



ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BASSIN DE RETENTION D'EAU PLUVIALE SUR LE CANAL DU MOGHO NAABA, AU BURKINA FASO

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INFRASTRUCTURES ET RESEAUX
HYDRAULIQUES OPTION : RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le [04/07/2019] par
OUATTARA Gaoussou Oumar 2013-1221

Travaux dirigés par :

Dr. Lawani A. MOUNIROU, Enseignant-Chercheur en hydraulique, LESA/2iE

Maître de stage : **M. Dieudonné GATERA** (Ingénieur génie-civil/ Conducteur des travaux/
COGEB International)

Jury d'évaluation du stage : Président : **Dr. Malicki ZOROM**

Membres et correcteurs : **M.Gnenakantanhan COULIBALY**
M. Célestin OVONO

Promotion [2018/2019]

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- Mon père monsieur Bakary
OUATTARA
- Ma maman madame Chata
OUATTARA née chata TRAORE
- Au feu Lieutenant Moumouni
GAMBO

REMERCIEMENTS

Nos sincères remerciements vont à l'endroit de toutes ces personnes qui n'ont ménagé aucun effort pour l'aboutissement du présent rapport. Nous pensons à :

- Toute l'équipe pédagogique de l'Institut International de l'Eau et de l'Environnement (2iE) et les intervenants professionnels aux enseignements, pour avoir assuré la partie théorique et pratique de notre formation en Génie Civil et Hydraulique.
- Dr Lawani MOUNIROU, qui, malgré ses multiples occupations, a su diriger ce travail à travers son assistance et ses conseils avec attention et rigueur ;
- Monsieur Moctar MANDO, Administrateur Général de COGEB International, qui nous a permis d'effectuer le stage dans de bonnes conditions, au sein de l'entreprise ;
- À tout le personnel du Groupe COGEB International pour sa disponibilité ;
- Monsieur GATERA conducteur de travaux et chef de l'équipe de projet, les différents responsables de l'équipe de projet du chantier, pour l'encadrement assuré, pour sa disponibilité constante et ses conseils ;
- À nos parents pour leur soutien inconditionnel ;
- La famille OUATTARA pour l'immense soutien ;
- À nos amis et camarades de promotion pour leur solidarité

Nous ne saurions finir sans remercier toute personne qui, de près ou de loin a œuvré à la rédaction du présent rapport de stage, je pense notamment à mes frères et sœurs qui m'ont été d'un soutien inestimable.

RESUME

L'étude du projet d'un nouveau bassin de rétention s'inscrit dans projet du canal de Mogho Naaba initiée par les autorités, situé dans l'ouest de la ville de Ouagadougou. Il existe un ouvrage déjà réalisé sur une partie du projet du canal du Mogho Naaba, mais qui n'arrive pas à reprendre correctement les débits que transite le canal en cours d'exécution pour différence de dimensions provoquant des inondations aux alentours de la zone de jonctions.

Pour remédier à ce problème, un projet d'étude d'un bassin de rétention sur du canal du Mogho Naaba a été proposé par l'équipe projet avec l'aval des autorités. La démarche méthodologique a consisté à procéder à des études hydrologiques et hydrauliques, à une étude structurale et à l'estimation des quantités et prix. Pour cette étude nous avons opté pour le dimensionnement de l'ouvrage en prenant trois périodes de retour (5, 10 et 50 ans) pour la pluie journalière maximale. La simulation des crues pour la validation du fonctionnement du bassin de rétention a été effectuée. Pour terminer une notice d'impact environnementale a été élaborée en prenant le soin de mentionner les impact positifs et négatifs sur l'environnement et les populations riveraines.

Les résultats de l'étude montrent que le bassin de rétention dimensionné a une superficie totale de 48 912 m² pour un volume de 180 000 m³. Le bassin versant drainé par cette retenue, a une superficie de 14 km², subdivisé en 3 sous bassins. Les simulations des crues pour les différentes périodes de retour, ont révélé les limites sur l'ouvrage et des améliorations sont nécessaires. Néanmoins, ce bassin de rétention réduit convenablement les risques d'inondation dans la zone pour une pluie décennale. Au-delà, de cette période, on observe un débordement d'eau dans le bassin. Le coût pour ce projet est estimé à la somme de : **572.669.200 F CFA**.

Pour finir, on retient que la construction du bassin de rétention contribue à la réduction des inondations en aval de la retenue.

Ce projet a montré l'importance du bassin de rétention dans le processus de gestion des inondations, la construction de bassin de rétention sur les autres canaux de la ville de ouagadougou pourrait être une solution pour la quiétude des populations en saison hivernale.

Mots Clés :

- 1- Crues
- 2- Eau pluviale
- 3- Bassin de rétention
- 4- Simulation
- 5- Assainissement

ABSTRACT

The study of the project for a new retention basin is part of the Mogho Naaba Canal project initiated by the authorities, located in the western part of the city of Ouagadougou. There is a structure already built on part of the Mogho Naaba Canal project, but which does not manage to correctly resume the flow rates of the canal being built due to a difference in size causing flooding around the junction area.

To remedy this problem, a project to study a retention basin on the Mogho Naaba Canal was proposed by the project team with the approval of the authorities. The methodological approach consisted of hydrological and hydraulic studies, a structural study and the estimation of quantities and prices. For this study we opted for the design of the structure by taking three return periods (5, 10 and 50 years) for the maximum daily rainfall. Flood simulation was carried out to validate the operation of the retention basin. To conclude, an environmental impact notice was prepared, taking care to mention the positive and negative impacts on the environment and local populations.

The results of the study show that the dimensioned retention basin has a total surface area of 48,912 m² for a volume of 180,000 m³. The watershed drained by this reservoir has an area of 14 km², subdivided into 3 sub-basins. Flood simulations for the various return periods have revealed the limits on the structure and improvements are needed. Nevertheless, this retention basin adequately reduces the risk of flooding in the area for ten-year rainfall. Beyond this period, there is an overflow of water in the basin. The cost for this project is estimated at the sum of: **572,669,200 F CFA**.

Finally, it is noted that the construction of the retention basin contributes to the reduction of flooding downstream of the reservoir.

This project has shown the importance of the retention basin in the flood management process, the construction of retention basin on the other canals of the city of Ouagadougou could be a solution for the tranquility of the populations in winter season.

Keywords:

- 1- Flood
- 2- Rainwater
- 3- Retention basin
- 4- Simulation
- 5- Drainage.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Données climatique de Ouagadougou	6
Tableau 2: Expressions mathématiques pour assemblage en Série.....	19
Tableau 3: Expressions mathématiques pour assemblage en parallèle	19
Tableau 4: Choix des pentes.....	24
Tableau 5: Valeurs des paramètres de la loi Exponentielle.....	26
Tableau 6: Valeurs des pluies en fonctions des périodes de retour.....	27
Tableau 7: Valeurs des paramètres de la loi de Gumbel	27
Tableau 8: Valeurs de pluies journalières selon la loi de Gumbel	28
Tableau 9: Valeurs des paramètres de la loi GEV.....	28
Tableau 10: Valeurs de pluies journalières selon la loi GEV.....	29
Tableau 11: Tableau de synthèse.....	29
Tableau 12: Valeurs des paramètres statistiques de l'ajustement	30
Tableau 13: Caractéristiques des bassins versants	30
Tableau 14: Calculs de débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée.....	31
Tableau 15: Calcul du Lag-time	32
Tableau 16: Calcul des intensités de pluie	32
Tableau 17: Paramètres du modèle réservoir	33
Tableau 18: Caractéristiques de l'ouverture du canal existant.....	34
Tableau 19: Evaluation des coûts.....	38

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Plan de situation du Bassin de rétention	5
Figure 2: Réseau hydrographique de Ouagadougou	7
Figure 3: Accroissement de la population de Ouagadougou.....	8
Figure 4: Bidonvilles de Ouagadougou.....	9
Figure 5: Modèle de Bouvier.....	20
Figure 6: Double Triangle de Desbordes	21
Figure 7: Schéma du principe du réservoir	22
Figure 9: Vue en plan du bassin de rétention	25
Figure 10: Ouvrage existant bétonné	26
Figure 11: Graphe du débit maximum journalier selon la loi exponentielle.....	27
Figure 12: Graphe du débit maximum journalier selon la loi de Gumbel.....	28
Figure 13: Graphe du débit maximum journalier selon la loi GEV	29
Figure 14: Délimitation des bassins versants	31
Figure 15: Pluie double triangle de Desbordes	32
Figure 16: Hyetogramme et Hydrogramme décennal dans le bassin de rétention.....	33
Figure 17: Courbe hauteur volume.....	34
Figure 18: Storage curve	35
Figure 19: Laminage Q5	35
Figure 20: Laminage Q10	36
Figure 21: Laminage Q20	36
Figure 22: Laminage Q50	37
Figure 23: Calcul de stabilité de pentes.....	38

LISTE DES PHOTOS

Photo 1: photo d'illustration de la transition 3
Photo 2: Emprise du canal du Mogho Naaba en réalisation
Photo 3: Espace réservé à la réalisation du bassin de rétention 11
Photo 4: délimitation par google earth 15

LISTE DES ACRONYMES

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

A.P.D : Avant-Projet Détaillé

A.P.S : Avant-projet Sommaire

BAD : Banque Africaine de Développement

D.A.O : Dossier d'Appel d'Offre

DAOI : Dossier d'Appel d'Offres International

ETP : Evapotranspiration

GEP : gestion des eaux de pluie

ISSP : supérieure des sciences de la population

M.H.U : Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme

MITH : Ministère des infrastructures des travaux et de l'Urbanisme

PEA : Perspectives économique en Afrique

PIB : Produit Intérieur But

P.N.U.D : Programme des Nations Unies pour le développement

S.A : Société Anonyme

SIG : Système d'Informatique Géographique

SPAQPO : Premier Sous-Projet d'Assainissement des Quartiers Périphériques de
Ouagadougou

UNESCO : Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture

I. Table des matières

1.	INTRODUCTION GENERALE	1
1.1.	Contexte et Problématique	1
1.2.	Objectifs de l'Etude.....	2
a)	Objectif principal de l'étude.....	2
b)	Objectifs spécifiques de l'étude.....	2
2.	PRESENTATION GENERALE DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE DE PROJET.....	3
2.1.	Présentation de la structure d'accueil.....	3
a)	Historique du groupe COGEB International	3
b)	Organigramme de COGEB International	4
2.2.	PRESENTATION DE LA LOCALITE D'ETUDE.....	5
2.2.1.	Situation géographique et évolution administrative.....	5
2.2.2.	Données climatiques	6
2.2.3.	Réseau hydrographique.....	6
2.2.4.	Relief, sol et hydrogéologie	7
2.2.5.	Caractéristiques du milieu humain.....	8
3.	PRESENTATION DU PROJET	9
3.1.	Le projet de bassin de rétention.....	9
3.2.	Justificatif d'un bassin de rétention.....	10
3.3.	Etat des lieux	10
4.	METHODOLOGIE DE CONCEPTION	11
4.1.	Phase de compréhension du projet d'aménagement du canal du Mogho Naaba	11
4.2.	Phase de collecte de données Terrain.....	11
4.3.	Phase de recherche documentaire et collecte de données	12
4.4.	La phase des études techniques (hydrologiques, hydrauliques, génie civil), et de prix (devis).....	13
4.4.1.	Etude Hydrologique.....	13
a)	Etude statistique des pluies maximales journalières sous Hyfran (Lois des valeurs extrêmes)	13
b)	Etude, caractérisation et délimitation des bassins versants	14
c)	Détermination des débits pluvieux de chaque sous bassins par la méthode rationnelle améliorée	17
d)	Mise en œuvre de la méthode rationnelle améliorée	18
4.4.2.	Etude Hydraulique	19
e)	Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention	19
4.4.3.	Etude Structurale.....	24
4.4.4.	Etude de prix	24

f) Evaluation des quantités.....	24
g) Evaluation des Prix.....	24
5. RESULTATS ET INTERPRETATIONS	25
5.1. Diagnostic de la zone de projet	25
5.2. Ouvrages existants et état de fonctionnement	25
5.3. Résultats des études hydrologique	26
a) Etude statistique des pluies maximales journalières sous Hyfran.....	26
5.4. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants.....	30
5.5. Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle.....	31
5.6. Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention	32
a) Etablissement d'un hyétogramme double triangle symétrique de Desbordes	32
b) Construction de l'hydrogramme à l'entrée du bassin de rétention	33
c) Etablissement de la courbe Hauteur – Volume du bassin de rétention	34
d) Laminage de crue dans le bassin de rétention	35
e) Avantage du bassin de rétention.....	37
f) Stabilité des Pentes.....	37
6. ETUDE DES COÛTS.....	38
7. Notice d'impact environnemental.....	38
➤ Les principaux impacts environnementaux positifs sont :	38
➤ Les principaux impacts environnementaux négatifs concernent :	39
➤ Afin d'atténuer ces impacts négatifs, nous préconisons :	39
8. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	40
Bibliographie.....	41
Documents internes	41
Cours 2iE consultés.....	42

