,114
Moment réduit	$Mserb(KN.m)$	$Mserb=\frac{1}{2}bo\times Zser\times\overline{\sigma}_{bc}\times Yser$	54,524
Conclusion	$M_{serf}<M_{serb}$	Pas bésoin d'aciers comprimés	
Section d'acier fictive	A_{stf}(cm²)	$A_{stf}=\frac{M_{serf}}{Z_{ser}\times\sigma_{st}}$	0,068
Section d'acier théorique	As	$A_s=A_{stf}-\frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$	0,046
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\max\left(\frac{bh}{100};\frac{0{,}23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}\right)$	0,145
Choix	A_{st}(cm²)	$\max(A_s;A_{stmin})$	0,145
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²**	
Espacement	eh(cm)	22,50	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r=\frac{A_{ST}}{3}$	0,837
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,50	20,00
Ls	Pour FeHA400	Ls=40 (mm)	32,00
Longueur de recouvrement	Lr	Lr=0,6Ls	19,20

Radier (C40x40)

DIMENSIONNEMENT DU RADIER [C40×40]			
Descente de charge			
Charges permanentes	Poids propre de la dallette (kN/m²)	$P_1 = e \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre du radier (kN/m²)	$P_2 = e' \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre des piédroits(kN/m²)	$P_3 = 2 \times e' \times h \times \gamma_b$	4,13
	Poussée de l'eau	$P_e = \rho g y$	0,03
		$G = P_1 + P_2 + P_3 + Pe$	11,65
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Reaction du sol à l'ELS	Rsser (kN/ml)	$R_{sser} = \frac{G+B_r}{L}$	159,51
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser = \frac{R_{sser} \times L^2}{12}$	6,51
Reaction du sol à l'ELU	Rsu (kN/ml)	$R_{su} = \frac{1,35G+1,5B_r}{12}$	236,76
Moment à l'ELU	Mu(kN.m/ml)	$Mu = \frac{R_{su} \times L^2}{12}$	9,67
Calcul des armatures principaux			
	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$	0,47
	$Yser(m)$	$Yser = d \times \alpha_{ser}$	0,06
	$Zser(m)$	$Zser = d - \frac{Y_{ser}}{3}$	0,11
Moment réduit	$Mrserb(KN.m)$	$Mrserb = \frac{1}{2} bo \times Zser \times \overline{\sigma}_{bc} \times Yser$	54,52
Conclusion	$M_{rserb} > M_{ser}$	Pas d'aciers comprimés	
Section d'acier tendu	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \overline{\sigma}_{st}}$	2,29
Condition de non fragilité	$A_{stmin}(cm^2)$	$A_{stmin} = \frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	1,63
Choix	Ast	$\max(A_{st}\ ;A_{stmin})$	2,29
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²**	
Espacement minimal	$e_{ht}(cm)$	$e_{ht} = max[\emptyset_l\ ;1,5G_g]$	3,75
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,00	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r = \frac{\emptyset_l}{3}$	1,31
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,25	20

✦ Calcul de caniveau 50x50

Prédimensionnement : $e=\frac{b}{32}+0,125=\frac{0,5}{32}+0,125 \approx 15$ cm

DONNEES		
Epaisseur de la lèvre de feuillure (m)	a≈e/2	0,075
Redent de la feuillure (m)	g=e-a	0,075
Portée de la dallette	L=b+2c	0,650
Largeur de la dallette	l	0,500
Epaisseur piédroit, dallette et radier	e(m)	0,15
Poids volumique béton (kN/m3)	γ_b	25,00
fc28(Mpa)	25,00	
ft28 (Mpa)	2,10	
fe (Mpa)	FeHA500	500,00
Hauteur piédroit	h(m)	0,50
Longueur de flambement	$lf=2l_0$	1,00
Epaisseur piédroit	e'(m)	0,150
d(m)	0,9e	0,135
d'(m)		0,015
σ_{st} (MPa)	fe/1,15	434,78

Dallette (C50x50)

DIMENSIONNEMENT DE LA DALLETTE [C50×50]			
Descente de charges			
Charge permanentes	Poids propre de la dallette (kN)	$P_d=\gamma_b \times e \times b$	1,219
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Charges à l'ELS	Pser (kN/ml)	$Vser=P_d+Br$	101,219
Efforts tranchant	Vser (kN)	$Vser=P_d\times\frac{L}{2}+\frac{B_r}{2}$	32,896
Moment	Mser (kN.m)	$M_{ser}=\frac{P_{ser}\times L^2}{8}$	5,346
Charges à l'ELU	Pu (kN/ml)	$P_u=1,35P_d+1,5Br$	151,645
Efforts tranchant	Vu(kN)	$Vu=1,35\times\frac{P_d\times L}{2}+1,5\times\frac{Q_1}{2}$	75,535
Moment	Mu(kN.ml)	$M_u=\frac{P_u\times L^2}{8}$	8,009
Calculs des armatures longitudinales			
Moment reduit	μ_u	$\mu_u=\frac{M_u}{b_0\times d^2\times fbu}$	0,062
Moment reduit limite (ligne AB)	μ_{AB}	μ_{AB}	0,186
Conclusion	$\mu_u < \mu_{AB}$	Pivot A donc aucun aciers comprimé n'est nécessaire (Asc=0)	
	α_u	$\alpha_u=1,25\times(1-\sqrt{1-2\mu_u})$	0,080
Bras de levier	Z_u(m)	$Z_u=d\times(1-0,4\times\alpha_u)$	0,131
Section d'aciers longitudinaux	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st}=\frac{M_u}{Z_u\times\sigma_{st}}$	1,410
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	0,652
Choix	A_s(cm²)	max (A_{st} ; A_{stmin})	1,410
Acier	4	**4HA10 ⇒ 3,14 cm²/ml**	
Vérification à l'ELS			
Contrainte admissible de l'acier	$\overline{\sigma_{st}}(MPa)$	$\overline{\sigma_{st}}=\min\{\frac{2}{3}F_e;\max(\frac{1}{2}F_e;110\sqrt{\eta f_{tj}}$	250,000
	$\overline{\alpha_{Ser}}$	$\overline{\alpha_{Ser}}=\frac{n\times\overline{\sigma_{bc}}}{n\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}$	0,341
Bras de levier	Zser	$\overline{Z_{ser}}=d(1-\frac{1}{3}\times\overline{\alpha_{Ser}})$	0,120
	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st}=\frac{M_{ser}}{A_{st}\times Z_{ser}}$	142,279
Vérification	$\overline{\sigma_{st}} \geq \sigma_{st}$??	Condition vérifiée aux Etats Limite de Sercices (ELS)	
Espacement des aciers (cm)	$S_t(cm)$	$S_t=\min(0,9d;40cm)$	**12 cm**
Nous choisirons 3HA8 ⇒ 1,51 cm²/ml comme aciers de montages couvrant			
Contrainte tangentielle			
Contrainte de cisaillement	τ_u(MPa)	$\tau_u=\frac{V_u}{b\times d}$	1,119
Contrainte limite de cisaillement (En fissuration préjudiciable)	$\tau_{u,lim}$(MPa)	$\tau_{u,lim}=\min(\frac{0,2\times f_{c28}}{1,5};5MPa)$	3,33
Vérification au cisaillement	$\tau_{u,lim} > \tau_u$	Condition au cidaillement vérifiée	
Calcul des armatures transversales			
Section d'aciers tranversaux	$\phi_t(mm)$	$\phi_t=\min(\frac{h}{35};\frac{b_o}{10};\phi_l)$	**6 mm**
Espacement des aciers (cm) (Cas de flexion simple où k=1)	$S_{to}(cm)$	$S_{to}=\min(0,9d;40cm)$	**12 cm**

Piédroit (C50x50)

DIMENSIONNEMENT DU PIEDROIT [C50×50]			
Descente de charge			
Charge permanentes	Poids de la dallette (kN/ml)	$P_1=e\times\frac{1}{2}\times\gamma_b$	1,22
	Poids propre du piédroit (kN/ml)	$P_2=e'\times H\times\gamma_b$	2,44
	Poussée des terres P3 (kN/ml)	$P_3=\frac{1}{2}\times Ka\times H^2\times\gamma_{terre}$	1,29
	G	G=P1+P2	3,66
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	50,00
Sollicitations			
Effort Normal à l'ELS	N_{ser} (kN/ml)	$N_{sert}=G$	1,29
Effort normal à l'ELU	N_u (kN/ml)	$Nut=1{,}35G$	1,74
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser=\frac{P_3\times H}{3}$	0,279
Moment	Mu(kN.m/ml)	$Mu=1{,}35x\frac{P_3\times H}{3}$	0,38
Calcul des armatures principaux			
Excentricité additionnelle	e_a (m)	e_a = max (2cm, L/250)	0,02
Excentricité du premier ordre à l'ELS	e_1(m)	$e_1=\frac{M_u}{N_u}+e_a$	0,237
lf/h≤max(15;20e_1/ep)??	6,66666666666667≤	31,55555556	OUI
		$\alpha=10(1-\frac{M_u}{1{,}5\ Mser})$	1,00
Excentricité du second ordre		$e_2=\frac{3L_f^2}{10000ep}(2+\alpha\varphi)$	0,008
Excentricité (m)		e	0,245
Coefficient de remplissage	$\psi1$	$\psi1=\frac{N_u}{b\times h\times f_{bc}}$	0,189
$\psi1<0{,}81\ d'où\ e_{NC}=\zeta\times h$	$\zeta=0{,}1606$	$e_{NC}=\zeta\times h$	0,0241
Conclusion	$e>e_{Nc}??$	La section est partiellement comprimée	
	$e_A(m)$	$e_A=e+(d-0{,}5h)$	0,305
Moment fictif	$M_{ufictif}(KN.m)$	$Muf=Nu\times e_A$	0,530
Positio de l'axe neutre en service	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}}=\frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc}+\overline{\sigma}_{st}}$	0,474
Position de l'axe neutre en section fissurée à l'ELS	$Yser(m)$	$Yser=d\times\overline{\alpha_{ser}}$	0,064
	$Zser(m)$	$Zser=d-\frac{Y_{ser}}{3}$	0,114
Moment réduit	$Mserb(KN.m)$	$Mserb=\frac{1}{2}bo\times Zser\times\overline{\sigma}_{bc}\times Yser$	54,524
Conclusion	$M_{serf}<M_{serb}$	Pas bésoin d'aciers comprimés	
Section d'acier fictive	A_{stf}(cm²)	$A_{stf}=\frac{M_{serf}}{Z_{ser}\times\sigma_{st}}$	0,107
Section d'acier théorique	As	$A_s=A_{stf}-\frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$	0,078
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\max\left(\frac{bh}{100};\frac{0{,}23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}\right)$	1,304
Choix	A_{st}(cm²)	max(A_s ; A_{stmin})	1,304
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²**	
Espacement	eh(cm)	22,25	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r=\frac{A_{ST}}{3}$	1,310
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,50	20,00
Ls	Pour FeHA500	Ls=40 (mm)	32,00
Longueur de recouvrement	Lr	Lr=0,6Ls	19,20

Radier (C50x50)

DIMENSIONNEMENT DU RADIER [C50×50]			
Descente de charge			
Charges permanentes	Poids propre de la dallette (kN/m²)	$P_1 = e \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre du radier (kN/m²)	$P_2 = e' \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre des piédroits(kN/m²)	$P_3 = 2 \times e' \times h \times \gamma_b$	4,88
	Poussée de l'eau	$P_e = \rho g y$	0,04
		$G = P_1 + P_2 + P_3 + Pe$	12,41
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Reaction du sol à l'ELS	Rsser (kN/ml)	$R_{sser} = \frac{G+B_r}{L}$	140,51
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser = \frac{R_{sser} \times L^2}{12}$	7,49
Reaction du sol à l'ELU	Rsu (kN/ml)	$R_{su} = \frac{1,35G+1,5B_r}{12}$	208,44
Moment à l'ELU	Mu(kN.m/ml)	$Mu = \frac{R_{su} \times L^2}{12}$	11,12
Calcul des armatures principaux			
	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$	0,47
	$\mathrm{Y}ser(m)$	$\mathrm{Y}ser = d \times \alpha_{ser}$	0,06
	$\mathrm{Z}ser(m)$	$\mathrm{Z}ser = d - \frac{Y_{ser}}{3}$	0,11
Moment réduit	$Mrserb(KN.m)$	$Mrserb = \frac{1}{2} bo \times Zser \times \overline{\sigma}_{bc} \times Yser$	54,52
Conclusion	$M_{rserb} > M_{ser}$	Pas d'aciers comprimés	
Section d'acier tendu	$A_{st}(\mathrm{cm}^2)$	$\mathrm{A_{st}} = \frac{M_{ser}}{\mathrm{Z}_{ser} \times \overline{\sigma}_{st}}$	2,64
Condition de non fragilité	$A_{stmin}(\mathrm{cm}^2)$	$A_{stmin} = \frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	0,18
Choix	Ast	$\max(A_{st}\ ; A_{stmin})$	2,64
Acier		**5HA10 ⇒ 5,65 cm²**	
Espacement minimal	$e_{ht}(cm)$	$e_{ht} = max[\emptyset_l\ ; 1,5G_g]$	3,75
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,00	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$\mathrm{A_r} = \frac{\emptyset_l}{3}$	1,31
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,50	20

✦ Calcul de caniveau 60x60

Prédimensionnement : $e=\frac{b}{32}+0,125=\frac{0,6}{32}+0,125 \approx 15$ cm

DONNEES		
Epaisseur de la lèvre de feuillure (m)	a≈e/2	0,075
Redent de la feuillure (m)	g=e-a	0,075
Portée de la dallette	L=b+2c	0,750
Largeur de la dallette	l	0,500
Epaisseur piédroit, dallette et radier	e(m)	0,15
Poids volumique béton (kN/m3)	γ_b	25,00
fc28(Mpa)	25,00	
ft28 (Mpa)	2,10	
fe (Mpa)	FeHA500	500,00
Hauteur piédroit	h(m)	0,60
Longueur de flambement	lf=2l_0	1,20
Epaisseur piédroit	e'(m)	0,150
d(m)	0,9e	0,135
d'(m)		0,015
σ_{st} (MPa)	fe/1,15	434,78

