



ETUDE TECHNIQUE DU SYSTEME DE DRAINAGE DES EAUX
PLUVIALES DE LA CENTRALITE SECONDAIRE DE TANGHIN,
COMMUNE DE OUAGADOUGOU : ETUDE D'AVANT PROJET
DETAILLE DU DRAIN DE TANGHIN

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE MASTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE
OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES (IRH)

Présenté et soutenu publiquement le 30 Janvier 2021 par :
Abdoul Raboukia Ousmane OUEDRAOGO (20180662)

Directeur de Mémoire : M. Lawani MOUNIROU, Enseignant chercheur, 2iE

Maître de Stage : M. Zacharie OUEDRAOGO, Ingénieur Civil

Structure d'accueil : Cabinet d'Etude d'Ingénierie et de Suivi

Jury d'évaluation du Mémoire :

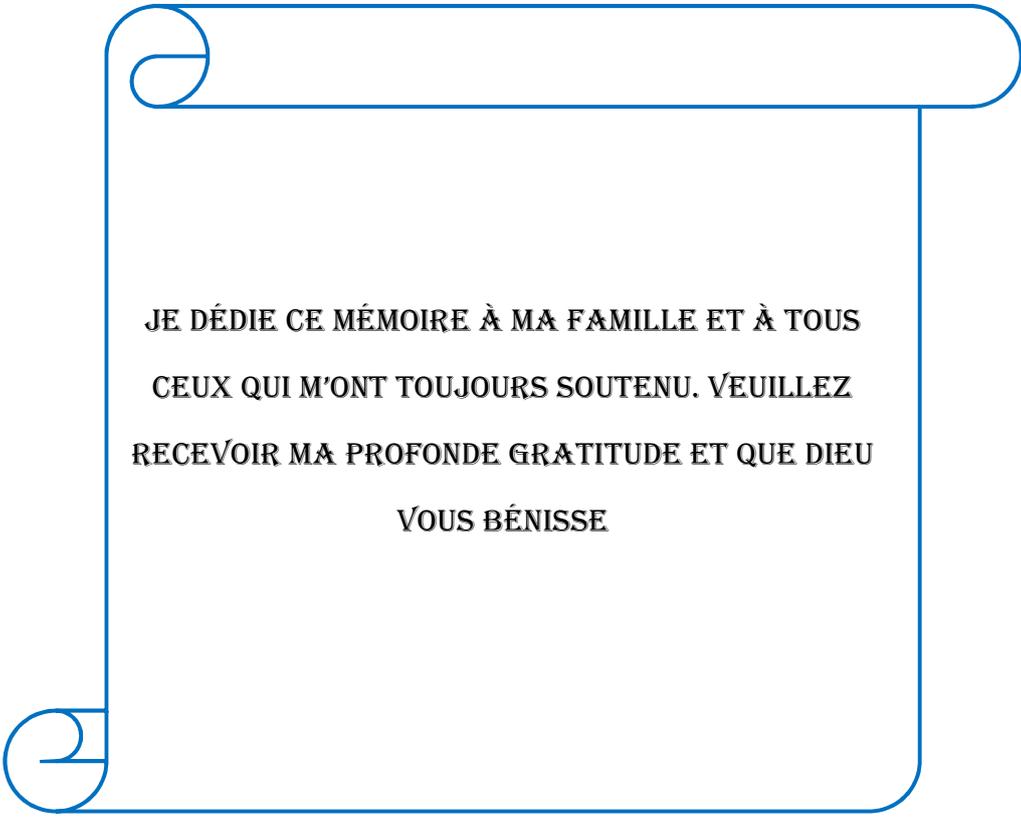
Président du Jury : Pr. Mahamadou KOÏTA

Membres et Correcteurs : Dr. Seyram SOSSOU

M. Gnenakantanhan COULIBALY

Promotion [2020/2021]

DEDICACE



JE DÉDIE CE MÉMOIRE À MA FAMILLE ET À TOUS
CEUX QUI M'ONT TOUJOURS SOUTENU. VÉUILLEZ
RECEVOIR MA PROFONDE GRATITUDE ET QUE DIEU
VOUS BÉNISSE

REMERCIEMENT

Toutes les Louanges sont à ALLAH, Le Maître incontesté et incontestable de l'univers, qui n'a jamais engendré, n'a pas été engendré et qui n'a point de pareil. Nous Lui rendons grâce et Lui adressons notre reconnaissance pour la vie, la santé et Ses indénombrables bienfaits qu'Il ne cesse de nous accorder. Notre gratitude va particulièrement à :

- Mon enseignant, mon encadreur et mon tuteur pédagogique Dr Lawani A. MOUNIROU, Enseignant-chercheur en hydraulique générale et appliquée à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) ;
- Pr Adamah MESSAN, Enseignant-chercheur à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) ;
- Mon maître de stage Monsieur OUEDRAOGO P Zacharie, Directeur Général du cabinet d'étude d'ingénierie et de suivi (CETIS) ;
- Monsieur DUDEK Roland ingénieur hydraulicien à Application Européenne de Technologie et de Service (AETS) ;
- Monsieur BAOUA, Ingénieur Génie Civil à Agence d'Études d'Ingénierie et de Maîtrise d'œuvres (AGEIM) ;
- Au président de jury, ainsi qu'à tous les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer et d'améliorer notre travail ;
- L'ensemble du personnel de CETIS pour avoir mis à notre disposition tout le nécessaire pour mener à bien notre travail ;

La Communauté Musulmane du 2iE dite Oumma 2iE pour l'ambiance fraternelle qu'elle a su créer autour de nous durant tout notre séjour (2019-2021).

Je ne saurais omettre de remercier le corps enseignant de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement pour la qualité de l'enseignement et la formation reçue.

Pour finir, que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail, Trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude. Puisse Allah Le Très Généreux les Récompenser de la plus belle des manières.

RESUME

La présente étude concerne un projet d'assainissement pluvial localisé dans la ville de Ouagadougou, au Burkina Faso. Elle s'inscrit dans le cadre de la lutte contre les inondations dans cette ville, particulièrement dans la centralité secondaire de Tanghin. Ce mémoire porte sur l'étude technique du système de drainage des eaux pluviales dans ce quartier : il s'agit de l'aménagement du marigot de Tanghin. L'urbanisation accélérée et incontrôlée qui est dû à la croissance démographique galopante de la population est une des causes qui justifie le manque d'ouvrage de gestion des eaux pluvial dans cette centralité. D'où la naissance d'inondation récurrente dans ce quartier. La démarche méthodologique a d'abord consisté à effectuer un diagnostic de l'état actuel du canal avant de procéder à des études hydrologiques et hydrauliques pour le dimensionnement (conception) du canal et des ouvrages de franchissement. À l'issue de l'étude, la superficie du bassin versant est estimée à 10.08 km². Nous l'avons subdivisé en 14 sous bassins avec comme exutoire les ouvrages franchissement le long du canal. La longueur totale de notre canal fait 4.8km et il sera réalisé en béton armé de section trapézoïdal. Nous avons dimensionné notre ouvrage en prenant trois périodes de retour pour la pluie journalière maximale (il s'agit 92.3 mm, 118.2 mm et 129.1 mm) pour une période de retour respectivement de 10, 50 et 100 ans). Le calcul des débits a été effectuer avec la méthode rationnelle et celle de caquot. En tête et en fin du canal, nous avons respectivement comme débit 18 m³/s et de 89.6 m³/s. Ainsi nous avons retenu un dalot à sortie dénoyée de 4 ouvertures et de dimensions 3 x 2.5 m² qui a été dimensionner pour le franchissement au niveau de la RN3. Une évaluation de l'impact de la réalisation des travaux sur l'environnement du projet est également jointe au dimensionnement, ainsi que des recommandations pour un fonctionnement optimal des ouvrages. Le coût de réalisation des ouvrages pour l'aménagement du drain s'élève à environ **1 902 925 563 Fcfa**.

Mots Clés :

- 1 – Inondation
- 2 – Eau pluviale
- 3 - Assainissement
- 4 – Ouvrage
- 5 - Aménagement

ABSTRACT

This study concerns a stormwater sanitation project located in the city of Ouagadougou, Burkina Faso. It is part of the fight against flooding in this city, particularly in the secondary centre of Tanghin. This thesis deals with the technical study of the rainwater drainage system in this district: it concerns the development of the marigot of Tanghin. Accelerated and uncontrolled urbanisation due to galloping population growth is one of the causes that justifies the lack of rainwater management works in this centrality. Hence the recurrent flooding in this district. The methodological approach consisted first of all in carrying out a diagnosis of the current state of the canal before carrying out hydrological and hydraulic studies for the dimensioning (design) of the canal and the crossing works. At the end of the study, the surface area of the catchment area was estimated at 10.08 km². It was subdivided into 14 sub-basins with the crossing structures along the canal as an outlet. The total length of our canal is 4.8 km and it will be made of reinforced concrete with a trapezoidal section. We have dimensioned our structure taking three return periods for the maximum daily rainfall (92.3, 118.2 and 129.1 mm for a return period of 10, 50 and 100 years respectively). The flow rates were calculated using the rational and caquot method. At the head and at the end of the canal, we have 18 m³/s and 89.6 m³/s respectively. Thus we have chosen a gutter with a dewatered outlet with 4 openings and dimensions of 3 x 2.5 m² which has been dimensioned for the crossing at the level of the RN3. An assessment of the impact of the works on the project environment is also included in the design, as well as recommendations for optimal operation of the works. The cost of building the works for the development of the drain amounts to approximately 1,902,925,563 Fcfa.

Keywords :

- 1 - Flooding
- 2 - Rainwater
- 3 - Sanitation
- 4 - Work
- 5 - Fitting out

LISTE DES ACRONYMES

ANAM : Agence Nationale de la Météorologie

BCEOM : Bureau Central d'Etudes pour les équipements d'Outre-Mer

BNDT : Base Nationale des Données Topographique du Burkina Faso

BDOT : Base des Données d'Occupation des terres)

BV : Bassin versant

DUE : Délégation de l'Union Européenne

IGB : Institut Géographique du Burkina

PIB : Produit Intérieur Brute

SDDEP : Schéma Directeur de Drainage des Eaux Pluviales

2iE : Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

SOMMAIRE

DEDICACE	i
REMERCIEMENT	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
I.INTRODUCTION GENERALE	1
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA LOCALITE D'ETUDE	2
II.1. Présentation de la structure d'accueil.....	2
II.2. Présentation de la zone d'étude	3
II.2.1. Caractéristiques du milieu physique	3
II.2.2. Caractéristiques du milieu humain.....	6
III. PRESENTATION DU PROJET	7
III.1. Contexte et problématique	7
III. 2. OBJECTIFS ET RESULTATS ATTENDUS DE L'ETUDE	8
III.2.1. Objectif principal	8
III.2.2. Objectifs spécifiques de l'étude	8
III.2.3. Résultats attendus.....	8
IV. METHODOLOGIE DE L'ETUDE	9
IV.1. Phase de recherche documentaire	9
IV.2. Phase d'acquisition, traitement et contrôle des données	9
IV.3. Phase de visites de terrain et validation des données.....	11
IV.4. Diagnostic du drain actuel.....	11
IV.5. Etude hydrologique.....	12
IV.5.1. Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales.....	12
IV.5.2. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants.....	12
IV.5.3. Choix de la période de retour	15
IV.5.4. Choix de la méthode de calcul des débits.....	15
IV.5.5. Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée	16
IV.5.6. Calcul des débits élémentaires par la méthode de Caquot	19
IV.5.7 Détermination des débits équivalents des sous bassin	20
IV.6. Etudes Hydrauliques	20
IV.6.1. Choix du profil des ouvrages.....	20
IV.6.2. Choix du revêtement.....	21
IV.6.3. Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal	22
IV.7. Dimensionnement du Dalot	23

IV.7.1. Condition de fonctionnement.....	23
IV.7.2. Dimensionnement hydraulique	24
IV.7.3. Dimensionnement structural du dalot.....	24
V. RESULTATS ET INTERPRETATIONS	26
V.1. Diagnostique du canal de Tanghin	26
V.1.1. Description physique du marigot de Tanghin	26
V.1.2. Ouvrages existants et état de fonctionnement	27
V.2. Etude hydrologique.....	31
V.2.1. Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou	31
V.2.2. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants.....	33
V.2.3. Calcul des débits élémentaires	34
V.2.4. Calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires	36
V.3. Etude hydraulique des sections de chaque bief du canal.....	38
V.4. Dimensionnement structural des panneaux du canal	40
V.5. Dimensionnement du Dalot.....	41
V.5.1. Dimensionnement hydraulique	41
V.5.2. Dimensionnement structural du dalot (4×3×2.5)	42
V.6. Evaluation estimative du coût de réalisation du canal	43
V.6.1 Estimation du coût de réalisation du canal.....	43
V.6.2 Estimation du coût des ouvrages de franchissement	43
VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	45
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	47
BIBLIOGRAPHIE	48
ANNEXES.....	49

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Synthèse de la méthodologie et démarche de travail	10
Tableau 2: Paramètres équivalents en fonction du type d'assemblage	20
Tableau 3: L'analyse comparative des options d'aménagement du marigot de Tanghin.	22
Tableau 4: Valeurs de base pour le dimensionnement structural des dalots	25
Tableau 5: Valeurs de α_n et β_n en fonction de la taille de l'échantillon n	31
Tableau 6: Valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans.....	32
Tableau 7 : Quelques caractéristiques physiographiques des sous bassins versants du canal de Tanghin.....	34
Tableau 8: Temps de concentration et débits élémentaires par la méthode empirique.....	35
Tableau 9: Temps de concentration et débits élémentaires par la méthode à base physique....	35
Tableau 10 : Débits élémentaires par la méthode de caquot	36
Tableau 11 : Débits équivalents par la méthode rationnelle	37
Tableau 12 : Débits équivalents par la méthode de caquot	38
Tableau 13: Sections hydrauliques par bief du canal	39
Tableau 14: Vérification de la vitesse minimale pour l'auto curage.....	40
Tableau 15 : Choix des armatures des panneaux du canal	40
Tableau 16: Estimation du coût des travaux	44
Tableau 17 : Ajustement de l'échantillon	vii
Tableau 18 : Pluie maximale décennale, cinquantiennale et centennale en année humide....	viii

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de la zone d'étude	3
Figure 2: Réseau hydrographique de Ouagadougou.....	5
Figure 3: : Différents ouvrages de franchissement le long du canal	13
Figure 4 : Valeur de K en fonction de CR dans la formule de Richard.....	17
Figure 5: Ajustement de la loi de Gumbel.....	32
Figure 6 : Carte de bassins versants de Tanghin	33
Figure 7 : Etendue des inondations-marigot Tanghin	i
Figure 8: Image du Lit majeur (dégagé).....	ii
Figure 9 : Présence de déchets aux abords du drain.....	ii

LISTE DES PHOTO

Photo 1 : Images de l'après pluie du 15/07/2020	7
Photo 2: Images de l'après pluie du 05/09/2020	8
Photo 3 : Profil en long du canal du marigot de Tanghin	26
Photo 4: Présence de jardins maraîchers en bordure du lit.....	27
Photo 5: Lit mineur du drain de Tanghin	27
Photo 6 : sites non aménagés emprunter par les riverains.....	30
Photo 7: Zone de franchissement non aménagés.....	31

I. INTRODUCTION GENERALE

Plus de la moitié de la population mondiale vit en ville, notamment dans les pays en développement (ONU-Habitat, 2008). Cette urbanisation sans précédent est caractérisée par le développement d'habitats non planifiés manquant des services les plus essentiels. L'installation spontanée des nouveaux urbains se fait souvent dans des espaces à risque (bas-fonds, zones inondables, marécages, rivages, etc.) dans lesquels l'absence de gestion des eaux de pluie (GEP) peut entraîner des conséquences graves sur la santé via le contact prolongé avec des eaux contaminées, l'environnement, l'économie ou la sécurité. Le changement climatique renforce ces risques en augmentant la fréquence et l'intensité des aléas climatiques. Dans ces conditions, outre le manque d'accès aux services essentiels, la GEP devient un enjeu crucial de développement dans les zones urbaines des pays en développement.

La ville de Ouagadougou, capitale du Burkina Faso n'échappe guère au profil de ces villes confrontées aux énormes problèmes dus à la croissance urbaine et spatiale. Cette ville a connu durant les vingt dernières années un taux de croissance moyen de 6% par an, ce qui a entraîné une expansion spatiale considérable avec pour conséquence le manque d'infrastructures de base d'assainissement pluvial. Malgré les nombreux efforts consentis par les autorités Burkinabé l'assainissement pluvial de la ville est toujours dans un état alarmant en témoignent les cas récurrents d'inondations constatés lors de la saison des pluies. Identifier par le plan d'occupation des sols comme une centralité secondaire, Tanghin abrite la plus grande zone d'habitat spontanés de la ville tout en étant le quartier le plus enclavé et souffrant le plus d'inondation dans la ville de Ouagadougou.

Dans le souci d'apporter une solution durable au problème d'inondation, d'améliorer le cadre et les conditions de vie des populations, la DUE a décidé de financer les études détaillées pour l'aménagement d'un système de drainage et assainissement pluvial dans la centralité secondaire de Tanghin. Elle concerne l'aménagement de deux tronçons de marigots naturels notamment celui du drain Tanghin et celui de Somgandé 2 identifiés dans le cadre du schéma directeur de drainage des eaux pluviales de la ville. C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent document intitulé : « **Etude Technique du système de drainage des eaux pluviales de la centralité secondaire de Tanghin, commune de Ouagadougou : étude d'avant-projet détaillé du drain de Tanghin** ». Nous présentons dans ce document la synthèse de la méthodologie adoptée et des résultats de cette étude.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA LOCALITE D'ETUDE

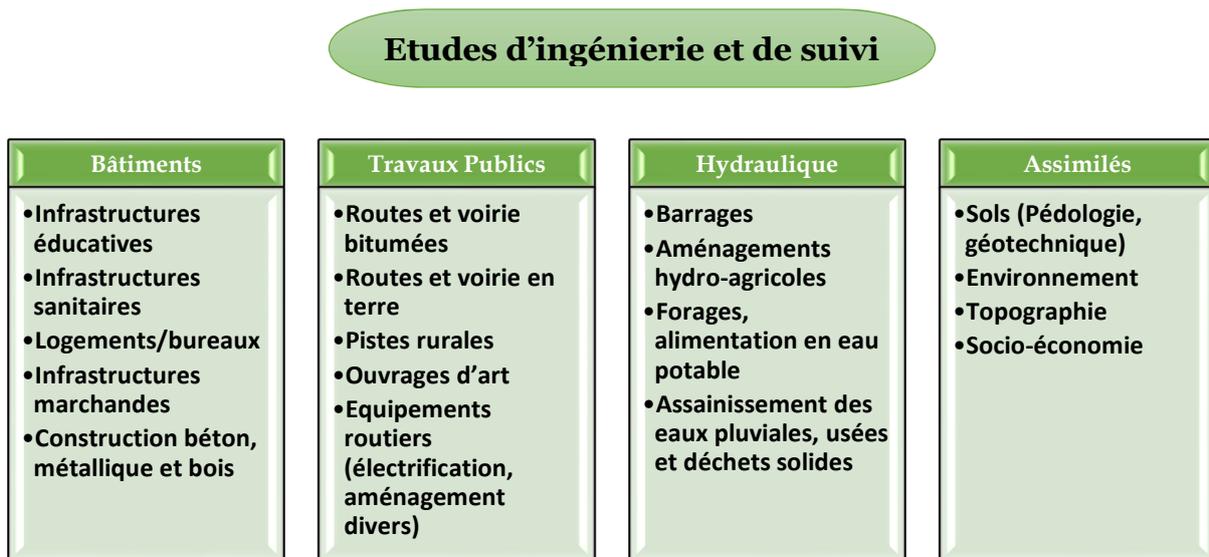
II.1. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

Le Cabinet d'Etude d'Ingénierie et de Suivi CETIS qui nous a accueilli dans le cadre de ce mémoire est une SARL créée en 2002. C'est un bureau d'ingénierie et de droit burkinabé, intervenant dans le domaine du BTP et de l'hydraulique. CETIS intervient en tant qu'assistant technique auprès du maître d'ouvrage, dans la Maîtrise d'œuvre complète et aussi dans les études d'exécution ou le contrôle des travaux.

➤ Localisation de la structure

Le siège de CETIS est localisé à Ouagadougou, arrondissement 02, secteur 10, rue 24.14/24.15.

➤ Les domaines d'intervention



➤ Organisation de la structure

CETIS emploie de façon permanente 20 personnes réparties principalement entre son Service Administratif, technique et Financier.

II.2. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.2.1. Caractéristiques du milieu physique

II.2.1.1. Localisation de la zone d'étude

La zone sur laquelle porte cette étude se situe dans l'arrondissement N°04 de Ouagadougou, capitale du Burkina Faso. Elle concerne l'aménagement du Drain de Tanghin qui prend amorce depuis le chemin de fer Ouaga-Kaya et finit au parc Bangre Weogo. Ce dernier est toujours dans son état naturel et observe un écoulement en direction Nord-Sud. Le marigot de Tanghin draine les secteurs 17 et 18 de Ouagadougou. La carte de la figure 1 ci-dessous illustre la situation de la zone d'étude.

CARTE DE LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE

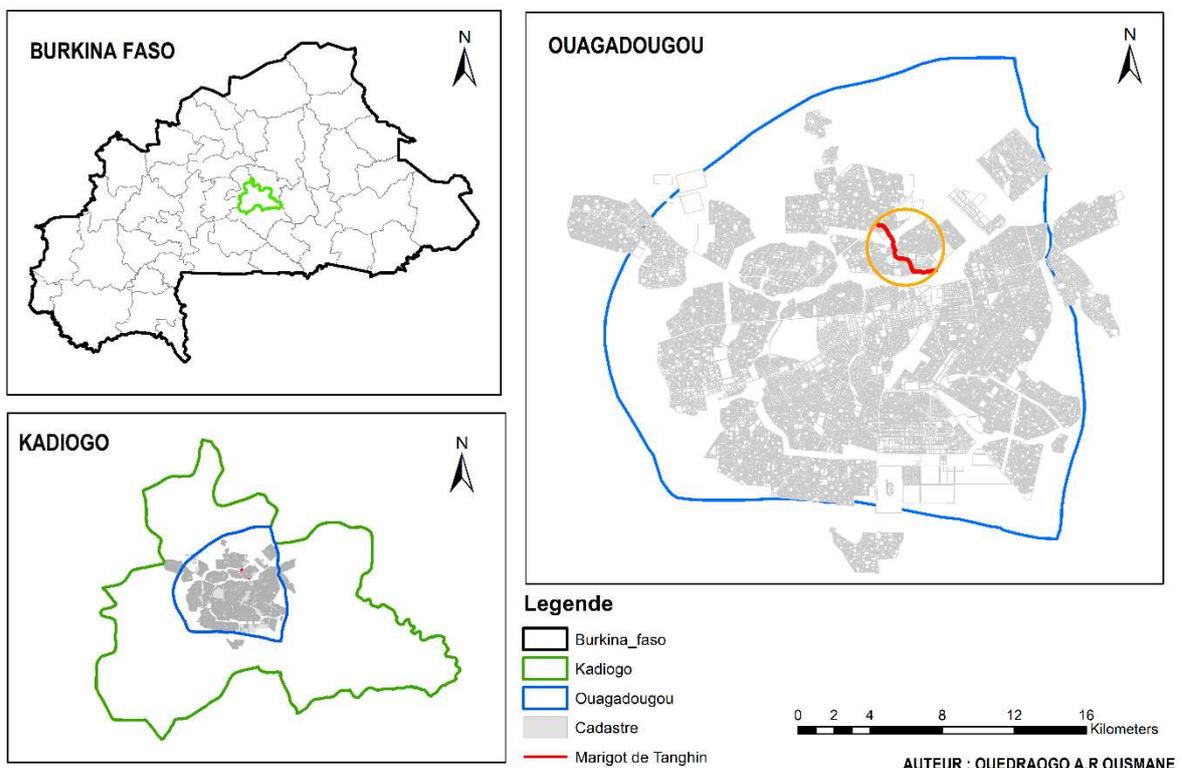


Figure 1: Localisation de la zone d'étude

II.2.1.2. Relief et sol

Sur le plan topographique, le territoire communal de Ouagadougou est situé dans la vaste pénéplaine centrale du Burkina Faso, caractérisée par une absence de point élevés, avec des pentes faibles, variant entre 0.5 et 1% (KANAZOE, 2020) et une altitude moyenne comprise entre 296 et 312 m.

Les sols à Ouagadougou sont de types ferrugineux tropicaux lessivés développés sur des matériaux sableux, sablo-argileux ou argileux. Ils sont très riches en oxydes et hydroxydes de fer et de manganèse, ce qui leur donne une couleur rougeâtre (Leila, 2009). Les sols à Ouagadougou sont caractérisés par une faible capacité d'infiltration et de conservation d'eau. On en dénombre quatre (04) types (SCET TUNISIE & AGEIM, 2019) . Les sols ferrugineux lessivés qui se développent sur des matériaux d'altération de roches granitiques ; les sols minéraux bruts ; les sols hydromorphes localisés aux abords des barrages et des marigots avec une faible capacité de gonflement, et les solonetz ou sols halomorphes. L'imperméabilité qui caractérise les sols de la ville, explique les inondations fréquentes en cas de fortes pluies.