1. INTRODUCTION GENERALE

1.1. Contexte et Problématique

- Le risque d'inondation n'est pas un danger nouveau. Cependant, accentué par les conséquences du réchauffement climatique ce phénomène risque d'aller crescendo dans nos sociétés contemporaines. Outre ses causes naturelles, ce sont les actions anthropiques qui constituent les principaux facteurs. En effet, l'urbanisation contribue dans une large mesure à l'imperméabilisation du sol, au déboisement et à l'augmentation des densités de populations. La menace est donc considérée comme plus importante dans les milieux urbains, car à défaut de posséder de bonnes infrastructures de collecte des eaux pluviales adéquates, et une gestion efficace pour juguler ces effets, ces populations se retrouvent dans un état potentiel de vulnérabilité. Ouagadougou, capitale du Burkina Faso, n'échappe pas à cette réalité, en étant frappée de façon chronique par des inondations qui entraînent de lourdes conséquences sociales et économiques. La date du 1er septembre 2009 reste gravée dans la mémoire de tous les habitants du pays. En effet elle a occasionné plus de 150.000 personnes sinistrées et a causé 9 pertes en vie humaine. Les changements climatiques combinés au manque de système durable de drainage des eaux pluviales à Ouagadougou entraînent des inondations dans le secteur de cette étude, d'où la nécessité de pallier à l'absence d'ouvrage liant le canal du Mogho Naaba et celui aménagé antérieurement en aval. Le projet concerne l'aménagement du marigot Mogho Naaba et son affluent Gounghin Sud, compris entre la rue Liwaga, et le pont kadiogo (au droit du Stade René Monory). Il découle des études techniques financées par la Facilité Africaine de l'Eau (FAE), en 2012 dans le cadre de ses attributions à savoir mobiliser des ressources pour le financement des activités de développement des ressources en eau (Premier sous-projet d'assainissement des quartiers de Ouagadougou.) La ville de Ouagadougou (capitale du Burkina Faso) est confrontée à une extension urbaine démesurée. D'une superficie de 12 000 [ha] en 1987, elle s'étend de nos jours sur 52 000 [ha] soit un taux moyen d'urbanisation de 5.5%. Cependant, cette urbanisation galopante a favorisé la prolifération des quartiers d'habitats spontanés dans les espaces à risque (bas-fonds, zones inondables, marécages etc...) obstruant le chemin naturel de circulation de l'eau avec pour conséquence une réduction des surfaces perméables. C'est dans ce cadre que des études ont permis d'identifier un plan d'assainissement des quartiers périphériques

de Ouagadougou qui intègre les aspects liés au drainage, à la gestion des déchets solides et à la voirie et matérialisé à travers ledit projet financé par la FAE/BAD(. Mais Ce canal du Mogho Naaba, pourrait voir les flux qu'il draine être revus à la baisse avec l'apport d'un nouveau de rétention en fin du projet. En effet la transition entre le canal déjà existant en aval (à partir du stade René Monory) dont la base du canal trapézoïdal est de 8 m et le canal en cours d'exécution qui est en amont (à gauche du stade René Monory) dont la base du canal trapézoïdale est de 20 [m], n'est pas prévue. Aussi, malgré la réalisation d'un projet de canal en amont, l'évacuation des eaux de la zone connaît toujours des difficultés. Avec le constat de l'imperméabilisation progressive du bassin versant (urbanisation) et comme l'a fait ressortir l'étude du schéma directeur d'assainissement pluvial de la ville de Ouagadougou (BCEOM/SAHELCONSULT. (1999). Schémas directeurs d'assainissement pluvial de Ouagadougou), un ouvrage de transition adéquat s'impose. D'autre part, cette urbanisation ayant atteint les berges du cours d'eau. Il serait judicieux d'opter pour un aménagement assurant un meilleur usage de cette bande verte, emprise d'évacuation des eaux afin d'éviter les inondations récurrentes qu'enregistrent ces quartiers pendant la saison des pluies. Ainsi pour pouvoir assurer, au niveau des principales villes, un système durable de drainage des eaux pluviales, il est donc indispensable que les ouvrages hydrauliques soient dimensionnés dans des conditions optimales. Pour cela il faut tenir compte du taux d'urbanisation, de la topographie, des conditions pluviométriques et des changements climatiques intervenus au cours des dernières décennies.

1.2. Objectifs de l'Etude

a) Objectif principal de l'étude

L'objectif principal de l'étude consiste à proposer une étude technico-économique d'un nouveau bassin de rétention en fin de projet qui servira de liaison entre le canal en cours d'exécution et le canal déjà réalisé pour éviter des débordements et atténuer les souffrances des populations situées à ce niveau.

b) Objectifs spécifiques de l'étude

Ils consistent à :

Proposer une conception hydraulique du bassin de rétention

Proposer une étude génie civil (étude structurale) du bassin de rétention

Proposer un devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage



Photo 1: Photo d'illustration de la transition (29/05/2019)

2. PRESENTATION GENERALE DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE DE PROJET

2.1. Présentation de la structure d'accueil

a) Historique du groupe COGEB International

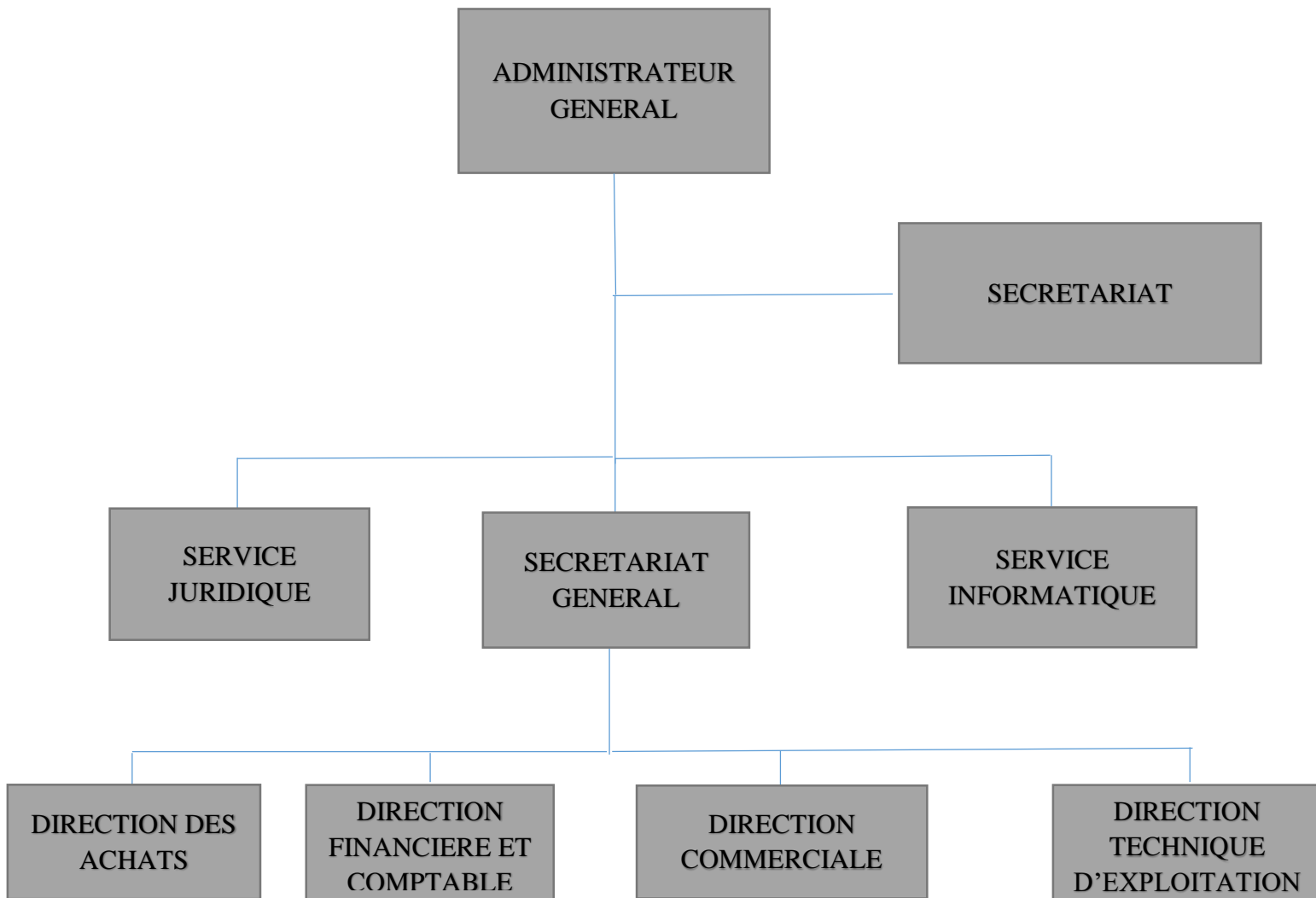
Le groupe COGEB International S.A a comme slogan « Concevoir, développer, construire, accompagner » est une entreprise au titre de société anonyme ayant un capital actuel de 500 millions de FCFA. Elle a été créée en 1993 par Monsieur Moctar MANDO qui est actuellement le Président du Directoire. Il est inscrit au registre de commerce de la ville de Ouagadougou sous le n° BF-OUA-2004-B-2405 et titulaire :

- Un agrément en qualité de fournisseur de l'Etat délivré par le Ministère de l'Economie et des Finances (M.E.F) ; n°85/89 du 06 février 2001 ;
- Un agrément catégorie B4 du Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme (M.H.U.) pour les travaux de bâtiment : n°2006-00019/MHU/SG/DEP du 29 décembre 2006 ;

- Un agrément catégorie T4 du Ministère des Infrastructures, des Transports et de l'Urbanisme pour les travaux d'entretien courant, de réhabilitation des routes et d'aménagement des pistes : n°2005-044/MITH/SG/DEP du 18 août 2005.