Dallette (C60x60)

DIMENSIONNEMENT DE LA DALLETTE [C60×60]			
Descente de charges			
Charge permanentes	Poids propre de la dallette (kN)	$P_d=\gamma_b \times e \times b$	1,406
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Charges à l'ELS	Pser (kN/ml)	$Vser=P_d+Br$	101,406
Efforts tranchant	Vser (kN)	$Vser=P_d\times\frac{L}{2}+\frac{B_r}{2}$	38,027
Moment	Mser (kN.m)	$M_{ser}=\frac{P_{ser}\times L^2}{8}$	7,130
Charges à l'ELU	Pu (kN/ml)	$P_u=1,35P_d+1,5Br$	151,898
Efforts tranchant	Vu(kN)	$Vu=1,35\times\frac{P_d\times L}{2}+1,5\times\frac{Q_1}{2}$	75,712
Moment	Mu(kN.ml)	$M_u=\frac{P_u\times L^2}{8}$	10,680
Calculs des armatures longitudinales			
Moment reduit	μ_u	$\mu_u=\frac{M_u}{b_0\times d^2\times fbu}$	0,083
Moment reduit limite (ligne AB)	μ_{AB}	μAB	0,186
Conclusion	$\mu_u < \mu_{AB}$	Pivot A donc aucun aciers comprimé n'est nécessaire (Asc=0)	
	α_u	$\alpha_u=1,25\times(1-\sqrt{1-2\mu_u})$	0,108
Bras de levier	Z_u(m)	$Z_u=d\times(1-0,4\times\alpha_u)$	0,129
Section d'aciers longitudinaux	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st}=\frac{M_u}{Z_u\times\sigma_{st}}$	1,902
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	0,652
Choix	A_s(cm²)	max (A_{st} ; A_{stmin})	1,902
Acier		**4HA10 ⇒ 3,14 cm²/ml**	
Vérification à l'ELS			
Contrainte admissible de l'acier	$\overline{\sigma_{st}}(MPa)$	$\overline{\sigma_{st}}=\min\{\frac{2}{3}F_e;\max(\frac{1}{2}F_e;110\sqrt{\eta f_{tj}}$	250,000
	$\overline{a_{Ser}}$	$\overline{a_{Ser}}=\frac{n\times\overline{\sigma_{bc}}}{n\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}$	0,341
Bras de levier	Zser	$\overline{Z_{ser}}=d(1-\frac{1}{3}\times\overline{a_{Ser}})$	0,120
	$\sigma_{st}(MPa)$	$\sigma_{st}=\frac{M_{ser}}{A_{st}\times Z_{ser}}$	189,776
Vérification	$\overline{\sigma_{st}}\geq\sigma_{st}$??	Condition vérifiée aux Etats Limite de Sercices (ELS)	
Espacement des aciers (cm)	$S_t(cm)$	$S_t=\min(0,9d;40cm)$	**12 cm**
Nous choisirons 3HA8 ⇒ 1,51 cm²/ml comme aciers de montages couvrant			
Contrainte tangentielle			
Contrainte de cisaillement	τ_u(MPa)	$\tau_u=\frac{V_u}{b\times d}$	1,122
Contrainte limite de cisaillement (En fissuration préjudiciable)	$\tau_{u,lim}$(MPa)	$\tau_{u,lim}=\min(\frac{0,2\times f_{c28}}{1,5};5MPa)$	3,33
Vérification au cisaillement	$\tau_{u,lim}>\tau_u$	Condition au cidaillement vérifiée	
Calcul des armatures transversales			
Section d'aciers tranversaux	$\phi_t(mm)$	$\phi_t=\min(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l)$	**6 mm**
Espacement des aciers (cm) (Cas de flexion simple où k=1)	$S_{to}(cm)$	$S_{to}=\min(0,9d;40cm)$	**12 cm**

Piédroit (C60x60)

DIMENSIONNEMENT DU PIEDROIT [C60×60]			
Descente de charge			
Charge permanentes	Poids de la dallette (kN/ml)	$P_1=e\times\frac{1}{2}\times\gamma_b$	1,41
	Poids propre du piédroit (kN/ml)	$P_2=e'\times H\times\gamma_b$	2,81
	Poussée des terres P3 (kN/ml)	$P_3=\frac{1}{2}\times Ka\times H^2\times\gamma_{terre}$	1,72
	G	G=P1+P2	4,22
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	50,00
Sollicitations			
Effort Normal à l'ELS	N_{ser} (kN/ml)	$N_{sert}=G$	1,72
Effort normal à l'ELU	N_u (kN/ml)	$Nut=1{,}35G$	2,32
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser=\frac{P_3\times H}{3}$	0,429
Moment	Mu(kN.m/ml)	$Mu=1{,}35x\frac{P_3\times H}{3}$	0,58
Calcul des armatures principaux			
Excentricité additionnelle	e_a (m)	e_a = max (2cm, L/250)	0,02
Excentricité du premier ordre à l'ELS	e_1(m)	$e_1=\frac{M_u}{N_u}+e_a$	0,270
lf/h≤max(15;20e_1/ep)??	8≤ 36		OUI
		$\alpha=10(1-\frac{M_u}{1{,}5\ Mser})$	1,00
Excentricité du second ordre		$e_2=\frac{3L_f^2}{10000ep}(2+\alpha\varphi)$	0,012
Excentricité (m)		e	0,282
Coefficient de remplissage	$\psi1$	$\psi1=\frac{N_u}{b\times h\times f_{bc}}$	0,218
$\psi1<0{,}81\ d'où\ e_{NC}=\zeta\times h$	$\zeta=0{,}15955$	$e_{NC}=\zeta\times h$	0,0239
Conclusion	$e>e_{Nc}$??	La section est partiellement comprimée	
	$e_A(m)$	$e_A=e+(d-0{,}5h)$	0,342
Moment fictif	$M_{ufictif}(KN.m)$	$Muf=Nu\times e_A$	0,792
Positio de l'axe neutre en service	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}}=\frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc}+\overline{\sigma}_{st}}$	0,474
Position de l'axe neutre en section fissurée à l'ELS	$Yser(m)$	$Yser=d\times\overline{\alpha_{ser}}$	0,064
	$Zser(m)$	$Zser=d-\frac{Y_{ser}}{3}$	0,114
Moment réduit	$Mserb(KN.m)$	$Mserb=\frac{1}{2}bo\times Zser\times\overline{\sigma}_{bc}\times Yser$	54,524
Conclusion	$M_{serf}<M_{serb}$	Pas bésoin d'aciers comprimés	
Section d'acier fictive	A_{stf}(cm²)	$A_{stf}=\frac{M_{serf}}{Z_{ser}\times\sigma_{st}}$	0,160
Section d'acier théorique	As	$A_s=A_{stf}-\frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$	0,121
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\max\left(\frac{bh}{100};\frac{0{,}23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}\right)$	1,304
Choix	A_{st}(cm²)	$\max(A_s;A_{stmin})$	1,304
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²**	
Espacement	eh(cm)	22,25	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r=\frac{A_{ST}}{3}$	1,310
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,50	20,00
Ls	Pour FeHA500	Ls=40 (mm)	32,00
Longueur de recouvrement	Lr	Lr=0,6Ls	19,20

Radier (C60x60)

DIMENSIONNEMENT DU RADIER [C60×60]			
Descente de charge			
Charges permanentes	Poids propre de la dallette (kN/m²)	$P_1 = e \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre du radier (kN/m²)	$P_2 = e' \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre des piédroits(kN/m²)	$P_3 = 2 \times e' \times h \times \gamma_b$	5,63
	Poussée de l'eau	$P_e = \rho g y$	0,04
		$G = P_1 + P_2 + P_3 + Pe$	13,17
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Reaction du sol à l'ELS	Rsser (kN/ml)	$R_{sser} = \frac{G+B_r}{L}$	125,74
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser = \frac{R_{sser} \times L^2}{12}$	8,49
Reaction du sol à l'ELU	Rsu (kN/ml)	$R_{su} = \frac{1,35G+1,5B_r}{12}$	186,42
Moment à l'ELU	Mu(kN.m/ml)	$Mu = \frac{R_{su} \times L^2}{12}$	12,58
Calcul des armatures principaux			
	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$	0,47
	$Yser(m)$	$Yser = d \times \alpha_{ser}$	0,06
	$Zser(m)$	$Zser = d - \frac{Y_{ser}}{3}$	0,11
Moment réduit	$Mrserb(KN.m)$	$Mrserb = \frac{1}{2} bo \times Zser \times \overline{\sigma}_{bc} \times Yser$	54,52
Conclusion	$M_{rserb} > M_{ser}$	Pas d'aciers comprimés	
Section d'acier tendu	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \overline{\sigma}_{st}}$	2,99
Condition de non fragilité	$A_{stmin}(cm^2)$	$A_{stmin} = \frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	0,18
Choix	Ast	$\max(A_{st}\ ;A_{stmin})$	2,99
Acier		**5HA12 ⇒ 5,65 cm²**	
Espacement minimal	$e_{ht}(cm)$	$e_{ht} = max[\emptyset_l\ ;1,5G_g]$	3,75
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,00	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r = \frac{\emptyset_l}{3}$	1,88
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,25	20

✦ Calcul de caniveau 80x80

Prédimensionnement : $e=\frac{b}{32}+0,125=\frac{0,8}{32}+0,125 \approx 15$ cm

DONNEES		
Epaisseur de la lèvre de feuillure (m)	a≈e/2	0,075
Redent de la feuillure (m)	g=e-a	0,075
Portée de la dallette	L=b+2c	0,950
Largeur de la dallette	l	0,500
Epaisseur piédroit, dallette et radier	e(m)	0,15
Poids volumique béton (kN/m3)	γ_b	25,00
fc28(Mpa)	25,00	
ft28 (Mpa)	2,10	
fe (Mpa)	FeHA500	500,00
Hauteur piédroit	h(m)	0,80
Longueur de flambement	lf=2l_0	1,60
Epaisseur piédroit	e'(m)	0,150
d(m)	0,9e	0,135
d'(m)		0,015
σ_{st} (MPa)	fe/1,15	434,78

Dallette (C80x80)

DIMENSIONNEMENT DE LA DALLETTE [C80×80]			
Descente de charges			
Charge permanentes	Poids propre de la dallette (kN)	$P_d=\gamma_b \times e \times b$	1,781
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Charges à l'ELS	Pser (kN/ml)	$V_{ser}=P_d+Br$	101,781
Efforts tranchant	Vser (kN)	$V_{ser}=P_d\times\frac{L}{2}+\frac{B_r}{2}$	48,346
Moment	Mser (kN.m)	$M_{ser}=\frac{P_{ser}\times L^2}{8}$	11,482
Charges à l'ELU	Pu (kN/ml)	$P_u=1,35P_d+1,5Br$	152,405
Efforts tranchant	Vu(kN)	$V_u=1,35\times\frac{P_d\times L}{2}+1,5\times\frac{Q_1}{2}$	76,142
Moment	Mu(kN.ml)	$M_u=\frac{P_u\times L^2}{8}$	17,193
Calculs des armatures longitudinales			
Moment reduit	μ_u	$\mu_u=\frac{M_u}{b_0\times d^2\times f_{bu}}$	0,133
Moment reduit limite (ligne AB)	μ_{AB}	μ_{AB}	0,186
Conclusion	$\mu_u < \mu_{AB}$	Pivot A donc aucun aciers comprimé n'est nécessaire (Asc=0)	
	α_u	$\alpha_u=1,25\times(1-\sqrt{1-2\mu_u})$	0,179
Bras de levier	Z_u(m)	$Z_u=d\times(1-0,4\times\alpha_u)$	0,125
Section d'aciers longitudinaux	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st}=\frac{M_u}{Z_u\times\sigma_{st}}$	3,156
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	0,652
Choix	A_s(cm²)	max (A_{st} ; A_{stmin})	3,156
Acier		**5HA12 ⇒ 5,65 cm²/ml**	
Vérification à l'ELS			
Contrainte admissible de l'acier	$\overline{\sigma_{st}}(MPa)$	$\overline{\sigma_{st}}=\min\{\frac{2}{3}F_e;\max(\frac{1}{2}F_e;110\sqrt{\eta f_{tj}}$	250,000
	$\overline{a_{Ser}}$	$\overline{a_{Ser}}=\frac{n\times\overline{\sigma_{bc}}}{n\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}$	0,341
Bras de levier	Zser	$\overline{Z_{ser}}=d(1-\frac{1}{3}\times\overline{a_{Ser}})$	0,120
	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st}=\frac{M_{ser}}{A_{st}\times Z_{ser}}$	169,844
Vérification	$\overline{\overline{\sigma_{st}}}\geq\sigma_{st}$??	Condition vérifiée aux Etats Limite Ultimes (ELS)	
Espacement des aciers (cm)	$S_t(cm)$	$S_t=\min(0,9d;40cm)$	**12 cm**
Nous choisirons 3HA10 ⇒ 2,36 cm²/ml comme aciers de montages couvrant			
Contrainte tangentielle			
Contrainte de cisaillement	τ_u(MPa)	$\tau_u=\frac{V_u}{b\times d}$	1,128
Contrainte limite de cisaillement (En fissuration préjudiciable)	$\tau_{u,lim}$(MPa)	$\tau_{u,lim}=\min(\frac{0,2\times f_{c28}}{1,5};5MPa)$	3,33
Vérification au cisaillement	$\tau_{u,lim} > \tau_u$	Condition au cidaillement vérifiée	
Calcul des armatures transversales			
Section d'aciers tranversaux	$\phi_t(mm)$	$\phi_t=\min(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l)$	**6 mm**
Espacement des aciers (cm) (Cas de flexion simple où k=1)	$S_{to}(cm)$	$S_{to}=\min(0,9d;40cm)$	**12 cm**