II.2.1.3. Hydrographie et ressource en eau

Du point de vue de l'hydrographie, la ville de Ouagadougou est située en grande partie sur le bassin versant du Massili (de direction générale d'écoulement Sud-Ouest/Nord-Est) qui est un affluent du Nakambé. La ville est traversée par des affluents temporaires de ce cours d'eau qui sont les émissaires naturels des eaux pluviales. Quatre de ces affluents traversant des quartiers anciennement urbanisés ont été aménagés en canaux revêtus en béton armé (Mogho Naba, Central, Zogona et Wemtenga) et les autres au nombre de cinq non encore aménagés (Tampouy, **Tanghin**, Somgandé 1 et 2, Nioko, Bendogo). Exempter les marigots Nioko et Bendogo, l'ensemble de ces cours d'eau aboutit dans le parc urbain Bangr Wéoogo qui est l'exutoire naturel des eaux de drainage de la ville.

En termes de ressource en eau, la ville de Ouagadougou est caractérisée par l'existence de quatre retenues artificielles (barrages n°1, n°2, n°3 et le barrage de Boulmiougou localisé en amont des trois précités) disposées en perles de chapelet, permettant de stocker l'eau de pluie et des divers ruissellements pendant l'hivernage. Ces retenues ont été érigées sur le marigot Kadiogo et stockent l'écoulement naturel des eaux vers le Massili.

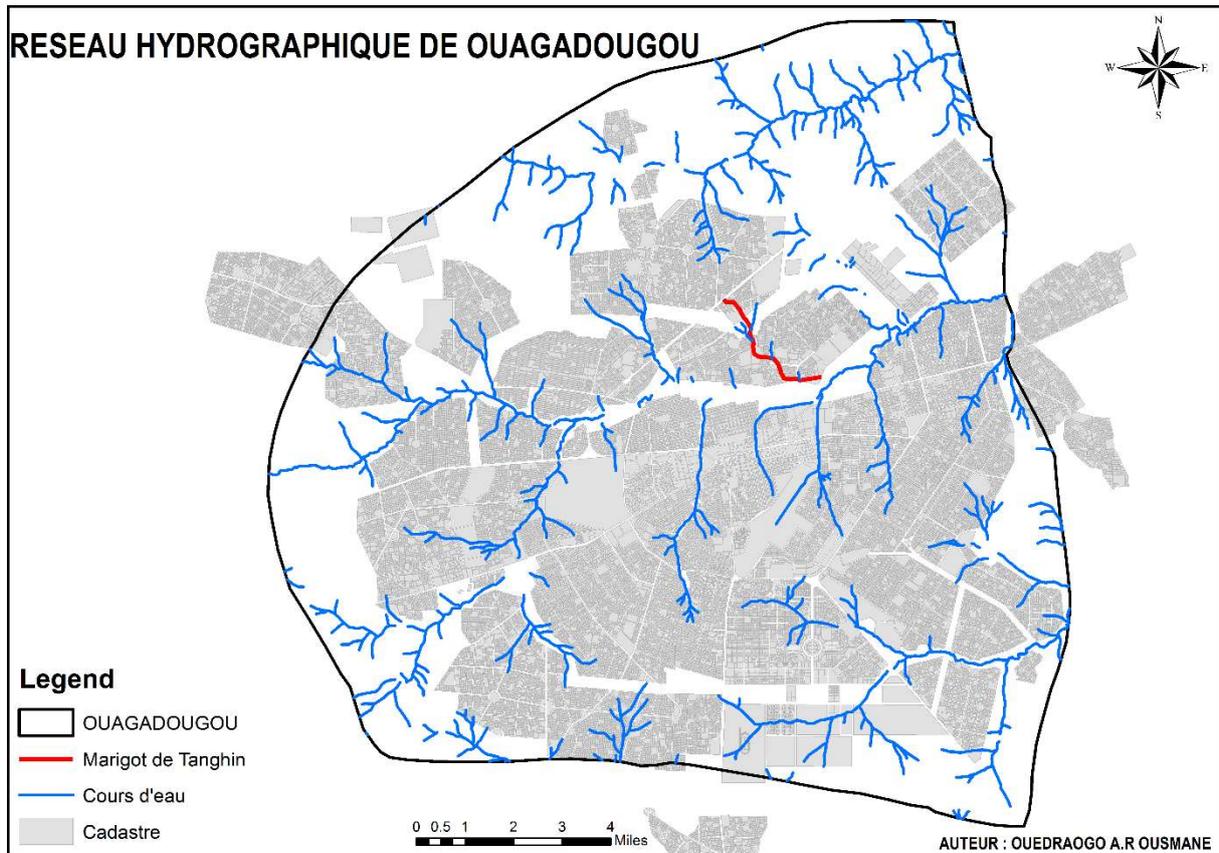


Figure 2: Réseau hydrographique de Ouagadougou

III.2.1.4. Climat et végétation

La zone du projet est située dans un climat tropical de type Soudano-Sahélien caractérisé par une pluviométrie annuelle moyenne qui varie entre 650 et 900 mm, se traduisant en une saison sèche de novembre à avril-mai et une saison de pluie de mai-juin à octobre. La vitesse moyenne des vents varie entre 2,8 et 25 km/h avec des pointes moyennes de 40,3 km/h (SDDEP) et les plus dominants sont l'harmattan qui souffle en saison sèche et la mousson en saison des pluies. Les plus fortes températures dépassent souvent 38°C à l'ombre pendant les mois de mars et d'avril et les plus basses en décembre, janvier se situent autour de 20°C à 22°C.

Avec l'urbanisation croissante, la végétation naturelle est soumise à une dégradation accélérée dans la zone du projet. Les quelques reliques de végétations encore disponibles, sont essentiellement rencontrées dans le Parc Urbain Bangr-Wéogo.

II.2.2. Caractéristiques du milieu humain

II.2.2.1. Aspects sociaux et démographiques

A l'instar de la plupart des pays Africain, les traditions et la culture constituent une base solide pour l'harmonie et le développement du Burkina Faso. Située en Afrique de l'Ouest, le Burkina Faso a pour langue officielle le français. Toutefois, le Moré reste la langue d'échange la plus répandue à Ouagadougou. Il y a plusieurs usages et pratiques qui établissent des liens sociaux. Entre autres, nous pouvons citer :

- La prévention et la gestion des conflits (la parenté et la plaisanterie) ;
- La fonction intégratrice dans la construction de la nation (la solidarité, l'intégrité et le courage)
- La valorisation des valeurs traditionnelles ;

D'après l'Institut Supérieur des Sciences de la Population (ISSP), dans ses études menées de 2008 à 2012, le taux d'accroissement de la ville de Ouagadougou est de 7.6 %. En effet, la ville est passée de 59 126 habitants en 1962 à 1 million 500 en 2006. Sa population est chiffrée aujourd'hui aux environs de 2.5 millions habitants (2017). Cette forte croissance de la population est à la base de nombreux besoins en termes d'accès aux services sociaux de base telle que l'éducation, la santé, etc...

II.2.2.2. Aspects économiques

Le Burkina Faso est la quatrième économie de la zone UEMOA. Le taux de croissance du PIB réel est estimé à 6,7 % pour 2017 contre 5,9 % en 2016. Il est dû à la bonne orientation de l'activité minière, à l'intensification des investissements dans la construction, au dynamisme du secteur marchand et aux développements enregistrés dans l'agriculture. La principale activité économique de notre zone d'étude est la culture maraîchère dont les spéculations sont la tomate, l'oignon, l'aubergine, le concombre, la salade qui sont revendus sur les marchés environnants. L'élevage vient en seconde position après l'agriculture, générant des revenus non négligeables. Il est cependant peu développé du fait du manque de pâturage, d'eau, des maladies et de l'insuffisance de formation des éleveurs. En plus de l'agriculture et de l'élevage, il y'a aussi les petites activités commerciales dont la vente de dolo, soumbala, beignets, poison et fruit pour ce qui concerne les femmes ; la viande, les petites boutiques en ce qui concerne les hommes.

III. PRESENTATION DU PROJET

III.1. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE

Situé dans l'arrondissement n°4 de la ville de Ouagadougou, la zone de Tanghin est traversée par un marigot naturel, dans le sens Nord-Sud. Depuis des décennies la qualité de vie aux abords de ce drain se détériorent de jour en jour , puisque ce dernier ne joue qu'imparfaitement son rôle hydraulique initial et concentre de nombreuses nuisances urbaines moderne : absence de drainage efficace et apparition **d'inondations**, déficit de ramassage des déchets solides et rejet sauvage de ceux-ci dans les ouvrages et les espaces naturels, nuisances visuelles et olfactives, prolifération d'animaux nuisibles et vecteurs de maladies (rat, mouches, moustiques).

Le diagnostic de ces problématiques urbaines à travers d'une part, les ateliers internationaux d'urbanisme de Ouagadougou visant la zone de Tanghin (Atelier de Cergy du 1 au 15 mars 2019) et d'autre part les études d'identification (financé par la DUE) ont permis d'engager le projet d'aménagement du marigot de Tanghin. Par ailleurs, des études préalables sont nécessaires pour la réalisation de ce projet. C'est ainsi que dans le cadre de nos travaux de mémoire au sein de la structure, il nous a été confié l'étude technique pour l'aménagement de ce drain.

Les photos 1 et 2 ci-après illustre l'état des abords du marigot après pluie.



Photo 1 : Images de l'après pluie du 15/07/2020



Photo 2: Images de l'après pluie du 05/09/2020

III. 2. OBJECTIFS ET RESULTATS ATTENDUS DE L'ETUDE

III.2.1. Objectif principal

L'objectif global est de réaliser une étude technique pour l'aménagement du marigot de Tanghin afin de réduire la vulnérabilité des populations face aux inondations ; et améliorer la mobilité et donc le désenclavement des quartiers riverains.

III.2.2. Objectifs spécifiques de l'étude

De façon spécifique, nous avons pour objectifs de :

- Faire un diagnostic de l'état actuel du marigot
- Déterminer les caractéristiques hydrologiques et hydrauliques du drain ;
- Dimensionner (hydraulique et génie civil) les sections du canal aux droits des ouvrages de franchissement ;
- Dimensionner (hydraulique et génie civil) le dalot à son exutoire ;
- Proposer un mode de gestion durable des infrastructures.

III.2.3. Résultats attendus

Au terme de cette étude, il est attendu :

- ❑ La conception et le dimensionnement du canal et des ouvrages de franchissements ;
- ❑ Les impacts environnementaux et sociaux des travaux évalués ;
- ❑ Le coût de réalisation du projet évalué ;

IV. METHODOLOGIE DE L'ETUDE

Dans cette partie nous présentons la méthodologie générale adoptée dans cette étude. La démarche retenue s'articule autour de cinq (05) points :

- Visites de terrain afin d'effectuer le diagnostic du fonctionnement actuel du drain ;
- La recherche documentaire et la collecte des données nécessaires dans cette étude ;
- La phase des études techniques (hydrologiques, hydrauliques) ;
- Dimensionner les sections transversales du canal ;
- Dimensionner le dalot à l'exutoire final du canal.

IV.1. PHASE DE RECHERCHE DOCUMENTAIRE

Dans cette première étape, il s'agit tout d'abord de faire ressortir la problématique autour du thème de l'étude. Ensuite, vient la recherche des documents relatifs au thème de l'étude (étude APS, schéma directeur de drainage des eaux pluvial de Ouagadougou, ...), à des travaux similaires déjà effectués dans la zone, des documents traitant du même sujet, ainsi que des cours et autres documents de référence sur l'assainissement des eaux pluviales. Ces documents ont essentiellement été collectés auprès de la bibliothèque numérique de 2iE ainsi que sur internet et aussi parmi ceux mis à notre disposition par le bureau d'étude.

IV.2. PHASE D'ACQUISITION, TRAITEMENT ET CONTROLE DES DONNEES

La phase d'acquisition des documents s'est déroulée au tour de la thématique d'étude du réseau d'évacuation d'eau du marigot Tanghin. Pendant cette phase de l'étude, nous avons consulté des revues et des articles relatifs aux alternatives de gestion des eaux pluviales, des pièces graphiques, des photos aériennes et des SIG de la ville de Ouagadougou. Les différentes étapes effectuées durant cette phase sont reportées dans le tableau 1.

Tableau 1: Synthèse de la méthodologie et démarche de travail

Objectifs fixés	Tâches	Démarche méthodologique	Outils	Résultats attendus
Faire un diagnostic du système actuel de drainage des eaux de ruissellement	Visite du site et du réseau actuel Discussions avec les riverains Diagnostic du réseau existant Topographie du terrain	Recherche et analyse de documents techniques disponibles. Examen des cartes, plans, analyse des données topographiques et une synthèse des informations	Documentation : Plans DAOI APS du canal Etude géotechnique du canal Rapport technique complet	L'état des lieux du système de drainage actuel Les faiblesses et atouts du site Le diagnostic du réseau existant
Etude de l'occupation des terres autour du marigot Tanghin et des activités aux alentours	Voir l'établissement des riverains dans le lit majeur et mineur. Identifier les activités dans le marigot Identifier la vulnérabilité. Etablir une méthode d'approche pour interagir	Analyse des documents Entretien avec les autorités Enquêtes auprès des riverains	Questionnaires Guide d'entretien Cours de méthodologie de la recherche	Les différentes activités menées au quotidien. La liaison avec l'occupation du marigot et sa dépendance. Le plan de gestion des activités et l'aménagement du canal pour assurer la pérennité
Soumettre des solutions adéquates pour un meilleur drainage des eaux pluviales et éviter des inondations lors des averses avenir et préserver l'indépendance du canal. Voir les difficultés sur le terrain	Elaborer et concevoir des schémas d'aménagement du canal pour la gestion des eaux pluviales Adapter des ouvrages de protection du canal dans sa conception. Fournir un document appuyant l'étude hydrologique et hydraulique de l'APS ou proposant des solutions mieux adaptées aux techniques et technologiques	Recherche documentaire sur Internet Tracer le profil Faire une étude hydrologique Analyse des pluies Détermination des sous bassins versants et ses exutoires Etudes des débits entrants dans chaque bief du canal Dimensionnement du canal et du dalot principal	Internet Support des cours Document techniques Mémoires des anciens étudiants	Un dossier technique pour un drainage efficace des eaux de pluie
Elabore un plan de fonctionnement optimal du canal de façon à assurer la pérennité des vies et les activités	Aller en profondeur dans la proposition des techniques et technologies	Entretien avec les encadreurs Maitre de stage en entreprise Directeur de mémoire à l'Institut	Guide d'entretien Document et feuilles de calculs examinés Ordinateur	Documents proposant les différentes solutions proposées

IV.3. PHASE DE VISITES DE TERRAIN ET VALIDATION DES DONNEES

La phase de visite de terrain s'est déroulée après une réunion de protocole de mission de reconnaissance du site. Ainsi cette sortie s'est faite avec les membres de l'équipe de projet et les autorités municipales. D'où nous avons pu mener les actions suivantes :

- ❑ Identifier le marigot de Tanghin et son exutoire principal (parc Bangre-weogo) ;
- ❑ Localiser les différents exutoires sur le profil à aménager ;
- ❑ Identifier les ouvrages existants sur le profil ;
- ❑ Faire une observation générale sur le profil et établir la morphologie du cours d'eau ;
- ❑ Observer les délaissés de crues ;
- ❑ Observer les activités menées près du marigot ;
- ❑ Discuter avec les populations sur les dégâts occasionnés lors des pluies et leurs attentes.

Durant ces visites de terrains, des entretiens avec les riverains ont été effectués en vue de connaître les niveaux maximums des inondations aux abords du marigot de Tanghin. A la suite de ces différentes activités, nous avons pu :

- ❑ Recueillir des données hydrologiques, climatiques nécessaires pour cette étude
- ❑ Déterminer de façon sommaire les caractéristiques physiques des biefs du drain ;

La phase de traitement de données a consisté à l'exploitation de la documentation acquise au cours de la recherche documentaire et les entretiens menés ont permis de :

- ❑ Choisir les paramètres de dimensionnement tel que : La période de retour (T), les différents coefficients de ruissellement et ceux de la formule de Montana ;
- ❑ Délimiter le bassin versant de Tanghin et ses sous bassins ;
- ❑ Estimer la surface, la pente, la longueur hydraulique de chaque sous bassin ;
- ❑ De choisir la méthode de calcul des débits de pointe aux exutoires.
- ❑ Et de dimensionner les ouvrages (canaux et ouvrage de franchissement) préconisés pour l'évacuation des eaux pluviales dans le bassin de Tanghin.

IV.4. DIAGNOSTIC DU DRAIN ACTUEL

L'objectif du diagnostic est de dresser un bilan du fonctionnement actuel du drain et des ouvrages de franchissements qui s'y trouvent afin de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement du canal et d'établir un programme des travaux à mettre en place.

IV.5. ETUDE HYDROLOGIQUE

IV.5.1. Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales

Pour une estimation raisonnable des valeurs de pluies maximales journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans, nous avons utilisé l'ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou. La période d'observation est de 1961 à 2019 fourni par l'Agence Nationale de la Météorologie (ANAM-BF). La valeur de la pluie journalière du 1er septembre 2009 n'a pas été prise en compte dans l'étude statistique car c'était une pluie exceptionnelle. La validation de la loi a été faite au travers du test graphique des intervalles de confiance à 95%. Après la validation de la loi, nous avons estimé les pluies maximales journalières, décennales, cinquanteennes et centennales. L'ajustement a été fait sous Excel et la fréquence expérimentale utilisée est celle de Weibull car des simulations ont montré que, pour la loi de Gumbel, il faut utiliser cette fréquence expérimentale :

$$F_{nd}^*(\mathbf{x}_i) = \frac{i}{n+1}$$
 avec i le rang de l'observation x_i dans la série ordonnée et n la taille de la série.

Équation 1: Fonction de répartition de Weibull

$$Pr ob \left\{ |\bar{x}(f) - x(f)| \leq t(\alpha ; n - 1) \times A(f, n) \times \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right\} = \alpha$$

Équation 2: Probabilité d'obtention de la pluie

IV.5.2. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants

Par définition un bassin versant est une surface topographique délimitée par les lignes de partage des eaux ou lignes de crête à l'intérieur de laquelle toutes les eaux tombées convergent vers un même point appelé exutoire. Il peut être subdivisé en un certain nombre de sous-bassins versants en fonction des caractéristiques physiques et de la complexité de la surface topographique considérée. Le bassin de Tanghin est constitué de plusieurs sous bassins versants dont l'exutoire principale est le dalot situé sur la RN3. Pour sa délimitation, nous avons utilisé les logiciels ArcGis, Google Earth et Globalmaper. La démarche adoptée a consisté d'abord à repérer notre zone de projet sur Google Earth, puis tracer une ligne projet à partir des coordonnées GPS relevées lors de la visite terrain. La figure ci-après montre l'emplacement des différents exutoires le long du marigot (figure 2).



Figure 3 : : Différents ouvrages de franchissement le long du canal

La délimitation des sous bassins versants du site a été faite à partir de la confrontation entre :

- ❑ Le plan cadastral de la ville, indiquant le lotissement et les alignements,
- ❑ La cartographie établit à partir de la BNDT (Base Nationale des Données Topographique) du Burkina Faso ; édition 2014, et de la BDOT (Base des Données d'Occupation des terres) édition 2012 procurées auprès de l'Institut Géographique du Burkina (IGB),
- ❑ Les résultats de visites de terrain qui a permis d'apprécier l'état actuel des lieux,
- ❑ Les courbes de niveau établies à l'aide du logiciel Global Mapper sous forme de modèle numérique de terrain, qui donne l'allure générale de la topographie au niveau du bassin versant,
- ❑ Le réseau de drainage existant (origine-itinéraire-exutoire).

Par ailleurs, il faut noter que la délimitation des sous bassins versants a consisté à :

- ❑ Repérer les lignes de crêtes ;
- ❑ Repérer les grands axes routiers traversant le site ;
- ❑ Repérer les exutoires ;
- ❑ Tracer les lignes de partage des eaux suivant les lignes de crêtes et tenant compte des contraintes réelles sur le terrain.

Nous avons pu dégager de ce qui précède, les paramètres suivants :

- La superficie (S) et le périmètre (P) de chaque sous bassin versant ;
- L'élévation maximale, minimale, la longueur de l'écoulement.

Les principales caractéristiques physiographiques de chaque sous bassin ont été calculées. Il s'agit de :

➤ **Indice de compacité de Gravelius**

Il permet de caractériser la forme de chaque sous bassin. En effet, plus celui-ci est supérieur à 1, plus le bassin versant est allongé. La forme du bassin versant va influencer le temps de concentration car plus il est allongé, plus le temps mis par l'eau pour arriver à l'exutoire est long (FAO, 1996). Le coefficient de Gravelius se détermine par la relation donnée à

$$\text{Équation 3 : } K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$$

➤ **La longueur du rectangle équivalent**

C'est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Le rectangle équivalent permet de comparer facilement les bassins entre eux. Ceci du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement. Sa longueur se calcule par la relation ci-après :

$$\text{Équation 4 : } L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$$

➤ **La pente moyenne du bassin versant :**

$$\text{Équation 5 : } I = \frac{\Delta Z_{\max}}{L_{\text{cours d'eau}}}$$

➤ **La densité de drainage :**

Elle est définie comme le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la surface du bassin. Elle est fournie par la relation suivante :

$$\text{Équation 6 : } D_d = \frac{\sum Li}{S}$$

IV.5.3. Choix de la période de retour

La période de retour est le temps qui sépare deux occurrences d'un événement pluvieux d'intensité précise. Elle permet de fixer le degré de sécurité de l'ouvrage. Le choix de la période de retour tient compte du type d'ouvrage, de la vulnérabilité de la zone de projet, du degré de protection à assurer par l'ouvrage et aussi du facteur coût du projet (OMS, 1992). Les valeurs généralement connues sont 2 ans, 5 ans, 10 ans, 15 ans, 20 ans, etc. Dans le cadre de la présente étude et conformément aux recommandations du schéma directeur d'assainissement pluvial de Ouagadougou, le marigot de Tanghin est classé dans la catégorie des drains primaires de la ville de Ouagadougou. Pour cette catégorie d'ouvrage, ledit schéma directeur recommande une période de dix (10) ans pour son dimensionnement. Il en est de même pour les ouvrages de franchissement projetés sur ce marigot.

Par ailleurs, compte tenu des effets potentiels du changements climatique nous préconisons les mesures préventives suivante :

- ❑ Adoption d'une revanche importante ;
- ❑ Libération d'une emprise de débordement conséquente (lit majeur) ;
- ❑ Préservation de la capacité utile des ouvrages (curages réguliers).

IV.5.4. Choix de la méthode de calcul des débits

Plusieurs méthodes sont reconnues valides pour l'évaluation des débits de différents périodes de retour. Dans le cas de la présente étude, ne disposant pas de mesures de débits (comme c'est très souvent le cas), on doit faire appel aux méthodes usuelles de transformations pluie-débit. A ce fait, nous disposons de diverses méthodes et des formules qui prennent en compte différents facteurs intervenant dans la genèse des crues tels que la superficie, la topographie, l'occupation du sol, etc. (BCEOM & Nguyen Van Tuu, 1981). Ces formules ont été élaborées sur des bassins versants remplissant des conditions très précises, ce qui implique que pour les appliquer, il faudrait s'assurer que les caractéristiques des bassins à étudier se rapprochent de celles des bassins expérimentaux. De toutes ces méthodes, les plus fréquemment utilisées sont la méthode de Caquot, la méthode rationnelle et la méthode du réservoir linéaire.

Notre choix s'est axé sur la méthode rationnelle et celle de Caquot, en effet ces deux méthodes sont les plus utilisées en Afrique de l'Ouest du fait de leurs simplicités. Aussi, elles présentent comme avantage l'estimation du débit de pointe (maximum) à l'exutoire du bassin versant. La méthode rationnelle autorise, par la suite, le calcul des dimensions de l'ouvrage permettant l'évacuation directe sans

stagnation de ce débit, conformément au concept hygiéniste de l'assainissement (CIEH, 1984). Ainsi pour plus de crédibilité (fiabilité) nous évaluerons le débit avec les deux méthodes et nous retiendrons le cas le plus défavorable.

IV.5.5. Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée

Elle se fonde sur un certain nombre d'hypothèses définies comme suit :

- ❑ L'intensité de la pluie est considérée constante et uniforme dans le temps et dans l'espace ;
- ❑ Le débit de pointe Q_p est considéré comme une fraction de débit précipité ;
- ❑ L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de la pluie incidente ;
- ❑ Et le coefficient de ruissellement C est supposé invariable d'une averse à l'autre.
- ❑ L'expression permettant d'estimer ce débit de pointe est :

$$\text{Equation 7 : } Q_p = K1 * C * i(t_c; T) * A^{1-\varepsilon}$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe en [m³/s]

$K1$: coefficient égal à 1/360

i : l'intensité de la pluie incidente en [mm/h]

A : la superficie du bassin versant en question en [ha]

ε : Coefficient tenant compte de l'abattement de la pluie

C : coefficient de ruissellement. La densité des constructions et des zones imperméables favorise le coefficient de ruissellement dans les villes. Il augmente au fur et à mesure de la modernisation des villes. Le SDDEP 2020 propose les coefficients de ruissellement de chaque type de surface aussi bien pour la situation actuelle que pour la situation projetée. Dans le présent projet, il est pris égal à 0.70 pour chaque sous bassin versant, qui correspond au coefficient de ruissellement de la localité (zone d'étude).

IV.5.5.1 Estimation du temps de concentration par bassin élémentaire

Le temps de concentration t_c est le temps mis par la goutte d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire du bassin versant. Les deux méthodes les plus utilisées en Afrique pour le déterminer sont la méthode de KIRPICH et celle de RICHARDS (Alain MOREL A L'HUISSER, 1996). Le temps de concentration retenu est la moyenne arithmétique des temps de concentration obtenus par les deux formules. L'intérêt d'utiliser deux formules empiriques pour le calcul du t_c , est dû à son importance dans le calcul de la valeur du débit de pointe.