b) Organigramme de COGEB International

L'organigramme de ladite société est présenté dans la figure

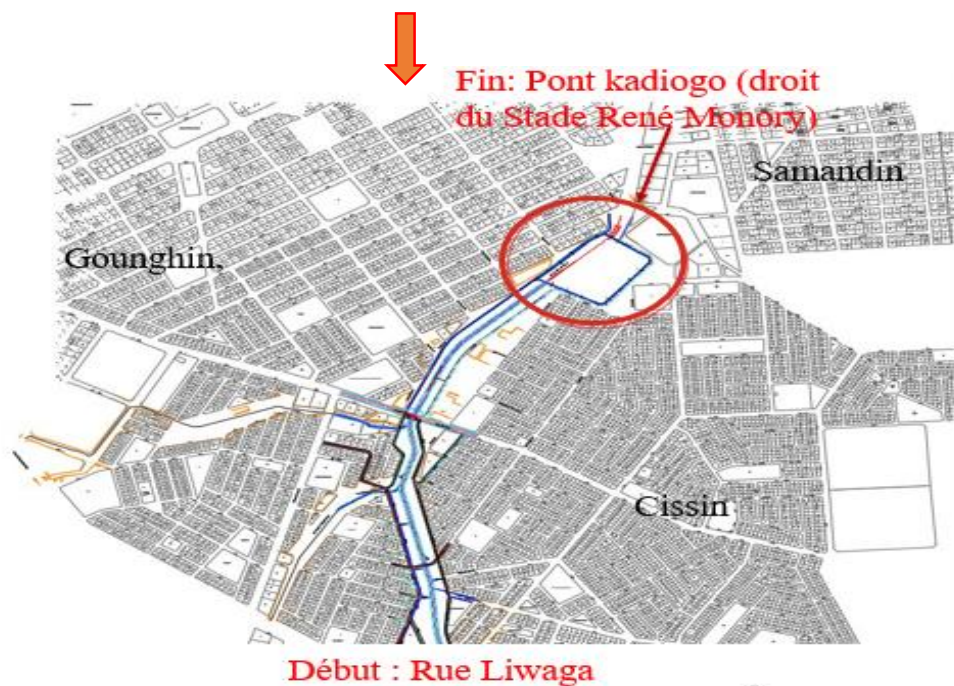
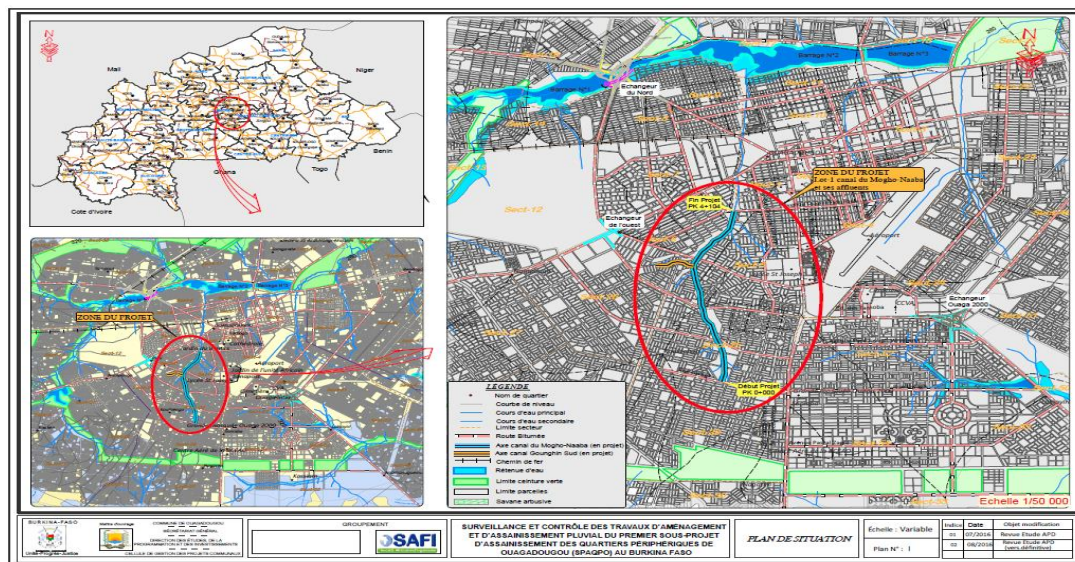


Organigramme de COGEB

2.2. PRESENTATION DE LA LOCALITE D'ETUDE

2.2.1. Situation géographique et évolution administrative

Le projet d'étude de bassin de rétention n°2 que s'est vu confié le Groupe COGEB se déroule dans la ville de Ouagadougou, capitale du Burkina Faso. L'étude concerne la transition entre le canal déjà existant en aval (à partir du stade René Monory) et le canal en cours d'exécution qui est en amont (à gauche du stade René Monory).



Maitre d'ouvrage	Etudes	BASSIN DE RETENTION
COGEB International	OUATTARA G. Oumar	

Figure 1: Plan de situation du Bassin de rétention

2.2.2. Données climatiques

Ouagadougou a un climat soudano-sahélien, avec des précipitations annuelles peu importantes, est caractérisé par un régime pluviométrique unimodal avec une saison des pluies en général allant de juin à octobre et une saison sèche de novembre à Mai. Les précipitations sont en moyenne de 788 mm [mm] sur la période 1980-2009. La saison sèche connaît tout comme la saison pluvieuse, une relative variabilité dans le temps. Elle se subdivise en 2 périodes : une période froide de novembre à février et une période chaude de mars à Mai. Ouagadougou affiche une température annuelle moyenne de 28.2 °C chaque année. 32.4 °C de moyenne font du mois d'Avril le plus chaud de l'année et 24.7 °C de moyenne font du mois de Janvier le plus froid de l'année. L'ET0 moyenne inter annuelle pour la période 1980-2015 (direction de la méthodologie de Ouagadougou, 2015) tourne autour de 2036 [mm].

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Tmoy (°C)	24.7	27.7	30.7	32.4	31.3	29.1	27.1	26.4	26.9	29	27.6	25.1
Tmin moy (°C)	16.1	19.1	23	25.7	25.4	23.9	22.4	21.9	21.9	22.5	19.2	16.7
Tmax moy (°C)	33.3	36.3	38.4	39.1	37.3	34.3	31.8	30.9	32	35.5	36	33.6
Précipitations (mm)	0	2	5	22	71	110	176	227	139	34	1	1

Tableau 1: Données climatique de Ouagadougou

2.2.3. Réseau hydrographique

La ville de Ouagadougou est située dans le bassin versant du Massili qui est un affluent du fleuve Nakambé. Les retenues construites sur le cours du Nabouli, au droit du centre-ville ont créé quatre (4) barrages colinéaires (barrage de Boulmiougou sur la route Bobo Dioulassou, barrage n°1 de la route de Ouahigouya, barrage n°2 de Tanghin, barrage n°3 sur la route de Kaya). A travers ses nombreux affluents, ce cours d'eau draine près des ¾ de la superficie de la ville. Le marigot Mogho Naaba constitue l'une des parties drainées. Il est partiellement aménagé en canal revêtu en béton armé et ses eaux s'écoulent jusqu'au barrage n°2 de la ville de Ouagadougou.

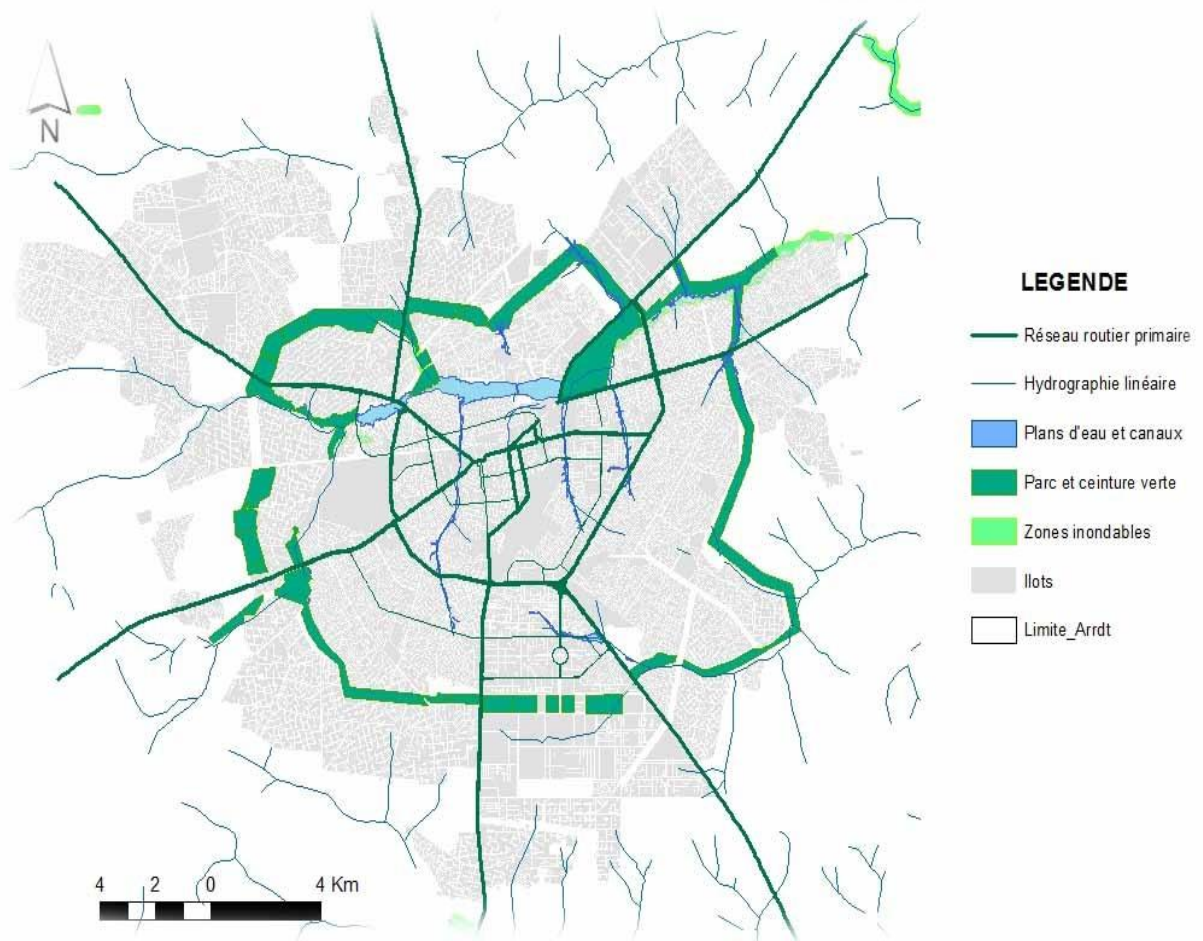


Figure 2: Réseau hydrographique de Ouagadougou (source : Octobre & Mai
Atelier d'architecture de paysage et d'urbanisme)

2.2.4. Relief, sol et hydrogéologie

Le relief est dans son ensemble plat avec des pentes de l'ordre de 0.6 à 1% (Compaoré et Nébie, 2003). Il existe plusieurs types de sols classés comme suit :- les sols ferrugineux tropicaux et peu lessivés sur matériaux argileux ;

- les sols sablo-argileux renfermant la roche mère. Il s'agit de sols à sesquioxydes de fer et de manganèse

Les réserves en eaux souterraines sont localisées dans des zones de failles avec deux types de nappes : l'une localisée dans la cuirasse latéritique et l'autre dans les altérites argileuses.

2.2.5. Caractéristiques du milieu humain

- Aspects sociaux et démographiques

La culture constitue un socle pour développement de ce pays avec plusieurs usages et pratiques établissant des liens sociaux que nous pouvons retrouver à travers :

- 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 (le kombi naam dans les six S),
- L'apport des savoirs locaux, notamment le Zaï, comme facteur pour le développement de l'agriculture

Le taux d'accroissement de la ville Ouagadougou est de 7,6% d'après des études menées de 2008 à 2012 par l'Institut Supérieur des Sciences de la Population (ISSP). En effet, la ville est passée de 59 126 habitants en 1962 à 1 million 500 en 2006 (figure3). 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, ...