Piédroit (C80x80)

DIMENSIONNEMENT DU PIEDROIT [C80×80]			
Descente de charge			
Charge permanentes	Poids de la dallette (kN/ml)	$P_1=e\times\frac{1}{2}\times\gamma_b$	1,78
	Poids propre du piédroit (kN/ml)	$P_2=e'\times H\times\gamma_b$	3,56
	Poussée des terres P3 (kN/ml)	$P_3=\frac{1}{2}\times Ka\times H^2\times\gamma_{terre}$	2,75
	G	G=P1+P2	5,34
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	50,00
Sollicitations			
Effort Normal à l'ELS	N_{ser} (kN/ml)	$N_{sert}=G$	2,75
Effort normal à l'ELU	N_u (kN/ml)	$Nut=1{,}35G$	3,72
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser=\frac{P_3\times H}{3}$	0,872
Moment	Mu(kN.m/ml)	$Mu=1{,}35x\frac{P_3\times H}{3}$	1,18
Calcul des armatures principaux			
Excentricité additionnelle	e_a (m)	e_a = max (2cm, L/250)	0,02
Excentricité du premier ordre à l'ELS	e_1(m)	$e_1=\frac{M_u}{N_u}+e_a$	0,337
lf/h≤max(15;20e_1/ep)??	10,6666666666667≤	44,88888889	OUI
		$\alpha=10(1-\frac{M_u}{1{,}5\ Mser})$	1,00
Excentricité du second ordre		$e_2=\frac{3L_f^2}{10000ep}(2+\alpha\varphi)$	0,020
Excentricité (m)		e	0,357
Coefficient de remplissage	$\psi1$	$\psi1=\frac{N_u}{b\times h\times f_{bc}}$	0,276
$\psi1<0{,}81\ d'où\ e_{NC}=\zeta\times h$	$\zeta=0{,}1572$	$e_{NC}=\zeta\times h$	0,0236
Conclusion	$e>e_{Nc}$??	La section est partiellement comprimée	
	$e_A(m)$	$e_A=e+(d-0{,}5h)$	0,417
Moment fictif	$M_{ufictif}(KN.m)$	$Muf=Nu\times e_A$	1,551
Positio de l'axe neutre en service	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}}=\frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc}+\overline{\sigma}_{st}}$	0,474
Position de l'axe neutre en section fissurée à l'ELS	$Yser(m)$	$Yser=d\times\overline{\alpha_{ser}}$	0,064
	$Zser(m)$	$Zser=d-\frac{Y_{ser}}{3}$	0,114
Moment réduit	$Mserb(KN.m)$	$Mserb=\frac{1}{2}bo\times Zser\times\overline{\sigma}_{bc}\times Yser$	54,524
Conclusion	$M_{serf}<M_{serb}$	Pas bésoin d'aciers comprimés	
Section d'acier fictive	A_{stf}(cm²)	$A_{stf}=\frac{M_{serf}}{Z_{ser}\times\sigma_{st}}$	0,314
Section d'acier théorique	As	$A_s=A_{stf}-\frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$	0,251
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\max\left(\frac{bh}{100};\frac{0{,}23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}\right)$	1,304
Choix	A_{st}(cm²)	$\max(A_s;A_{stmin})$	1,304
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²**	
Espacement	eh(cm)	22,25	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r=\frac{A_{ST}}{4}$	0,983
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,50	20,00
Ls	Pour FeHA500	Ls=40 (mm)	32,00
Longueur de recouvrement	Lr	Lr=0,6Ls	19,20

Radier (C80x80)

DIMENSIONNEMENT DU RADIER [C80×80]			
Descente de charge			
Charges permanentes	Poids propre de la dallette (kN/m²)	$P_1 = e \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre du radier (kN/m²)	$P_2 = e' \times b \times \gamma_b$	3,75
	Poids propre des piédroits(kN/m²)	$P_3 = 2 \times e' \times h \times \gamma_b$	7,13
	Poussée de l'eau	$P_e = \rho g y$	0,06
		$G = P_1 + P_2 + P_3 + Pe$	14,68
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	100,00
Sollicitations			
Reaction du sol à l'ELS	Rsser (kN/ml)	$R_{sser} = \frac{G+B_r}{L}$	104,26
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser = \frac{R_{sser} \times L^2}{12}$	10,51
Reaction du sol à l'ELU	Rsu (kN/ml)	$R_{su} = \frac{1,35G+1,5B_r}{12}$	154,38
Moment à l'ELU	Mu(kN.m/ml)	$Mu = \frac{R_{su} \times L^2}{12}$	15,57
Calcul des armatures principaux			
	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$	0,47
	$Yser(m)$	$Yser = d \times \alpha_{ser}$	0,06
	$Zser(m)$	$Zser = d - \frac{Y_{ser}}{3}$	0,11
Moment réduit	$Mrserb(KN.m)$	$Mrserb = \frac{1}{2} bo \times Zser \times \overline{\sigma}_{bc} \times Yser$	54,52
Conclusion	$M_{rserb} > M_{ser}$	Pas d'aciers comprimés	
Section d'acier tendu	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \overline{\sigma}_{st}}$	3,70
Condition de non fragilité	$A_{stmin}(cm^2)$	$A_{stmin} = \frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	0,18
Choix	Ast	$\max(A_{st}\ ;A_{stmin})$	3,70
Acier		**5HA12 ⇒ 5,65 cm²**	
Espacement minimal	$e_{ht}(cm)$	$e_{ht} = max[\emptyset_l\ ;1,5G_g]$	3,75
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,00	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r = \frac{\emptyset_l}{3}$	1,88
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,25	20

✦ Calcul de caniveau 200x150x50

Prédimensionnement : $e=\frac{b}{32}+0{,}125=\frac{1}{32}+0{,}125 \approx 15$ cm

DONNEES		
Epaisseur de la lèvre de feuillure (m)	a≈e/2	0,000
Redent de la feuillure (m)	g=e-a	0,000
Portée de la dallette	L=b+2c	0,000
Largeur de la dallette	l	0,500
Epaisseur piédroit et radier	e(m)	0,20
Poids volumique béton (kN/m3)	γ_b	25,00
fc28(Mpa)	25,00	
ft28 (Mpa)	2,10	
fe (Mpa)	FeHA400	500,00
Hauteur piédroit	h(m)	1,50
Longueur de flambement	lf=2l_0	3,00
Epaisseur piédroit	e'(m)	0,200
d(m)	0,9e	0,180
d'(m)		0,020
σ_{st} (MPa)	fe/1,15	434,78

Piédroit (C200x150x50)

DIMENSIONNEMENT DU PIEDROIT [C200×150×50]			
Descente de charge			
Charge permanentes	Poids de la dallette (kN/ml)	$P_1=e\times\frac{1}{2}\times\gamma_b$	0,00
	Poids propre du piédroit (kN/ml)	$P_2=e'\times H\times\gamma_b$	8,50
	Poussée des terres P3 (kN/ml)	$P_3=\frac{1}{2}\times Ka\times H^2\times\gamma_{terre}$	8,82
	G	G=P1+P2	8,50
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	0,00
Sollicitations			
Effort Normal à l'ELS	N_{ser} (kN/ml)	$N_{sert}=G$	8,82
Effort normal à l'ELU	N_u (kN/ml)	$Nut=1{,}35G$	11,91
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser=\frac{P_3\times H}{3}$	4,999
Moment	Mu(kN.m/ml)	$Mu=1{,}35\times\frac{P_3\times H}{3}$	6,75
Calcul des armatures longitudinaux			
Excentricité additionnelle	e_a (m)	e_a = max (2cm, L/250)	0,02
Excentricité du premier ordre à l'ELS	e_1(m)	$e_1=\frac{M_u}{N_u}+e_a$	0,587
lf/h≤max(15;20e_1/ep)??		15≤ 58,66666667	OUI
		$\alpha=10(1-\frac{M_u}{1{,}5\ Mser})$	1,00
Excentricité du second ordre		$e_2=\frac{3L_f^2}{10000ep}(2+\alpha\varphi)$	0,054
Excentricité (m)		e	0,641
Coefficient de remplissage	$\psi1$	$\psi1=\frac{N_u}{b\times h\times f_{bc}}$	0,495
$\psi1<0{,}81$ d'où $e_{NC}=\zeta\times h$	$\zeta=0{,}1295$	$e_{NC}=\zeta\times h$	0,0259
Conclusion	$e>e_{Nc}$??	La section est partiellement comprimée	
	$e_A(m)$	$e_A=e+(d-0{,}5h)$	0,721
Moment fictif	$M_{ufictif}(KN.m)$	$Muf=Nu\times e_A$	8,583
Positio de l'axe neutre en service	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}}=\frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc}+\overline{\sigma}_{st}}$	0,474
Position de l'axe neutre en section fissurée à l'ELS	$Yser(m)$	$Yser=d\times\overline{\alpha_{ser}}$	0,085
	$Zser(m)$	$Zser=d-\frac{Y_{ser}}{3}$	0,152
Moment réduit	$Mserb(KN.m)$	$Mserb=\frac{1}{2}bo\times Zser\times\overline{\sigma}_{bc}\times Yser$	96,931
Conclusion	$M_{serf}<M_{serb}$	Pas bésoin d'aciers comprimés	
Section d'acier fictive	A_{stf}(cm²)	$A_{stf}=\frac{M_{sert}}{Z_{ser}\times\sigma_{st}}$	1,302
Section d'acier théorique	As	$A_s=A_{stf}-\frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$	1,099
Condition de non fragilité	A_{stmin}(cm²)	$A_{stmin}=\max\left(\frac{bh}{100};\frac{0{,}23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}\right)$	1,739
Choix	A_{st}(cm²)	max(A_s ; A_{stmin})	1,739
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²**	
Espacement	eh(cm)	22,25	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r=\frac{A_{ST}}{3}$	1,310
Acier		**5HA8 ⇒ 2,51 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,50	20,00
Ls	Pour FeHA400	Ls=40 (mm)	32,00
Longueur de recouvrement	Lr	Lr=0,6Ls	19,20

Radier (C200x150x50)

DIMENSIONNEMENT DU RADIER [C200×150×150]			
Descente de charge			
Charges permanentes	Poids propre de la dallette (kN/m²)	$P_1 = e \times b \times \gamma_b$	0,00
	Poids propre du radier (kN/m²)	$P_2 = e' \times b \times \gamma_b$	12,00
	Poids propre des piédroits(kN/m²)	$P_3 = 2 \times e' \times h \times \gamma_b$	22,96
	Poussée de l'eau	$P_e = \rho g y$	0,11
		$G = P_1 + P_2 + P_3 + Pe$	35,07
Charges d'exploitations	Roue isolée de 100kN	Br	0,00
Sollicitations			
Reaction du sol à l'ELS	Rsser (kN/ml)	$R_{sser} = \frac{G+B_r}{L}$	14,61
Moment	Mser (kN.m/ml)	$Mser = \frac{R_{sser} \times L^2}{12}$	7,01
Reaction du sol à l'ELU	Rsu (kN/ml)	$R_{su} = \frac{1,35G+1,5B_r}{12}$	19,73
Moment à l'ELU	Mu(kN.m/ml)	$Mu = \frac{R_{su} \times L^2}{12}$	9,47
Calcul des armatures			
	$\overline{\alpha_{ser}}$	$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$	0,47
	$Yser(m)$	$Yser = d \times \alpha_{ser}$	0,09
	$Zser(m)$	$Zser = d - \frac{Y_{ser}}{3}$	0,15
Moment réduit	$Mrserb(KN.m)$	$Mrserb = \frac{1}{2} bo \times Zser \times \overline{\sigma}_{bc} \times Yser$	96,93
Conclusion	$M_{rserb} > M_{ser}$	Pas d'aciers comprimés	
Section d'acier tendu	$A_{st}(cm^2)$	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \overline{\sigma}_{st}}$	1,85
Condition de non fragilité	$A_{stmin}(cm^2)$	$A_{stmin} = \frac{0,23\ b\ d\ f_{tj}}{f_e}$	2,17
Choix	Ast	$\max(A_{st}\ ;A_{stmin})$	2,17
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²**	
Espacement minimal	$e_{ht}(cm)$	$e_{ht} = max[\emptyset_l\ ;1,5G_g]$	3,75
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,25	20,00
Aciers de répartition	Ar(cm²)	$A_r = \frac{\emptyset_l}{3}$	1,31
Acier		**5HA10 ⇒ 3,93 cm²/ml**	
Espacement réel (cm)	$e_h(cm)$	22,25	20

Annexe 10 : Dimensionnement structural du dalot 1x2x2

1. Description de l'ouvrage

- Epaisseur de tablier / radier / voile : e = 0,25 m ;
- Portée de la travée : B = 2 m ;
- Hauteur piédroits : H = 2 m ;
- Largeur roulable : L_r= 4 m ;
- Largeur chargeable : L_C=L_r= 4 m car il n'y pas de dispositif de retenue d'eau
- Nombre de de voies : n= partie entière de ($\frac{L_c}{3}$)=1 voie ;
- Ouverture hydraulique : 2 m × 2 m ;
- Guide roue en béton armé de section : 0,25 m×0,4 m ;
- Classe de l'ouvrage de franchissement : Troisième car L_r < 5 m.

2. Hypothèses de calculs

❖ Béton

- Béton B25 de poids volumique : φ = 2,5 t/m^3
- Dosage minimum : 400 kg/m^3
- Enrobage = 3 cm.
- Résistance à la compression à 28 jours : fc_{28}= 25 MPa
- Résistance à la traction à 28 jours : ft_{28} = 2,1 MPa.
- Densité du béton : 25 kN/m^3
- Fissuration préjudiciable ;

❖ Acier

- Nuance : acier haute adhérence (HA) FeE500 ;
- Limite d'élasticité fe = 500 MPa ;
- Contrainte de calcul de l'acier : $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s}$ avec γs = 1,15 ;
- Contrainte limite de l'acier : : $\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3}fe; max(0{,}5fe\ ; 110\sqrt{\eta f t_{28}})\right]$

Avec η = 1,6 car acier haute adhérence.