➤ **Formule de Kirpich (2000 < S < 10 000 [ha] et L < 30 [km])**

$$\text{Équation 8 : } t_c = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385}$$

Avec :

t_c : le temps de concentration en [mn] ;

L : la longueur du plus long chemin hydraulique en [m] ;

I : la pente moyenne en [m/m].

➤ **Formule de Richards**

$$\text{Équation 9 : } \frac{t_c^3}{1+t_c} = 9.8 * \frac{K}{CR} * \frac{L^2}{I}$$

Avec :

t_c : Temps de concentration en [h] ;

K : coefficient fonction du produit CR ;

L : Longueur du plus long chemin hydraulique en [m] ;

I : la pente moyenne en [m/m]

C : coefficient de ruissellement ;

$R = h + \frac{h}{t_c}$ Où h est la hauteur d'eau précipitée (en mm) pendant la durée t_c [h] ; On peut calculer h à partir d'une relation de Montana par exemple

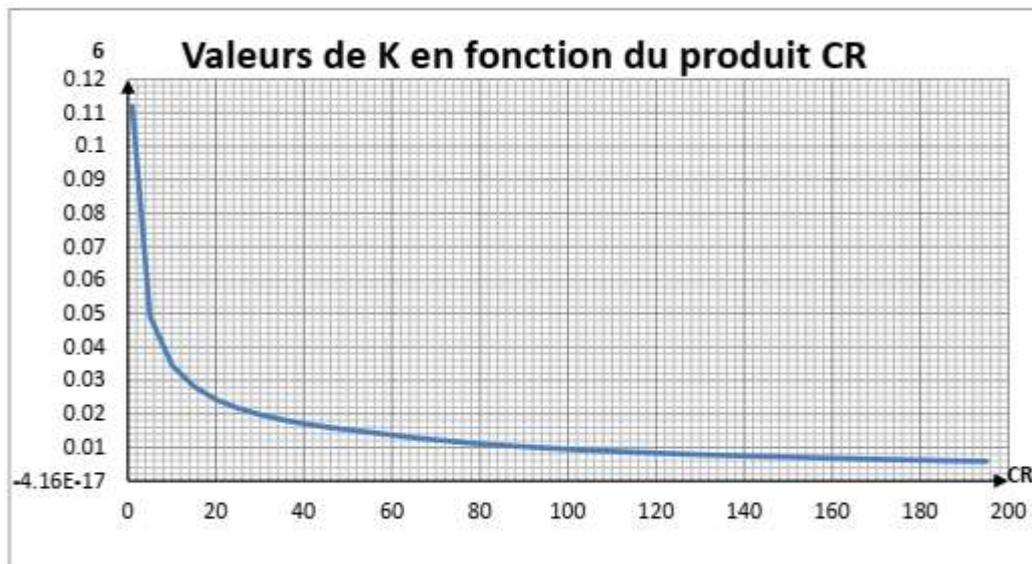


Figure 4 : Valeur de K en fonction de CR dans la formule de Richard

En outre, l'équation suivante permet aussi de calculer K en fonction de CR :

$$\text{Equation 10 : } K = 3.32642 * 10^{-14} * (CR)^6 - 2.28627 * 10^{-11} * (CR)^5 + 6.35086 * 10^{-9} * (CR)^4 - 9.13077 * 10^{-7} * (CR)^3 + 7.21979 * 10^{-5} * (CR)^2 - 3.07942 * 10^{-3} * (CR) + 0.069981$$

IV.5.5.2 Estimation du temps de concentration : méthode à base physique

Le calcul de t_c à partir de ces formules ci-dessus peut conduire à des résultats assez différents pour un même bassin versant. C'est pourquoi, pour la mise en œuvre de la méthode rationnelle, on utilise le plus souvent une méthode à base physique. On décompose le temps de concentration en deux temps à savoir : $t_c = t_s + t_r$ (MOUNIROU L. A., 2017)

t_s : temps de ruissellement en surface avant de rejoindre le réseau d'assainissement ;

t_r : temps de ruissellement en réseau jusqu'à l'exutoire.

- Estimation du temps de ruissellement en surface t_s
 - ❑ dans les agglomérations urbaines, de l'ordre de 5 [min] ;
 - ❑ dans les agglomérations semi-urbaines, de l'ordre de 5 à 15 [min] ;
 - ❑ pour les terrains non bâtis, de l'ordre de 20 à 30 [min]

- Estimation du temps de ruissellement en réseau t_r

Lorsque le réseau est en projet (non existant), cette estimation implique un processus implicite, résolu de manière itérative. En effet, t_r dépend des dimensions du réseau et du débit à évacuer.

M. Desbordes propose la formule empirique suivante :

- ❑ Pour un allongement du bassin versant $M = \frac{L}{\sqrt{S}} \cong 2$ on a :

$$\text{Equation 11 : } t_r = 0.687 \times I^{-0.41} \times S^{0.529} \times Q^{-0.354}$$

- ❑ Pour un allongement du bassin versant $M = \frac{L}{\sqrt{S}} \neq 2$ on a :

$$\text{Equation 12 : } t_r = 0.423 \times I^{-0.41} \times S^{0.529} \times Q^{-0.354} \times M^{0.69}$$

Avec :

L : plus long trajet hydraulique en [m] ;

S : la surface du bassin versant en [ha] ;

Q : le débit à évacuer en [m³/s] ;

I : la pente du bassin versant ;

t_r : le temps de ruissèlement en [mn]

IV.5.5.3. Estimation de l'intensité de pluie

La formule de Montana est celle qui est retenue pour le calcul de l'intensité de pluie. Les coefficients de Montana pour une période de retour de 10 ans retenus pour cette étude sont ceux établis par (TRAORE, 2012) pour la ville de Ouagadougou : $a = 1009.9$ et $b = 0,65$.

$$\text{Équation 13 : } i(t_c; T) = aT * t^{-b}$$

Avec :

i : intensité de la pluie de même durée que t_c ;

t_c : le temps de concentration en [mn] ;

T : durée de retour.

IV.5.6. Calcul des débits élémentaires par la méthode de Caquot

La méthode superficielle peut être considérée comme une évolution de la méthode rationnelle. Cette méthode s'applique aux bassins versants ayant une superficie : $22 [\text{ha}] \leq A \leq 1\,000 [\text{ha}]$; de pente $0.002 \leq I \leq 0.05$ et dont le coefficient de ruissellement : $C \geq 0.20$. Elle intègre deux autres phénomènes qui interviennent dans le ruissellement urbain :

- Un stockage temporaire de l'eau dans le réseau ;
- Le fait que le temps de concentration du bassin versant dépende du débit (donc de la période de retour choisie).

La formule de Caquot s'exprime en utilisant les coefficients de Montana comme suit :

$$\text{Équation 14 : } Q_p = K \bar{U}^{\frac{1}{6}} \times C \bar{U}^{\frac{1}{6}} \times I \bar{U}^{\frac{Y}{6}} \times A \bar{U}^{\frac{W}{6}}$$

Avec :

Q (m³/s) : le débit du projet ; C : le coefficient de ruissellement ; I : la pente moyenne du bassin versant

; A (ha) : la superficie du bassin ; $U = 1 - bf$; $Y = cb$; $W = 1 - \varepsilon + db$ et $K = \frac{a \times \mu^b}{6(\beta + \delta)}$

Les coefficients de la formule de Caquot

Ces coefficients ont été calés à partir des mesures sur des bassins versant expérimentaux Africains. Les valeurs proposées ici sont celles de Sighomnou (1986) :

- a et b : fonctions de la période de retour T selon courbes IDF pluie
- $\beta + \delta$: effet de stockage et d'écrêtement = 1.40
- ε : abattement spatial = 0.05

- Temps de concentration : μ , c, d et f

$\mu = 0.19 \cdot M^{0.84}$; c = -0.41 ; d = 0.507 ; f = -0.287. Avec $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$: le coefficient d'allongement du bassin versant. M doit être supérieur ou égale à 0.80.

IV.5.7 Détermination des débits équivalents des sous bassin

Les bassins versants sont disposés soit en série soit en parallèle. Les débits d'eau qui transitent dans les bassins élémentaires sont assemblés selon ces deux dispositions pour ce qui est des débits équivalents évacués. Ces bassins sont assemblés deux à deux en partant de l'amont vers l'aval. Ceci qui nécessite de déterminer une surface moyenne, un coefficient de ruissellement moyen et une intensité de pluie moyenne pour chaque couple de bassins versants. Pour calculer ces paramètres moyens, nous avons utilisé les formules du tableau 3 en fonction du type d'assemblage associé.

Tableau 2: Paramètres équivalents en fonction du type d'assemblage

Nature de l'assemblage	Surface	Coefficient de ruissellement	Pente	Condition
Bassins en série	$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{(\sum L_j)^2}{(\sum \frac{L_j}{\sqrt{A_j}})^2}$	Si $Q_{eq} > \sum(Q_j)$ alors $Q_{eq} = \sum(Q_j)$.
Bassins en parallèle	$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{\sum I_j \times Q_j}{\sum Q_j}$	Si $Q_{eq} < \text{Max}(Q_j)$ alors $Q_{eq} = \text{Max}(Q_j)$.

Source : (MOUNIROU L. A., 2017)

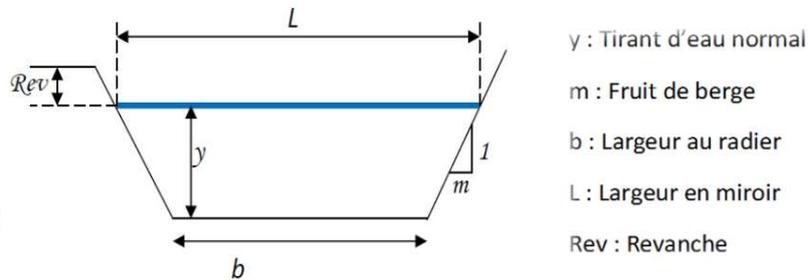
IV.6. ETUDES HYDRAULIQUES

IV.6.1. Choix du profil des ouvrages

Au Burkina Faso, les ouvrages généralement utilisés pour le drainage des eaux pluviales sont les canaux avec écoulement à surface libre. Il n'existe pas encore de système d'égout. Ces ouvrages de drainage des eaux à ciel ouvert peuvent être de plusieurs formes : rectangulaire, circulaire, trapézoïdale et triangulaire. Cependant, les plus utilisés sont :

- ❑ Le profil rectangulaire : très facile à exécuter, à entretenir, occupe moins d'espace et transporte un débit moyen.
- ❑ Le profil trapézoïdal : il présente la section hydrauliquement favorable, transporte un débit plus grand que la section rectangulaire, même si son exécution est plus difficile car il faut respecter les talus des parois et que cela revient plus cher.

Ainsi nous retenons le profil trapézoïdal dans la présente étude à cause de sa section hydrauliquement favorable ; de la stabilité qu'il présente même pour les revêtements en enrochement, mais aussi pour être conforme avec les prescriptions du schéma directeur.



IV.6.2. Choix du revêtement

L'aménagement du marigot de Tanghin vise à créer un canal d'écoulement mieux défini afin de réduire le niveau d'inondation d'une part et de protéger les infrastructures existantes le long de son lit d'autre part. En outre, dans le but de mieux l'intégrer dans son environnement socio-économique, des aménagements urbanistiques et paysagers sont prévus. A cet effet, plusieurs possibilités d'aménagement sont envisageables en fonction du type de revêtement du canal :

- ❑ Un recalibrage simple du lit du marigot ;
- ❑ Un recalibrage avec protection des berges en perré maçonné ;
- ❑ Un recalibrage avec protection des berges en béton armé.

Le tableau 4 ci-après présente l'analyse comparative des options d'aménagement du marigot de Tanghin.

Tableau 3: L'analyse comparative des options d'aménagement du marigot de Tanghin.

Option d'aménagement	Avantages	Inconvénients	Observation
Canal en terre	-Cout très faible -Réalisation rapide	-Nécessite une emprise importante ; -Entretien difficile et récurrent (dégradation rapides) -Instabilité des berges et du fond ; -Accélère les dépôts et enherbement rapide ; -Evacuation lente des crues (longue durée d'inondation)	L'emprise du canal en terre est pratiquement le double de l'emprise des canaux revêtus
Canal revêtu en perré maçonné	- Cout faible (comparativement au béton) ; -Stabilisation des talus et du fond du canal	-Nécessite une grande emprise ; -Envasement rapide ; -Fréquence d'entretien élevé ; -Duré de vie moyenne	Environ 15% d'emprise de plus que celle canal en béton
Canal revêtu en béton armé	-Emprise faible -Entretien facile (auto curage) -Bonne protection des talus et du fond du canal -Meilleur protection des infrastructures riveraines contre les inondations -Evacuation rapide des crues	-Cout de réalisation plus élevé	

Le drain de Tanghin traversant une zone fortement urbanisée, il apparait clairement que la variante canal revêtu en béton, est la mieux indiquée car offrant plus de sécurité avec une pérennité des investissements.

IV.6.3. Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal

Les hypothèses de dimensionnement sont les suivantes :

- ❑ La vitesse minimale ne doit pas être inférieures à 0.6 m/s pour éviter les dépôts dans les canaux ; et la vitesse maximale n'excédera pas 6 m/s pour éviter l'érosion.
- ❑ Le coefficient de Manning-Strickler K_s sera pris égale à 70 car le revêtement est en béton armé ;
- ❑ Un fruit de berge $m = 0.5$ a été retenu pour plus de stabilité ;
- ❑ Revanche : minimal = 0.3m , maximal =0.5 m.

Pour des raisons économiques nous adopterons des pentes qui se rapprochent le plus possible de la pente du terrain naturel. Ainsi à partir du débit à évacuer et des caractéristiques hydrauliques et géométriques

du canal, nous calculons de façon itérative la profondeur d'eau normale par le biais de la formule suivante :

$$y_n = \left(\frac{Q}{K_s \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{5}} \frac{[b + 2y_n \sqrt{1+m^2}]^{\frac{2}{5}}}{b + m y_n}$$

Avec Q = débit évacué par le bief [m³/s] ; b = largeur au plafond [m] et I = pente du bief.

Dans le dimensionnement, on ne perdra pas de vue l'influence du niveau aval (parc Bangre-Wéogo où se jette les canaux) sur la ligne d'eau en amont. A ce fait il faut noter qu'il est prévu (en parallèle au présent projet) un aménagement en aval de l'exutoire du marigot. Cet aménagement aura pour but de faciliter le drainage des eaux pluviales dans le parc.

IV.7. DIMENSIONNEMENT DU DALOT

Les dalots sont des ouvrages en béton armé qui présentent une section rectangulaire ou carrée. Ce sont des ouvrages sous chaussée qui ne nécessitent aucun remblai : une circulation à même la dalle peut être envisagée moyennant des précautions lors de la réalisation. Ils ne peuvent en général admettre qu'une faible épaisseur de remblai (de l'ordre d'un ou deux mètres), à moins d'être spécialement calculés pour les surcharges. Ces remblais sont à proscrire si la chaussée doit être revêtue. Trois types de dalots sont couramment utilisés :

- ❑ Les dalots ordinaires constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé.
- ❑ Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé (cadre).
- ❑ Les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier (piédroits verticaux fondés sur semelles).

Dans le cadre de la présente étude, nous avons opter pour des dalots cadres, car ce sont des structures monolithiques, en ce sens que les traverses et les piédroits forment un tout, d'où leur simplicité et leur robustesse tout à fait avantageuses. Le dalot dimensionné est celui de l'exutoire final. Il permet le passage des eaux du canal vers le parc Bangre Weogo en traversant la RN3. Les dalots seront dimensionnés conformément à la méthode décrite dans (BCEOM & Nguyen Van Tuu, 1981).

IV.7.1. Condition de fonctionnement

Pour notre dalot, la sortie est libre. C'est-à-dire que le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage est en dessous du bord supérieur de l'ouvrage. Le type d'écoulement dans le cas de la sortie aval libre

dépend du niveau amont. Dans ce cas le niveau amont doit vérifier la condition suivante : $\frac{H_1}{D} \leq 1.25$, avec D la hauteur de l'ouverture du dalot. Le type de dalot choisi est donc un dalot à sortie dénoyée en écoulement à surface libre.

IV.7.2. Dimensionnement hydraulique

Ce dimensionnement nous permet de déterminer la section d'ouverture (largeur et hauteur) ainsi que le nombre d'ouverture du dalot. Les calculs d'un dalot se font à deux niveaux différents d'approximations successives. Connaissant le débit Q, On se fixe dans un premier temps le nombre d'éléments (ou d'ouvertures) de dalots. Ensuite on se donne une première valeur de la hauteur D admissible pour le dalot, compte tenu des caractéristiques géométriques du projet de route au droit de l'ouvrage. Et la largeur B du dalot est déterminée de telle sorte que la vitesse moyenne $V = \frac{Q}{BD}$ ne dépasse pas la vitesse maximale de 3 m/s. Ainsi on détermine le débit unitaire par la formule : $q = \frac{Q}{N}$ avec N= étant le nombre d'ouverture du dalot. Les valeurs B, D et Q étant connues, on calcule $Q^* = \frac{q}{DB\sqrt{2gD}}$. Grâce à l'abaque d'hydraulique routière fourni en annexe, on a alors $H^*_1 = \frac{H_1}{D}$ correspondant à notre Q^* calculé.

Si $H_1 \leq D$, l'écoulement est en surface et le calcul du dalot est acceptable ; on peut garder les dimensions choisies.

Si $H_1 \geq D$, l'écoulement est en charge et le calcul du dalot n'est pas acceptable ; on doit recommencer le dimensionnement jusqu'à la satisfaction des conditions préalables.

IV.7.3. Dimensionnement structural du dalot

Les calculs se font selon les prescriptions des documents suivants :

- ❑ Le BAEL 91 modifié 99 ;
- ❑ Le guide de conception des ponts cadres et portiques (SETRA) ;
- ❑ Le fascicule 65A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages en Génie Civil en béton armé ou précontraint ;
- ❑ Le fascicule 62 titre V sur les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil ;
- ❑ Le fascicule 61 titre II portant sur les charges d'exploitation, la conception, le calcul et les épreuves des ouvrages d'art.

Les valeurs de base utilisées pour le dimensionnement sont consignées dans le tableau 4 ci-dessous.

Tableau 4: Valeurs de base pour le dimensionnement structural des dalots

Béton			Acier			Sol		
Désignation	Unité	Valeur	Désignation	Unité	Valeur	Désignation	Unité	Valeur
Fc28	Mpa	25	fe	Mpa	400	γ_s	kN/m ³	20
Γ_b		1.5	γ_s		1.15	\emptyset	°	38
Ft28	Mpa	2.1	fsu	Mpa	347.83	Ka		0.33
σ_{bc}	Mpa	14.17	σ_{st}	Mpa	201.63	σ_{sol}	Mpa	0.2
fbu	Mpa	14.17	–	–	–	–	–	
γ_b	Mpa	25	–	–	–	–	–	

Avec f_c28 : Résistance à la compression à 28 jours - γ_b : Poids volumique du béton - f_t28 : Résistance à la traction à 28 jours - σ_{bc} : Contrainte limite du béton - f_{bu} : Contrainte de calcul du béton - f_e : Nuance d'acier - γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier - f_{su} : Contrainte de calcul de l'acier

Le dimensionnement du dalot est effectué avec le logiciel PICF Cype Ingenieros 2017 et la note de calcul est présentée en annexe 2.

V. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

V.1. DIAGNOSTIQUE DU CANAL DE TANGHIN

V.1.1. Description physique du marigot de Tanghin

Le marigot de Tanghin (photo 01) est un affluent du Kadiogo qui traverse les quartiers lotis de Tanghin et de Saabin en s'écoulant dans le sens Nord-Sud. D'une longueur de 4800m, le drain de Tanghin prend naissance à partir de l'aval du chemin de fer Ouaga-Kaya et se jette dans le parc Bangr Wéogo qui est son exutoire.



Photo 3 : Profil en long du canal du marigot de Tanghin

Le marigot de Tanghin est toujours dans son état naturel et comporte de nombreux méandres le long de son profil. Son lit mineur est très marqué peu profond et très étroit par endroit (photo 02). Quant au lit majeur il est assez large et fortement dégradé. Toutefois, il faut signaler que son bief compris entre la rue 24.126 et la RN3, traverse un domaine privé en l'occurrence celui de l'hôtel Sofitel Silmandé. Par ailleurs, sur son parcours, il a été noté la présence de jardins maraichers (photo 03) sur son bief en amont de la rue Bogdog Baga (23.228) et sur celui compris entre l'Avenue de la concorde nationale et la rue 24.126.



Photo 5: Lit mineur du drain de Tanghin



Photo 4: Présence de jardins maraîchers en bordure du lit

V.1.2. Ouvrages existants et état de fonctionnement

Sur le profil en long du drain, il a été recensé des ouvrages de franchissement qui sont des dalots et des buses aménagés pour permettre le franchissement des voies principales traversant son lit. Les caractéristiques des ouvrages recensés sont consignées dans le tableau suivant :

Buse (2Φ170)	Rue	Rails	
	Latitude	659888.98	
	Longitude	1373083.72	
	Etat	Ouvrage en bon état structural et hydraulique	

Dalot (1*200*150)	Rue	23.614	
	Latitude	660218.54	
	Longitude	1372868.79	
	Etat	Ouvrage de section insuffisante	

Dalot (2*200*150)	Rue	Avenue de la bonté (rue 23.132)	
	Latitude	660838.37	
	Longitude	1371555.36	
	Etat	Dalot en bon état structurelle avec une section hydraulique suffisante pour évacuer le débit affluent	

Dalot (4*300*200)	Rue	Avenue concorde nationale (Rue 24.01)	
	Latitude	661480.18	
	Longitude	1371114.31	
	Etat	Section hydraulique presque totalement obstruée	

Dalot (1*400*300)	Rue	Intersection rue bag waka (rue 24.30) et la rue zuug laga (rue 24.32)	
	Latitude	662348.40	
	Longitude	1370395.29	
	Etat	Section hydraulique insuffisante	

Dalot (1*320*240)	Rue	24.126	
	Latitude	662348.40	
	Longitude	1370395.29	
	Etat	Section hydraulique insuffisante	

Dalot (3*200*120)	Rue	RN3	
	Latitude	663041.00	
	Longitude	1370442.25	
	Etat	Section hydraulique insuffisante	

Dalot (2*130*100)	Rue	RN3	
	Latitude	663024.13	
	Longitude	1370408.51	
	Etat	Section hydraulique insuffisante	

Dalot (2*150*120)	Rue	RN3	
	Latitude	663078.05	
	Longitude	1370526.96	
	Etat	Section hydraulique insuffisante	

Il convient de noter que les enquêtes auprès des riverains ont fait ressortir de façon évidente que tous les ouvrages de franchissement situés sur le tronçon du marigot de Tanghin compris entre l'Avenue de la concorde nationale et la RN3 connaissent tous des submersions.

Aussi, on remarque que le nombre de ces ouvrages de franchissements paraît insuffisant au regard des sites de franchissement sollicités par les riverains pour la liaison des deux rives du marigot. Certains ont même fait l'objet d'aménagements sommaires. Ainsi ces zones ne sont franchissables qu'en saison sèche. Il a été dénombré au total sept (07) sites non aménagés mais exploités (emprunter) par les riverains en saison sèche pour le franchissement du marigot de Tanghin. Les images ci-après illustrent quelques sites de franchissement non aménagés observés.



Photo 7: Zone de franchissement non aménagés

V.2. ETUDE HYDROLOGIQUE

V.2.1. Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou

Nous avons déterminé, à partir d'un échantillon de pluies journalières maximales (station de l'aéroport), les caractéristiques de cet échantillon (la moyenne $X_{moyenne} = m$ et l'écart type σ). Les valeurs trouvées sont :

$$m = 65.8 \text{ [mm]} \text{ et } \sigma = 18.3 \text{ [mm]}$$

Ces deux valeurs caractéristiques nous ont permis d'estimer les deux paramètres de la loi de Gumbel que sont x_0 (le mode) et s (le paramètre d'échelle) à partir des relations suivantes :

$$x_0 = m - \alpha_n * \sigma \quad \text{et} \quad s = \beta_n * \sigma$$

Où α_n et β_n dépendent de la taille de l'échantillon.

Tableau 5: Valeurs de α_n et β_n en fonction de la taille de l'échantillon n

n	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	∞
α_n	0.521	0.493	0.482	0.477	0.472	0.470	0.468	0.466	0.465	0.464	0.450
β_n	1.053	0.941	0.899	0.876	0.861	0.850	0.844	0.838	0.833	0.829	0.780

Par interpolation, pour notre échantillon de $n=58$, nous avons :

$$\alpha_n = 0,47 \text{ et } \beta_n = 0,852$$

Ainsi nous obtenons les valeurs de x_0 et s :

$$x_0 = 57.2 \text{ [mm]} \text{ et } s = 15.6 \text{ [mm]}$$

Nous avons validé la loi via la construction des intervalles de confiance à 95% autour du nuage de points des observations. L'examen visuel du graphique représentatif de l'ajustement réalisé montre que la loi peut être validée car toutes les observations sont à l'intérieur de la bande de confiance (figure 4).