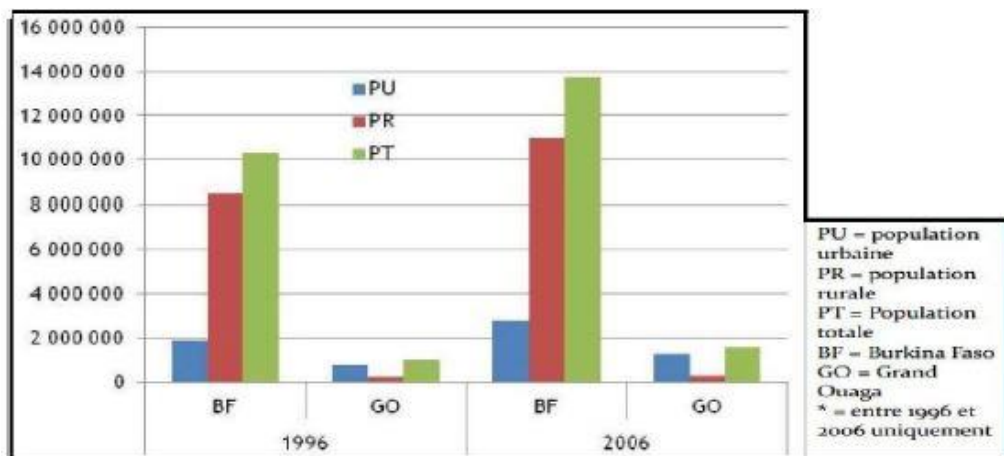


Figure 3: Accroissement de la population de Ouagadougou (source ISPP)

On retrouve un important nombre de bidonvilles (figure 4) autour de la ville de Ouagadougou, dû à l'accroissement rapide de la population et aussi à la pauvreté grandissante.

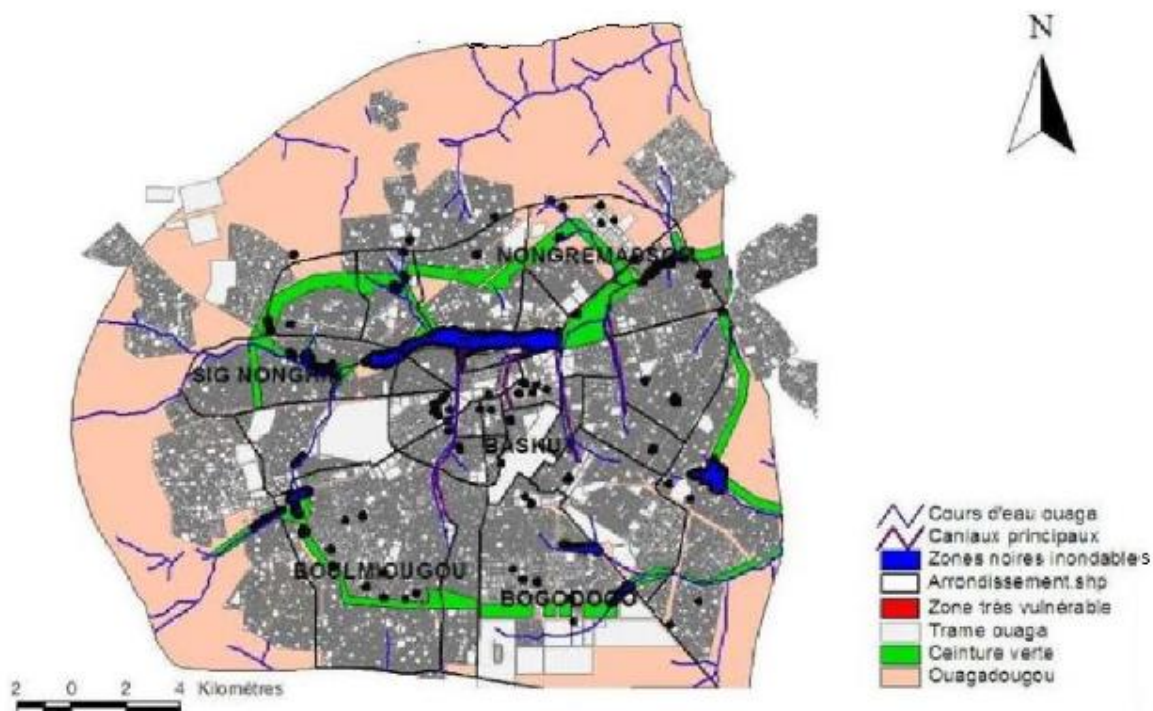


Figure 5: Zones vulnérables aux inondations

Figure 4: Bidonvilles de Ouagadougou

- Aspects économiques

L'économie du Burkina Faso est très peu répartie et s'appuie en grande partie sur l'exploitation minière et des ressources naturelles avec un PIB dont 30.7% proviennent de l'agriculture. Cependant, il s'agit d'une agriculture de subsistance totalement dépendante des cultures pluviales rendant ainsi l'économie du pays très fragile à cause des aléas climatiques.

3. PRESENTATION DU PROJET

3.1. Le projet de bassin de rétention

On se sert d'un bassin de rétention dans le domaine de l'assainissement pluvial, comme un endroit où on peut stocker les eaux pluviales. Le bassin de rétention peut être à ciel ouvert comme enterré (dans ce cas fonctionne comme un réservoir enterré). Le bassin de rétention à ciel ouvert est la technique la plus connue, probablement parce qu'elle est la plus vue. Il s'agit de stocker l'eau de ruissellement dans une dépression naturelle ou artificielle, et de vidanger ces eaux par infiltration et/ou avec un débit limité. La restitution des eaux peut donc s'opérer soit dans le milieu naturel (sous-sol, talweg, cours d'eau, . . .), soit dans un réseau d'assainissement. Une zone tampon peut permettre de gérer les fluctuations dans l'apport des eaux de pluie issu de ces surfaces, afin de les restituer d'une manière homogène dans le milieu.

Dans les pays en développement de la sous-région, les bassins de rétention représentent une opportunité intéressante d'un point de vue hydraulique et hydrologique :

- L'hydraulique car ils permettent de lutter efficacement contre les pointes de débits, donc de protéger les ouvrages aval et le milieu récepteur contre les phénomènes d'érosion notamment.
- L'hydrologique car ils permettent de constituer une réserve d'eau, soit dédiée à l'infiltration (alimentation de la nappe), soit à des usages tels que l'irrigation (maraîchages).

3.2. Justificatif d'un bassin de rétention

La superficie drainée par la zone du projet du canal du Mogho Naaba ne serait être négligée. En effet, pour un évènement pluvieux moyen d'environ 50 [mm] de lame d'eau tombée à Ouagadougou, nous estimons à environ un volume 180 000[m³] qui devra être évacué par le canal déjà existant. Avec la réalisation d'un bassin de rétention, cela permet de diminuer le réseau à l'aval du projet et les risques d'inondation. Le bassin permet de réduire le volume sortant car lui-même pour contenir jusqu'à environ 180 000 [m³].

3.3. Etat des lieux

Cet état des lieux est effectué dans le but de déterminer la manière dont se déroule le fonctionnement de la zone au niveau de la jonction des deux canaux et de dresser le bilan afin de montrer l'intérêt du bassin de rétention. Sur la zone de projet, jusqu'à ce jour ; il n'est pas réalisé un ouvrage de transition pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales. Les populations vivent aux abords dans la crainte récurrente d'inondation.



Photo 2: Emprise du canal du Mogho Naaba en réalisation Photo 3: Espace réservé à la réalisation du bassin de rétention

4. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

L'approche méthodologique consiste à expliciter la démarche adoptée en vue de l'étude. Pour l'étude de ce bassin de rétention nous avons procédé par :

- La compréhension (familiarisation) du projet d'aménagement du canal du Mogho Naaba ainsi que l'analyse des termes de référence ;
- Ensuite nous avons dégagé l'intérêt du projet d'aménagement d'un bassin de rétention en fin projet ;
- Des visites de terrain afin d'effectuer le diagnostic de fonctionnement actuel de la zone de jonction et pour collecter des données de terrain nécessaires dans cette étude (enquête auprès des riverains)
- La recherche documentaire et la collecte des données nécessaires dans cette étude ;
- La phase des études techniques (hydrologiques, hydrauliques, génie civil) et de prix (devis)

4.1. Phase de compréhension du projet d'aménagement du canal du Mogho Naaba

Il a été très important pour nous, de nous familiariser avec le projet de réalisation du canal du Mogho Naaba, car il est à l'origine de la nécessité de l'étude du projet de ce bassin de rétention. Comprendre son fonctionnement nous permettrait de mener une étude plus aboutie.

4.2. Phase de collecte de données Terrain

Pour l'essentiel de cette phase, des sorties terrain sur la zone d'étude avec l'équipe en charge de la Topographie ont été réalisées en vue de lever et aussi avec le laboratoire sur place en vue

de prélever des échantillons pour leur analyse. Des enquêtes également ont été réalisées auprès des riverains afin de recueillir des informations sur le comportement de la zone d'étude. Cette collecte nous a permis de :

- Localiser la zone d'étude
- Observer les activités menées autour de la zone d'étude
- Identifier la morphologie du terrain
- Faire des prélèvements d'échantillon pour analyse
- Identifier l'ouvrage déjà existant
- Identifier les différentes sections des ouvrages
- Etablir un contact avec les riverains pour avoir des informations sur le comportement des ouvrages et des difficultés rencontrées

Les visites de terrains en vue de collecter des données après analyse nous a permis de :

- Connaitre la profondeur de la nappe à travers les puits réalisés par les riverains dans les environs de la zone d'étude
- Connaitre La nature des sols
- Déterminer de façon sommaire les caractéristiques physiques des bas-fonds
- Recueillir des données hydrologiques, climatiques nécessaires pour cette étude
- D'identifier qu'un écrêtement des crues s'impose suite à la construction d'un bassin de rétention.

Et enfin le traitement approfondi de ces données à partir de l'exploitation de la documentation acquise au cours de la recherche documentaire et les entretiens menés ont permis de choisir les paramètres de dimensionnement tels que :

- la période de retour (T), les différents coefficients de ruissellement et ceux de la formule de Montana ;
- de délimiter les bassins versants;
- d'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 enfin de dimensionner le bassin de rétention

4.3. Phase de recherche documentaire et collecte de données

En ce qui concerne cette phase, elle a consisté à rassembler l'essentiel des documents relatifs au projet (Etudes d'APS et APD, sociologique, DAO, Ancien mémoire). Cela nous a permis

d'identifier la problématique, les difficultés auxquelles sont confrontées les riverains et la délimitation de la zone d'étude.

4.4. La phase des études techniques (hydrologiques, hydrauliques, génie civil), et de prix (devis)

4.4.1. Etude Hydrologique

a) Etude statistique des pluies maximales journalières sous Hyfran (Lois des valeurs extrêmes)

Sur un échantillon de valeurs de pluies journalières maximales à Ouagadougou, nous avons ajusté trois lois des valeurs extrêmes (choisies en fonction des habitudes de dimensionnement locales et de leurs caractères sur-dimensionnant, acceptable et sous-dimensionnant) que sont :

➤ Loi exponentielle

La loi exponentielle est un cas particulier de la Loi de Pareto généralisée (Cours hydrologie 2iE)) : Elle correspond à la distribution des excès au-dessus d'un seuil d'une loi de Gumbel et s'utilise donc également pour la modélisation des séries tronquées. La fonction de répartition de la loi exponentielle $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \frac{\sigma + 1}{2} - \sigma \exp(-u^{\delta}) \text{ avec } u = \frac{x - x_0}{s}$$

Loi exponentielle

➤ Loi de Gumbel

Gumbel postule que la loi double exponentielle, ou loi de Gumbel, est la forme limite de la distribution de la **valeur maximale ou minimale** d'un échantillon de n valeurs (cours hydrologie 2iE). Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels. La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)\right)$$

Loi de Gumbel

Avec la variable réduite suivante : $u = \frac{x-a}{b}$ où a et b sont les paramètres du modèle de Gumbel.