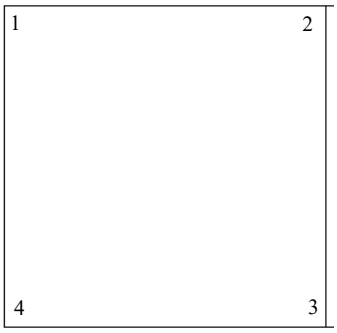
❖ Remblai

Le remblai d'accès est pris sous l'hypothèse d'un graveleux latéritique naturel ;

- Poids spécifique du remblai $\gamma_{remblai}$ = 18,5 kN/m^3 ;
- Coefficient de poussé des terres $k_a = \frac{1-\sin(\varphi)}{1+\sin(\varphi)}$ = 0,33 ;
- Angle de frottement interne φ = 30°.

3. Règlement et schéma statique de l'ouvrage

Les calculs de ferraillage seront réalisés conformément aux règles BAEL 91 révisées en 99, basées sur la méthode des états limites. Les chaussées seront dimensionnées selon les dispositions du titre II du fascicule 61 du CPC français. Quant aux ouvrages, ils seront vérifiés sous les systèmes de charges A(l), B (Bc, Bt et Br) ainsi que les convois militaires.



Le moment d'inertie du tablier et du radier sera noté I_1, le moment d'inertie I_2 pour les piédroits et le module d'élasticité E. Le paramètre E étant constant (matériau identique), on peut prendre E=1

4. Méthode de calcul

Le calcul du dalot est effectué sur une bande de largeur unitaire égale à 1 m (b =1m). Dans la présente étude, la symétrie de la géométrie de l'ouvrage et la dissymétrie des chargements conduisent à considérer les piédroits intermédiaires comme les éléments soumis à la compression simple. Cette hypothèse permet de négliger les moments fléchissant à leur niveau et d'utiliser la méthode des rotations pour l'analyse de l'équilibre des nœuds de la structure. Désignons par :

- $M_{i.j}$: Moment statique appliqué au noeud i par la barre ij;
- $m_{i.j}$: Moment d'encastrement appliqué au noeud i par la barre j ; (déterminé par les charges appliquées à la barre) ;

- a_i: Rotation au nœud i ;
- k_1: Caractéristique de la rigidité des barres horizontales $k_1=\frac{2\times E\times I_1}{B}$;
- k_2: Caractéristique de la rigidité des barres horizontales $k_2=\frac{2\times E\times I_2}{H}$;
- $M_{i,j}=k\times(2\times a_i+a_j)+m_{i,j}$; $k = k_1$ ou k_2

En considérant pour l'ouvrage, une bande de largeur b = 1 m

$$I_1=\frac{b\times h^3}{12}\text{ (élément horizontal) ; }I_2=\frac{h\times b^3}{12}\text{(élément vertical)}$$

$$I_1=\frac{1000\times 200^3}{12}=6{,}67.10^8\text{ mm}^4\text{ ; }I_2=\frac{200\times 1000^3}{12}=1{,}67\ .10^{10}\text{ mm}^4$$

$$k_1=\frac{2\times 6{,}67.10^8}{2250}=5{,}93.10^5\text{ N/mm et }k_2=\frac{2\times 1{,}67.10^{10}}{2250}=1{,}48.10^7\text{ N/mm}$$

$2\times(k_1+k_2) = 2\times(5{,}93.10^5 +1{,}48.10^7) =$ **$3{,}08.10^7$ N/mm**

$2\times(2k_1+k_2) = 2\times(2\times5{,}93.10^5 +1{,}48.10^{10}) =$ **$3{,}20.10^7$ N/mm**

L'équilibre au nœud 1 s'écrit donc :

$$M_{12}+M_{14}=0$$

$$\Rightarrow k_1\times(2\times a_1+a_2)+m_{12}+k_2\times(2\times a_1+a_4)+m_{14}=0$$
$$\Rightarrow 2\times(k_1+k_2)\times a_1+k_1\times a_2+k_2\times a_4=-(m_{12}+m_{18})$$

En écrivant l'équilibre de tous les nœuds, nous obtenons 8 équations à 8 inconnues (a_1;a_2;a_3; a_4) ;

Nœud 1 $\Rightarrow 2\times(k_1+k_2)\times a_1+k_1\times a_2+k_2\times a_4=-(m_{12}+m_{14})$

Nœud 2 $\Rightarrow 2\times(k_1+k_2)\times a_2+k_1\times a_1+k_2\times a_3=-(m_{21}+m_{23})$

Nœud 3 $\Rightarrow 2\times(k_1+k_2)\times a_3+k_1\times a_4+k_2\times a_2=-(m_{34}+m_{32})$

Nœud 4 $\Rightarrow 2\times(k_1+k_2)\times a_4+k_1\times a_3+k_2\times a_1=-(m_{41}+m_{43})$

5. Calcul des sollicitations

a. Les charges permanentes

✦ Sur le tablier

Poids propre du tablier $P_{Propre\ tablier}=\gamma_{béton}\times e\times 1=25\times 0{,}25\times 1$

$$P_{Propre\ tablier}= 6{,}25\ kN/ml$$

Poids du remblai : $P_{remblai}=\gamma_{remblai}\times e = (18{,}5\times 0{,}2)\times 1m$

$$P_{remblai}= 3{,}7\ kN/ml$$

Poids des guides roues : $P_{Guides\ roues}=\frac{\gamma_{béton}\times e\times h\times L}{L_r+2e}\times 2=\frac{25\times 0{,}25\times 0{,}4\times 2{,}5}{4+2\times 0{,}25}\times 2$

$$P_{Guides\ roues}= 2{,}77\ kN/ml$$

$$P_{Tablier}= P_{Propre\ tablier}+P_{remblai}+P_{Guides\ roues}= 6{,}25+3{,}7+2{,}77$$

$$\mathbf{P_{Tablier}= 12{,}72\ kN/ml}$$

✦ Sur le radier

Poids propre du radier : $P_{Propre\ radier}=\gamma_{béton}\times e=25\times 0{,}25\times 1$:

$$P_{Propre_radier}= 6{,}25\ kN/ml$$

Poids des piédroits $P_{Piédroits}=\frac{\gamma_{béton}\times e\times h\times L}{n\times B+(n+1)\times 2e}\times(n+1)=\frac{25\times 0{,}25\times 2\times 1}{1\times 2+(1+1)\times 0{,}25}\times(1+1)$

$$P_{Piédroits}= 10{,}00\ kN/ml$$

$$P_{Radier}=\mathbf{P_{Tablier}}+P_{Piédroits}+P_{Propre_radier}=12{,}72+6{,}25+10{,}00$$

$$\mathbf{P_{Radier}=28{,}97\ kN/ml}$$

Poussée du remblai sur piédroit :

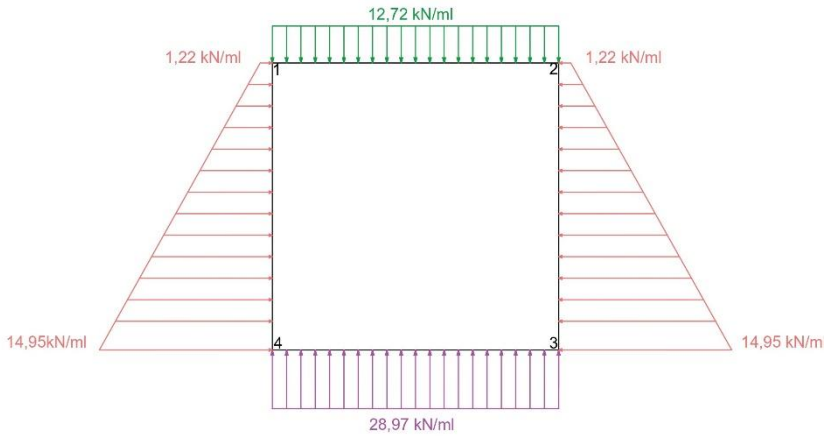
Au niveau de h = 0.2 m $\Rightarrow Pt_a=\left(\gamma_{remblai}\times e\right)\times k_a\times 1=(18{,}5\times 0{,}2)\times 0{,}33\times 1$

$$\mathbf{Pt_a= 1{,}22\ kN/ml}$$

Au niveau de h = 2,45 m $\Rightarrow Pt_2= \gamma_{remblai}\times h\times k_a\times 1 = 18{,}5\times 2{,}45\times 0{,}33\times 1$

$$\mathbf{Pt_b= 14{,}95\ kN/ml}$$

Ainsi les charges permanentes sur l'ouvrage se présentent comme suit :



✦ Les effets sur le remblai

La poussée latérale transmise aux piédroits extérieures, générée par la surcharge routière de trafic (présence d'un véhicule) sur les remblais d'accès, est modélisée par une pression horizontale uniforme de : **q_0 = 10 kN/m².**

✦ Calcul des moments d'encastrement

$m_{12}=-P_1\times\frac{L^2}{12}=-12{,}72\times\frac{2^2}{12}$ ⇒ **m_{12}=-4,24 kN.m/ml** avec $m_{21}=-m_{12}$

$m_{34}=-P_2\times\frac{L^2}{12}=-28{,}97\times\frac{2^2}{12}$ ⇒ **m_{34}=-9,66 kN.m/ml** avec $m_{34}=-m_{43}$

$m_{41}=-(2Pt_a+3Pt_b)\times\frac{L^2}{60}=-(2\times1{,}22+3\times14{,}95)\times\frac{2^2}{60}$ ⇒ **m_{41}=-3,15 kN.m/ml** avec $m_{41}=-m_{32}$

$m_{14}=(3Pt_1+2Pt_2)\times\frac{L^2}{60}=(3\times1{,}22+2\times14{,}95)\times\frac{2^2}{60}$ ⇒ m_{14}=2,24 kN.m/ml avec $m_{14}=-m_{23}$

Calcul des moments d'encastrement

Soit b_i la constante du nœud i ;

$$b_1=-(m_{12}+m_{14})=-(-4{,}24+2{,}24)=2 \text{ kN.m/ml}$$

$$b_2=-(m_{21}+m_{23})=-(4{,}24-2{,}24)=-2 \text{ kN.m/ml}$$

$$b_3=-(m_{32}+m_{34})=-(3{,}15-9{,}66)=6{,}51 \text{ kN.m/ml}$$

$$b_4=-(m_{43}+m_{41})=-(9{,}66-3{,}15)=-6{,}51 \text{ kN.m/ml}$$

La résolution du système d'équations obtenu avec Excel donne :

a_1	a_2	a_3	a_4	b_i
30800000	593000	0	14800000	2
593000	30800000	14800000	0	-2
0	14800000	30800000	593000	6,51
14800000	0	593000	30800000	-6,51

⇒

a_1	2,26E-07
a_2	-2,26E-07
a_3	3,26E-07
a_4	-3,26E-07

Déduction des moments

M12	-4,11 kN.m
M21	4,11 kN.m
M23	-4,10 kN.m
M32	9,46 kN.m
M34	-9,47 kN.m
M43	9,47 kN.m
M41	-9,46 kN.m
M14	4,10 kN.m

Déterminons les moments isostatiques pour la travée du tablier, du radier et des piédroits :

Tablier : $\Rightarrow M_{0_tablier}=\frac{P_{Tablier}}{8}\times L^2=\frac{12,72}{8}\times 2^2$ **= 6,36 kN.m/ml**

Radier : $\Rightarrow M_{0_radier}=\frac{P_{Radier}}{8}\times L^2=\frac{28,97}{8}\times 2^2$ = **14,49 kN.m/ml**

Piédroits : $\Rightarrow M_{0_piedroits}=\frac{Pt_1}{8}\times L^2+\frac{Pt_2-Pt_1}{9\times\sqrt{3}}\times L^2=\frac{1,22}{8}\times 2^2+\frac{14,95-1,22}{9\sqrt{3}}\times 2^2$ **= 4,13 kN.m/ml**

Déterminons les moments de calcul du tablier, du radier et des piédroits :

- Travée du tablier

Appui gauche: $Mg_t=M_{12}$=- 4,11 kN.m

Appui droit :Md_t=- M_{21}= -4,11 kN.m

$$M_{travée}=M_{0_tablier}+\frac{Mg_t+Md_t}{2}=6,36+\frac{-4,11-4,11}{2}=\mathbf{2,25}\text{ kN.m}$$

- Travée du radier

Appui gauche: $Mg_t=M_{34}$=-9,47 kN.m

Appui droit: Md_t=- M_{43}= -9,47 kN.m

$$M_{travée}=M_{0_radier}+\frac{Mg_t+Md_t}{2}=14,49+\frac{-9,47-9,47}{2}=\mathbf{5,02\ kN.m}$$

- Travée du piédroit à gauche

Appui inférieur: $M_{app\ inf}= M_{41}= - 9,46$ kN.