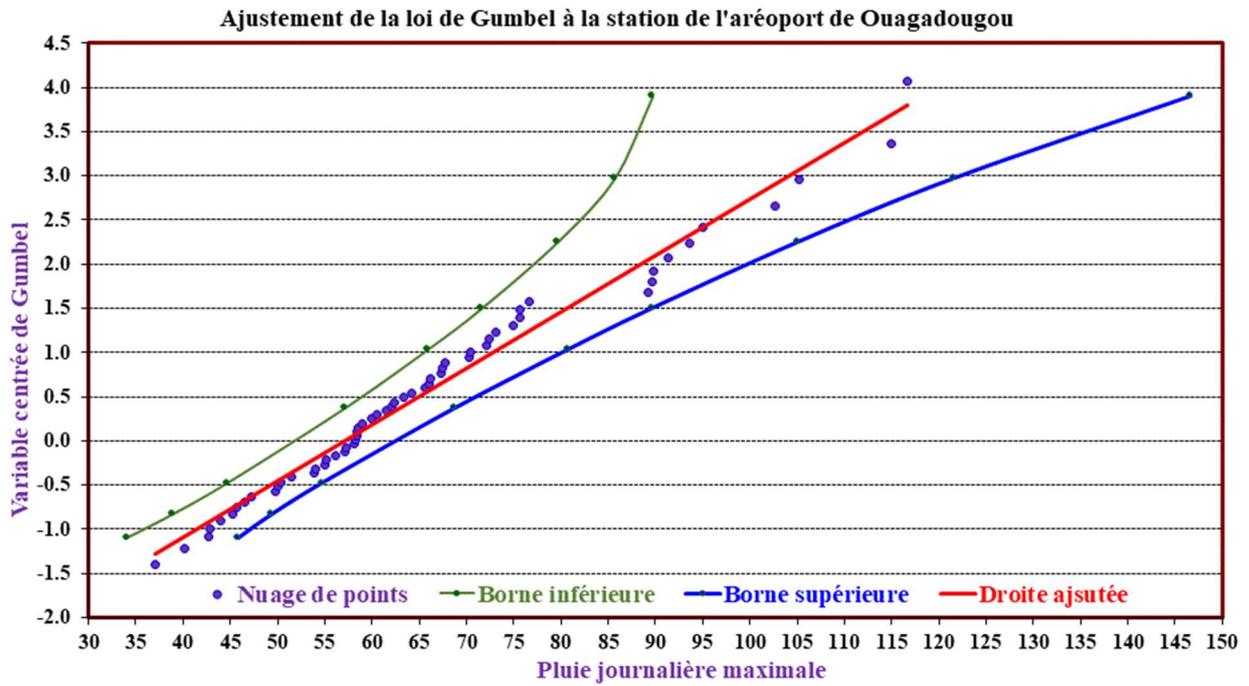


Figure 5: Ajustement de la loi de Gumbel

Les valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans sont consignées dans le tableau suivant (Tableau 6)

Tableau 6: Valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans

T [ans]	Fnd	u_x	P_x [mm]	$t(95\%;57)$	$A(f;57)$	Ecartype	P_x min	P_x max
10	0.900	2.250	92.3	2.00	2.222	10.7	81.6	103.1
50	0.980	3.902	118.2	2.00	3.635	17.5	100.6	135.7
100	0.990	4.600	129.1	2.00	4.245	20.5	108.6	149.6

Le calcul de l'intervalle de confiance de chaque quantile évite de mal estimer chaque valeur caractéristique. En référence à la localisation climatique de la ville de Ouagadougou, les valeurs de P10 et P100 obtenues peuvent être jugées acceptables car le rapport $\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} = 0.39$ est proche de la valeur 0.38 proposée par l'ORSTOM en absence des données de pluies journalières maximales en zone tropicale.

V.2.2. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants

La délimitation des sous bassins du canal a été faite via le logiciel ArcGis (Figure 5). Cette délimitation a été faite selon les exutoires - principales singularités - du canal. La somme des superficies totales est de 10.084 [km²]. En référence aux paramètres physiographiques des sous bassins présentés dans le tableau 7, on peut dire que le bassin versant qui draine les eaux de notre canal a une forme peu allongée car en moyenne l'indice de compacité de Gravelius $KG = 0.473$; et la densité de drainage Dd moyenne est 1.849 km/km².

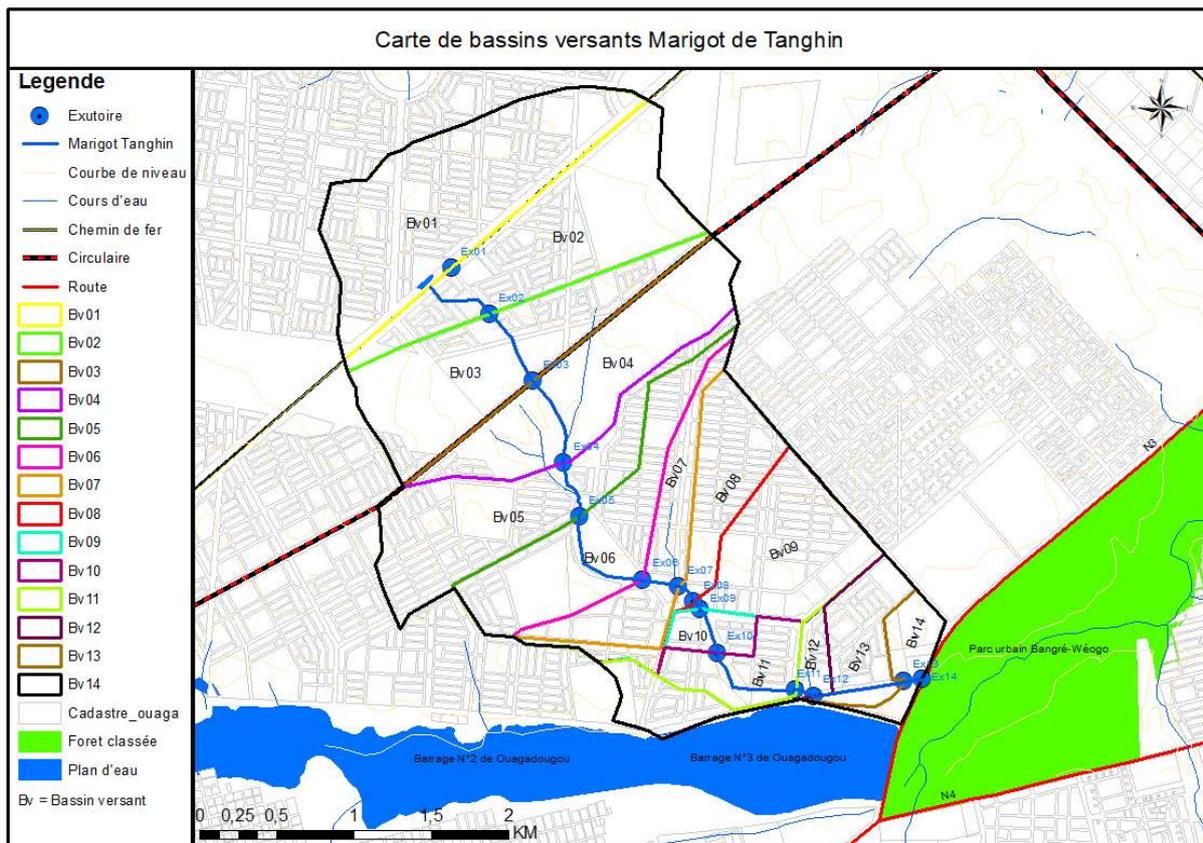


Figure 6 : Carte de bassins versants de Tanghin

Tableau 7 : Quelques caractéristiques physiographiques des sous bassins versants du canal de Tanghin

Bassins Versant	S (km ²)	P (km)	C	<i>L_{hydraulique}</i> (km)	I	KG	∑L (km)	Dd
BV01	1,506	5,840	0,7	1,677	0,006	1,384	2,377	1,579
BV02	1,203	5,500	0,7	1,749	0,006	1,502	1,329	1,105
BV03	1,125	5,400	0,7	1,498	0,007	1,463	1,270	1,129
BV04	1,040	4,410	0,7	1,752	0,008	1,494	1,158	1,114
BV05	1,051	4,060	0,7	1,718	0,008	1,213	1,360	1,294
BV06	0,887	3,660	0,7	1,834	0,009	1,216	1,071	1,208
BV07	0,535	3,740	0,7	1,501	0,008	1,411	0,833	1,558
BV08	0,576	4,727	0,7	1,501	0,009	1,390	0,895	1,553
BV09	0,766	1,850	0,7	1,343	0,009	1,523	1,104	1,441
BV10	0,146	2,070	0,7	0,504	0,008	1,367	0,399	2,737
BV11	0,326	3,190	0,7	0,988	0,003	1,022	0,600	1,840
BV12	0,337	3,136	0,7	1,574	0,003	1,549	0,685	2,030
BV13	0,372	1,680	0,7	1,052	0,004	1,451	0,728	1,958
BV14	0,213	5,840	0,7	0,742	0,003	1,027	0,498	2,338
Moyenne					0,007	1,35		1,849

V.2.3. Calcul des débits élémentaires

V.2.3.1. La méthode rationnelle améliorée

Le tableau suivant (Tableau 8) présente les résultats du calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée. Nous avons choisi de retenir comme valeur moyenne le temps de concentration calculé par la formule à base physique et les formules de Kirpich et Richards afin d'obtenir une valeur pondérée.

Tableau 8: Temps de concentration et débits élémentaires par la méthode empirique

BV	S [ha]	C	Tc [min] - Kirpich	Tc [mn] Richards	Tc [min] retenue	i [mm/h]	Q [m ³ /s]
1	150,59	0,7	41,22	89,75	56,49	73,37	16,7
2	120,31	0,7	45,09	70,16	54,90	74,74	13,8
3	112,48	0,7	35,88	54,23	43,19	87,36	15,1
4	104,01	0,7	39,07	54,55	45,53	84,41	13,5
5	105,14	0,7	37,83	52,55	43,99	86,31	14,0
6	88,68	0,7	38,14	53,04	44,37	85,84	11,8
7	53,51	0,7	35,15	48,23	40,66	90,85	7,7
8	57,64	0,7	33,57	45,72	38,72	93,78	8,6
9	76,60	0,7	30,94	41,54	35,46	99,29	11,9
10	14,57	0,7	15,23	17,97	16,49	163,36	4,0
11	32,63	0,7	38,65	53,86	45,00	85,05	4,5
12	33,73	0,7	53,79	78,61	63,87	67,74	3,7
13	37,18	0,7	35,24	48,39	40,78	90,67	5,5
14	21,31	0,7	20,79	25,96	23,09	118,88	4,2

Tableau 9: Temps de concentration et débits élémentaires par la méthode à base physique

BV	S [ha]	C	Lhydrau [km]	I	Qi [m ³ /s]	M	Tr [min]	Ts [min]	Tc [min]	i [mm/h]	Qc [m ³ /s]
1	150,59	0,7	1,68	0,006	20,89	1,37	20,71	25,00	45,7	84,2	19,2
2	120,31	0,7	1,75	0,006	16,12	1,59	23,04	20,00	43,0	87,6	16,1
3	112,48	0,7	1,50	0,007	16,36	1,41	18,12	20,00	38,1	94,7	16,4
4	104,01	0,7	1,75	0,008	14,74	1,72	19,93	20,00	39,9	91,9	14,7
5	105,14	0,7	1,72	0,008	15,07	1,68	19,21	20,00	39,2	93,0	15,1
6	88,68	0,7	1,83	0,009	14,04	1,95	19,08	15,00	34,1	101,9	14,0
7	53,51	0,7	1,50	0,008	9,74	2,05	18,59	10,00	28,6	114,2	9,7
8	57,64	0,7	1,50	0,009	10,76	1,98	17,36	10,00	27,4	117,5	10,8
9	76,60	0,7	1,34	0,009	13,04	1,53	15,84	15,00	30,8	108,7	13,0
10	14,57	0,7	0,50	0,008	3,96	1,32	9,52	7,50	17,0	160,0	4,0
11	32,63	0,7	0,99	0,003	5,39	1,73	24,47	10,00	34,5	101,1	5,4
12	33,73	0,7	1,57	0,003	4,71	2,71	34,56	10,00	44,6	85,6	4,7
13	37,18	0,7	1,05	0,004	6,54	1,72	21,00	10,00	31,0	108,4	6,5
14	21,31	0,7	0,74	0,003	4,71	1,61	17,39	10,00	27,4	117,4	4,2

Pour chaque bassin versant, le temps de concentration et le débit retenus est la moyenne arithmétique des valeurs fournies par les deux méthodes.

V.2.3.2. La méthode de caquot

Les résultats du calcul des débits élémentaires par la méthode de caquot sont consignés dans le tableau 9 ci-après.

Tableau 10 : Débits élémentaires par la méthode de caquot

BV	S [ha]	C	L _{hydrau} [km]	I	M	M _{ret}	μ	Q [m ³ /s]	Tc [mn]
1	150,5895	0,7	1,68	0,65%	1,37	1,37	0,247	40,7	8,6
2	120,3105	0,7	1,75	0,56%	1,59	1,59	0,281	29,5	10,1
3	112,48	0,7	1,50	0,74%	1,41	1,41	0,254	33,3	7,6
4	104,0078	0,7	1,75	0,81%	1,72	1,72	0,299	28,4	8,7
5	105,1394	0,7	1,72	0,85%	1,68	1,68	0,293	29,5	8,3
6	88,676	0,7	1,83	0,95%	1,95	1,95	0,333	24,3	8,7
7	53,5131	0,7	1,50	0,78%	2,05	2,05	0,347	15,0	8,8
8	57,6417	0,7	1,50	0,88%	1,98	1,98	0,337	16,9	8,1
9	76,5976	0,7	1,34	0,87%	1,53	1,53	0,272	24,8	6,8
10	14,5658	0,7	0,50	0,77%	1,32	1,32	0,240	7,4	3,8
11	32,6258	0,7	0,99	0,27%	1,73	1,73	0,301	8,1	11,0
12	33,7328	0,7	1,57	0,29%	2,71	2,71	0,439	6,3	17,0
13	37,182	0,7	1,05	0,38%	1,72	1,72	0,300	10,1	9,5
14	21,3101	0,7	0,74	0,35%	1,61	1,61	0,283	6,7	7,9

V.2.4. Calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires

V.2.4.1 La méthode rationnelle

Le tableau 11 présente les débits équivalents pour les différents tronçons du profil en long du canal. Le temps de concentration à l'exutoire (Parc Bangr Weogo) est d'environ 61.28 [min].

Tableau 11 : Débits équivalents par la méthode rationnelle

Type Asso	Tronçon	Tceq	Aeq [ha]	Ceq	Ieq	i [mm/h]	Q [m3/s]
BV1	Pk00-	46,90	150,59	0,7	0,006	78,88	18,0
BV1 & BV2 en Série	Pk0-Pk388	48,25	270,90	0,7	0,006	78,88	31,4
(BV1,2) & BV3 en Série	Pk400-Pk940	49,65	383,38	0,7	0,006	77,12	42,7
(BV1,2 et 3) & BV4 en Série	Pk978-Pk1500	51,46	487,39	0,7	0,007	75,12	52,2
(BV1,2,3 et 4) & BV5 en Série	Pk1500-Pk1862	53,15	592,53	0,7	0,007	73,37	61,4
(BV1,2,3 et 5) & BV6 en Série	Pk1878-Pk2647	54,14	681,20	0,7	0,007	72,27	69,1
(BV1,2,3 et 6) & BV7 en Série	Pk2647-Pk2811	56,21	734,72	0,7	0,007	70,14	72,0
(BV1,2,3 et 7) & BV8 en Série	Pk2824-Pk3037	56,64	792,36	0,7	0,008	69,71	76,9
(BV1,2,3 et 8) & BV9 en Série	Pk3048-Pk3092	57,18	868,96	0,7	0,008	69,17	83,3
(BV1,2,3 et 9) & BV10 en Série	Pk3103-Pk3339	57,29	883,52	0,7	0,008	69,06	84,5
(BV1,2,3 et 10) & BV11 en Série	Pk3351-Pk3986	57,90	916,15	0,7	0,007	68,44	86,7
(BV1,2,3 et 11) & BV12 en Série	Pk4036-Pk4095	59,62	949,88	0,7	0,006	66,68	87,4
(BV1,2,3 et 12) & BV13 en Série	Pk4117-Pk4739	59,76	987,06	0,7	0,006	66,49	90,4
(BV1,2,3 et 13) & BV14 en Série	Pk4750-Pk4827	61,28	1008,37	0,7	0,006	64,54	89,6

V.2.4.1 La méthode de caquot

Les résultats du calcul des débits équivalents par la méthode de caquot pour les différents tronçons du profil en long du canal sont consignés dans le tableau suivant (tableau 12).

Tableau 12 : Débits équivalents par la méthode de Caquot

Type Asso	Tronçon	Tceq	Aeq [ha]	Ceq	Ieq	μ	Q [m ³ /s]
BV1	Pk00-	46,90	150,59	0,7	0,006	0,247	40,72
BV1 & BV2 en Série	Pk0-Pk388	48,25	270,90	0,7	0,006	0,352	46,84
(BV1,2) & BV3 en Série	Pk400-Pk940	49,65	383,38	0,7	0,006	0,412	54,88
(BV1,2 et 3) & BV4 en Série	Pk978-Pk1500	51,46	487,39	0,7	0,007	0,481	59,40
(BV1,2,3 et 4) & BV5 en Série	Pk1500-Pk1862	53,15	592,53	0,7	0,007	0,537	64,04
(BV1,2,3 et 5) & BV6 en Série	Pk1878-Pk2647	54,14	681,20	0,7	0,007	0,598	66,44
(BV1,2,3 et 6) & BV7 en Série	Pk2647-Pk2811	56,21	734,72	0,7	0,007	0,650	66,00
(BV1,2,3 et 7) & BV8 en Série	Pk2824-Pk3037	56,64	792,36	0,7	0,008	0,697	66,53
(BV1,2,3 et 8) & BV9 en Série	Pk3048-Pk3092	57,18	868,96	0,7	0,008	0,727	69,28
(BV1,2,3 et 9) & BV10 en Série	Pk3103-Pk3339	57,29	883,52	0,7	0,008	0,743	68,97
(BV1,2,3 et 10) & BV11 en Série	Pk3351-Pk3986	57,90	916,15	0,7	0,007	0,772	66,89
(BV1,2,3 et 11) & BV12 en Série	Pk4036-Pk4095	59,62	949,88	0,7	0,006	0,823	63,26
(BV1,2,3 et 12) & BV13 en Série	Pk4117-Pk4739	59,76	987,06	0,7	0,006	0,850	62,79
(BV1,2,3 et 13) & BV14 en Série	Pk4750-Pk4827	61,28	1008,37	0,7	0,006	0,870	62,10

Conclusion : Nous constatons que le cas le plus défavorable est observer avec la méthode rationnelle améliorée. Ainsi pour des raisons de sécurité, nous retiendrons les valeurs de débit fournies par cette dernière pour le dimensionnement.

V.3. ETUDE HYDRAULIQUE DES SECTIONS DE CHAQUE BIEF DU CANAL

Connaissant le débit Q_i , la pente I_i , la rugosité K_s et le fruit des berges m de chaque bief du canal, nous avons d'abord déterminé les dimensions d'une section hydrauliquement favorable. Ensuite, en fixant b_i , on détermine à partir d'une relation explicite la profondeur normale y_{ni} d'eau dans le tronçon

i à partir de la relation de la loi de Strickler présenter dans le chapitre précédent. Les résultats de l'ensemble des tronçons du canal sont mentionnés dans le tableau 11. Une revanche de 30 cm sera adoptée afin de contenir les vagues d'eau due aux perturbations qui pourraient survenir pendant le fonctionnement du canal.

Tableau 13: Sections hydrauliques par bief du canal

Tronçon	I _{ret}	Q [m ³ /s]	yn [m]	b [m]	b _{ret} [m]	yn [m]	U [m/s]
Pk0-Pk388	0,60%	31,4	1,74	1,05	3	1,31	4,83
Pk400-Pk940	0,70%	42,7	1,89	1,15	3	1,47	5,56
Pk978- Pk1500	0,70%	52,2	2,04	1,24	4	1,46	5,77
Pk1500- Pk1862	0,70%	61,4	2,17	1,32	4	1,59	6,03
Pk1878- Pk2647	0,80%	69,1	2,21	1,34	6	1,37	6,29
Pk2647- Pk2811	0,80%	72,0	2,25	1,36	6	1,40	6,37
Pk2824- Pk3037	0,80%	76,9	2,30	1,40	7	1,34	6,35
Pk3048- Pk3092	0,80%	83,3	2,37	1,44	7	1,41	6,51
Pk3103- Pk3339	0,70%	84,5	2,45	1,48	8	1,37	6,12
Pk3351- Pk3986	0,50%	86,7	2,63	1,59	8	1,53	5,49
Pk4036- Pk4095	0,30%	87,5	2,91	1,76	10	1,59	4,45
Pk4117- Pk4739	0,30%	90,5	2,94	1,78	10	1,62	4,50
Pk4750- Pk4827	0,30%	89,7	2,93	1,78	10	1,61	4,48

Avec les dimensions de la section hydrauliquement favorable, le canal serait plus profond et moins large. Il serait judicieux d'augmenter la base afin d'avoir des biefs peu profonds. Cependant compte tenu des contraintes du milieu naturel (urbanistiques), on est amené à observer une profondeur et une vitesse légèrement élevées. Néanmoins des dispositions seront prises lors de l'exécution afin d'assurer le bon fonctionnement des ouvrages. Aussi, une des solutions envisageables est la réalisation d'un bassin de rétention ; cela permettra de réduire le débit d'où une réduction des sections, des vitesses et des profondeurs du canal. Une analyse comparative des coûts doit guider le choix de cette solution.

Vérification de l'auto curage

Pour s'assurer de l'auto curage dans le canal, il faut que 10% du débit dans chaque canal génère une vitesse d'au moins égale à 0.6 [m/s] (Norme française).

Tableau 14: Vérification de la vitesse minimale pour l'auto curage

Tronçon	I _{ret}	10%Q	b _{ret} [m]	yn	U _{min} [m/s]
Pk0-Pk388	0,60%	3,14	3	0,36	2,43
Pk400-Pk940	0,70%	4,27	3	0,42	2,83
Pk978-Pk1500	0,70%	5,22	4	0,40	2,84
Pk1500-Pk1862	0,70%	6,14	4	0,44	3,00
Pk1878-Pk2647	0,80%	6,91	6	0,36	2,94
Pk2647-Pk2811	0,80%	7,20	6	0,37	2,99
Pk2824-Pk3037	0,80%	7,69	7	0,35	2,92
Pk3048-Pk3092	0,80%	8,33	7	0,37	3,01
Pk3103-Pk3339	0,70%	8,45	7	0,36	2,78
Pk3351-Pk3986	0,50%	8,67	7	0,40	2,52
Pk4036-Pk4095	0,30%	8,74	8	0,41	2,01
Pk4117-Pk4739	0,30%	9,04	8	0,42	2,03
Pk4750-Pk4827	0,30%	8,96	8	0,55	1,51

V.4. DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES PANNEAUX DU CANAL

Pour la note de calcul détaillée du dimensionnement des panneaux du canal, se référer à l'annexe X. Le plan de ferrailage est en annexe VI. Le tableau 15 récapitule les sollicitations et le choix des armatures des panneaux du canal.

Tableau 15 : Choix des armatures des panneaux du canal

	Sollicitations	Valeurs (KN.m) /KN	Aciers principaux (cm ²)	Choix des aciers	Section totalisées (cm ²)	Aciers de répartition (cm ²)	Choix des aciers	Section totalisées (cm ²)
Panneaux de base et rive	Moment fléchissant	89.10	6.95	9HA10	7.07	1.61	4HA8	2.01

V.5. DIMENSIONNEMENT DU DALOT

Nous commencerons en premier lieu avec un dalot à quatre (04) ouvertures de même largeur $B = 3$ m. Rappelons que le débit est $Q = 89.6$ m³/s à l'exutoire principale.

V.5.1. Dimensionnement hydraulique

V.5.1.1. Détermination de la profondeur d'eau en amont de l'ouvrage

On a $V = \frac{Q}{BD}$ alors $D = \frac{Q}{BV} = \frac{89.6}{4 \times 3} = 7.46$ on retient $D = 2.5$ m

Avec un débit de $Q = 89.6$ [m³/s] et quatre (04) ouvertures, alors le débit q par ouverture est de : $q = \frac{Q}{4} = 22.4$ m³/s.

$$Q^* = \frac{q}{A\sqrt{2gD}} = \frac{22.4}{4 \times 3 \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.5}} = 0.42$$

La courbe de A en ANNEXE V donne alors : $H_1^* = 0.8 = \frac{H_1}{D} \Rightarrow H_1 = 2$ m

On a : $H_1 = 2$ m < $D = 2.5$ m \Rightarrow La profondeur est acceptable.

V.5.1.2. Calcul de la pente critique du dalot

Il est nécessaire de s'assurer que l'ouvrage est capable d'évacuer le débit critique, correspondant à la hauteur amont. Dans ce cas, il faut que la pente du radier du dalot soit au moins égale à la pente critique.

Connaissant le débit Q et la largeur B , on calcule donc : $Q^* = \frac{q}{\sqrt{gB^5}} = \frac{22.4}{\sqrt{9.81 \times 3^5}} = 0.45$

La courbe de la pente critique (Voir ANNEXE V) en fonction du débit du dalot nous donne alors la valeur correspondante de I_c^* : soit $I_c^* = 3.37$ pour $Q^* = 0.45$

Or $I_c^* = \frac{I_c}{\left(\frac{g}{k^2}\right) \times B^{\left(\frac{1}{3}\right)}}$; On déduit la valeur de I_c cherchée, K étant égal à 67 pour les dalots en béton.

$$\text{Ainsi } I_c = \left(\frac{g}{k^2}\right) \times B^{\left(\frac{1}{3}\right)} \times I_c^* = \left(\frac{9.81}{70^2}\right) \times 3^{\left(\frac{1}{3}\right)} \times 3.7 = 0.0032$$

Or la pente réelle est 0.0035, donc la pente du radier est acceptable.