Après le report des M_i , une droite d'ajustement a été tracée de façon à avoir une bonne répartition des points M_i de part et d'autre de la droite. Pour déterminer les paramètres a et b de la droite graphique, on cherche les deux points A ($x_{0.05}$; 0.05) et B ($x_{0.95}$; 0.95).

➤ Loi GEV (Generalized Extreme Values)

La théorie des valeurs extrêmes a pour but d'étudier la loi du maximum d'une suite des variables aléatoires réelles même si, et spécialement si, la loi du phénomène n'est pas connue (cours hydrologie 2iE). La méthode consiste à prendre sur un échantillon le maxima annuels de précipitations pour la durée de cumul considérée (les séries courtes produisent des échantillons très courts). L'estimation des paramètres se fait par la méthode des moments pondérés et on utilise des séries de 25 ans au moins. La fonction de répartition de la loi GEV est définie selon l'expression :

$$F(x) = e^{-[1 - k(x - x_0)/s]^{1/k}}$$

Loi GEV

L'objectif est de retenir la meilleure loi qui ajuste au mieux les observations. La période d'observation est de 1980 à 2015 (voir annexe I). En raison de la valeur exceptionnelle de la pluie journalière du 1er septembre 2009, cette valeur n'a pas été prise en compte dans l'étude statistique. 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, cinquantennales et centennales.

La fréquence expérimentale utilisée est celle de Weibull :

$$F_{nd}^*(X_i) = \frac{i}{n+1} \text{ avec } i = \text{rang} ; N = \text{taille de l'échantillon.}$$

Formule de weibull

La pluie est déterminée par :

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

Probabilité d'obtention de la pluie

b) Etude, caractérisation et délimitation des bassins versants

La prise en compte des bassins versants étant nécessaire à un bon déroulement de l'étude, la délimitation s'est faite grâce au logiciel Global Mapper et Google Earth, et de façon à ce qu'elle soit le plus proche possible des résultats présentés dans l'APD tout en gardant les mêmes exutoires. La démarche adoptée consiste à repérer notre zone de projet sur Google Earth et à tracer une ligne projet.

La délimitation des sous bassins versants du site faite à partir de la carte topographique a consisté à :



Photo 4: Délimitation par google earth

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

Et cela nous a permis d'avoir les paramètres suivants :

- ✚ La superficie et le périmètre de chaque sous bassin versant ;
- ✚ L'élévation maximale et minimale,
- ✚ la longueur de l'écoulement

Ainsi chaque sous bassin permet d'avoir Les principales caractéristiques physiographiques que sont consignés dans le tableau suivant:

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Surface	S	Global Mapper	km ²
Périmètre	P		km
Dénivelée spécifique	Ds	$D_s = I_g * \sqrt{S}$	m
Pente longitudinale	I	$I (\text{‰}) = \frac{\Delta H}{L_c}$	‰
Indice de Compacité	Icomp	$I_c = 0,28 * \frac{P}{S^{0,5}}$	-
Longueur du rectangle équivalent	Lrect	$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{(P^2 - 16 * S)}}{4}$	km
Indice global de Pente	Ig	$I_g = \frac{D}{L}$	m/km
Pente corrigée	Igcorr	$I_{g_{cor}} = \frac{(n - 1) * I_g + I_t}{n}$	m/km
Densité de drainage	Dd	$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	-

Source : FAO 54

c) Détermination des débits pluvieux de chaque sous bassins par la méthode rationnelle améliorée

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite au départ la détermination des débits d'eaux pluviales à évacuer. L'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait l'objet de nombreuses études théoriques. Il existe plusieurs méthodes d'évaluation des débits pluviaux. En ce qui nous concerne, comme précédemment expliqué, nous avons opté de prendre la méthode rationnelle améliorée pour la détermination des débits d'eaux pluviales.

- ✚ 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.

Rappel de la formulation mathématique de la méthode rationnelle améliorée :

$$Q_p(T) = \frac{1}{360} * C * i(tc, T) * A^{(1-\varepsilon)}$$

Débit de Pointe par la méthode rationnelle améliorée

Avec ε le facteur d'ajustement, $0 \leq \varepsilon \leq 0,05$. Pour le calcul du débit, nous opté de prendre le facteur d'ajustements : $\varepsilon = 0,05$

Cette partie consiste à la présentation des différents paramètres d'évaluation des débits.

➤ Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement (C) est le rapport entre le volume ruisselé parvenant à l'exutoire de la surface réceptrice et le volume précipité sur la surface réceptrice du bassin versant (cours hydrologie 2iE). Ce coefficient qui caractérise le degré de couverture et d'imperméabilité de chaque zone est un paramètre très difficile à estimer. Il dépend de la nature du sol, la pente du terrain, la catégorie d'urbanisation. Le coefficient de ruissellement C étant très difficile à estimer, On trouve en bibliographie de nombreux tableaux plus ou moins détaillés et précis proposant des valeurs. On s'est donc référer à la bibliographie pour déterminer le coefficient des bassins élémentaire.

➤ L'intensité de la pluie

L'intensité (i) est la quantité de pluie qui tombe sur une surface délimitée pendant une unité de temps (cours hydrologie 2iE). Plusieurs formules peuvent permettre d'évaluer cette intensité. Pour notre projet, nous avons utilisé la formule de Montana. Sa formulation mathématique est :

$$i = a * tc^{-b}$$

Intensité de pluie

a et b sont des paramètres d'ajustement; I : intensité (mm/h); tc: temps de concentration (min). Les coefficients de Montana pour la ville de Ouagadougou ont permis d'estimer l'intensité de pluie probable à laquelle il faut se prémunir durant toute la durée de vie des ouvrages. a=890 et b=-0.65

➤ Temps de concentration

Le temps de concentration tc est le temps mis par une goutte d'eau tombant sur le point hydrauliquement le plus éloigné pour arriver à l'exutoire (cours hydrologie 2iE). Plusieurs formules empiriques permettent de calculer le temps de concentration. En Afrique, les formules les plus utilisées pour le calcul du temps de concentration sont celles de Kirpich et de Richards. Le calcul de tc à partir de ces formules 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 : $tc = ts + tr$

ts = temps de ruissellement en surface avant de rejoindre le réseau d'assainissement

tr = temps de ruissellement en réseau jusqu'à l'exutoire.

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

$$T_c = 0,01947 \times L^{0,77} \times I^{-0,385}$$

Temps de concentration par la méthode de Kirpich

d) Mise en œuvre de la méthode rationnelle améliorée

La méthode rationnelle ne permet que d'estimer un débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant (Cours hydrologie 2iE). Cependant, ce débit de pointe ne nous permet pas d'atteindre notre objectif qui est de dimensionner le réseau d'évacuation des eaux pluviales à l'intérieur d'un bassin versant. De façon pratique, il s'agira d'élaborer des paramètres équivalents pour

des bassins versants en série ou en parallèle. Ces nouveaux paramètres serviront aux calculs des débits à évacuer par les différents collecteurs.

➤ Bassins versants en série

Le tableau suivant résume les expressions mathématiques des paramètres équivalents :

Types d'assemblage	Surface	Coefficient de ruissellement	Temps de concentration
Série	$A_{eq} = \sum A_j$	$C = \frac{\sum C_j A_j}{A_j}$	max (tc1+tp1-2 ; tc2)

Tableau 2: Expressions mathématiques pour assemblage en Série

Ces formules d'assemblage de bassins versants en série peuvent parfois conduire à des anomalies. Pour cela, il faudra vérifier que :

Si $Q_{eq} > \sum(Q_j)$ alors $Q_{eq} = \sum(Q_j)$; si $Q_{eq} < \max(Q_j)$ alors $Q_{eq} < \max(Q_j)$

➤ Bassins versants en parallèle

Le tableau suivant résume les expressions mathématiques des paramètres équivalents :

Types d'assemblage	Surface	Coefficient de ruissellement	Temps de concentration
Parallèle	$A_{eq} = \sum A_j$	$C = \frac{\sum C_j A_j}{A_j}$	max (tc1 ; tc2)

Tableau 3: Expressions mathématiques pour assemblage en parallèle

De même que pour les bassins en série, il est utile de vérifier :

Si $Q_{eq} > \sum(Q_j)$ alors $Q_{eq} = \sum(Q_j)$; si $Q_{eq} < \max(Q_j)$ alors $Q_{eq} < \max(Q_j)$.

4.4.2. Etude Hydraulique

e) Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention

Le comportement hydraulique du bassin de rétention après une pluie, nous permet d'avoir des éléments de réponses vis-à-vis de l'objectif de l'étude (François-Noël CRES (Septembre 2001).

Hydrologie urbaine quantitative-assainissement pluvial, Version 2.0,

). Il s'agit d'étudier l'influence du bassin de rétention sur la propagation des débits dans le canal existant. Il faut dans ce cas, pour une meilleure estimation et vérification des hauteurs d'eau

pouvant être atteintes lors de l'écoulement sous des conditions spécifiques, poser les bases d'une approche hydraulique, dès lors indispensable. Le laminage hydrologique (Flood Routing) non stationnaire est couramment utilisé car généralement, il est plus précis que le permanent. La démarche adoptée s'articule comme suit

➤ Définition d'une pluie de projet

Les données sur une pluie décennale faisant défaut nous sommes partis sur la base d'un hyétogramme double triangle symétrique de Desbordes. Dans ce hyétogramme, Les pluies projets telles que définies par Desbordes sont constituées de deux parties triangulaires qui correspondent à une période de pluie intense encadrée par une période de pluie plus faible. Elles peuvent avoir des périodes de retour différentes et la pluie peut être symétrique ou non. Cette forme est inspirée du fait que les pluies engendrant des dysfonctionnements dans les réseaux d'assainissement sont généralement constituées d'une période de pluie intense, période encadrée par une pluie moyenne de quelques heures, configuration qui contribue à saturer les capacités de stockage du réseau avant l'arrivée de la pluie maximale

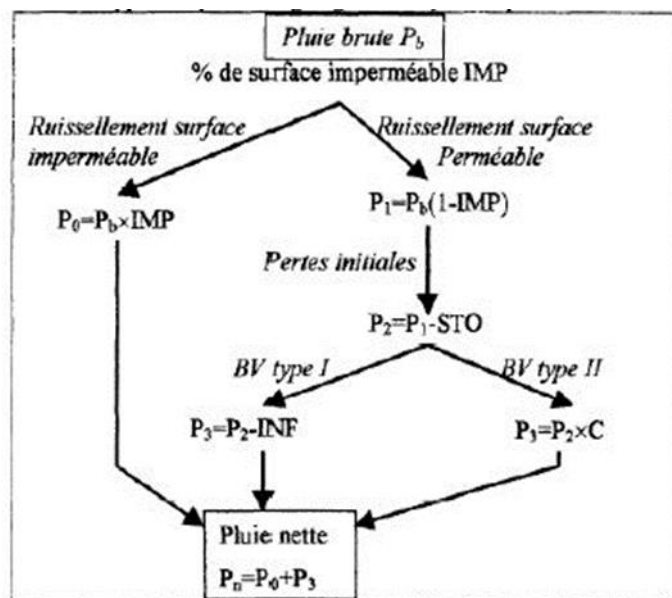


Figure 5: Modèle de Bouvier

Cette pluie est caractérisée par les valeurs suivantes :

- t_1 = instant du début de la période intense en [min]
- t_2 = instant du maximum en [min] ;
- t_3 = fin de la pluie en [min]
- i_1 = intensité du début de la période intense en [mm/h];
- i_2 = intensité maximale en [mm/h]

Les temps caractéristiques du hyétogramme sont ainsi estimés :

$$t_1 = 2,25K \quad t_2 = 2,5K \quad t_3 = 5K$$

Avec K est le temps de réponse ou lag-time. C'est le décalage temporel entre les centres de gravité de la pluie et de l'hydrogramme résultant à l'exutoire du bassin versant.