Appui supérieur : $Mapp_{app\ sup}=-M_{14}= - 4,10$ kN.m

En travée : $Mt_{rive}= Mt_{piédroits}= -2,65$ kN.m

Détermination des réactions d'appuis sur le tablier, le radier et des piédroits :

- Travée du tablier

$$Rapp_{g_t}=\frac{Mapp_d-Mapp_g}{L}+\frac{P_{Tablier}\times L}{2}=\frac{-4,11-(-4,11)}{2}+\frac{6,36\times 2}{2}=6,36\ kN$$

$$Rapp_{d_t}=\frac{Mapp_g-Mapp_d}{L}+\frac{P_{Tablier}\times L}{2}=\frac{-4,11-(-4,11)}{3}+\frac{6,36\times 2}{2}=6,36\ kN$$

- Travée du radier

$$Rapp_{g_r}=\frac{Mapp_d-Mapp_g}{L}-\frac{P_{Radier}\times L}{2}=\frac{-9,47-(-9,47)}{3}-\frac{14,49\times 2}{2}=-14,49\ kN$$

$$Rapp_{d_r}=\frac{Mapp_g-Mapp_d}{L}-\frac{P_{Radier}\times L}{2}=\frac{-9,47-(-9,47)}{3}-\frac{14,49\times 3}{2}=-14,49\ kN$$

Tablier						
Travée	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
	6,36	- 4,11	- 4,11"	2,25	6,36	6,36
Radier						
Travée	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
	14,49	-9,47	-9,47	5,02	-14,49	-14,49

Efforts de compression à prendre en compte sur les piédroits :

Piédroits de rive : $Rapp_{g_t}-Rapp_{g_r}=6,36-(-14,49)=20,85$ kN

b. Les charges d'exploitations

- Système A (l)

$$q(L)=\max[a_1 \times A(L);4-0{,}002L)]$$

Conformément aux dispositions du titre 2 du fascicule 61, une charge uniforme sera appliquée sur les chaussées des ouvrages. L'intensité de cette charge, les coefficients a1 et a2 seront déterminés conformément audit fascicule.

$l=\max\begin{cases}L_c \\ a\end{cases}$ on a donc $L=\max\begin{cases}4\text{ m} \\ 3\text{ m}\end{cases} \Rightarrow$ $A(L)=2{,}30+\frac{360}{4+12}=24{,}8\text{ kN/m}^2$ $L=4$ m

$A(L)=2{,}30+\frac{360}{L+12}(\text{kN/m}^2)$ Avec L : largeur chargée

La classe faisant partie de la troisième classe (III) et chargé d'une (01) voie, le coefficient de dégressivité transversale $a_1 = 0{,}9$.

$$\Rightarrow a_2 = \frac{3{,}5}{1{,}33} = 2{,}63$$

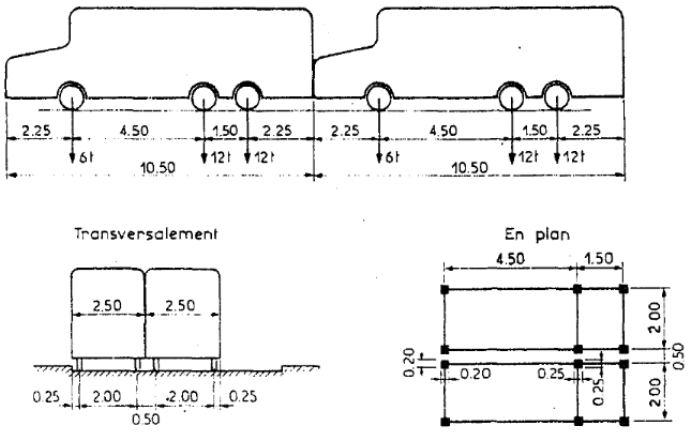
Soit $Q_A=\max[a_1 \times a_2 \times A(L);4-0{,}002L)] \times 1$

$$Q_A=\max[0{,}9\times 2{,}63\times 24{,}8\ ;4-0{,}002\times 4)]\times 1$$

$a_2 = \frac{v_0}{v}$ Avec v_0= 3,5 m (classe I) et $v=\frac{Lr}{3}=\frac{4}{3}=1{,}33$

Q_A=58,70 kN/ml

- **Système B**
  - Sous système Bc



Dans le cas de notre calcul avec le système de charge Bc, le cas le plus défavorable est celui où nous avons deux roues de 120 kN avec un espacement de 1,5 m.

Nous pouvons ainsi disposer longitudinalement qu'un seul camion et transversale deux camions.

$$P_{Bc}=\frac{Q_{Bc}\times b_c}{S_{encombrement}}$$

Avec L=Max (Largeur roulable ; portée de la travée) d'où L = max (4 ; 2) = 4 m

G : Poids total d'une section de couverture de longueur L et toute la largeur relative à cette couverture et aux éléments reposant sur elle.

Q : Poids total maximum des essieux du système (Bc ou Bt) qu'il est possible de placer sur la longueur L.

Le coefficient de majoration dynamique est de : $\delta=1+\frac{0,4}{1+0,2L}+\frac{0,6}{1+4\times\frac{G}{S}}$

- Tablier

$$P_{Bc_tablier}=\frac{(120+120)\times 1\times 1,1\times 1}{1,75\times 2,25}$$

$$P_{Bc_tablier}=67,05\ kN/m^2$$

- Radier

$$P_{Bc_radier}=\frac{(120+120)\times 1\times 1,1}{2,5\times 4}$$

$$P_{Bc_radier}=26,04\ kN/ml$$

- Piédroits

$$P_{Bc_piédroits}=1,2\times2,5\times1,1\times1$$

$$P_{Bc_piédroits}=3,3\ kN/ml$$

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

$$G=(25\times0,25\times2\times4)+(18,5\times0,2\times2\times4)+\left(\frac{25\times0,25\times0,4\times2\times2}{4+2\times0,25}\right)$$

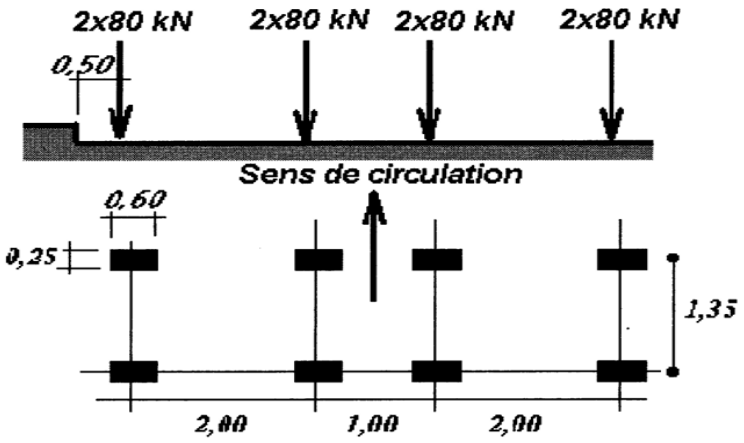
$$G=81,82\ kN$$

$$Q=480\ kN$$

$$\delta=1+\frac{0,4}{1+0,2\times4}+\frac{0,6}{1+4\times\frac{81,82}{480}}$$

$$\delta=1,57$$

✦ **Sous système Bt**



$$P_{Bt}=\frac{Q_{Bt}\times b_t}{S_{encombrement}}$$

Avec L=Max (Largeur roulable ; portée de la travée) d'où L = max (4 ;3) = 4 m

G = Poids total d'une section de couverture de longueur L et toute la largeur relative à cette couverture et aux éléments reposant sur elle.

Q = Poids total maximum des essieux du système (Bc ou Bt) qu'il est possible de placer sur la longueur L.

Le coefficient de majoration dynamique est de : $\delta=1+\frac{0,4}{1+0,2L}+\frac{0,6}{1+4\times\frac{G}{S}}$

- Tablier

$$P_{Bt_tablier}=\frac{80\times4\times1\times1}{1,6\times2,5}$$

$$P_{Bt_tablier}=80\ kN/ml$$

- Radier

$$P_{Bt_radier}=\frac{80\times4\times1\times1}{2,5\times4}$$

$$P_{Bt_radier}=32\ kN/ml$$

- Piédroits

$$P_{Bt_piédroits}=1,2\times2,5\times1$$

$$P_{Bt_piédroits}=3\ kN/ml$$

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

$$G=(25\times0,25\times2\times4)+(18,5\times0,2\times2\times4)+(\frac{25\times0,25\times0,4\times2\times2}{4+2\times0.25})$$

$$G=81,82kN$$

$$Q=640\ kN$$

$$\delta=1+\frac{0,4}{1+0,2\times4}+\frac{0,6}{1+4\times\frac{81,82}{640}}$$

$$\delta=1,62$$

$\delta_{max}=(1,57;1,62)=1,62$

✦ **Sous système Bc**

- Tablier

$$P=\delta_{max}\times P_{Tablier}\times 1$$

$$P_1=1,62\times 67,05\times 1=108,62\ kN/ml$$

- Radier

$$P=\delta_{max}\times P_{radier}\times 1$$

$$P_2=1,62\times 26,04\times 1=5,35\ kN/ml$$

- Piédroits

$$P=\delta_{max}\times P_0\times 1$$

$$P_t=1,62\times 3,3\times 1=5,35\ kN/ml$$

✦ **Sous système Bt**

- Tablier

$$P=\delta_{max}\times P_{Tablier}\times 1$$

$$P_1=1,62\times 80\times 1=129,6\ kN/ml$$

- Radier

$$P=\delta_{max}\times P_{radier}\times 1$$

$$P_2=1,62\times 32\times 1=51,84\ kN/ml$$

- Piédroits

$$P=\delta_{max}\times P_{Bt_piédroits}\times 1$$

$$P_t=1,62\times 3\times 1=4,86\ kN/ml$$

Le sous-système **Bt** présentant la plus grande charge, nous le considèrerons pour le calcul des sollicitations.

✦ **Calcul des moments d'encastrement**

$$m_{12}=-P_1\times\frac{L^2}{12}=-129,6\times\frac{2^2}{12}$$

$$m_{12}=-43,2\ kN.m/ml=-m_{12}$$

$m_{34}= -P_2 \times \frac{L^2}{12} = -51,84 \times \frac{2^2}{12}$

$$m_{34} = -17,28 \text{ kN.m/ml} = -m_{43}$$

$$m_{41} = -(2Pt_1 + 3Pt_2) \times \frac{L^2}{60} = -(2 \times 4,86 + 3 \times 4,86) \times \frac{2^2}{60}$$

$$m_{41} = -1,62 \text{ kN.m/ml}$$

$$m_{41} = -m_{32} = 1,62 \text{ kN.m/ml}$$

$m_{14}= (3Pt_1+2Pt_2) \times \frac{L^2}{60} = (3 \times 4,86 + 2 \times 4,86) \times \frac{2^2}{60}$

$$m_{14} = 1,62 \text{ kN.m/ml}$$

$$m_{14} = -m_{23} = -1,62 \text{ kN.m/ml}$$

Calcul des moments d'encastrement (b_i est la constante du nœud i)

$b_1= -(m_{12}+m_{14}) = -(-43,2+1,62) = 41,58$ kN.m/ml

$b_2= -(m_{21}+m_{23}) = -(43,2-1,62) = -41,58$ kN.m/ml

$b_3= -(m_{32}+m_{34}) = -(1,62-17,28) = 15,66$ kN.m/ml

$b_4= -(m_{41}+m_{43}) = -(1,62-17,28) = -15,66$ kN.m/ml

La résolution du système d'équations obtenu avec Excel donne :

a_1	a_2	a_3	a_4	B_i
30800000	593000	0	14800000	**41,58**
593000	30800000	14800000	0	**-41,58**
0	14800000	30800000	593000	**15,66**
14800000	0	593000	30800000	**-15,66**

⇒

a_1	2,15E-06
a_2	-2,15E-06
a_3	1,57E-06
a_4	-1,57E-06

Déduction des moments

M_{12}=-41,93 kN.m
M_{21}=41,93 kN.m
M_{23}=-38,66 kN.m

M_{32}=13,09 kN.m
M_{34}=-16,35 kN.m
M_{43}=16,35 kN.m
M_{41}=-16,33 kN.m
M_{14}=41,90 kN.m

Détermination des moments isostatiques en travée du tablier, du radier et des piédroits :

Tablier : $\Rightarrow M_{0_tablier}=\frac{P_{Tablier}}{8}\times L^2=\frac{129,6}{8}\times 2^2$ **= 64,8 kN.m/ml**

Radier : $\Rightarrow M_{0_radier}=\frac{P_{Radier}}{8}\times L^2=\frac{51,84}{8}\times 2^2$ **= 25,92 kN.m/ml**

Piédroits : $\Rightarrow M_{0_piedroits}=\frac{Pt_1}{8}\times L^2=\frac{4,86}{8}\times 2^2$ **= 2,43 kN.m/ml**

Détermination des moments de calcul du tablier, du radier et des piédroits :

- Travée du tablier

Appui gauche : $Mg_t=M_{12}$=- 41,93 kN.m

Appui droit: Md_t=- M_{21}= - 41,93 kN.m

$$M_{travée}=M_{0_tablier}+\frac{Mg_t+Md_t}{2}=64,8+\frac{-41,93-41,93}{2}=22,87 \text{ kN.m}$$

- Travée du radier

Appui gauche: $Mg_t=M_{34}$=-16,35 kN.m

Appui droit: Md_t=- M_{65}= -16,35 kN.m

$$M_{travée}=M_{0_radier}+\frac{Mg_t+Md_t}{2}=25,92+\frac{-16,35-16,35}{2}=9,57 \text{ kN.m}$$

- Travée du piédroit

Appui supérieur : $Mapp_{sup}$=-M_{14}=- 41,90 kN.m

Appui inférieur: $Mapp_{inf}$= M_{41}= - 16,33 kN.m

En travée : $Mt_{rive}=M_{t_piédroits}$= -28,685 kN.m

Détermination des réactions d'appuis sur le tablier, le radier et des piédroits :

- Travée du Tablier

$$Rapp_{g_t} = \frac{Mapp_d - Mapp_g}{L} + \frac{P_{Tablier} \times L}{2} = \frac{-41,93-(-41,93)}{2} + \frac{129,6 \times 2}{2} = 129,6 \text{ kN}$$

$$Rapp_{d_t} = \frac{Mapp_g - Mapp_d}{L} + \frac{P_{Tablier} \times L}{2} = \frac{-41,93-(-41,93)}{2} + \frac{129,6 \times 2}{2} = 129,6 \text{ kN}$$

- Travée de Radier

$$Rapp_{g_r} = \frac{Mapp_d - Mapp_g}{L} - \frac{P_{Radier} \times L}{2} = \frac{-16,35-(-16,35)}{2} - \frac{25,92 \times 2}{2} = -25,92 \text{ kN}$$

$$Rapp_{d_r} = \frac{Mapp_g - Mapp_d}{L} - \frac{P_{Radier} \times L}{2} = \frac{-16,35-(-16,35)}{2} - \frac{25,92 \times 2}{2} = -25,92 \text{ kN}$$

Tablier						
Travées	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
1	64,8	- 41,93	- 41,93	22,87	129,6	129,6
Radier						
Travées	Mo_t	$Mapp_g$	$Mapp_d$	M_{tt}	$Rapp_g$	$Rapp_d$
1	25,92	- 16,35	- 16,35	9,57	-25,92	-25,92

Efforts de compression à prendre en compte sur les piédroits :

Piédroits de rive : $Rapp_{,g_t} - Rapp_{g_r} = 129,6-(-25,92) = 155,52$ kN

À l'issue de l'ensemble des calculs développés et présentés ci-dessus, portant sur les différentes parties d'ouvrage que sont le tablier, le radier, les piédroits extrêmes ainsi que les piédroits intérieurs, et tenant compte des diverses sollicitations appliquées notamment les moments fléchissant et les efforts normaux sous les charges permanentes G ainsi que sous les différents systèmes de charges réglementaires Bc, Bt et MC120.