V.5.1.3. Calcul de la vitesse d'écoulement dans le dalot

Pour obtenir la vitesse, on calcule en premier lieu :

$$Q^* = \frac{q}{K \times I_c^{\left(\frac{1}{2}\right)} \times B^{\left(\frac{8}{3}\right)}} = \frac{22.4}{67 \times 0.007^{\left(\frac{1}{2}\right)} \times 3^{\left(\frac{8}{3}\right)}} = 0.3$$

Connaissant le débit Q à évacuer, la pente I et la largeur B du dalot ; la valeur de V^* est donnée par l'abaque en ANNEXE V. Soit $V^* = 0.42$

Alors on calcul la vitesse : $V = k \times B^{\left(\frac{2}{3}\right)} \times I^{\left(\frac{1}{2}\right)} \times V^*$ Avec $k = 67$

$$V = 67 \times 3^{\left(\frac{2}{3}\right)} \times 0.0035^{\left(\frac{1}{2}\right)} \times 0.44 = 3.45 \text{ m/s.}$$

Remarque : selon les prescriptions du guide de dimensionnement des dalots (BCEOM & Nguyen Van Tuu, 1981), la vitesse limite admissible dans les dalots est de 3m/s. Cependant dans le présent projet, nous admettrons des vitesses légèrement supérieures aux prescription pour une conformité des largeurs (dalot-canal).

V.5.2. Dimensionnement structural du dalot (4×3×2.5)

Le dimensionnement structural des dalots a été fait sur la base des hypothèses présentées plus haut dans la méthodologie et suivant les prescriptions techniques des documents également cités plus haut. Il a été effectué avec le logiciel PICF Cype ingénierons 2017. Les résultats de ce dimensionnement sont présentés en annexe 3 ainsi que le plan de ferrailage du dalot.

Pré dimensionnement du dalot

Cette étape permet de définir les épaisseurs des différents éléments constitutifs du dalot. L'épaisseur sera considérée uniforme pour le tablier, le radier et les piédroits.

L'épaisseur du dalot est donnée par : $e = \frac{L}{32} + 0.125$ avec un minimum de 0.3m

Où L = ouverture d'une cellule hydraulique.

Dans notre cas $l = 3 \text{ m} \Rightarrow e = \frac{300}{32} = 21.875 \text{ cm}$; On retiendra une épaisseur de 25 cm.

V.6. EVALUATION ESTIMATIVE DU COUT DE REALISATION DU CANAL

Les prix unitaires dans le cadre de l'étude financière ont été fixés en considérant la moyenne de prix généralement utilisé dans des projets similaires au Burkina Faso.

V.6.1 Estimation du coût de réalisation du canal

Il y'a deux volets dans la réalisation du canal à savoir la réalisation des fouilles et déblais d'une part et d'autre part, nous avons la pose des panneaux. La réalisation des fouilles est facturée au mètre cube (m³). Ainsi, connaissant les dimensions des différents biefs de notre canal ainsi que la longueur des tronçons correspondants, le volume des fouilles est calculé en tenant aussi compte de l'épaisseur des panneaux à mettre en place. La réalisation des panneaux est facturée par mètre cube de béton armé. Connaissant les dimensions du collecteur, on calcule le volume totale de béton à mettre en place que l'ont multiplié par le prix unitaire. Les prix unitaires prennent en compte le coût du matériau et de la main d'œuvre.

V.6.2 Estimation du coût des ouvrages de franchissement

Pour ce qui concerne les dalots, le prix d'un dalot a été estimé en tenant compte de la quantité de béton armé employé dans la confection ainsi que de la main d'œuvre. Le coût obtenu a alors été multiplié par le nombre de dalot de mêmes sections. Tout comme les collecteurs, le coût du mètre linéaire de dalot a été estimé en fonction des sections et multiplié par la longueur totale des dalots de même section. Le prix unitaire de construction d'un dalot tient compte du ferrailage qui doit s'y loger et de la main d'œuvre. Le coût de réalisation de l'ensemble canal et ouvrages de franchissement est donné dans le tableau suivant :

Tableau 16: Estimation du coût des travaux

Estimation financière					
	Désignation	Unité	PU (FCFA)	Quantité estimée	Montant estimé (FCFA)
1	Amené/repli	ff	3000000	1	3000000
2	Réalisation des fouilles (canal)	m3	2000	73057,7813	146115563
3	Béton propreté (canal)	m3	75000	2608,9	195667500
4	Béton armé (canal)	m3	150000	9239,95	1385992500
5	Construction dalot	ml	1150000	141	162150000
6	Imprévis	ff	10000000	1	10000000
	Total HTVA	FCFA			1902925563

Le coût estimatif de réalisation des ouvrages du drain s'élève à **1 902 925 563** FCFA HTVA. A ce coût doit s'ajouter les prix : expropriations, déplacement de réseau (ONEA, SONABEL) et aménagement connexes (piste de servitude, éclairage publique, air de distraction).

VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

La réalisation des infrastructures entrant dans le cadre du projet d'aménagement du drain de Tanghin pourrait avoir des impacts sur l'environnement à des degrés différents. Pour ce faire, des études d'impacts environnementales et sociales sont nécessaires en vue d'identifier, d'évaluer les différents impacts qui pourront survenir pendant les phases de préparation du site, de construction, et d'exploitation. En outre ces études permettront de proposer des mesures d'atténuations pour les impacts négatifs ainsi que des mesures de bonification des impacts positifs. Dans le cas du présent document nous énumérerons quelques impacts du projet sur son environnement avec des mesures d'atténuations et de bonification.

Les impacts environnementaux positifs :

- ✓ La facilitation du drainage des eaux pluviales et l'élimination ou la réduction des inondations dans la zone du projet ;
- ✓ La création d'emploi liés au projet
- ✓ Contribution à la propreté de la ville par un meilleur drainage des eaux pluviales ;
- ✓ Lutte contre la prolifération des moustiques, et donc du paludisme par la non stagnation des eaux ;
- ✓ La réduction de la prévalence des maladies d'origine hydrique en général ;
- ✓ La réduction de l'érosion hydrique à l'origine de l'ensablement et de l'envasement des ouvrages de franchissement.
- ✓ L'amélioration du cadre de vie des populations de la zone du projet ;

Les principaux impacts environnementaux négatifs :

- La pollution atmosphérique, les nuisances sonores et olfactives lors des travaux ;
- Les risques d'accident et d'incendie ;
- La contamination et la propagation du COVID-19 relatives au personnel de chantier
- La perturbation temporaire de la circulation et de la mobilité sur certain tronçon ;
- Les émissions des gaz à effet de serre ;
- La perte d'espèce végétale (abattage d'arbres).

Les mesures d'atténuation et de bonification :

- La soumission par les entreprises avant le début des travaux d'un plan de protection de l'environnement du site et un plan d'assurance qualité environnementale pour la gestion environnementale et sociale des chantiers conformément aux cahiers des clauses environnementales et sociales ;

- Indemnisation ou compensations des diverses pertes des populations (périmètre de maraîchage, parcelle, puits maraîchers, habitations, etc...);
- Organiser une campagne de reboisement en compensation des arbres abattus et pour améliorer le contexte végétal de la zone du projet ;
- Le curage périodique du canal selon un calendrier bien établi ;
- Le contrôle technique des engins présent sur le chantier pour réduire la pollution atmosphérique et éviter des accidents sur le chantier ;
- La mise en place de rubans balisés pour signaler toute zone de danger ainsi qu'un dispositif de signalisation routière pour toute la zone de projet ;
- L'incitation à favoriser l'emploi de la main d'œuvre locale ;
- La bonne exécution des travaux pour assurer un drainage correct des eaux.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Au terme de notre étude, il en ressort que le marigot de Tanghin est dans un état très alarmant. Il est plus qu'indispensable de procéder à son aménagement afin de palier au problème d'inondation aux abords de se drain. Pour se faire nous avons dans un premier temps effectuer un diagnostic du fonctionnement actuel du marigot, suivi d'étude hydrologique. A partir de ces résultats nous avons effectué le dimensionnement hydraulique des ouvrages à mettre en place. Ainsi, nous avons retenu un canal de forme trapézoïdal avec un revêtement en béton armé comme ouvrage de drainage. Quant aux ouvrages de franchissement nous opter pour des dalots à sortie libre et nous les avons regroupés en trois catégories. Également nous avons effectué le dimensionnement structural des ouvrages proposer dont celui du dalot situé à l'exécutoire principal avec une section hydraulique de 4*300*250. L'étude d'impact environnementale et sociale a permis d'identifier les impacts négatifs et positifs liés de près ou de loin au projet et de proposer des mesures d'atténuation et de bonification.

Par ailleurs, il faut noter que l'entretien régulier des ouvrages, la sensibilisation des populations et les mesures d'accompagnement des différentes lois sur l'assainissement sont des actions sine qua non à mettre en exergue en vue d'assurer la pérennité des ouvrages. Les recommandations sont les suivantes pour le bon fonctionnement du réseau :

- ❑ L'interdiction formelle à toute collectivité, individu, organisme ou structure privée de déverser ses propres déchets liquides ou solides dans le canal ;
- ❑ La responsabilisation d'un comité pour s'assurer du suivi-évaluation des ouvrages. Il pourra également organiser les populations bénéficiaires pour un entretien et un curage saisonnier des ouvrages (surtout en fin de saison sèche) ;
- ❑ Un suivi rigoureux lors de l'exécution des travaux pour s'assurer que les dimension et dosages soient respectés, afin que les ouvrages puissent fonctionner de façon optimale.

BIBLIOGRAPHIE

- Alain MOREL A L'HUISSER, N.** (1996). Assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien, rapport, lux-developpment, Luxembourg, 158 pages.
- BCEOM, & Nguyen Van Tuu.** (1981). Hydraulique routière, Rapport, Ministère Français de la coopération et du développement-Paris, 177 pages.
- CIEH.** (1984). Conception général des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain, rapport, 408 pages
- FAO.** (1996). Crues et apports : « Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche », Bulletin FAO numéro 54, 224pages
- SCET TUNISIE, & AGEIM.** (2019). Etude d'actualisation du schéma directeur de drainage des eaux pluviales de la ville de Ouagadougou, Rapport, Version définitive, 270pages.
- OMS.** (1992). Evacuation des eaux de surface dans les communautés à faibles revenus, Genève : Organisation mondiale de la Santé, rapport, 80pages.
- SETRA.** (1992), Ponts cadres et portiques. Guide de conception. rapport 112 pages
- Ministère de l'équipement et du logement, et Ministère de l'économie et des finances,** « Fascicule n°61 Titre II du CCTG : Programmes de charges et épreuves des ponts routes », Texte officiel, 1981.
- Ministère de l'équipement, des transports et du logement,** « Fascicule n°62-Titre I Section I du CCTG: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99 », Texte officiel, 1999
- Mahamat Oumar, A.** (2018). Diagnostic et analyse du fonctionnement du canal principal de zogona de la ville de Ouagadougou : propositions de réhabilitation. Mémoire de master en ingénierie de l'eau et de l'environnement option : IRH. Fondation 2iE, 50 pages.
- TRAORE, M.** (2012). Changement climatique : Nouvelles courbes intensité- durée-fréquence au BURKINA FASO (Ouagadougou). Mémoire de master en ingénierie de l'eau et de l'environnement option : eau. Fondation 2iE, 47 pages.
- KANAZOE M FADIILAH.** (2020). Actualisation de l'étude d'avant-projet détaillé d'assainissement pluvial des sites d'accueil des personnes affectées par le projet de construction de l'aéroport de donsin. Mémoire de master en ingénierie de l'eau et de l'environnement option : IRH. Fondation 2iE, 72 pages.

COURS CONSULTÉS

- Mar, A. L.** (2001). Cours hydrologie urbaine quantitative-assainissement pluvial. Ouagadougou : EIER/ETSHER. Version 2.0. 128pages
- MOUNIROU L. A.** (2017). Cours Essentiel des réseaux d'assainissement. Ouagadougou. Fondation 2iE.

SITE INTERNET

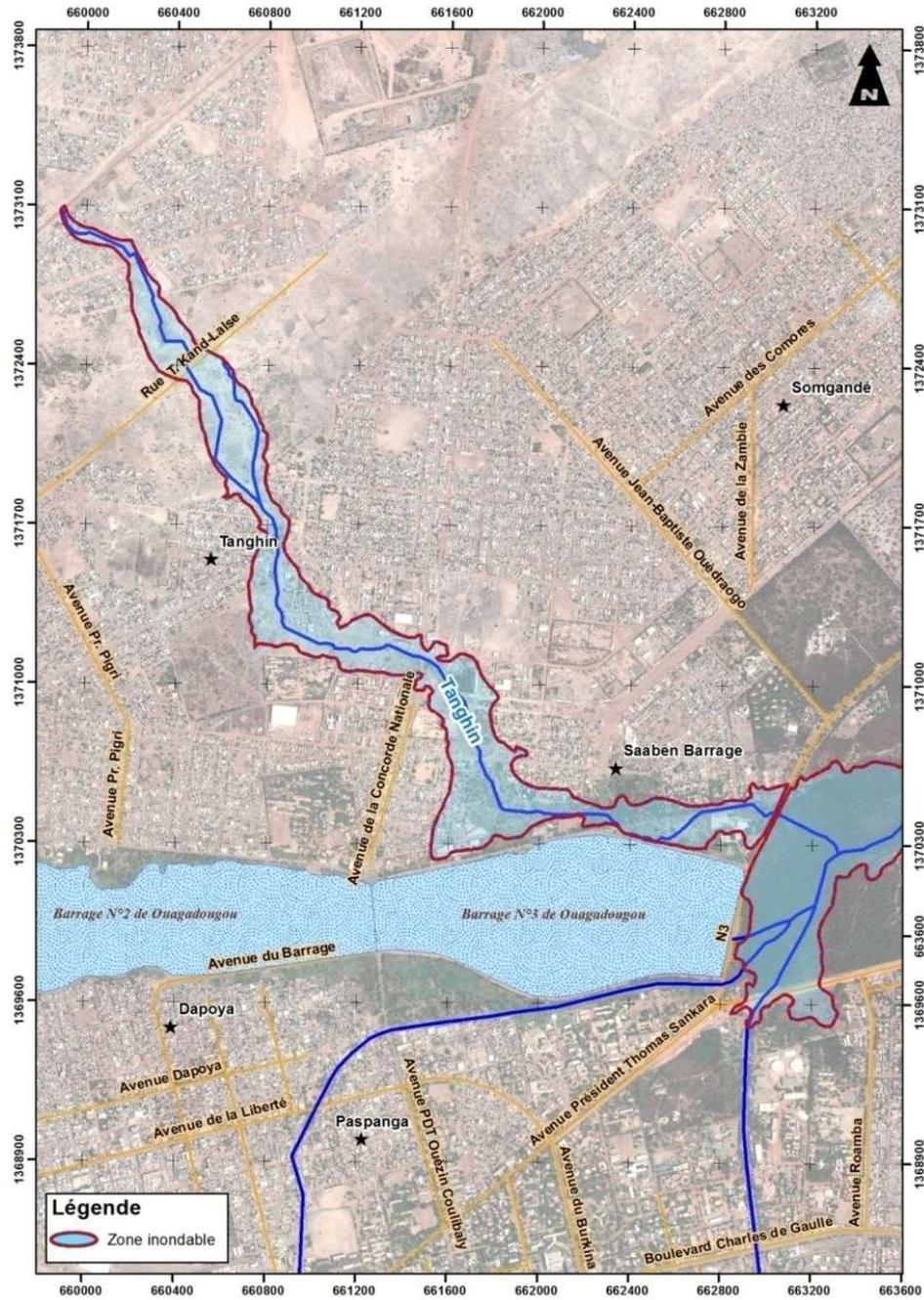
www.unhaabitat.org

ANNEXES

ANNEXE I : ETAT DES LIEUX DU SITE.....	i
ANNEXE II : DONNEES PLUVIOMETRIQUES.....	iii
ANNEXE III : DELIMITATION DES SOUS BASSINS VERSANTS	v
ANNEXE IV : CALCULS HYDROLOGIQUES.....	vii
ANNEXE V : CALCULS HYDRAULIQUES	ix
ANNEXE VI : NOTE DE CALCUL DU CANAL.....	xviii
ANNEXE VII : NOTE DE CALCUL DU DALOT 4×3×2.5.....	xxiii
ANNEXE VIII : PIECES GRAPHIQUE.....	xxx1

ANNEXE I : ETAT DES LIEUX

Etendue des inondations-marigot tanghin



(SOURCE: SCET-TUNISIE/ AGIEM)

Figure 7 : Etendue des inondations-marigot Tanghin

Images du site



Figure 8: Image du Lit majeur (dégagé)



Figure 9 : Présence de déchets aux abords du drain

ANNEXE II : DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Année	P_{jmax}
1961	72,1
1962	93,6
1963	58,4
1964	57,3
1965	62,4
1966	42,7
1967	56,1
1968	40,2
1969	102,7
1970	89,6
1971	89,8
1972	59,9
1973	59,0
1974	60,5
1975	65,6
1976	76,7
1977	89,3
1978	67,5
1979	46,5
1980	45,7
1981	61,5
1982	37,1
1983	63,3
1984	42,8
1985	50,4
1986	47,2
1987	75,6
1988	64,2
1989	74,9
1990	55,0
1991	105,2
1992	53,9
1993	54
1994	58,2
1995	73,1
1996	70,3
1997	45,2
1998	72,4
1999	66,0
2000	58,6
2001	49,8
2002	58,1
2003	62,1
2004	55,1

2005	75,7
2006	51,5
2007	116,7
2008	58,4
2010	70,4
2011	44
2012	67,8
2013	67,3
2014	57,2
2015	115
2016	95
2017	50
2018	66,2
2019	91,3

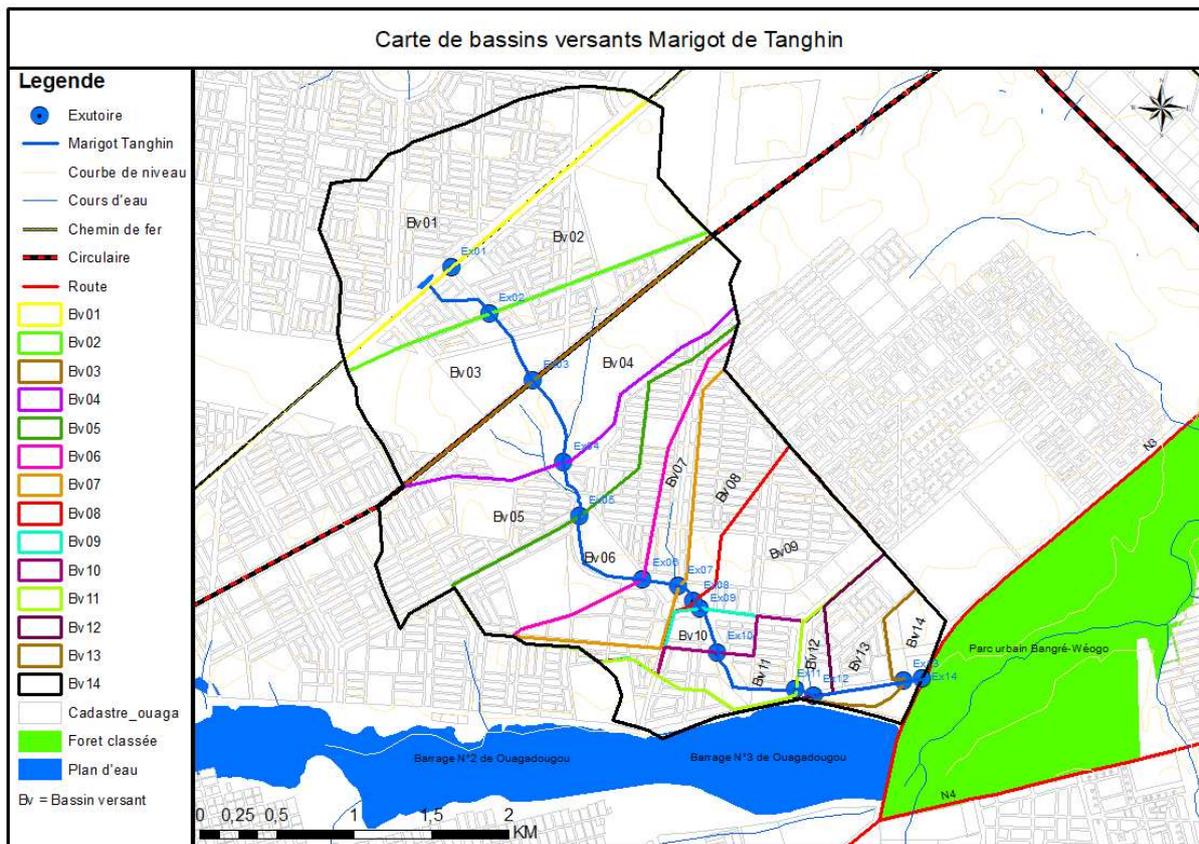
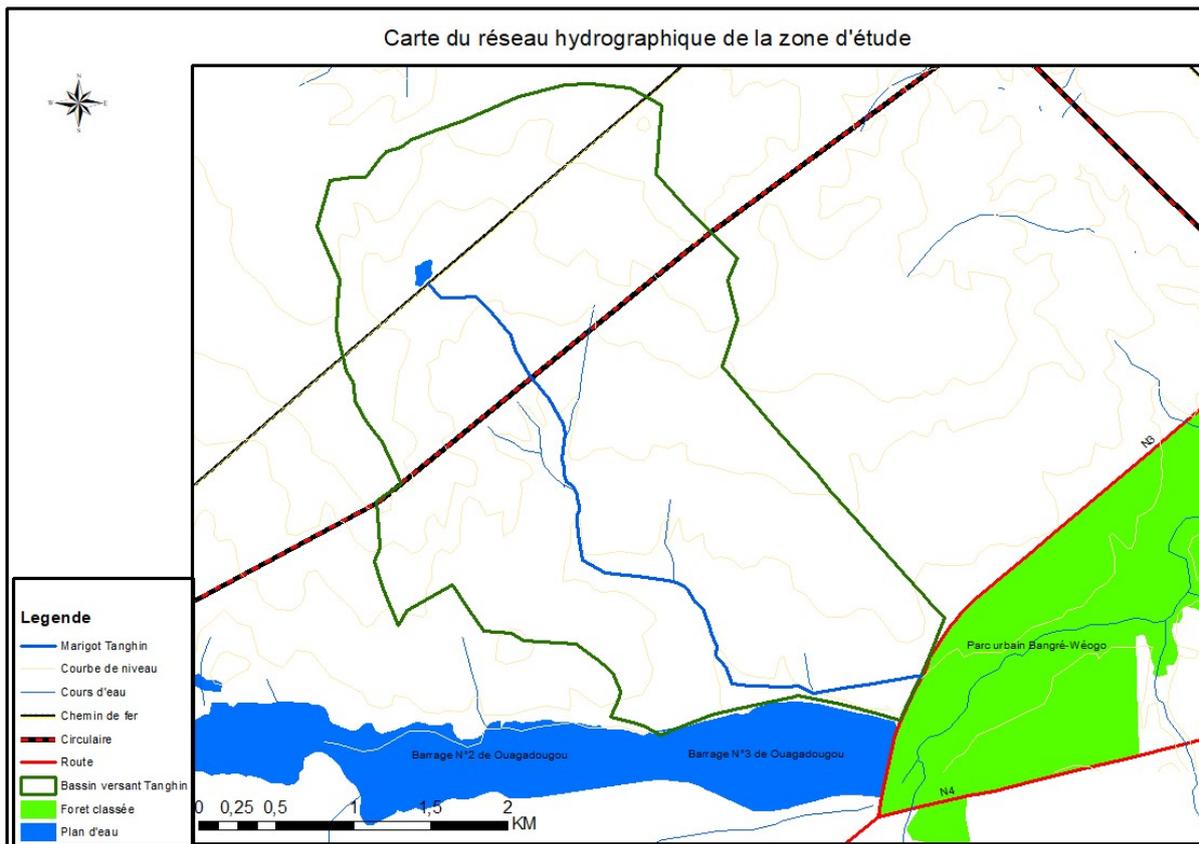
ANNEXE III : DELIMITATION DES SOUS BASSINS VERSANTS

Vue aérienne du drain de Tanghin

A l'aide du logiciel Google Earth, nous avons tracé le profil du canal. Ainsi nous pouvons observer le marigot en trait rouge. Puis nous avons placé les exutoires à chaque ouvrage de franchissement observer sur le profil en long.



Grace au logiciel Global Mapper nous avons converti le tracé du profil du canal, de fichier KMZ (enregistré avec Google Earth) en fichier shape file. Tout le reste du travail de cartographie a été fait avec le logiciel ArcGIS (ArcMAP).