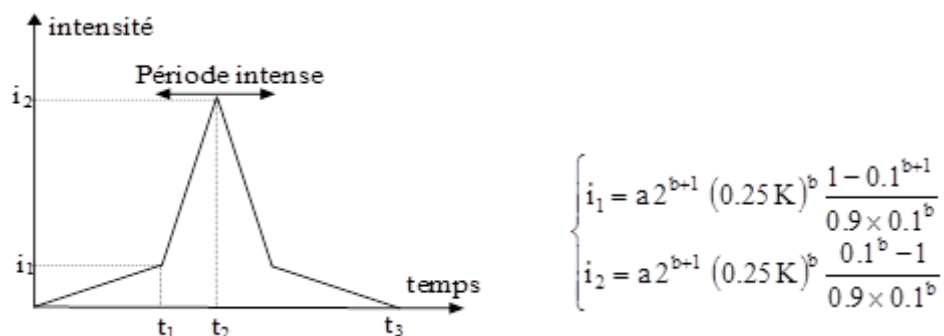


Figure 6: Double Triangle de Desbordes

Trois relations empiriques usuellement utilisées en Afrique de l'Ouest ont permis d'estimer la valeur de K. La valeur retenue dans cette étude est la moyenne arithmétique.

- Formule de Chocat : $K_1=K=5,93 \times A^{0,441}$
- Formule de Bouvier : $K_2=K=2,25 \times A^{0,3} \times IMP^{-0,45} \times I^{-0,39}$
- Formule de Desbordes : $K_3=K=5,07 \times A^{0,18} \times (1+IMP)^{-1,9} \times I^{-0,36} \times T_p^{0,21} \times L^{-0,15} \times H_p^{-0,07}$

A : Superficie du bassin versant en [ha] ;

I : pente moyenne du bassin en [%] ;

IMP : le coefficient d'imperméabilisation ;

Tp : la durée de la période de pluie intense en [min] ;

L : la longueur du drain principal en [m] ;

Hp : la hauteur de pluie tombée pendant Tp en [mm].

➤ Construction de l'hydrogramme à l'entrée du bassin de rétention

Il s'agit de transformer la pluie brute en débit à travers le système que constitue le bassin versant. Cette transformation comporte 2 parties (M.DESBORDES, C. BOUVIER. (Septembre 1990). Assainissement pluvial en Afrique de l'Ouest) :

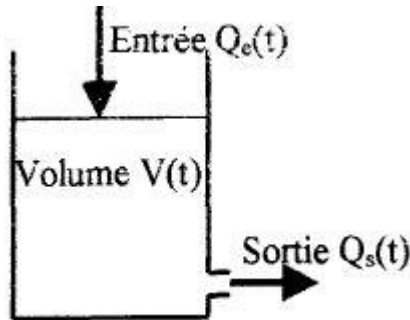
- La fonction de production qui consiste à évaluer la quantité de pluie nette qui parviendra à l'exutoire ;
- La fonction de transfert qui consiste à déterminer quel débit va naître de l'eau qui ruissellement ; Comme fonction de production, nous avons retenu le modèle de Bouvier (1990) établi en Côte d'ivoire et adapté par extension, à l'Afrique de l'Ouest. L'architecture du modèle est mentionnée.

Le bassin versant de notre étude est de type II et les valeurs retenues dans le modèle sont :

A = 354.2 [ha] ; IMP = 45% ; C = 0.75 ; STO = 1.7 x STOexp avec STOexp = 7 [mm] ;

Comme fonction de transfert, nous avons retenu le modèle de réservoir linéaire habituellement utilisé en hydrologie urbaine pour caractériser la fonction d'étalement. Le pas de temps retenu est d'une minute ($\Delta T = 1$ [min]). Cette valeur du pas de temps permet d'estimer avec une marge raisonnable le débit instantané observable sur le bassin

Le bassin versant est considéré comme un réservoir. Le principe est schématisé par la figure



$Q_e(t)$ est le débit entrant dans le réservoir (la pluie nette)

$V(t)$ est le volume stocké dans le réservoir

$Q_s(t)$ est le débit sortant (l'hydrogramme que l'on cherche)

Figure 7: Schéma du principe du réservoir

La variation du volume stocké dans le temps s'écrit : $\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$

Variation du volume

On introduit une équation de variation du volume stocké $V(t)$ qui dépend du débit d'entrée $Q_e(t)$ et du débit de sortie $Q_s(t)$:

$v(t) = K [\alpha \times Q_e(t) + (1-\alpha) \times Q_s(t)]$ où K et α sont deux paramètres de calage

En remplaçant $V(t)$ dans l'équation de la variation du volume stocké :

$$\frac{d}{dt} [K\alpha Q_e(t) + K(1-\alpha) \times Q_s(t)] = Q_e(t) - Q_s(t)$$

$$K\alpha \frac{dQ_e(t)}{dt} + K(1-\alpha) \frac{dQ_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

Variation du volume stocké

Ce modèle porte le nom générique de modèle de Muskingum, et différents noms en fonction de valeurs particulières de α :

$\alpha = 1$ modèle de Kalinin-Miljukov

$\alpha = 0$ modèle du réservoir linéaire (on parle du réservoir non linéaire si le paramètre K est une fonction du temps).

Cette équation différentielle admet des solutions numériques ou analytiques.

Pour $\alpha \neq 1$, on utilise généralement la solution analytique suivante où Δt est le pas d'intégration, en fait le pas de temps avec lequel la pluie est connue :

$$Q_s(t+\Delta t) = C_1 \times Q_e(t) + C_2 \times Q_e(t+\Delta t) + C_3 \times Q_s(t)$$

Volume d'eau sortant du bassin versant

$$\begin{cases} C1 = \frac{\alpha}{1+\alpha} e^{-\frac{\Delta t}{k(1-\alpha)}} \\ C2 = 1 - \frac{\alpha}{1+\alpha} e^{-\frac{\Delta t}{k(1-\alpha)}} \\ C3 = e^{-\frac{\Delta t}{k(1-\alpha)}} \end{cases} \quad \text{Pour } \alpha=1 \text{ on a } \begin{cases} C1 = \frac{\Delta t+2k}{\Delta t} \\ C2 = \frac{\Delta t-2k}{\Delta t} \\ C3 = -1 \end{cases} \quad \text{pour } \alpha=0 \text{ on a } \begin{cases} C1 = 0 \\ C2 = 1 - e^{-\frac{\Delta t}{k}} \\ C3 = e^{-\frac{\Delta t}{k}} \end{cases}$$

➤ Etablissement de la courbe Hauteur – Volume du bassin de rétention

En fonction des caractéristiques géométriques et hydrauliques du bassin de rétention, nous avons estimé pour chaque hauteur d'eau, le volume d'eau contenu dans le bassin à l'aide de la formule suivante :

$$V_i = S_i \times L \text{ avec } \begin{cases} \text{si } h \leq h1 \Rightarrow Si = h(b1 + m1 \times h) \\ \text{si } h \geq h1 \Rightarrow Si = h(b1 + m1 \times h1) + (h - h1)(b2 + m2 \times (h - h1)) \end{cases}$$

Volume d'eau

Le bassin ayant une forme trapéziq ue composée, ces dimensions sont mentionnées dans le tableau 3. La longueur moyenne du bassin de rétention est estimée à 250 [m] avec une profondeur maximale de 2,5 [m].

➤ Laminage de crue dans le bassin de rétention : Méthode « Storage Indication Curve»

La méthode de « Storage Indication Curve » est recommandée pour cause du comportement non linéaire des réservoirs. Il est dès lors possible à partir de calcul d'obtenir l'hydrogramme sortant d'un réservoir connaissant l'hydrogramme entrant et les caractéristiques de vidange de ce réservoir. Elle repose sur la forme discrétisée de l'équation de continuité : la variation de stockage S entre deux instants $t = j$ et $t = j + 1$ peut s'exprimer selon la relation où O est le débit sortant, I le débit entrant et Δt le pas de temps :

- En rappel, l'équation de continuité : $\frac{1}{2}(I_j + I_{j+1}) - \frac{1}{2}(O_j + O_{j+1}) = \frac{S_j + S_{j+1}}{\Delta t}$
- En reformulant, on obtient : $(I_j + I_{j+1}) - \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - O_j\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - O_{j+1}\right)$

Pour la mise en Œuvre on procède comme suit :

- Evaluer $\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - O_{j+1}\right)$ à partir de dernière relation ;
- A partir d'une courbe $\left(\frac{2S}{\Delta t} - O\right)$ en fonction de O, obtenue de la courbe Hauteur/Volume, calculer O_{j+1} ;
- Evaluer $\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - O_{j+1}\right)$ en calculant $\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - O_{j+1}\right) - 2 O_{j+1}$
- La valeur de $\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - O_{j+1}\right)$ calculée devient égale à $\left(\frac{2S_j}{\Delta t} - O_j\right)$ pour le pas suivant.

4.4.3. Etude Structurale

➤ Calculs des stabilités de pentes

- Le calcul des pentes et leur stabilité s'est fait à partir du Logiciel Geoslope, en y insérant les caractéristiques de notre bassin de rétention (types de sol, dimensions du bassin, et niveau d'eau dans le bassin). Nous avons utilisé des hypothèses également (GCI 315 – MÉCANIQUE DES SOLS II)

Bassin de Rétention	Type	Digue Routière
	Pente talus surface	2H/ 1,25V
	Pente talus fond	2H /1,25V

Tableau 4: Choix des pentes

➤ Protection des talus

Une protection enrochement de 0,3 m sur toute la surface du bassin de rétention est prévue.

La pose de ces perrés secs est une technique de construction consistant à assembler, sans aucun mortier à liant, des moellons.

4.4.4. Etude de prix

f) Evaluation des quantités

Ce sont des calculs de Volume et de Surface dans le but de pouvoir apporter un devis Estimatif. il s'agit après calcul de la structure et la proposition du plan architectural d'essayer à partir de feuilles de calculs Excel de mettre en exergue des méthodes et les calculs souhaités avec beaucoup de sérénité et de concentration pour éviter le maximum d'erreurs possible. Les calculs sur les feuilles Excel sont des calculs simplistes consistant à multiplier des Longueurs par des Largeurs pour avoir des surfaces, ou en multipliant les surfaces par des hauteurs pour avoir des volumes. Les éléments de longueurs ou de surfaces sont obtenus sur les différents plans (Architecturaux ou d'Exécution).

g) Evaluation des Prix

Il s'agit de se procurer des approximations de prix unitaire sur le marché et de multiplier avec les surfaces ou les volumes que nous aurons obtenus dans l'estimation des quantités. Cela nous permet d'avoir une idée sur les fonds à injecter dans le projet.

5. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

5.1. Diagnostic de la zone de projet

Description du projet

Notre Zone de projet se situe à Ouagadougou, juste à la fin du canal aménagé du Mogho Naaba, et au début du canal aménagé du côté du stade René Monori. Elle s'étend sur 199m de large et 250 m de long, pour une superficie de 48918 m² et un périmètre de 880 m. Elle a une forme trapézoïdale avec une hauteur totale de 2,5m (voir annexe V) et sera revêtue de perrés .