Partie de l'ouvrage	Sollicitations	Positions	ELU :1,35G+1,6Bt	ELS : G+1,2Bt
Tablier	Moment fléchissant	Gauche	-72,64	-54,43
		Droite	-72,64	-54,43
		Milieu	39,62	29,69
Radier	Moment fléchissant	Gauche	-38,94	-29,09
		Droite	-38,94	-29,09
		Milieu	22,09	16,50
Piédroits de rive	Moment fléchissant	Milieu	49,47	37,07
	Effort Normal		276 ;65	207,23

6. Calcul des sections d'armatures

Données de calcul : h=0,25 m d=0,9×0,25=0,225 m

σ_{bc}=14,17 MPa $F_{su}=\sigma_s$= 347,83 MPa b=1 m

✦ Tablier

Calcul de section à mi-travée

↻ Calcul à l'ELU

$$M_u = 39{,}62\ kN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{39{,}62 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}225^2 \times 14{,}17} = 0{,}055$$

On a $\mu_u = 0{,}055 < 0{,}186 \Rightarrow$ Pivot A, donc pas d'acier comprimé

Paramètre de déformation :

$$\alpha_u = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}055}) = 0{,}071$$

$$Z_u = d(1 - 0{,}4\alpha_u) = 0{,}225(1 - 0{,}4 \times 0{,}071) = 0{,}219\ m$$

Section d'acier théorique

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{39{,}62 \times 10}{0{,}219 \times 347{,}83} = \mathbf{5{,}20\ cm^2}$$

Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{st\,min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}225 \times \frac{2{,}1}{500} = 2{,}17\ cm^2$$

La section d'acier retenue est **Ast = 5,20 cm² qui est supérieure à Ast min = 2,17 cm²**

On prendra donc **7HA10** avec **esp = 15cm**

- **Calcul à l'ELS**

Moment de service : $M_{ser} = 29{,}69\ KN \cdot m/ml$

Paramètre de déformation

$$\sigma_{st}\begin{cases} \varphi \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ 0{,}8\varphi \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \varphi = \min\begin{cases} \frac{2}{3}\,fe = 266{,}67 \\ \max\begin{cases} 0{,}5\,fe = 200 \\ 110\sqrt{\eta \times ftj} = 201{,}63 \end{cases} \end{cases} \qquad \varphi = 201{,}63\ MPa$$

$$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n \times \overline{\sigma_{bc}}}{n \times \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201{,}63} = 0{,}53$$

Fibre neutre :

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0{,}53 \times 0{,}225 = 0{,}12\ m$$

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0{,}225 - \frac{0{,}12}{3} = 0{,}185\ m$$

Moment résistant :

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b_o \times y_{ser} \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z_{ser} = 0{,}5 \times 1 \times 0{,}12 \times 15 \times 0{,}185$$

$$= 166{,}5\ kN \cdot m/ml$$

$$M_{ser} < M_{serb} \Rightarrow \text{Pas de présence d'aciers comprimé}$$

Calcul des aciers

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{29{,}69 \times 10}{0{,}185 \times 201{,}63} = 7{,}96\ cm^2\ ;$$

$$\mathbf{A_{st} = 7{,}96\ cm^2}$$

Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{st\,min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}225 \times \frac{2{,}1}{500} = 2{,}17\ cm^2$$

La section d'acier retenue est **Ast = 7,96 cm² qui est supérieure à Ast min = 2,17 cm²**

On prendra donc **7HA12** avec **esp = 15cm**

Calcul de section sur appuis

- **Calcul à l'ELU**

$$M_u = 72{,}64\ kN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \qquad \Rightarrow \mu_u = \frac{72{,}64 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}225^2 \times 14{,}17} = 0{,}101$$

On a $\mu_u = 0{,}101 < 0{,}186 \Rightarrow$ Pivot A, donc pas d'acier comprimé

Paramètre de déformation :

$$\alpha_u = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}101}) = 0{,}133$$

$$Z_u = d(1 - 0{,}4\alpha_u) = 0{,}225(1 - 0{,}4 \times 0{,}133) = 0{,}213\ m$$

Section d'acier théorique

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{72{,}64 \times 10}{0{,}213 \times 347{,}83} = \mathbf{9{,}80\ cm^2}$$

Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{st\,min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}225 \times \frac{2{,}1}{500} = 2{,}17\ cm^2$$

La section d'acier retenue est **Ast = 9,80 cm²** qui est supérieure à Ast min = 2,17 cm².

On prendra donc **HA14** avec **esp = 12,5 cm**

- **Calcul à l'ELS**

Moment de service : $M_{ser} = 54{,}43\ KN \cdot m/ml$

Paramètre de déformation

$$\sigma_{st}\begin{cases}\varphi \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}\\ 0{,}8\varphi \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable}\end{cases}$$

$$\text{Avec } \varphi = \min\begin{cases}\dfrac{2}{3}\,fe = 266{,}67\\ \max\begin{cases}0{,}5\,fe = 200\\ 110\sqrt{\eta \times ftj} = 201{,}63\end{cases}\end{cases} \qquad \varphi = 201{,}63\ MPa$$

$$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n \times \overline{\sigma_{bc}}}{n \times \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201{,}63} = 0{,}53$$

Fibre neutre :

$$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d = 0{,}53 \times 0{,}225 = 0{,}12\ m$$

$$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0{,}225 - \frac{0{,}12}{3} = 0{,}185\ m$$

Moment résistant :

$$M_{serb} = \frac{1}{2} \times b_o \times y_{ser} \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z_{ser} = 0{,}5 \times 1 \times 0{,}12 \times 15 \times 0{,}185$$

$$= 166{,}5\ kN{\cdot}m/ml$$

$$M_{ser} < M_{serb} \Rightarrow \text{Pas de présence d'aciers comprimé}$$

Calcul des aciers

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{54{,}43 \times 10}{0{,}185 \times 201{,}63} = \mathbf{14{,}59\ cm^2}\ ;$$

$$\mathbf{A_{st} = 14{,}59\ cm^2}$$

Condition de non fragilité (CNF)

$$A_{st\ min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}225 \times \frac{2{,}1}{200} = 2{,}17\ cm^2$$

La section d'acier calculée est **Ast = 14,59 cm² qui est supérieure à Ast min = 2,17 cm²**

On prendra donc **8HA16** avec **esp = 15 cm**

- **Piédroits de rive**
  - Calcul à l'ELU

$$M = 49{,}47\ kN.m/ml$$

$$N = 276{,}65\ kN/ml$$

$$e_a = \max \begin{cases} 2\ cm \\ \frac{H}{250} = \frac{200}{250} \end{cases} \Rightarrow e_a = 2\ cm$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{49{,}47}{276{,}65} + 0{,}02 = 0{,}199\ m$$

Sollicitations ultimes corrigées pour le flambement

Élancement géométrique :

$$l_f = 0{,}7 \times l_0 = 0{,}7 \times 2\ m = 1{,}4\ m$$

Pièce chargée de façon excentrée :

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} = \frac{1{,}4}{0{,}25} < Max \begin{cases} 15 \\ 20 \times \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0{,}199}{0.25} = 15{,}92 \end{cases} \Rightarrow 5{,}6 < 15{,}92$$

Excentricité du 2nd ordre :

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1{,}5M_{ser}}\right) = 10 \times \left(1 - \frac{49{,}47}{1{,}5 \times 37{,}07}\right) = 1{,}10$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h}(2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 1{,}4^2}{10^4 \times 0{,}25}(2 + 1{,}1 \times 2) = 0{,}01 = 1\ cm$$

Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} Nu = Ni \\ M = Nu\,(e_1 + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 276{,}65 \\ M = 276{,}65\times(0{,}199 + 0{,}01) = 57{,}82\ kN.m \\ e_0 = 0{,}199 + 0{,}01 = 0{,}209\ m \end{cases}$$

Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_0 + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{u_A} = N_u \times e_A \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0{,}209 + \left(0{,}225 - \frac{0{,}25}{2}\right) = 0{,}309 \\ M_{u_A} = 276{,}65 \times 0{,}309 = 85{,}48 kN.m \end{cases}$$

Moment réduit de référence à l'ELU :

$$\mu_{BC} = 0{,}8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - 0{,}4 \times \frac{h}{d}\right) = 0{,}8 \times \frac{0{,}25}{0{,}225} \times \left(1 - 0{,}4 \times \frac{0{,}250}{0{,}225}\right)$$

$$\mu_{BC} = 0{,}494$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{uA} = \frac{85{,}48 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}225^2 \times 14{,}17} = 0{,}119$$

- Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} N_{ser} = 207{,}23\ kN \\ M_{serG0} = 37{,}07\ kN.m \\ e_{ser0} = 0{,}18 \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_A = e_{ser0} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \\ M_{serA} = N_u \times e_A \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} e_A = 0{,}18 + \left(0{,}225 - \frac{0{,}25}{2}\right) = 0{,}28 \\ M_{serA} = 207{,}23 \times 0{,}28 = 58{,}02\ kN.m \end{cases}$$

$$\gamma_M = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{85{,}48}{58{,}02} = 1{,}47$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma_M + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100 = 3440 \times 1 \times 1{,}47 + 49 \times \frac{25}{1} - 3100$$

$$\Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3181{,}8$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0{,}318$$

$$\alpha_{uA} = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{uA}}\right) = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}119}\right) = 0{,}159$$

$$z_{uA} = d \times \left(1 - 0{,}4 \times \alpha_{uA}\right) = 0{,}225 \times (1 - 0{,}4 \times 0{,}159) = 0{,}211 \text{ m}$$

$$\check{A} = \frac{M_{uA}}{z_{uA} \times \sigma_s} = \frac{85{,}48 \times 10}{0{,}211 \times 347{,}83} = 11{,}65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \check{A} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 11{,}65 - \frac{276{,}65 \times 10}{347{,}83} = \mathbf{3{,}70 \text{ cm}^2}$$

$\mu_{uA} < \mu_{BC} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

Et $\mu_{uA} < \mu_{lu}$

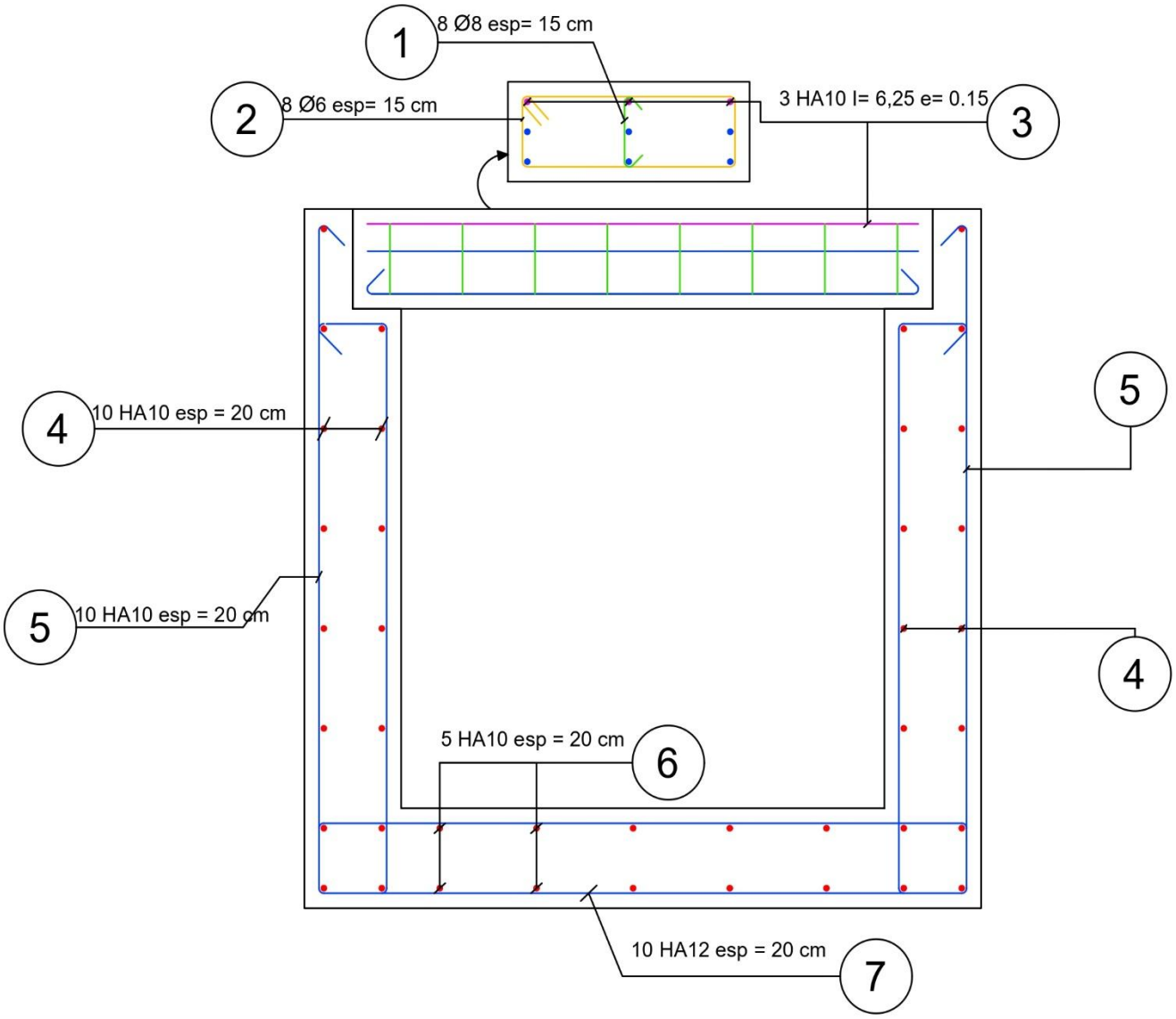
$\Rightarrow$ Pas besoin d'aciers comprimés