ANNEXE IV : CALCULS HYDROLOGIQUES

Tableau 17 : Ajustement de l'échantillon

Année	Pjmax	Rang i	F _{nd}	u _i
1982	37,1	1	0,017	-1,41
1968	40,2	2	0,034	-1,22
1966	42,7	3	0,051	-1,09
1984	42,8	4	0,068	-0,99
2011	44,0	5	0,085	-0,90
1997	45,2	6	0,102	-0,83
1980	45,7	7	0,119	-0,76
1979	46,5	8	0,136	-0,69
1986	47,2	9	0,153	-0,63
2001	49,8	10	0,169	-0,57
2017	50	11	0,186	-0,52
1985	50,4	12	0,203	-0,47
2006	51,5	13	0,220	-0,41
1992	53,9	14	0,237	-0,36
1993	54,0	15	0,254	-0,31
1990	55	16	0,271	-0,27
2004	55,1	17	0,288	-0,22
1967	56,1	18	0,305	-0,17
2014	57,2	19	0,322	-0,12
1964	57,3	20	0,339	-0,08
2002	58,1	21	0,356	-0,03
1994	58,2	22	0,373	0,01
1963	58,4	23	0,390	0,06
2008	58,4	24	0,407	0,11
2000	58,6	25	0,424	0,15
1973	59,0	26	0,441	0,20
1972	59,9	27	0,458	0,25
1974	60,5	28	0,475	0,29
1981	61,5	29	0,492	0,34
2003	62,1	30	0,508	0,39
1965	62,4	31	0,525	0,44
1983	63,3	32	0,542	0,49
1988	64,2	33	0,559	0,54
1975	65,6	34	0,576	0,60
1999	66,0	35	0,593	0,65
2018	66,2	36	0,610	0,71
2013	67,3	37	0,627	0,76

1978	67,5	38	0,644	0,82
2012	67,8	39	0,661	0,88
1996	70,3	40	0,678	0,95
2010	70,4	41	0,695	1,01
1961	72,1	42	0,712	1,08
1998	72,4	43	0,729	1,15
1995	73,1	44	0,746	1,23
1989	74,9	45	0,763	1,31
1987	76	46	0,780	1,39
2005	75,7	47	0,797	1,48
1976	76,7	48	0,814	1,58
1977	89,3	49	0,831	1,68
1970	89,6	50	0,847	1,80
1971	89,8	51	0,864	1,93
2019	91,3	52	0,881	2,07
1962	93,6	53	0,898	2,23
2016	95	54	0,915	2,42
1969	102,7	55	0,932	2,66
1991	105,2	56	0,949	2,95
2015	115,0	57	0,966	3,37
2007	116,7	58	0,983	4,07

Tableau 18 : Pluie maximale décennale, cinquantennale et centennale en année humide

T [ans]	Fnd	u_x	P_x [mm]	$t(95\%;57)$	$A(f;57)$	Ecartype
10	0,900	2,250	92,3	2,00	2,222	10,7
50	0,980	3,902	118,2	2,00	3,635	17,5
100	0,990	4,600	129,1	2,00	4,245	20,5

ANNEXE V : CALCULS HYDRAULIQUES

Temps de concentration & Débit par la méthode à base physique

Caractéristiques Bassins versants					Méthode à base physique							
BV	S [ha]	C	Lhydrau [km]	I	Qi [m3/s]	M	Tr [min]	Ts [min]	Tc [min]	i [mm/h]	Qc [m3/s]	Fon_Obj
1	150,6	0,70	1,68	0,65%	19,2	1,37	20,71	25,00	45,7	84,2	19,2	1,0000
2	120,3	0,70	1,75	0,56%	16,1	1,59	23,04	20,00	43,0	87,6	16,1	1,0000
3	112,5	0,70	1,50	0,74%	16,4	1,41	18,12	20,00	38,1	94,7	16,4	1,0000
4	104,0	0,70	1,75	0,81%	14,7	1,72	19,93	20,00	39,9	91,9	14,7	1,0000
5	105,1	0,70	1,72	0,85%	15,1	1,68	19,21	20,00	39,2	93,0	15,1	1,0000
6	88,7	0,70	1,83	0,95%	14,0	1,95	19,08	15,00	34,1	101,9	14,0	1,0000
7	53,5	0,70	1,50	0,78%	9,7	2,05	18,59	10,00	28,6	114,2	9,7	1,0000
8	57,6	0,70	1,50	0,88%	10,8	1,98	17,36	10,00	27,4	117,5	10,8	1,0000
9	76,6	0,70	1,34	0,87%	13,0	1,53	15,84	15,00	30,8	108,7	13,0	1,0000
10	14,6	0,70	0,50	0,77%	4,0	1,32	9,52	7,50	17,0	160,0	4,0	1,0000
11	32,6	0,70	0,99	0,27%	5,4	1,73	24,47	10,00	34,5	101,1	5,4	1,0000
12	33,7	0,70	1,57	0,29%	4,7	2,71	34,56	10,00	44,6	85,6	4,7	1,0000
13	37,2	0,70	1,05	0,38%	6,5	1,72	21,00	10,00	31,0	108,4	6,5	1,0000
14	21,3	0,70	0,74	0,35%	4,7	1,61	17,39	10,00	27,4	117,4	4,2	1,1290

Temps de concentration & Débit par la méthode rationnelle

					Calcul du temps de concentration selon Richards									
Ts [min]	Tc [min]	i [mm/h]	Qc [m3/s]	Fon_Obj	Tc [min] - Kirpich	Tc [h]	Tc [mn]	h [mm]	R	K	Fon_Obj	Tc [min] retenue	i [mm/h]	Q [m3/s]
25,00	45,7	84,2	19,2	1,0000	41,2	1,50	89,8	81,2	135,5	0,0299	1,0000	56,49	73,37	16,7
20,00	43,0	87,6	16,1	1,0000	45,1	1,17	70,2	74,5	138,2	0,0133	1,0000	54,90	74,74	13,8
20,00	38,1	94,7	16,4	1,0000	35,9	0,90	54,2	68,1	143,4	0,0131	1,0000	43,19	87,36	15,1
20,00	39,9	91,9	14,7	1,0000	39,1	0,91	54,5	68,2	143,3	0,0106	1,0000	45,53	84,41	13,5
20,00	39,2	93,0	15,1	1,0000	37,8	0,88	52,5	67,3	144,2	0,0106	1,0000	43,99	86,31	14,0
15,00	34,1	101,9	14,0	1,0000	38,1	0,88	53,0	67,6	144,0	0,0106	1,0000	44,37	85,84	11,8
10,00	28,6	114,2	9,7	1,0000	35,1	0,80	48,2	65,4	146,7	0,0105	1,0000	40,66	90,85	7,7
10,00	27,4	117,5	10,8	1,0000	33,6	0,76	45,7	64,1	148,3	0,0104	1,0000	38,72	93,78	8,6
15,00	30,8	108,7	13,0	1,0000	30,9	0,69	41,5	62,0	151,6	0,0103	1,0000	35,46	99,29	11,9
7,50	17,0	160,0	4,0	1,0000	15,2	0,30	18,0	46,3	200,7	0,0090	1,0000	16,49	163,36	4,0
10,00	34,5	101,1	5,4	1,0000	38,6	0,90	53,9	67,9	143,6	0,0106	1,0000	45,00	85,05	4,5
10,00	44,6	85,6	4,7	1,0000	53,8	1,31	78,6	77,5	136,7	0,0110	1,0000	63,87	67,74	3,7
10,00	31,0	108,4	6,5	1,0000	35,2	0,81	48,4	65,4	146,6	0,0105	1,0000	40,78	90,67	5,5
10,00	27,4	117,4	4,2	1,1290	27,9	0,43	26,0	52,6	174,2	0,0096	1,2890	26,89	118,88	4,2

DIMENSIONNEMENT DES SECTIONS GEOMETRIQUE DU CANAL PAR TRONÇONS

Tronçon	Q [m ³ /s]	yn [m]	b [m]	b _{ret} [m]	yn [m]	F_obj	U [m/s]	Lbief [m]	Tr [min]	10%Q	yn	F_obj	Umin [m/s]	r	Yn
Pk0- Pk388	31,4	1,74	1,05	3	1,31	1,0000	4,83	388,0	1,8	3,14	0,36	1,0000	2,43	0,15	1,45
Pk400- Pk940	42,7	1,89	1,15	3	1,47	1,0000	5,56	540,0	2,2	4,27	0,42	1,0000	2,83	0,15	1,60
Pk978- Pk1500	52,2	2,04	1,24	4	1,46	1,0000	5,77	522,0	2,0	5,22	0,40	1,0000	2,84	0,2	1,65
Pk1500- Pk1862	61,4	2,17	1,32	4	1,59	1,0000	6,03	362,0	1,3	6,14	0,44	1,0000	3,00	0,2	1,80
Pk1878- Pk2647	69,1	2,21	1,34	6	1,37	1,0000	6,29	769,0	2,7	6,91	0,36	1,0000	2,94	0,3	1,65
Pk2647- Pk2811	72,0	2,25	1,36	6	1,40	1,0000	6,37	164,0	0,6	7,20	0,37	1,0000	2,99	0,3	1,70
Pk2824- Pk3037	76,9	2,30	1,40	7	1,34	1,0000	6,35	213,0	0,7	7,69	0,35	1,0000	2,92	0,3	1,65
Pk3048- Pk3092	83,3	2,37	1,44	7	1,41	1,0000	6,51	44,0	0,2	8,33	0,37	1,0000	3,01	0,3	1,70
Pk3103- Pk3339	84,5	2,45	1,48	8	1,37	1,0000	6,12	236,0	0,9	8,45	0,36	1,0000	2,78	0,3	1,65

Pk3351- Pk3986	86,7	2,63	1,59	8	1,53	1,0000	5,49	635,0	2,6	8,67	0,40	1,0000	2,52	0,3	1,85
Pk4036- Pk4095	87,4	2,91	1,76	10	1,59	1,0000	4,45	59,0	0,3	8,74	0,41	1,0000	2,01	0,4	2,00
Pk4117- Pk4739	90,4	2,94	1,78	10	1,62	1,0000	4,50	622,0	3,1	9,04	0,42	1,0000	2,03	0,4	2,00
Pk4750- Pk4827	89,6	2,93	1,78	10	1,61	1,0000	4,48	77,0	0,4	8,96	0,55	0,8628	1,51	0,4	2,00

Géométrie du canal

Tronçon	Q [m ³ /s]	bret	Ynret	L	Lret	H (rive)	Hret	Regroupement des dalots
Pk0- Pk388	31,4	3	1,60	7,8	8	2,10	2,5	2*300*200
Pk400- Pk940	42,7	3	1,60	7,8	8	2,10	2,5	
Pk978- Pk1500	52,2	4	1,70	9,1	9	2,23	2,5	
Pk1500- Pk1862	61,4	4	1,80	9,4	10	2,36	2,5	3*300*250
Pk1878- Pk2647	69,1	6	1,70	11,1	11	2,23	2,5	
Pk2647- Pk2811	72,0	6	1,70	11,1	11	2,23	2,5	
Pk2824- Pk3037	76,9	7	1,70	12,1	12	2,23	2,5	4*300*250
Pk3048- Pk3092	83,3	7	1,70	12,1	12	2,23	2,5	
Pk3103- Pk3339	84,5	8	1,70	13,1	13	2,23	2,5	
Pk3351- Pk3986	86,7	8	1,90	13,7	14	2,49	2,5	
Pk4036- Pk4095	87,4	10	2,00	16	16	2,62	2,75	
Pk4117- Pk4739	90,4	10	2,00	16	16	2,62	2,75	
Pk4750- Pk4827	89,6	10	2,00	16	16	2,62	2,75	

DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU DALOT

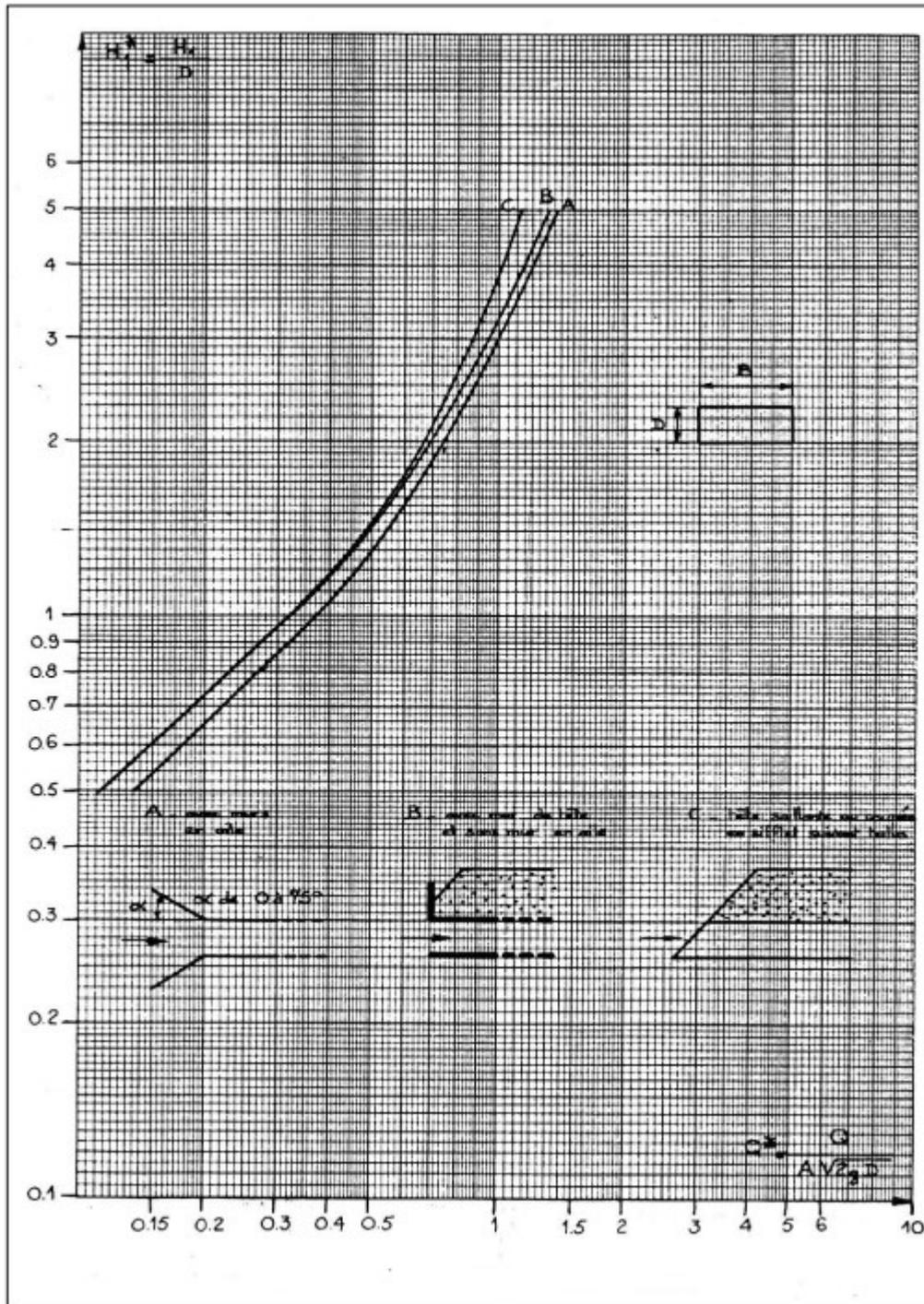
Pour le dimensionnement des ouvrages de franchissement de notre projet, nous avons regroupé les dalots en trois (3) catégories. Cette opération a été effectuée en tenant compte du débit à transiter. Ainsi pour :

- $30 \leq Q(\text{m}^3/\text{s}) \leq 52.2$ nous retiendrons un dalot $2*300*200$ (1)
- $52.2 \leq Q(\text{m}^3/\text{s}) \leq 72$ nous retiendrons un dalot $3*300*250$ (2)
- $72 \leq Q(\text{m}^3/\text{s}) \leq 89.6$ nous retiendrons un dalot $4*300*250$ (3)

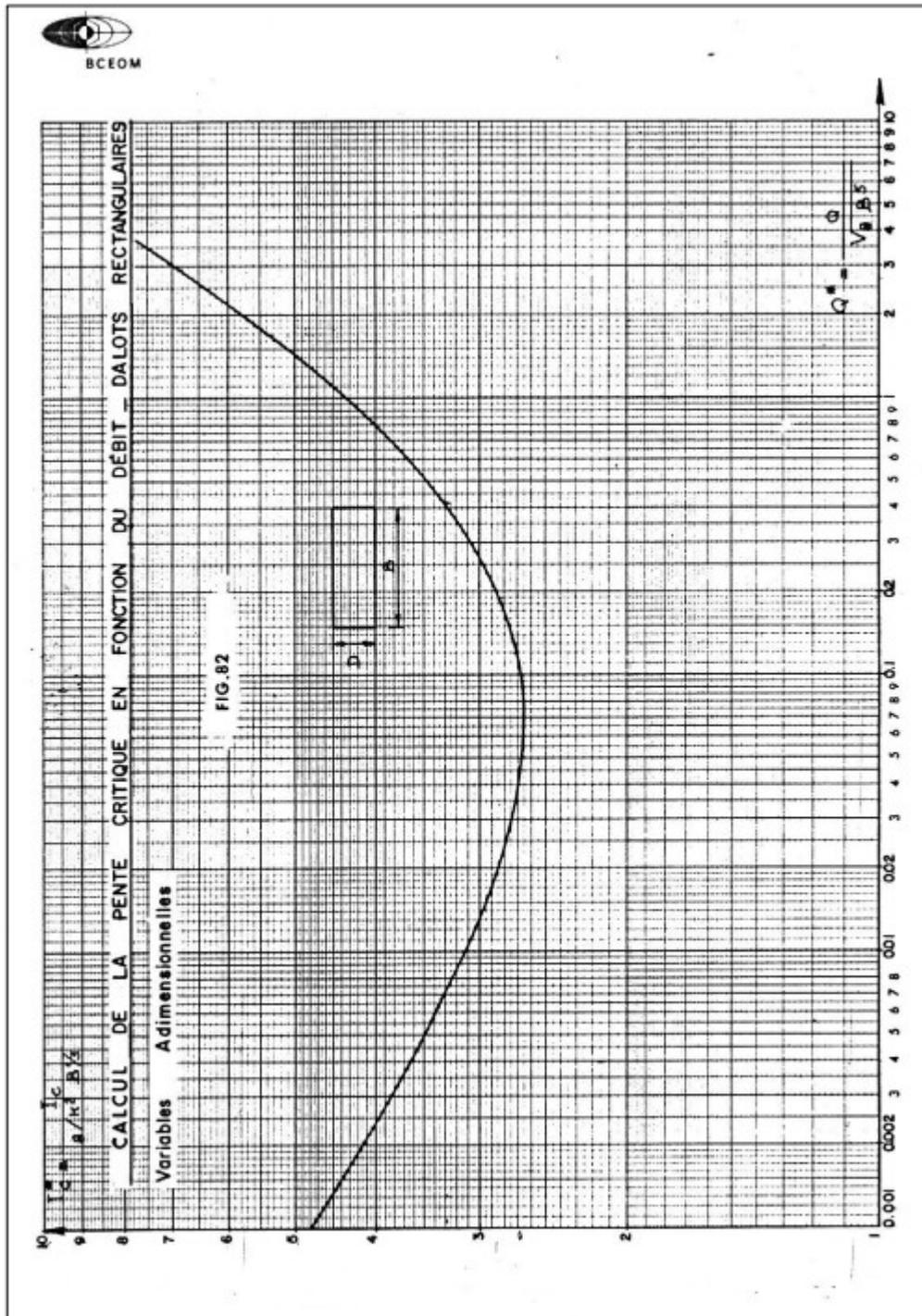
Le tableau suivant récapitule le calcul hydraulique des ouvrages de franchissement.

Ouvrage hydraulique	Débit	Nombre d'ouvertures	Largeur du dalot	Hauteur du dalot	Niveau d'eau amont	Condition d'écoulement	Vitesse d'écoulement
	Q	n	B	D	H1	Type d'écoulement	V
	[m ³ /s]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m/s]
1	52,2	2	3	2	1	En surface	3,56
2	72	3	2	2,5	1.75	En surface	3,55
3	89,6	4	3	2,5	1.98	En surface	3,61

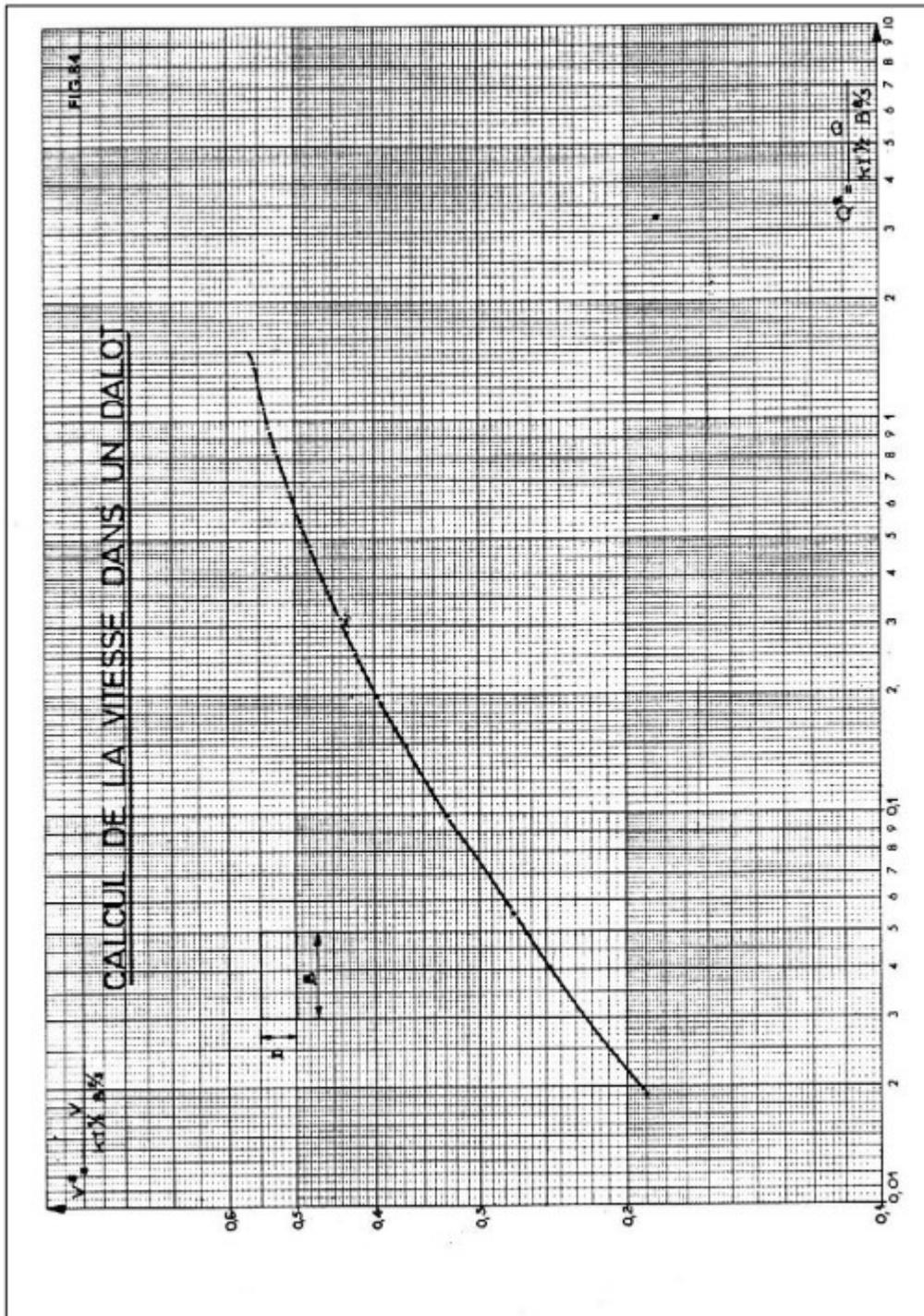
Abaque 1 : Sortie libre dalot rectangulaire



Abaque 2 : Calcul de la pente critique



Abaque 3 : Calcul de la vitesse dans un dalot



ANNEXE VI : NOTE DE CALCUL CANAL

Hypothèses de calcul

Les calculs de ferrailage seront menés suivant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites dites règles B.A.E.L 91.

Acier :

- ❑ Nuance : Acier à haute adhérence Fe 400
- ❑ Limite d'élasticité garantie Fe = 400 MPa
- ❑ Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU $\sigma_s = \frac{F_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- ❑ Contrainte de calcul de l'acier à l'ELS :
$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{1.6 \times f_{c28}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$
- ❑ Enrobage = 3 cm.