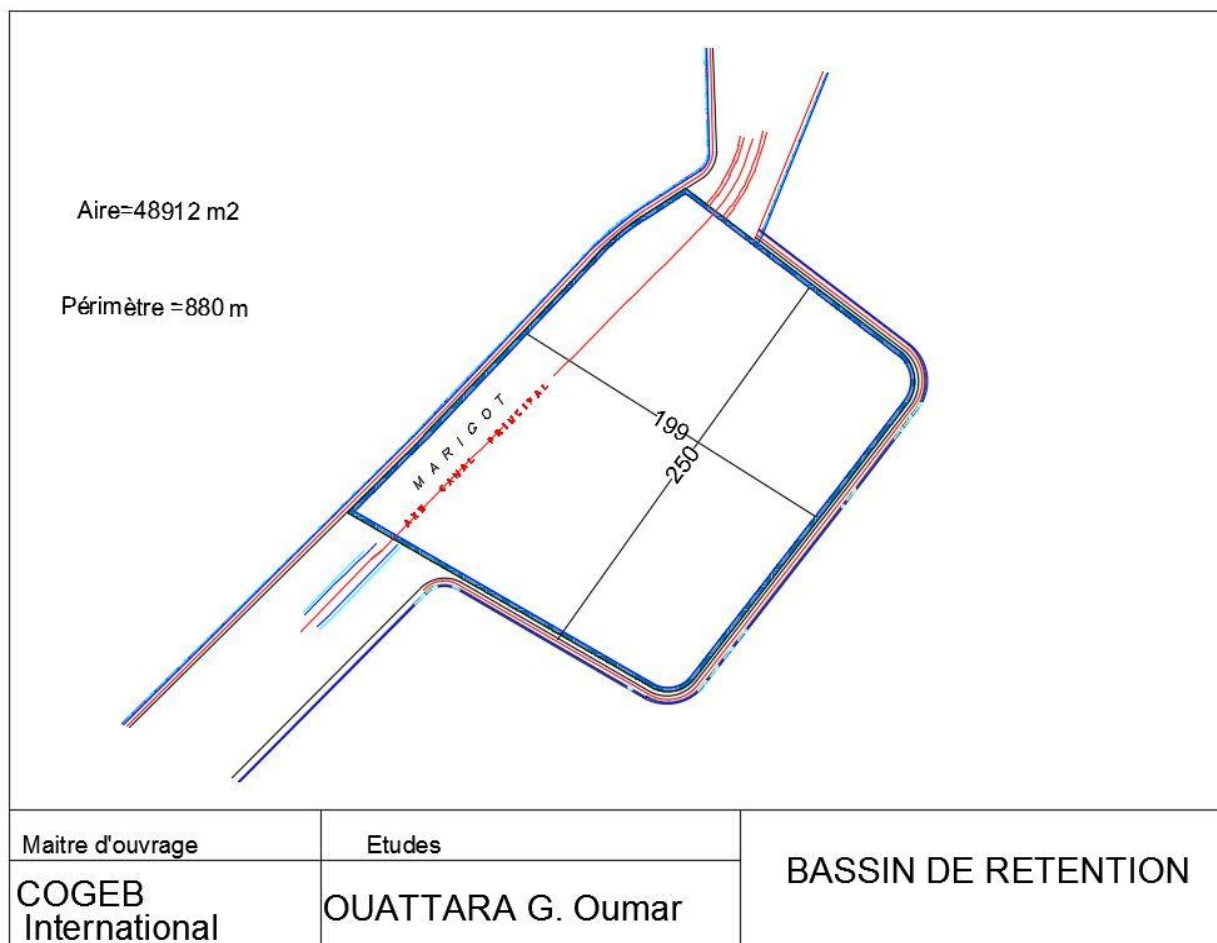


Figure 8: Vue en plan du bassin de rétention

5.2. Ouvrages existants et état de fonctionnement

Sur la zone de projet du bassin de rétention, nous avons un canal déjà existant réalisé sous forme trapézoïdale avec une base de 8m, une hauteur de 1,5m et un canal en cours d'exécution dont la base devrait atteindre 20m.



Figure 9: Ouvrage existant bétonné

5.3. Résultats des études hydrologique

a) Etude statistique des pluies maximales journalières sous Hyfran

➤ Loi exponentielle

Nous avons remarqué que la loi exponentielle dans son processus d'analyse des valeurs de pluies les a surestimées

Paramètres	
Alpha	25.5
M	36.27

Tableau 5: Valeurs des paramètres de la loi Exponentielle

Nous retrouvons des valeurs de paramètres assez faibles. Ce qui concourt à biaiser les résultats. La validation de la loi a été faite par le biais de 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

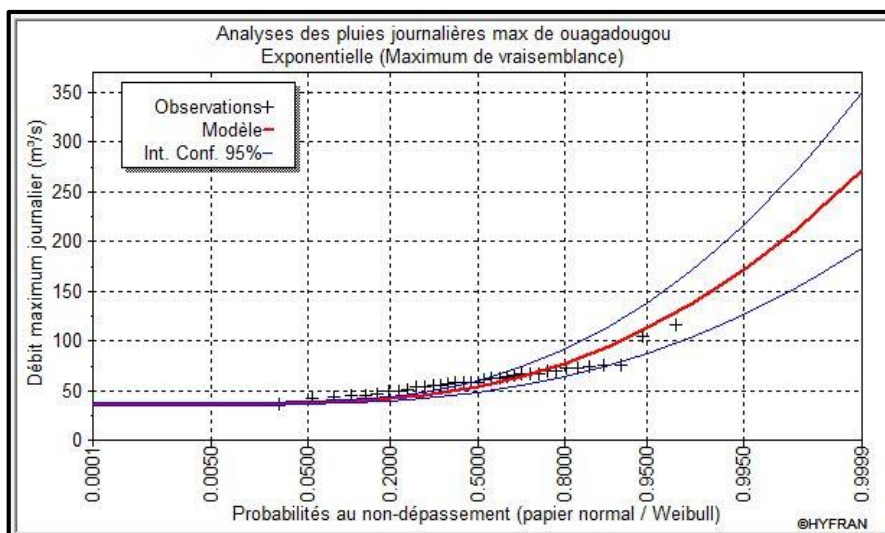


Figure 10: Graphe du débit maximum journalier selon la loi exponentielle

Pour une période de retour supérieure ou égale à 5 ans, nous avons les valeurs de pluies journalières suivantes dans le tableau

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
50.0	0.9800	136	17.0	103	169
20.0	0.9500	113	13.0	87.2	138
10.0	0.9000	95.0	9.97	75.4	115
5.0	0.8000	77.3	6.95	63.7	90.9

Tableau 6: Valeurs des pluies en fonctions des périodes de retour

Les valeurs de pluies générées par la loi exponentielle sont assez élevées par rapport aux valeurs de pluie décennale généralement autour de 82-86 mm. Les valeurs de pluie de la Loi exponentielle sont très grandes.

➤ **Loi de Gumbel**

Elle est la loi la plus souvent utilisée pour les analyses fréquentielles, car elle fournit des résultats relativement acceptables.

Paramètres	
U	54.83
alpha	11.99

Tableau 7: Valeurs des paramètres de la loi de Gumbel

Les valeurs des paramètres sont acceptables. Cela permet un ajustement plus adéquat.

La validation de la loi a été faite par le biais de 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 presque toutes les observations sont à l'intérieur de la bande de confiance

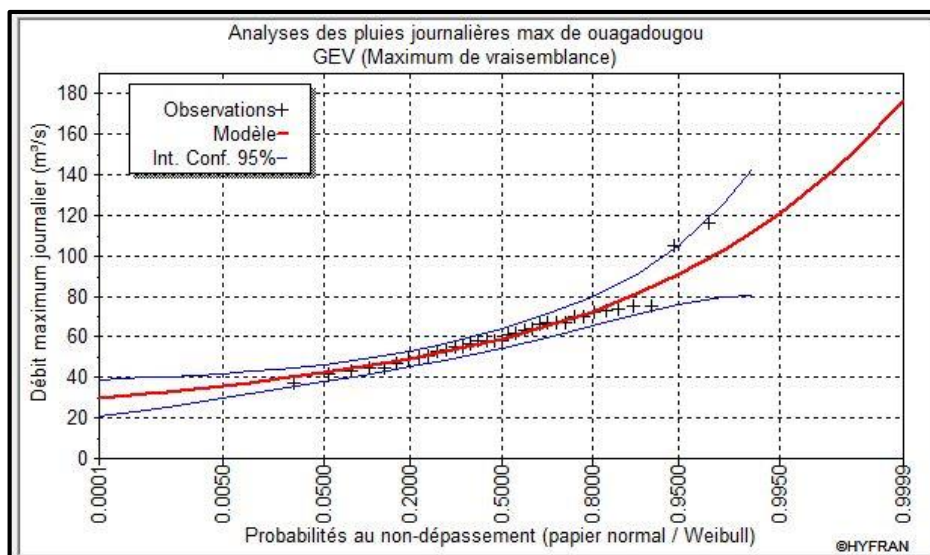


Figure 11: Graphe du débit maximum journalier selon la loi de Gumbel

Pour une période de retour supérieure ou égale à 5 ans, nous avons les valeurs de pluies journalières suivantes dans le tableau 8.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
50.0	0.9800	102	7.24	87.4	116
20.0	0.9500	90.5	5.81	79.1	102
10.0	0.9000	82	4.73	72.5	91.5
5.0	0.8000	72.8	3.67	65.6	80.0

Tableau 8: Valeurs de pluies journalières selon la loi de Gumbel

Les valeurs de pluies générées par la loi de Gumbel sont acceptables par rapport à la valeur de pluie décennale généralement autour de 82-86 mm. Les valeurs de pluies, sont mieux ajustées et se rapprochent de celles plus ou moins réelles.

➤ Loi GEV

En ce qui concerne la loi GEV, ces résultats possèdent, des résultats assez proches de la loi de Gumbel mais tout en étant différent. On peut dire qu'ils sont un peu plus précis que les résultats de la loi exponentielle.

Paramètres	
U	54.78
K	-0.028
alpha	11.62

Tableau 9: Valeurs des paramètres de la loi GEV

On remarque aussi des valeurs de pluies, plutôt acceptables mais qui sont un peu plus faibles. Ce qui risque de déboucher sur un sous dimensionnement.

La validation de la loi a été faite par le biais de 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

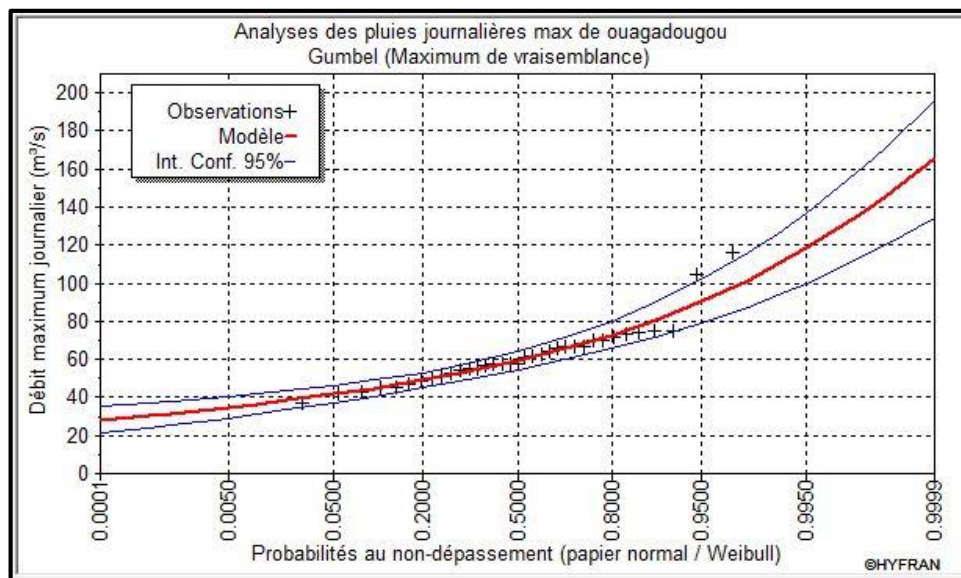


Figure 12: Graphe du débit maximum journalier selon la loi GEV

Pour une période de retour supérieure ou égale à 5 ans, nous avons les valeurs de pluies journalières suivantes dans le tableau 10 ci-dessous :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
50.0	0.9800	103	11.7	79.6	126
20.0	0.9500	90.8	7.48	76.1	105
10.0	0.9000	81	5.21	71	91.0
5.0	0.8000	72.6	3.70	65.3	79.8

Tableau 10: Valeurs de pluies journalières selon la loi GEV

Les valeurs de pluies générées par la loi GEV sont assez faibles par rapport aux valeurs de pluie décennale généralement autour de 82-86 mm. Les valeurs de pluie de la Loi GEV sont faibles.