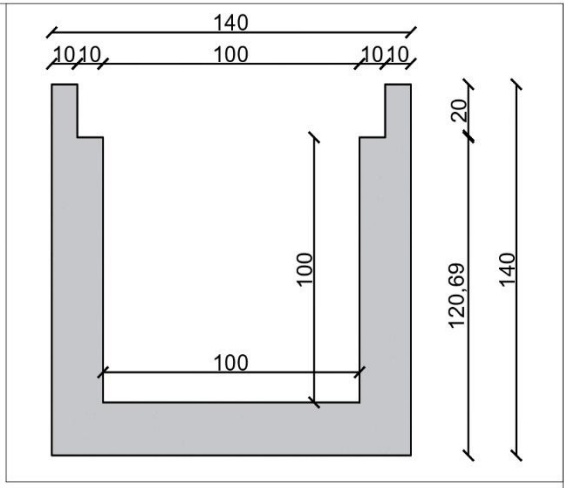
$$A_{st\,min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}225 \times \frac{2{,}1}{500} = 2{,}17 \text{ cm}^2$$

Nous retiendrons **Ast = 3,70 cm²** qui est supérieure à Ast min = 2,71 cm²

On prendra donc **5HA10** avec **esp = 20 cm**

Annexe 11 : Plan de ferraillage des caniveaux (Cas du C100x100 et C200x150x50)





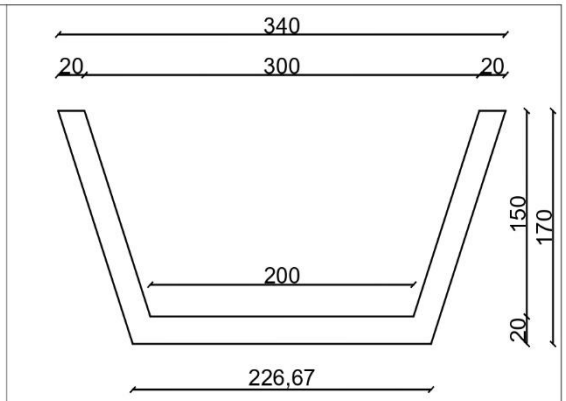
Etablissement	Entreprise d'Acceuil

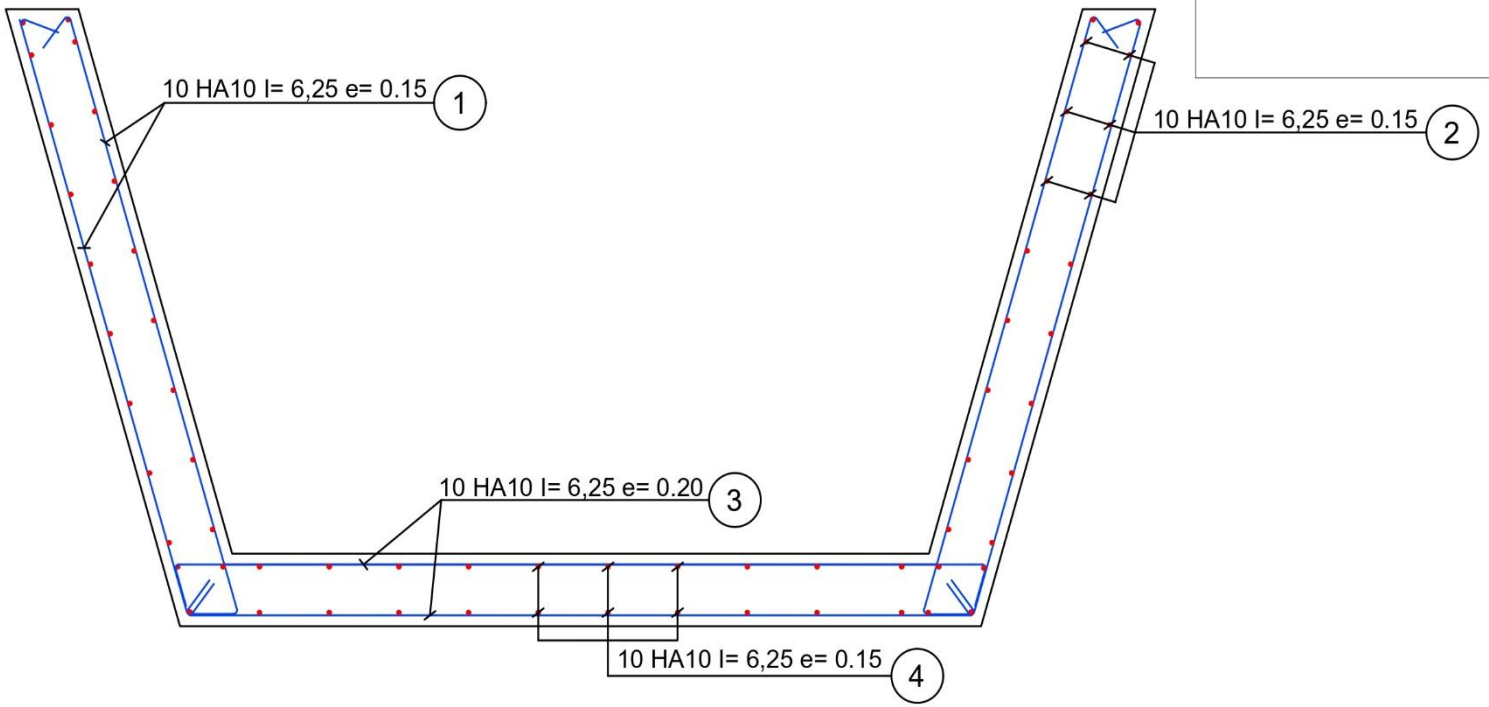
SEP I & C
SEP Ingénierie & Conseils

Conception et dimensionnement du térrassement et système de drainage pour l'implantation d'une centrale solaire en zone industrielle à Abidjan en République de Côte d'Ivoire.

PLAN DE FERRAILLAGE DU CANIVEAU C100x100

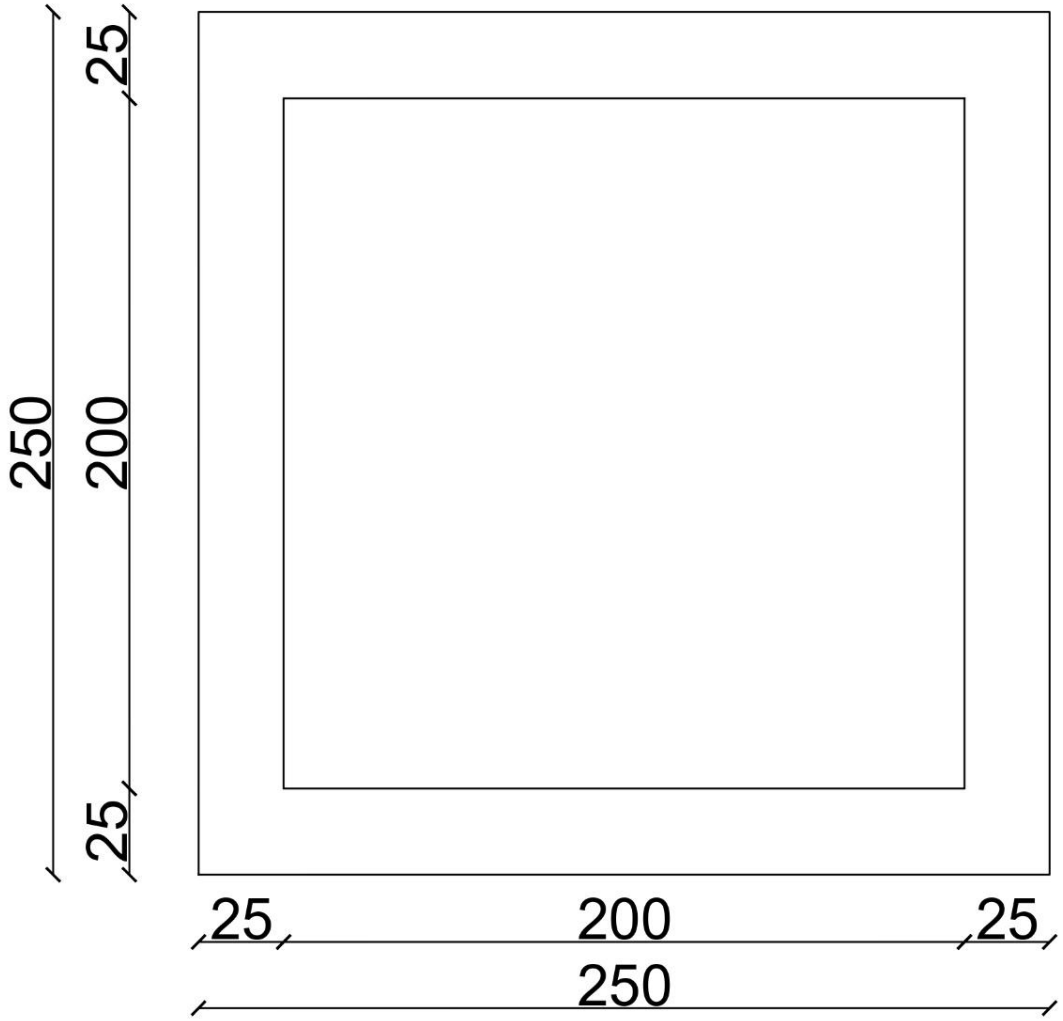
Déssiné par :	KOUAKOU Abassihin Axel
Vérifié par :	Mr Drssa SEKONGO
Format :	A4
Echelle :	1/100
Date :	22/07/2026





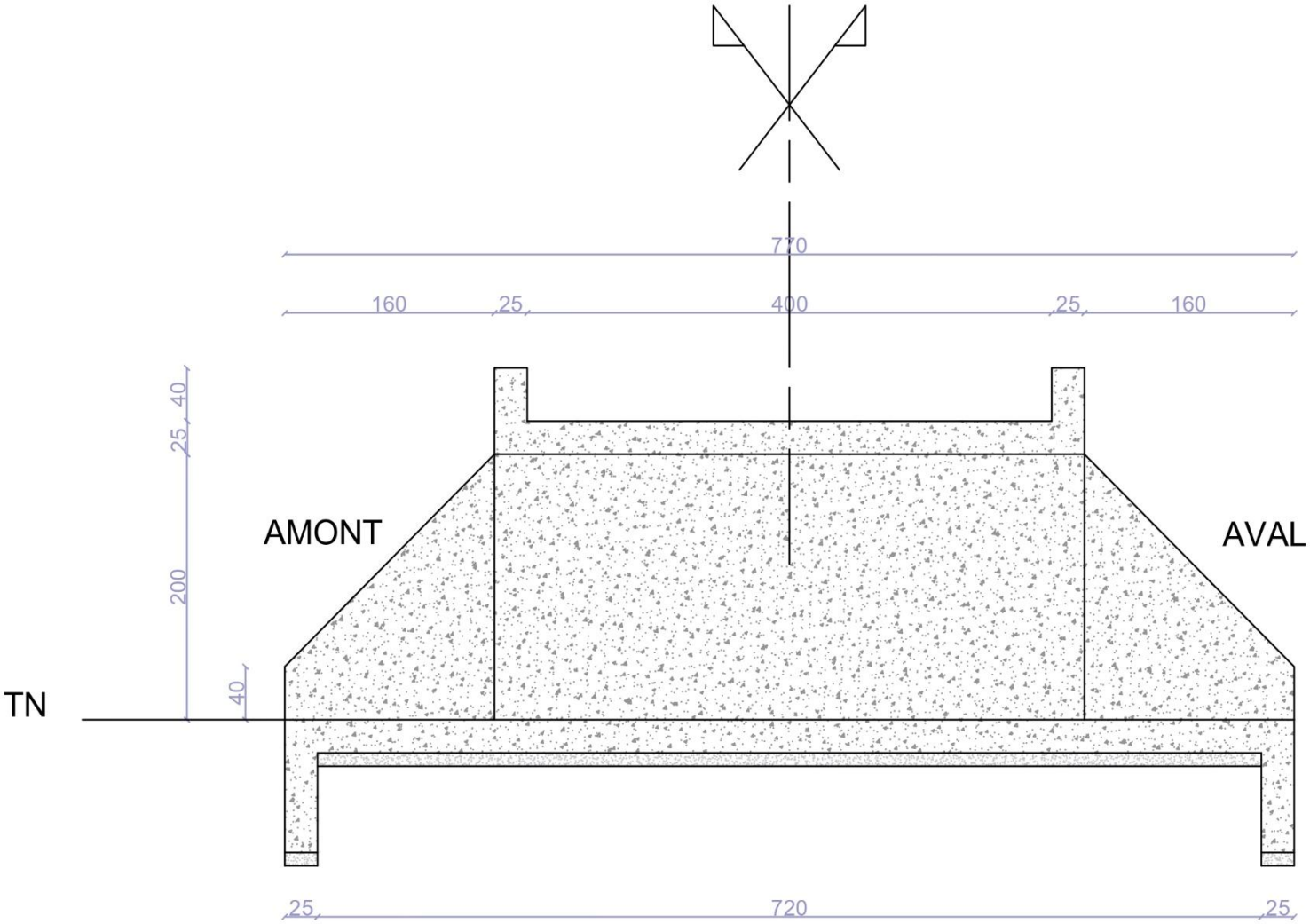
2iE	SEP I & C SEP Ingénierie & Conseils	*Conception et dimensionnement du térrassement et système de drainage pour l'implantation d'une centrale solaire en zone industrielle à Abidjan en République de Côte d'Ivoire.*	PLAN DE FERRAILLAGE DU CANIVEAU C200x300x150	Déssiné par : KOUAKOU Abassihin Axel Vérifié par : Mr Drssa SEKONGO Format : A4 Echelle : 1/100 Date : 22/07/2026
Etablissement	Entreprise d'Acceuil			