Béton :

- ❑ Poids volumique : 25 kN/m³
- ❑ Fissuration préjudiciable.
- ❑ Résistance nominale à 28j :
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A la compression } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \text{A la traction } f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} \end{array} \right.$$
- ❑ Contrainte limite du béton : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Remblai :

Le coefficient de poussée des terres sera $K_a = 0.33$

Prédimensionnement

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{4} = 1$$

$\alpha > 0,4$ alors la dalle porte dans les deux directions ; avec :

a = longueur de la dalle dans la direction de la petite portée

b = longueur de la dalle dans la direction de la grande portée

Ainsi, épaisseur de la dalle : $e_d \geq \frac{a}{30}$

Radier : $e_d \geq \frac{4}{30}$ soit $e_d \geq 0.133$ on retiendra : $e_d = 20 \text{ cm}$

$$\text{Panneau de rive : } \frac{3}{20} \leq e_d \leq \frac{3}{16} \quad \text{on retiendra : } e_d = 15 \text{ cm}$$

Évaluation des charges permanentes et surcharges

Calcul des charges permanentes

$$\text{Poids propre du radier : } P_{\text{rad}} = 25 \times e \times 4 = 25 \times 0.20 \times 4 = 20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre du panneau de rive : } P_{\text{riv}} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.5 \text{ kN/m}$$

Poussée du remblai sur le panneau de rive

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times h$$

Avec :

$$K_a : \text{coefficient de poussée des terres} = 0.33$$

$$\gamma_t : \text{poids volumique de la terre} = 20 \text{ KN/m}^3$$

h : hauteur du remblai par rapport au point considéré

$$P_t(h=2.5) = 0.33 \times 20 \times 2.5 = 16.5 \text{ kN/ml}$$

Calcul des charges variables

La seule charge variable est celle dû à l'eau :

$$P_e(h=2\text{m}) = 10 \times h = 10 \times 2 = 20 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges

$$\text{Panneau de rive : } P_{\text{riv}} + P_t = 19.8 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU : } 1.35 \times (P_{\text{riv}} + P_t) = 20.95 \text{ kN/m}$$

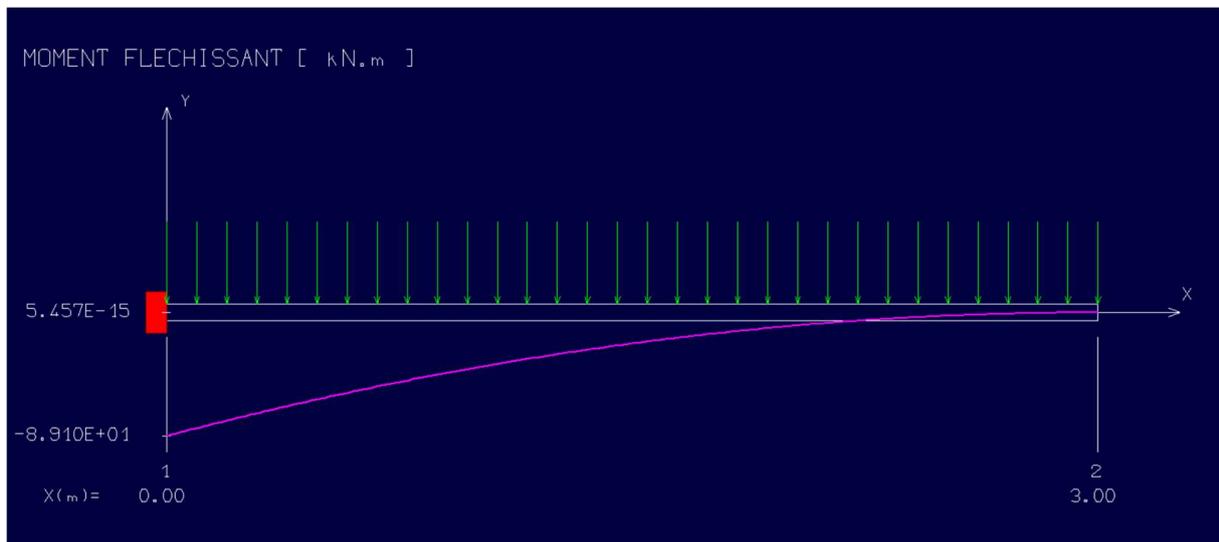
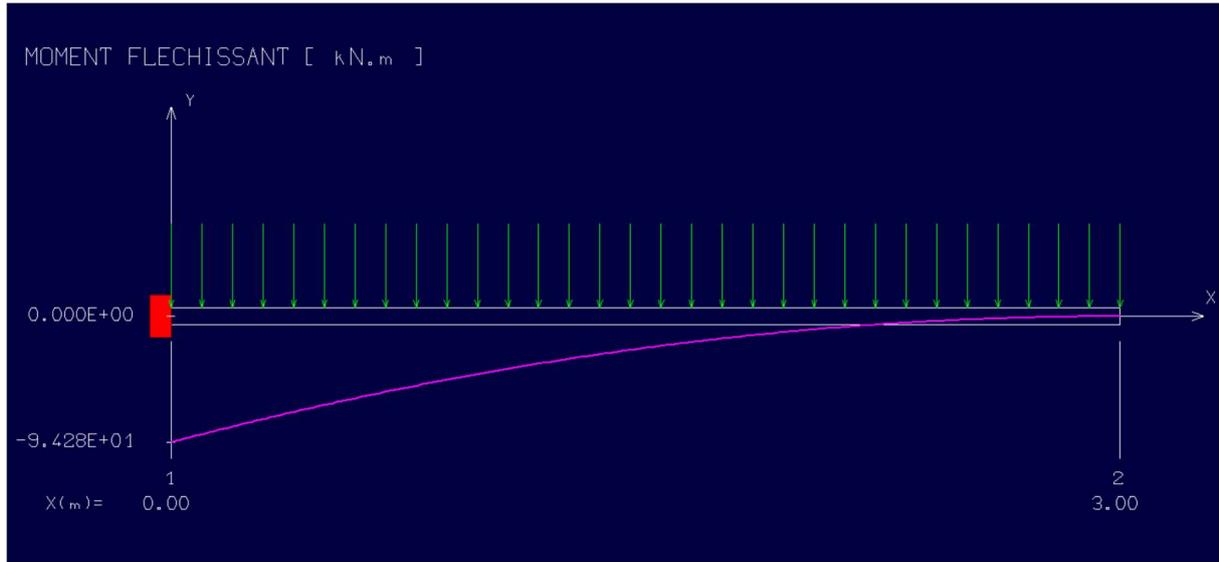
Dimensionnement Panneau rive

Les panneaux de rive sont dimensionnés comme une poutre en console ; et le cas le plus défavorable est observer lorsque le canal est vide.

Calcul des moments

Le calcul des moments à été effectuer sur le logiciel RDM6

$$\text{On obtient } M_u = 94.28 \text{ KN.m/ml} \quad M_{\text{ser}} = 89.1 \text{ KN.m/ml}$$



Calcul des armatures

Données de calcul : $b = 3 \text{ m}$; $h = 0.15 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.14 \text{ m}$; $d' = 0.1h = 0.02 \text{ m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{94.28}{3 \times 0.14^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.113$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.146$$

Recherche du Pivot

$$\mu_u = 0.11 < \mu_{AB} = 0.186 \quad \Longrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Détermination du bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.14(1 - 0.4 \times 0.11) = 0.133$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{94.28}{0.13 \times 347.83 \times 10^3} = 20.85 \text{ cm}^2$$

Les 20.85 cm² sont repartis sur toute la largeur de b = 3 m. Donc, pour 1m, on aura :

$$A_{st/ml} = \frac{15.94}{3} = 6.95 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS)

$$M_{ser} = 89.1 \text{ KN.m/ml}$$

Le moment résistant

$$M_{rserb} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0.53$$

D'où

$$M_{rserb} = \frac{3 \times 0.14^2}{2} \times 15 \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 0.192 \text{ MN.m}$$

$$M_{rserb} = 0.192 \text{ MN.m} > M_{ser} \text{ donc pas d'acier comprimés}$$

Section d'aciers principaux

$$A_{pr} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{pr} = \frac{89.1 \times 10^{-3}}{0.14 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 200} = 38.64 \text{ cm}^2$$

Les 38.64 cm² sont repartis sur toute la largeur de b = 3 m. Donc, pour 1m, on aura :

$$A_{st/ml} = \frac{38.64}{3} = 12.88 \text{ cm}^2$$

La répartition par nappe nous donne :

$$A_{st/nappe} = \frac{10.02}{2} = 6.44 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = \frac{5.01}{4} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{rep} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 3 \times 0.14}{400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Sections retenues pour le ferrailage des panneaux de rive : Section d'aciers principaux :

$$A_{pr} = 6.95 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers de répartition :

$$A_{rep} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Il en est de même pour le ferrailage du radier qui sera une continuité des panneaux.

ANNEXE VII : NOTE DE CALCUL DALOT

NORME ET MATÉRIAUX

Norme : BAEL-91 (R-99) (France)

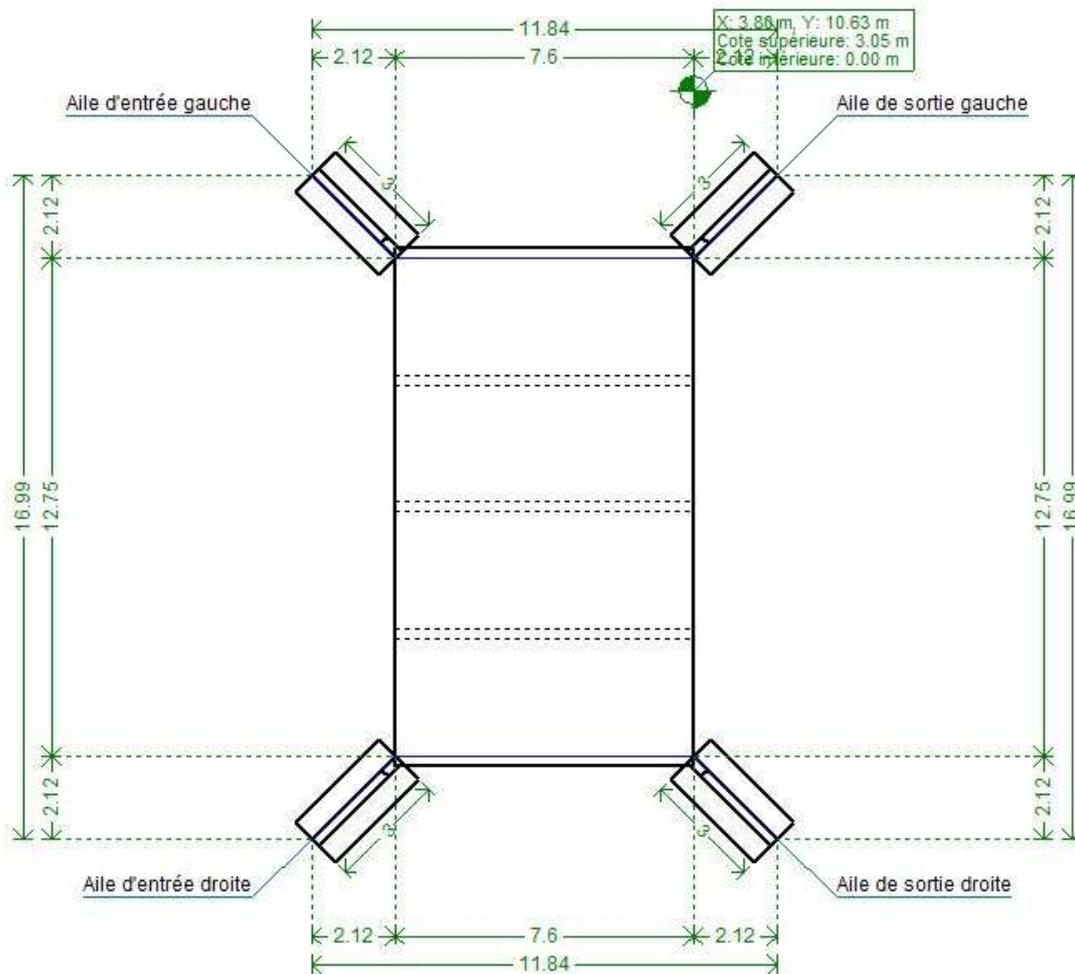
Béton : B25

Acier des barres : Fe E400

Enrobage extérieur : 3.5 cm

Enrobage intérieur : 3.5 cm

GÉOMÉTRIE



MODULE

Épaisseurs	Piédroits : 25 cm Tablier/radier : 25 cm
Cellule 1	Mesure de la portée : Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée : 300 cm Portée en sortie : 300 cm
Mur intermédiaire 1	Épaisseur : 25 cm
Cellule 2	Mesure de la portée : Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée : 300 cm Portée en sortie : 300 cm
Mur intermédiaire 2	Épaisseur : 25 cm
Cellule 3	Mesure de la portée : Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée : 300 cm Portée en sortie: 300 cm

MODULE

Épaisseurs	Piédroits: 25 cm Tablier/radier: 25 cm
Cellule 1	Mesure de la portée: Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée: 300 cm Portée en sortie: 300 cm
Mur intermédiaire 1	Épaisseur: 25 cm
Cellule 2	Mesure de la portée: Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée: 300 cm Portée en sortie: 300 cm
Mur intermédiaire 2	Épaisseur: 25 cm
Cellule 3	Mesure de la portée: Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée: 300 cm Portée en sortie: 300 cm

MUR EN AILE D'ENTRÉE DROITE

Longueur totale: 3.00 m
Longueur supérieure: 0.50 m
Épaisseur en extrémité: 0.90 m
Surcharge du terrain sur l'arrière: 7.00 kN/m ²
Épaisseur du mur: 0.25 m
Épaisseur de la semelle: 0.30 m
Débords semelle:
- Arrière: 0.60 m
- Avant: 0.60 m

MUR EN AILE DE SORTIE GAUCHE

Longueur totale: 3.00 m
Longueur supérieure: 0.50 m
Épaisseur en extrémité: 0.90 m
Surcharge du terrain sur l'arrière: 7.00 kN/m²
Épaisseur du mur: 0.25 m
Épaisseur de la semelle: 0.30 m
Débords semelle:
- Arrière: 0.60 m
- Avant: 0.60 m

MUR EN AILE DE SORTIE DROITE

Longueur totale: 3.00 m
Longueur supérieure: 0.50 m
Épaisseur en extrémité: 0.90 m
Surcharge du terrain sur l'arrière: 7.00 kN/m²
Épaisseur du mur: 0.25 m
Épaisseur de la semelle: 0.30 m
Débords semelle:
- Arrière: 0.60 m
- Avant: 0.60 m

TERRAINS

Module de réaction : 100000.0 kN/m³

Contrainte admissible sol d'assise : 200.00 kN/m²

Poids volumique: 20.0 kN/m³

Angle de frottement interne: 38 degrés

Cohésion: 0.00 kN/m²

Pourcentage de frottement terrain-mur: 0 %

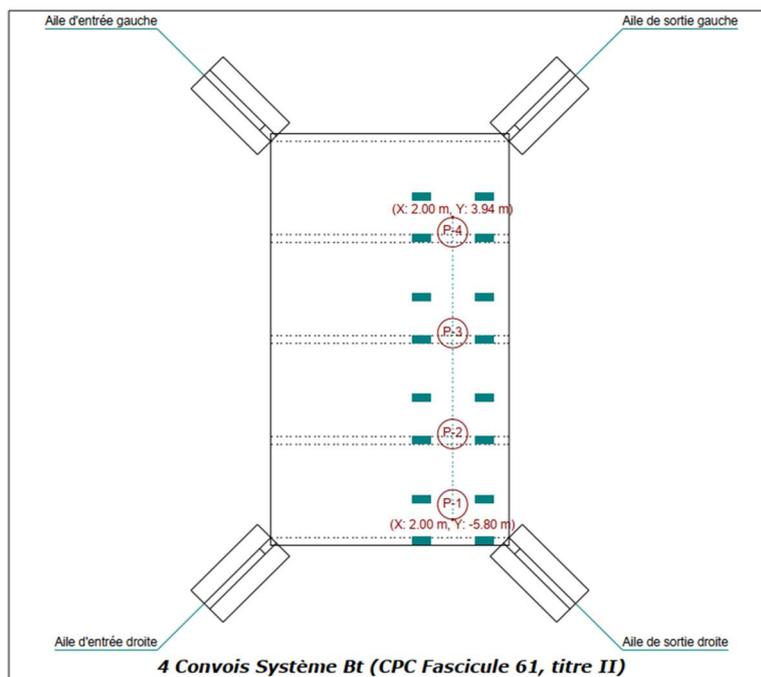
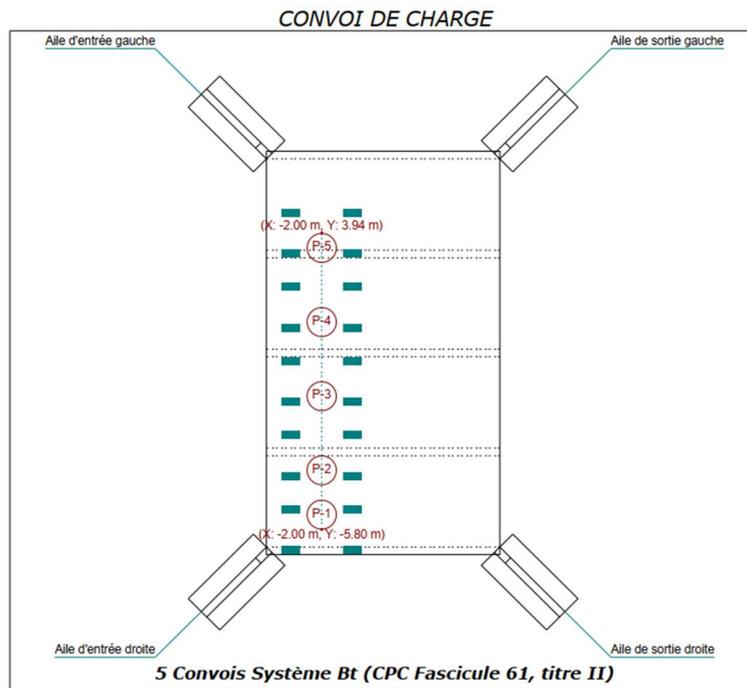
Angle de transmission des charges: 45 degrés

ACTIONS

Sans surcharge supérieure

Sans surcharge inférieure

Sans charge hydraulique



MÉTHODE DE CALCUL

Le modèle de calcul utilisé consiste en éléments finis triangulaires du type lamelle épaisse tridimensionnelle, qui considère la déformation par l'effort tranchant. Chaque élément est constitué de six nœuds, aux sommets et aux milieux des côtés, avec six degrés de liberté chacun. Le maillage du pont-cadre est réalisé en fonction de ses dimensions (épaisseur et portée). Sur chaque nœud, après une analyse élastique et linéaire, huit efforts sont obtenus, avec lesquels la

section de béton et l'armature sont dimensionnées et vérifiées. A partir des déplacements sont vérifiés la flèche, les pressions sur le terrain, le soulèvement du radier, etc

VÉRIFICATION

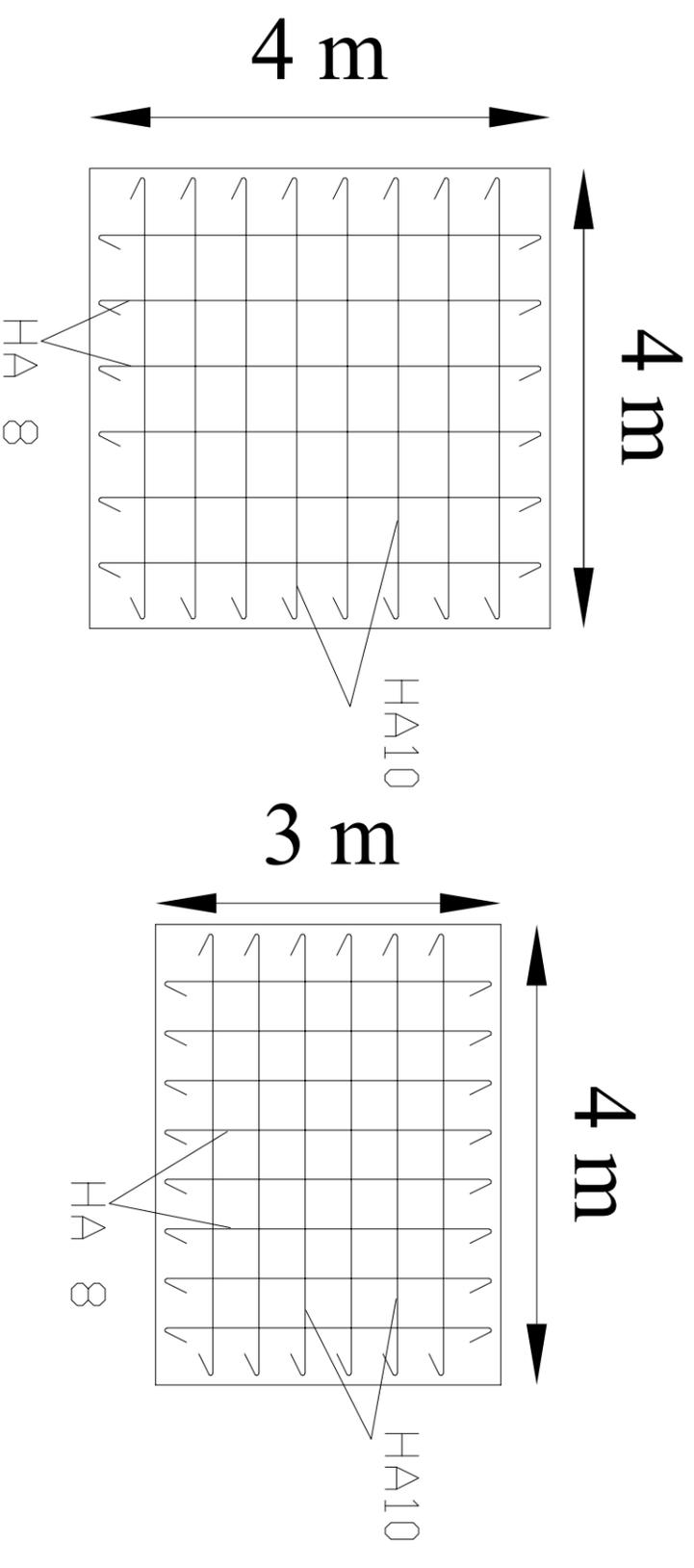
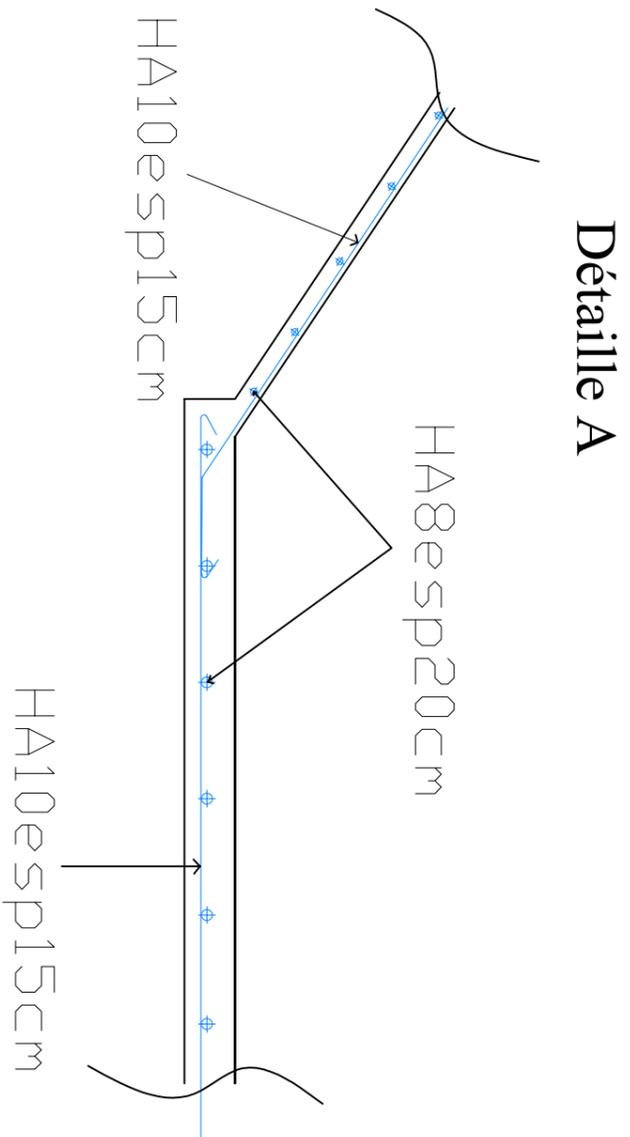
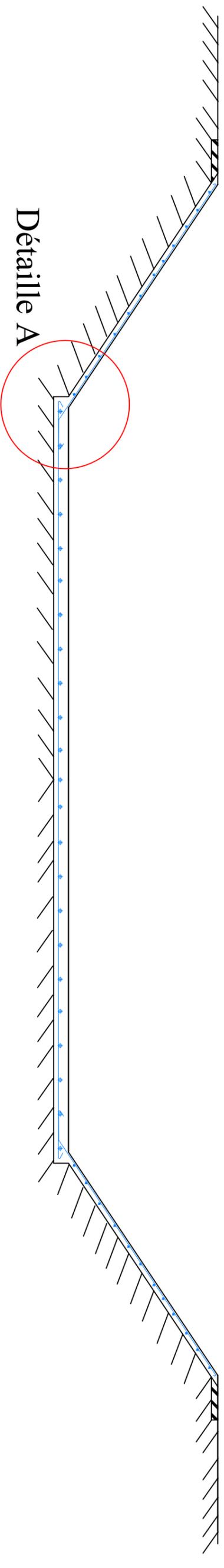
Référence: Mur en aile d'entrée gauche		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: <i>Critère de CYPE</i> Semelle superficielle: - Coefficient de sécurité au renversement:	Minimum: 1.8 Calculé: 2.49	Vérifiée
- Coefficient de sécurité au glissement:	Minimum: 1.5 Calculé: 1.62	Vérifiée
Épaisseur minimale: - Semelle superficielle: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 30 cm	Vérifiée
- Mur: <i>Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"</i>	Calculé: 25 cm	Vérifiée

Référence: Mur en aile d'entrée gauche		
Vérification	Valeurs	État
Séparation libre minimale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i> Mur: - Arrière: - Avant:	Minimum: 3.7 cm Calculé: 19 cm Calculé: 19 cm	 Vérifiée Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i> Mur: - Arrière: - Avant:	Maximum: 25 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm	 Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face: <i>BAEL-91, Article SETRA 3.4.3</i> Mur: - Arrière (0.00 m): - Avant (0.00 m):	Minimum: 0.0015 Calculé: 0.00157 Calculé: 0.00157	 Vérifiée Vérifiée
Séparation maximale entre barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i> - Semelle superficielle: - Armature longitudinale inférieure: - Armature longitudinale supérieure: - Armature transversale inférieure: - Armature transversale supérieure: - Mur: - Armature verticale Arrière, vertical: - Armature verticale Avant, vertical:	Maximum: 25 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm Calculé: 15 cm Calculé: 15 cm	 Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
Séparation minimale entre barres: <i>Critère de CYPE</i> Semelle superficielle: - Armature longitudinale inférieure: - Armature longitudinale supérieure: - Armature transversale inférieure: - Armature transversale supérieure:	Minimum: 10 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm	 Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum: Semelle superficielle: - Armature longitudinale inférieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature transversale inférieure: <i>Critère de CYPE</i> - Armature transversale supérieure: <i>Critère de CYPE</i>	Calculé: 0.0013 Minimum: 0.001 Minimum: 0.0005 Minimum: 0.001 Minimum: 0.001	 Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal: Semelle superficielle: - Armature longitudinale inférieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature transversale inférieure: <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Calculé: 0.0013 Minimum: 0 Minimum: 0 Minimum: 0.00061	 Vérifiée Vérifiée Vérifiée

Référence: Mur en aile d'entrée gauche		
Vérification	Valeurs	État
- Armature transversale supérieure: <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Minimum: 0.00054	Vérifiée
Vérification au cisaillement en amorce du mur: - Mur: <i>Critère de CYPE</i>	Maximum: 273.8 kN/m Calculé: 28.7 kN/m	Vérifiée
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face: <i>Article A.8.2,41 de la norme BAEL-91</i> Mur: - Arrière: - Avant:	Minimum: 0.00052 Calculé: 0.00157 Calculé: 0.00157	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue: Mur: - Arrière (0.00 m): <i>BAEL-91, Article B.6.4</i>	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00209	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue: Mur: - Arrière (0.00 m): <i>BAEL-91, Article A.4.2, 1</i>	Minimum: 0.0012 Calculé: 0.00209	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée: Mur: - Avant (0.00 m): <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00209	Vérifiée
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée: Mur: - Avant (0.00 m): <i>BAEL-91, Article A.8.1,21</i>	Minimum: 4 cm ² /m Calculé: 5.23 cm ² /m	Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total: Mur: - (2.75 m): <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Maximum: 0.05 Calculé: 0.00418	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i> Mur: - Arrière, vertical: - Avant, vertical:	Minimum: 2.5 cm Calculé: 13 cm Calculé: 13 cm	Vérifiée Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales: - Mur: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: - Mur: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: - Mur: <i>Vérification réalisée par unité de longueur de mur</i>		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant: - Mur: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 245 kN/m Calculé: 24.7 kN/m	Vérifiée
Vérification de la fissuration par contraintes dans les barres: - Mur: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Maximum: 201.633 MPa Calculé: 179.862 MPa	Vérifiée
Longueur de recouvrement: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i> Mur:		

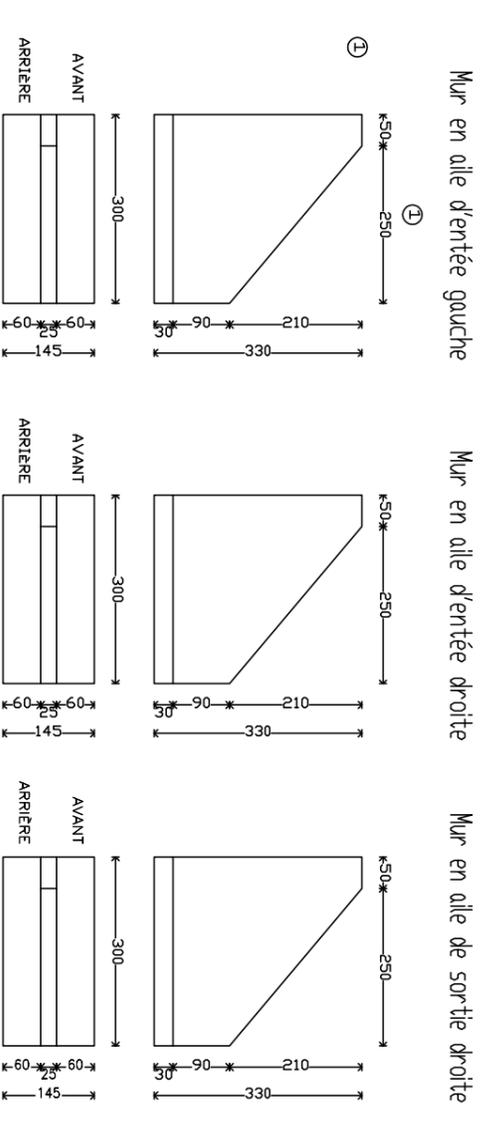
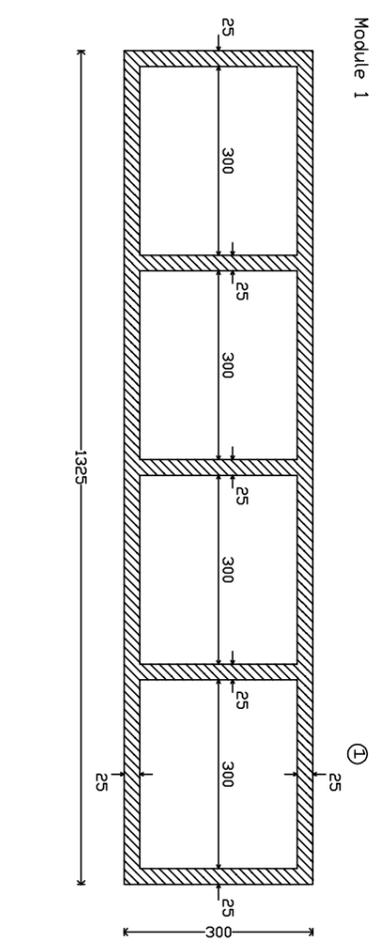
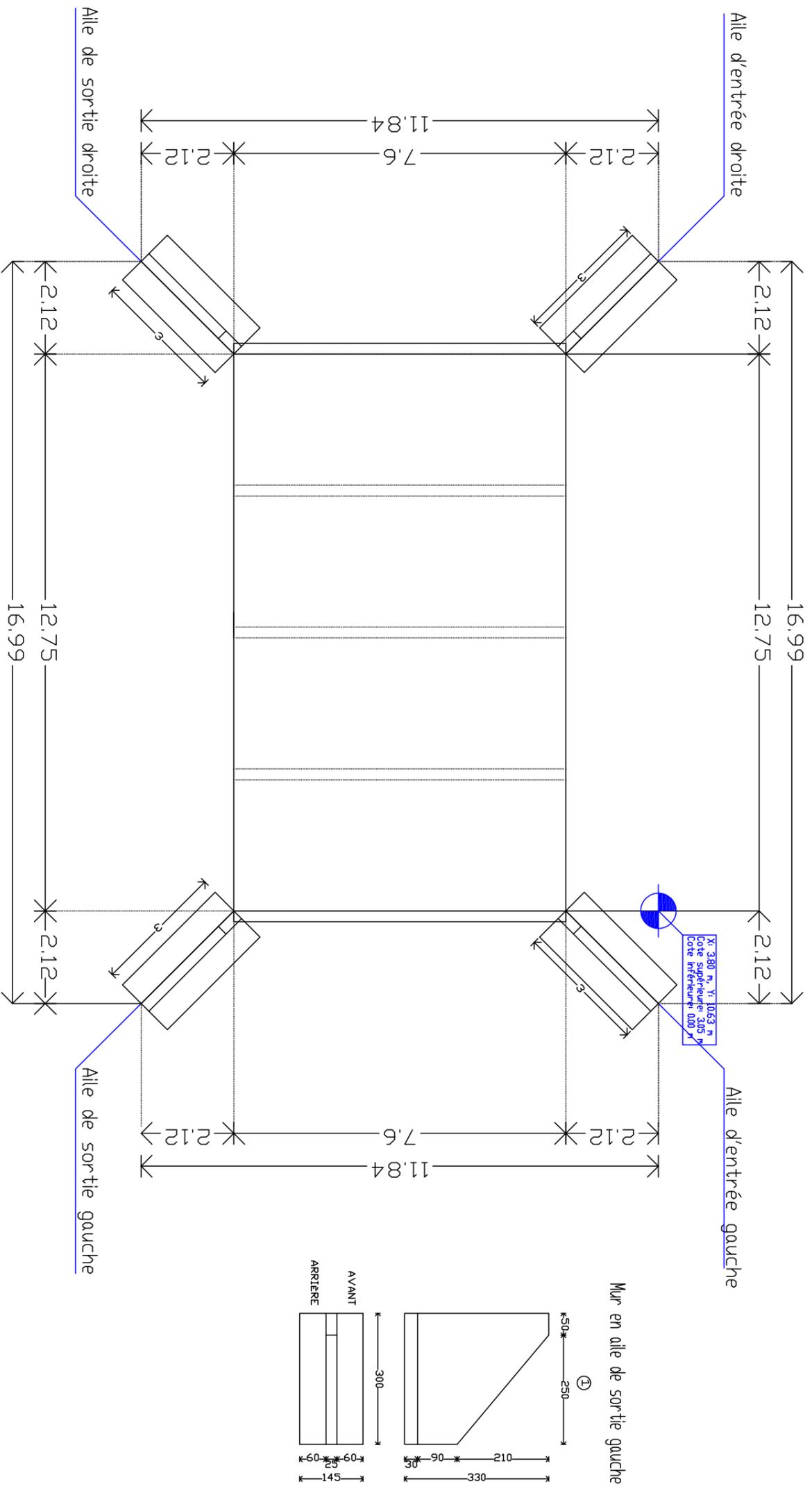
Référence: Mur en aile d'entrée gauche		
Vérification	Valeurs	État
- Base arrière:	Minimum: 0.35 m Calculé: 0.4 m	Vérifiée
- Base avant:	Minimum: 0.21 m Calculé: 0.25 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base à la face supérieure: <i>Critère de CYPE</i> Mur:	Minimum: 12.5 cm	
- Arrière:	Calculé: 12.5 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 12.5 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol: <i>Vérification basée sur des critères résistants.</i> Semelle superficielle:		
- Contrainte moyenne:	Maximum: 0.2 MPa Calculé: 0.038 MPa	Vérifiée
- Contrainte maximale:	Maximum: 0.25 MPa Calculé: 0.0619 MPa	Vérifiée
Flexion dans la semelle: <i>Vérification basée sur des critères résistants</i> Semelle superficielle:	Calculé: 3.92 cm ² /m	
- Armature sup. arrière:	Minimum: 1.36 cm ² /m	Vérifiée
- Armature inf. arrière:	Minimum: 0 cm ² /m	Vérifiée
- Armature sup. avant:	Minimum: 0 cm ² /m	Vérifiée
- Armature inf. avant:	Minimum: 1.53 cm ² /m	Vérifiée
Effort tranchant: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i> Semelle superficielle:	Maximum: 309.1 kN/m	
- Arrière:	Calculé: 19.7 kN/m	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 22.1 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i> Semelle superficielle:		
- Attentes arrière:	Minimum: 19.6 cm Calculé: 24.5 cm	Vérifiée
- Attentes avant:	Minimum: 19.6 cm Calculé: 24.5 cm	Vérifiée
- Armature inf. arrière (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Vérifiée
- Armature inf. avant (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Vérifiée
- Armature sup. arrière (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Vérifiée
- Armature sup. avant (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Vérifiée
Diamètre minimum: <i>Critère de CYPE</i> Semelle superficielle:	Minimum: Ø10	
- Armature transversale inférieure:	Calculé: HA10	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: HA10	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: HA10	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: HA10	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

ANNEXE VIII : PIECES GRAPHIQUE



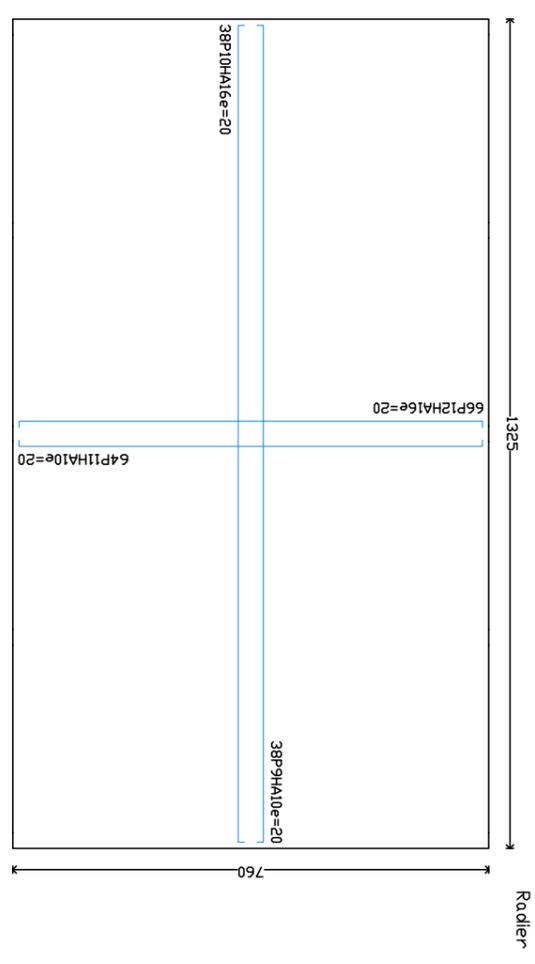
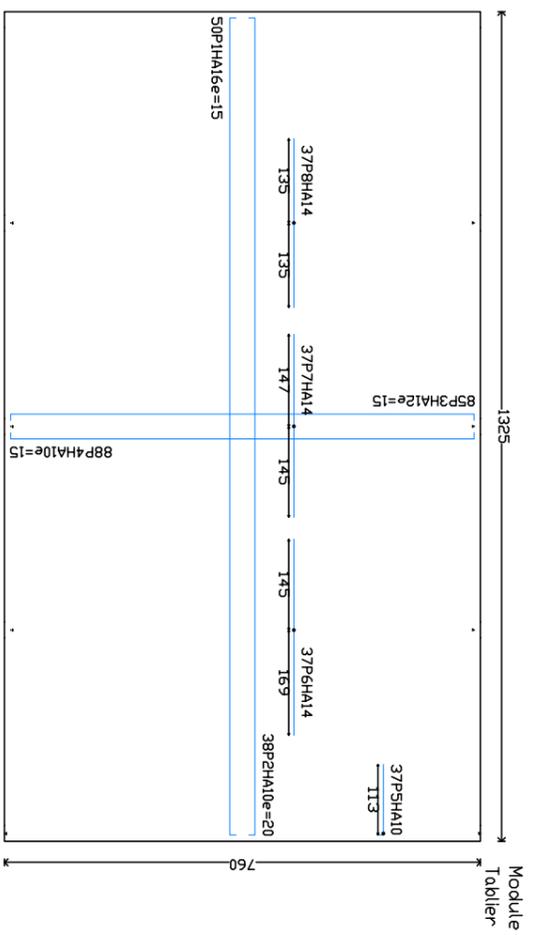
Radier

Panneaux de rive

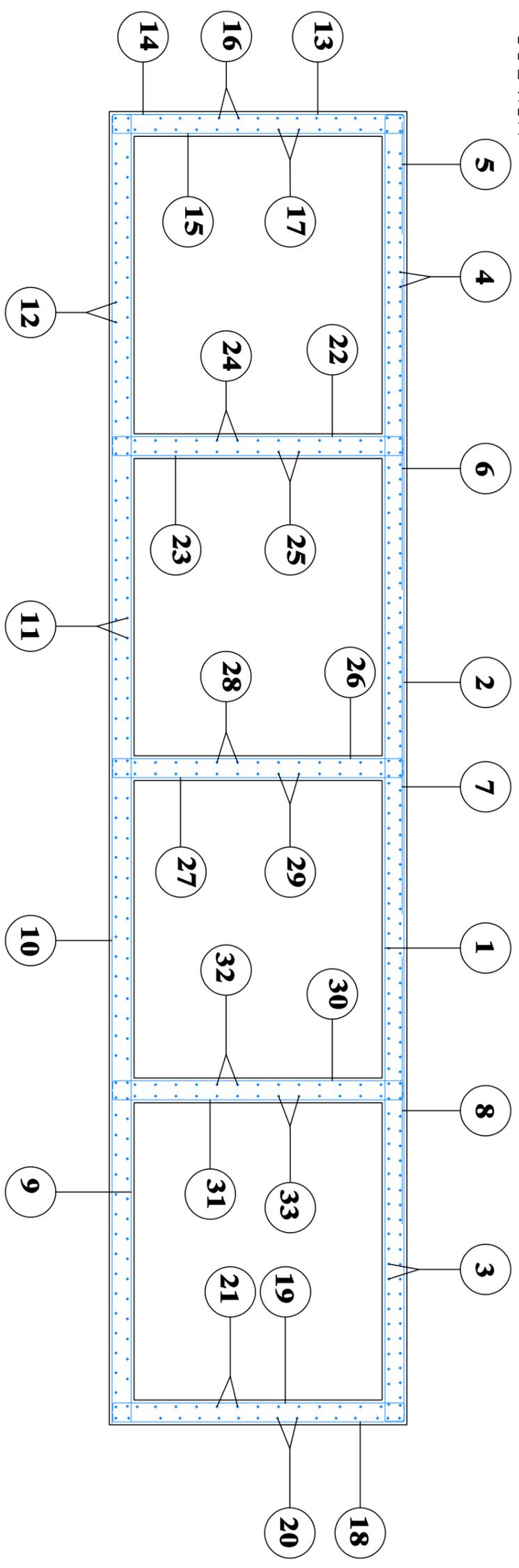


Module						
POSITION	№	LONGUEUR	FACONNAGE	LONGUEUR TOTAL	POIDS	POIDS
1	2	3	4	5	6	7
16 50	13 75	18	1312	687,60	1,58	1085,25
2 10 38	13 51	0	1313	513,35	0,62	316,50
3 12 85	8 36	11	752	710,99	0,89	631,24
4 10 88	8 37	30	752	736,26	0,62	453,93
5 10 37	1 32	0	113	48,87	0,62	30,13
6 14 37	3 14		314	116,03	1,21	140,21
7 14 37	2 92		292	108,19	1,21	130,74
8 14 37	2 70		270	99,80	1,21	120,60
9 10 38	13 39	0	1313	508,82	0,62	313,71
10 16 38	13 92	0	1312	528,96	1,58	834,87
11 10 64	8 37	0	752	535,46	0,62	330,13
12 16 66	8 63	43	751	569,84	1,58	899,40
13 12 50	2 99	0	269	149,55	0,89	132,78
14 12 50	0 78	0	48	38,85	0,89	34,49
15 10 38	3 08	11	286	117,19	0,62	72,25
16 10 15	8 23	21	752	123,38	0,62	76,07
17 10 13	8 23	0	752	106,93	0,62	65,93
18 12 51	3 46	0	286	176,56	0,89	156,76
19 10 38	3 08	11	286	117,19	0,62	72,25
20 10 15	8 23	21	752	123,38	0,62	76,07
21 10 13	8 23	23	752	106,93	0,62	65,93
22 10 51	3 08	11	286	157,28	0,62	96,97
23 10 38	3 08	11	286	117,19	0,62	72,25
24 10 13	8 23	21	752	106,93	0,62	65,93
25 10 13	8 23	21	752	106,93	0,62	65,93
26 10 51	3 08	11	286	157,28	0,62	96,97
27 10 51	3 08	11	286	157,28	0,62	96,97
28 10 13	8 23	21	752	106,93	0,62	65,93
29 10 13	8 23	21	752	106,93	0,62	65,93
30 10 38	3 08	11	286	117,19	0,62	72,25
31 10 38	3 08	11	286	117,19	0,62	72,25
32 10 13	8 23	21	752	106,93	0,62	65,93
33 10 13	8 23	21	752	106,93	0,62	65,93

Fe E400
Poids total avec chutes (10,0002) 7636,73



Module
Section



Institut International
d'Ingénierie de l'Eau et
de l'Environnement (ZIE)



Cabinet d'Etude
d'Ingénierie et de Suivi
(CETIS)

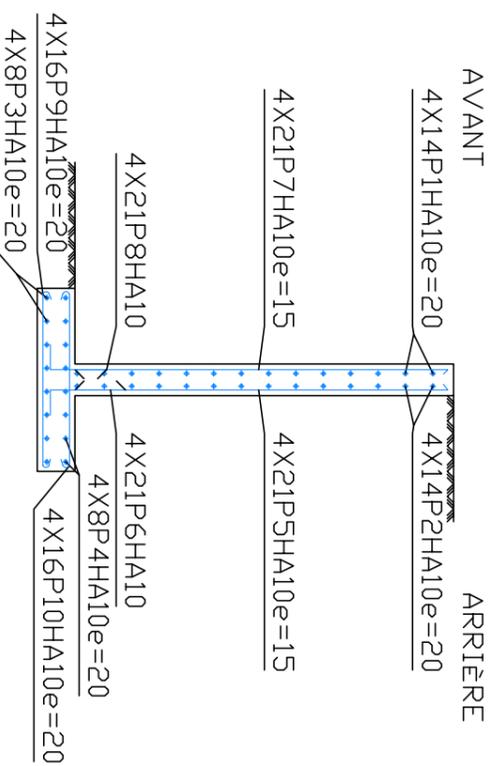
Etude technique du système de drainage des
eaux pluviales de la centralité secondaire de
Tanghin, Commune de Ouagadougou : Etude
d'avant projet détaillé du drain de Tanghin

Ferrailage de la section
transversale du dalot, du
radier et du tablier

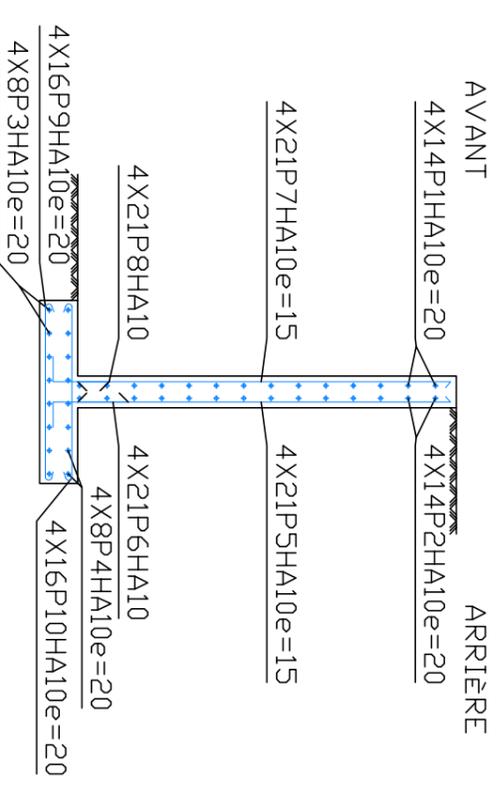
Abdoul Raboukia Ousmane
OUEDRAOGO

Échelle: 1:100
Indice : 02

Mure en aile d'entrée gauche



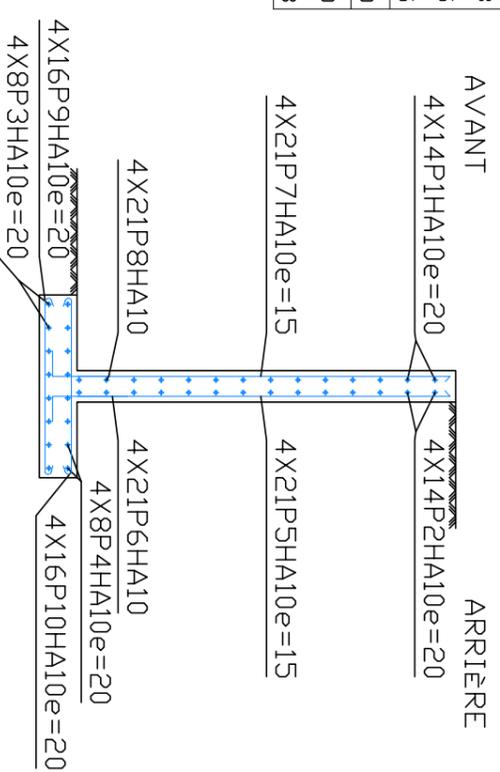
Mure en aile de sortie gauche



Mur en aile d'entrée gauche, Mur en aile d'entrée droite, Mur en aile de sortie gauche et Mur en aile de sortie droite

POSITION	Ø	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR L	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL	POIDS Kg/m	POIDS Kg	
1	10	56 (4x14)	089 - 323	16 58 - 292	133.30	0.62	82.19	
2	10	56 (4x14)	090 - 323	9 59 - 292	133.84	0.62	82.52	
3	10	32 (4x8)	3.14	11 292	100.48	0.62	61.95	
4	10	32 (4x8)	3.14	11 292	100.48	0.62	61.95	
5	10	84 (4x21)	102 - 284	11 89 - 272	173.18	0.62	106.78	
6	10	84 (4x21)	0.84	2 64	70.56	0.62	43.50	
7	10	84 (4x21)	102 - 284	11 89 - 272	173.18	0.62	106.78	
8	10	84 (4x21)	0.69	2 49	57.96	0.62	35.73	
9	10	64 (4x16)	1.38	138	88.32	0.62	54.45	
10	10	64 (4x16)	1.38	138	88.32	0.62	54.45	
Fe E400					HA10	1119.62	0.62	690.30
					Poids total		690.30	
					Poids total avec chutes (1000%)		759.33	

Mure en aile d'entrée droite



Mure en aile de sortie droite