Annexe 12 : Plan de ferraillage du dalot 1x2x2



2iE	SEP I & C SEP Ingénierie & Conseils	*Conception et dimensionnement du térrassement et système de drainage pour l'implantation d'une centrale solaire en zone industrielle à Abidjan en République de Côte d'Ivoire.*	COUPE TRANSVERSALE DU DALOT 1x2x2
Etablissement	Entreprise d'Acceuil		

Déssiné par :	KOUAKOU Abassihin Axel
Vérifié par :	Mr Drssa SEKONGO
Format :	A4
Echelle :	1/100
Date :	22/07/2026



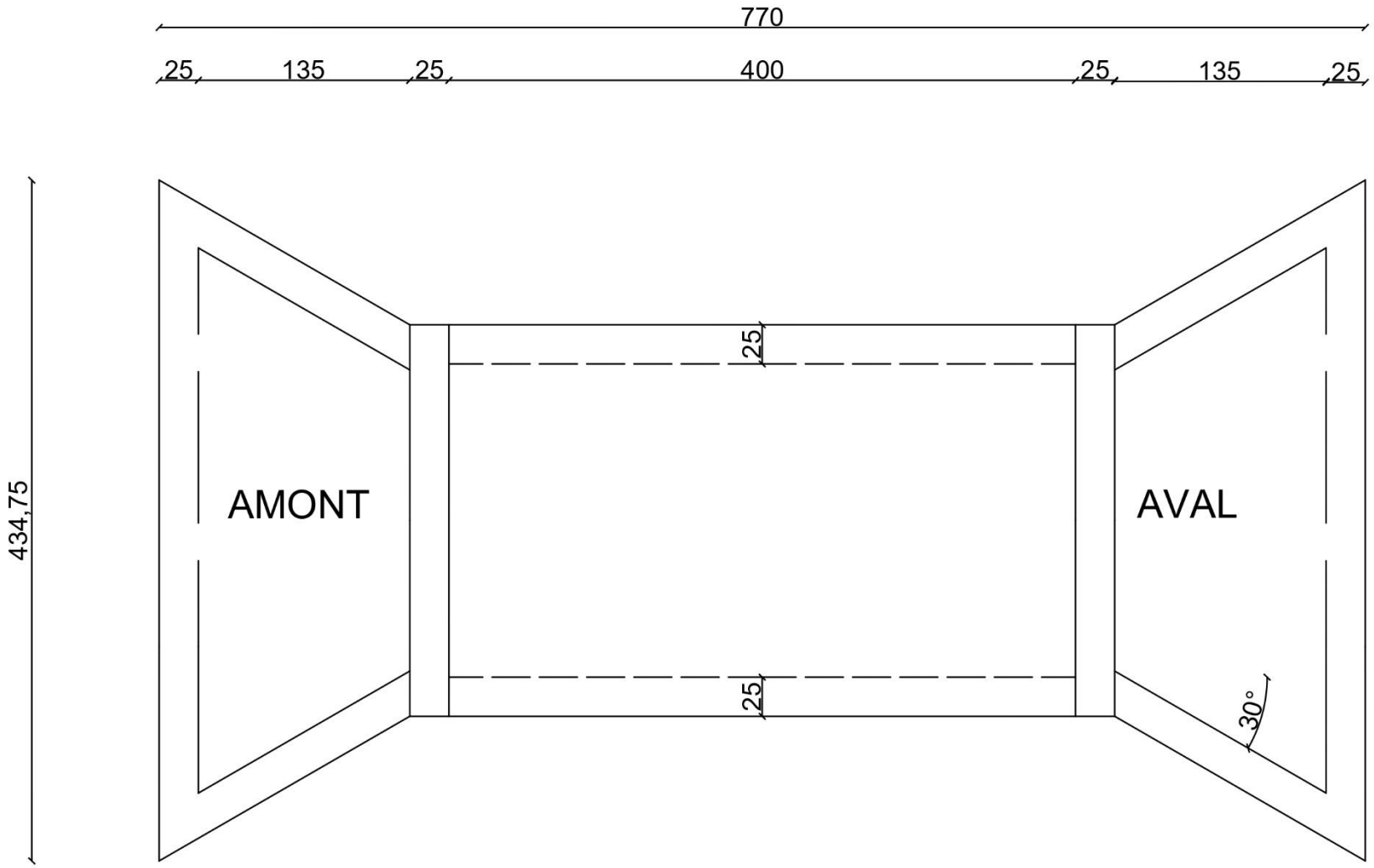
Etablissement	Entreprise d'Acceuil

SEP I & C
SEP Ingénierie & Conseils

Conception et dimensionnement du térrassement et système de drainage pour l'implantation d'une centrale solaire en zone industrielle à Abidjan en République de Côte d'Ivoire.

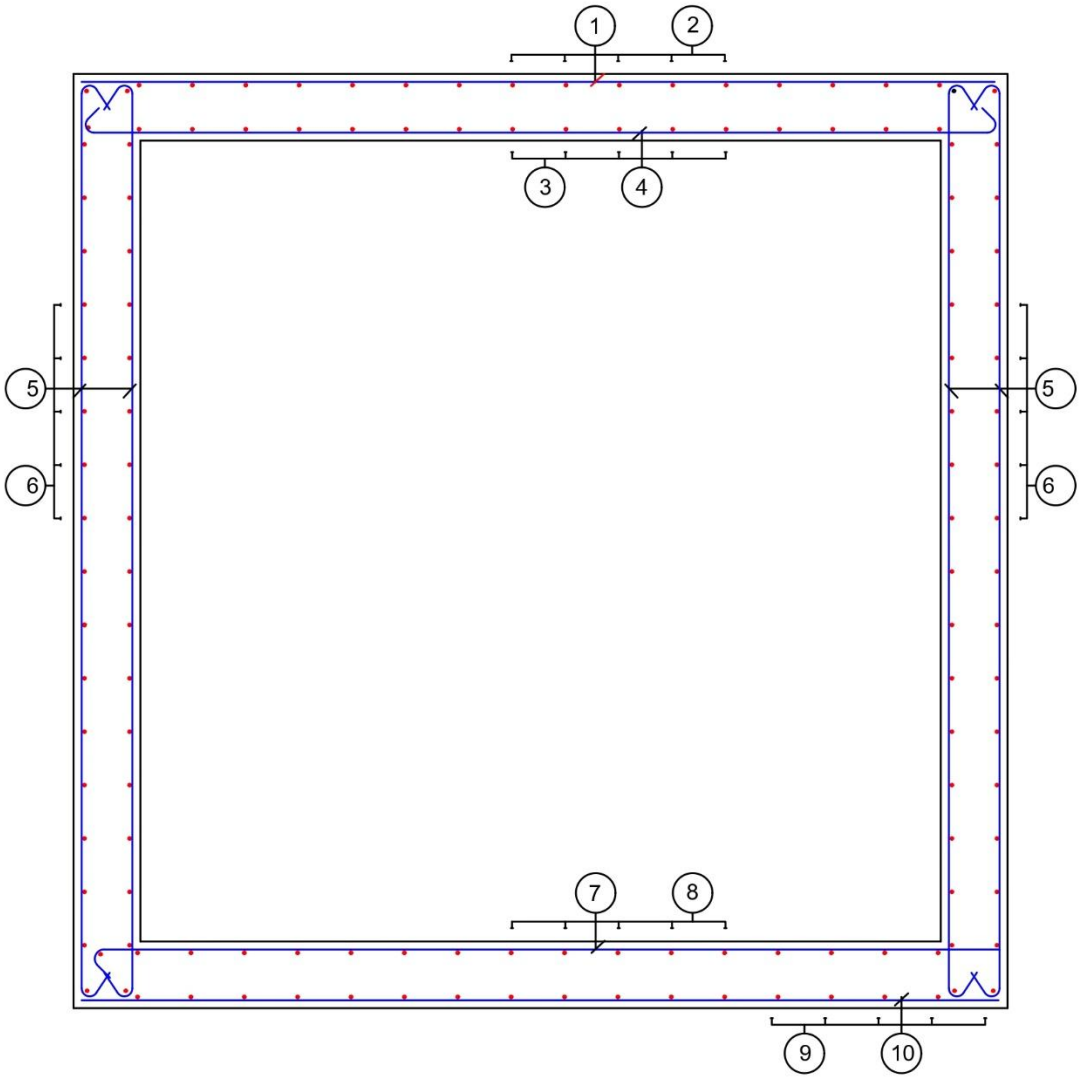
COUPE LONGITUDINALE DU DALOT 1x2x2

Déssiné par :	KOUAKOU Abassihin Axel
Vérifié par :	Mr Drssa SEKONGO
Format :	A4
Echelle :	1/100
Date :	22/07/2026



2iE	SEP I & C SEP Ingénierie & Conseils	*Conception et dimensionnement du térrassement et système de drainage pour l'implantation d'une centrale solaire en zone industrielle à Abidjan en République de Côte d'Ivoire.*	VUE EN PLAN DU DALOT 1x2x2
Etablissement	Entreprise d'Acceuil		

Déssiné par :	KOUAKOU Abassihin Axel
Vérifié par :	Mr Drssa SEKONGO
Format :	A4
Echelle :	1/100
Date :	22/07/2026



N°	Diamètre	Schéma	Esp	Longueur développée
1	21HA14	16 244 16	15	276
2	11HA10	15 394 15	20	424
3	21HA12	16 394	20	426
4	21HA16	244	15	244
5	11HA10	244 15 15	20	274
6	10HA10	394	20	394
7	21HA16	244	15	244
8	21HA12	16 394 16	20	426
9	11HA10	15 394 15	20	424
10	21HA14	16 244 16	15	276

Etablissement

Entreprise d'Acceuil

Conception et dimensionnement du système de drainage pour l'implantation d'une centrale solaire en zone industrielle à Abidjan en République de Côte d'Ivoire

PLAN DE FERRAILLAGE DU DALOT 1x200x200 cm

Déssiné par :	KOUAKOU Abassihin Axel
Vérifié par :	Mr. Drissa SEKONGO
Format :	A4
Echelle :	1/100
Date :	22/07/2026

Annexe 13 : Tableau détaillés des métrés

ETUDE FINANCIERE					
N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (F CFA)	Montant (F CFA)
100	**INSTALLATION DE CHANTIER**				
101	Installation générale de chantier et amené du matériel	ft	1	4500000	4500000
103	Provisions pour Sécurité chantier	ft	1	800000	800000
SOUS TOTAL SERIE 100		5 300 000,00			
200	**TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS**				
201	Débroussaillage	m^2	52994,3	222	11764734,6
202	Evacuation de terre végétale	m^3	10598,86	5555	58876667,3
204	Remblai compacté (matériaux sur place)	m^3	45 618,52	2055	93746058,6
205	Déblais en terrains meuble	m^3	45 611,44	1944	88668637,42
207	Remblais (apport extérieurs)	m^3	7,08	7804	55260,124
SOUS TOTAL SERIE 200		253111358			
300	**OUVRAGES HYDRAULIQUES**				
301	***Construction de caniveaux de section rectangulaire***				
301-a	Caniveau 40x40 cm (coulé en place)	ml	292,67	18393	5383079,31
301-b	Caniveau 50x50 cm (coulé en place)	ml	222,07	21693	4817364,51
301-c	Caniveau 60x60 cm (coulé en place)	ml	451,83	25411	11481452,13
301-d	Caniveau 80x80 cm (coulé en place)	ml	325,87	26157	8523781,59
301-e	Caniveau 100x100 cm (coulé en place)	ml	236,34	105000	24815700
301-f	Caniveau 200x300x150 cm (coulé en place)	ml	460,86	180000	82954800
	Dalot 200x200 cm	ml	10	450000	4500000
302	Bordure de type CS1 (préfabriqué)	ml	1528,78	8000	12230240
303	Volume de béton de propreté 150 kg/m^3	m^3	148,5785	52095	7740194,353
304	***Construction de dalots***				
304-a	Fouille pour dalots	m^3	15	3000	45000
304-b	Coffrages ordinaires	m^2	1528,78	10000	15287800
304-c	Volume de béton 350 kg/m^3	m^3	20	60000	1200000
304-d	Quantités d'aciers	kg	12230,24	1119	13685638,56
304-e	Mur de clôture	ml	1450	40000	58000000
SOUS TOTAL SERIE 300		**250665050,5**			
400	**MESURES ENVIRONNEMENT ET SOCIALES**				
401	Reboisement végétale	ft	1	300000	300000
402	Gestions des déchets de chantier	ft	1	200000	200000
SOUS TOTAL 400		500000			
TOTAL HT (FCFA)		**509 576 408**			
TVA 18%		91 723 754			
TOTAL TTC (F CFA)		**601 300 162**			