Afin de choisir la loi la plus adéquate pour le reste de nos calculs, nous avons résumés les valeurs des mêmes périodes de retour dans un tableau synthétisé.

Désignations	T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
Loi exponentielle	10.0	0.9000	95.0	9.97	75.4	115
Loi de Gumbel	10.0	0.9000	82	4.73	72.5	91.1
Loi GEV	10.0	0.9000	81	5.21	71	91.0

Tableau 11: Tableau de synthèse

En conclusion partielle nous avons décidé de prendre la Loi de Gumbel car elle fournit des valeurs de pluie journalière décennale P_{10} moins grossières, ce qui permet de minimiser les erreurs. Nous avons pu par ailleurs avoir les valeurs statistiques correspondantes à la loi retenue pour la suite :

Moyenne	61,8
Ecart-type	15.9
Médiane	58.0
Coefficient de variation	0.258
Maximum	116
Minimum	37.0

Tableau 12: Valeurs des paramètres statistiques de l'ajustement

5.4. Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants

En ce qui concerne les sous bassins versants impliqués dans l'étude, leur délimitation a été faite en référence au sens de drainage des eaux (surface) fourni par l'APD de la réalisation du Canal du Mogho Naaba et ayant aussi le même exutoire. Ces sous bassins sont représentés sur la figure.... La somme des superficies totales est d'environ 14 [km²]. En référence aux paramètres physiographiques des sous bassins présentés dans le tableau, on peut conclure que le bassin versant qui draine les eaux de notre canal a une forme allongée car la moyenne $KG = 1.38$ et la densité de drainage Dd moyenne est 1.40 km/km² favorisant dans certains cas l'obtention de faibles débits de pointe de crue à cause du retard de l'acheminement de l'eau à l'exutoire.

BV	S [km ²]	P [km]	C	L_{hydrau} [km]	I [m]
1	9,124	16,769	0,75	6 ,49	0,0083
2	3,781	12,199	0,75	2,7	0,0078
3	0,995	6,255	0,75	1,1	0,0092

Tableau 13: Caractéristiques des bassins versants

Nous avons procédé à la cartographie des bassins versants impliqués dans la conception de notre bassin de rétention que nous présentons dans la figure ci-dessous.

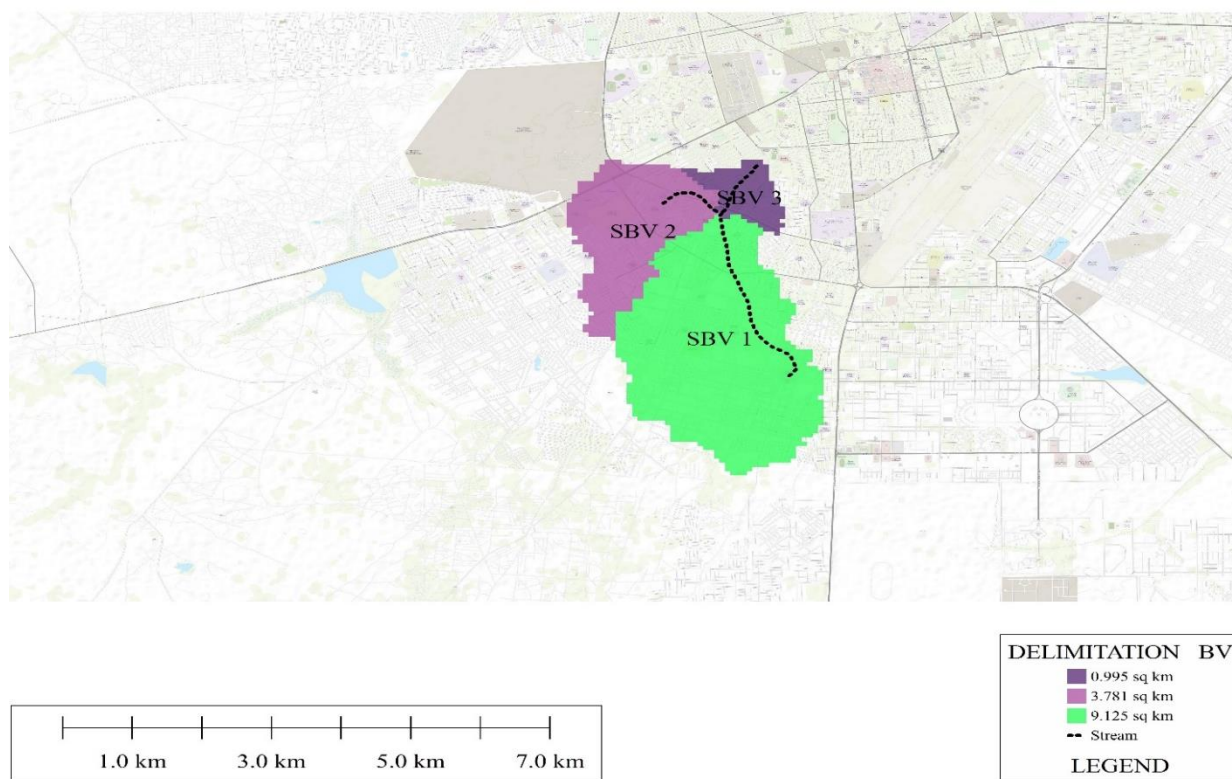


Figure 13: Délimitation des bassins versants

5.5. Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle

Les différents résultats obtenus sont présentés dans le tableau. Ce tableau fournit les débits élémentaires obtenus par la méthode rationnelle. Le choix de retenir comme valeur moyenne le temps de concentration calculé par les formules de Kirpich et Richards permet d'obtenir une valeur pondérée.

BV	S [ha]	C	Lhydrau [km]	I	Qi [m3/s]	M	Tr [min]	Ts [min]	Tc [min]	i [mm/h]	Qc [m3/s]
1	912,4	0,75	6,49	0,830%	68,5	2,15	42,17	40,00	82,17	50,68	68,51
2	378,1	0,75	2,7	0,780%	34,3	1,39	25,66	40,00	65,66	58,64	34,33
3	99,5	0,75	1,1	0,920%	16,8	1,10	12,96	15,00	27,96	102,12	16,82
GBV	1390,0	0,75	7	0,900%	103,9	1,88	40,09	40,00	80,09	51,53	103,92

Tableau 14: Calculs de débits élémentaires par la méthode rationnelle améliorée

5.6. Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention

a) Etablissement d'un hyétogramme double triangle symétrique de Desbordes

De la méthode de Desbordes, nous avons pu tirer le hyétogramme de la figure qui traduit une pluie décennale. La superficie du bassin versant drainée par le bassin de rétention est de 1390[ha] sous une pente moyenne de 1% avec un coefficient d'imperméabilisation de l'ordre de 40%. Avec ces caractéristiques, nous avons estimé le Lag-Time par les trois formules retenues. Le tableau présente les résultats obtenus avec comme valeur moyenne $K = 60$ [min].

A (ha)	I (%)	IMP	L_{hydrau} [km]	K_1	K_2	K_3	K_{moy}
1390	1	0,40	7	91,9	29,8	57,4	60

Tableau 15: Calcul du Lag-time

On constate sur ce hyétogramme que l'intensité maximale de pluie est de l'ordre de 167,4 [mm/h], et s'étend sur une période de 29,9[min]. On pourrait apercevoir aussi sur le même graphique, l'intensité maximale est 26,3 [mm/h] pour une moyenne de période de 140[min] (tableau...). Durant la phase intense nous relevons une hauteur de pluie de 47,6 [mm] alors la hauteur totale de la pluie décennale est de 107.17 [mm].

t_1 [min]	t_2 [min]	t_3 [min]	T_p [min]	i_1 [mm/h]	i_2 [mm/h]
134,3	149,3	298,5	29,9	26,3	167,4

Tableau 16: Calcul des intensités de pluie

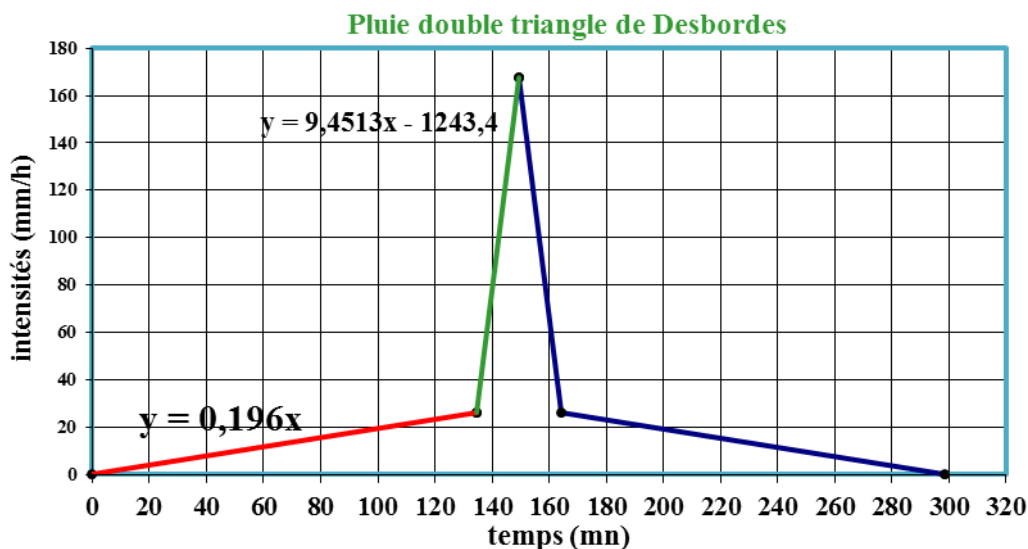


Figure 14: Pluie double triangle de Desbordes

b) Construction de l'hydrogramme à l'entrée du bassin de rétention

Les modèles de Bouvier (Fonction de production) et du réservoir linéaire ($\alpha = 0$) ont permis de transformer la pluie brute (hyétogramme) en débit à l'entrée du bassin de rétention. Le pas de temps pris est de $\Delta T = 1$ [min]

A l'aide de ce modèle, l'intensité brute de pluie est transformée en intensité nette disponible à l'écoulement. Les paramètres du modèle sont :

IMP : pourcentage de surfaces imperméabilisées = 0.4

C : coefficient du ruissellement du bassin versant = 0.75

STO = pertes d'eau initiales (surfaces perméables) = 7 [mm]

Le modèle du réservoir linéaire permet de transformer à chaque pas de temps l'intensité nette de ruissellement au débit à l'entrée du réservoir de rétention. Les paramètres de ce modèle sont:

C1	0,00
C2	0,0153
C3	0,9847

Tableau 17: Paramètres du modèle réservoir

Et $Q_i = Q_{max} = 142.6$ [m³/s] pour $y_i \geq H$

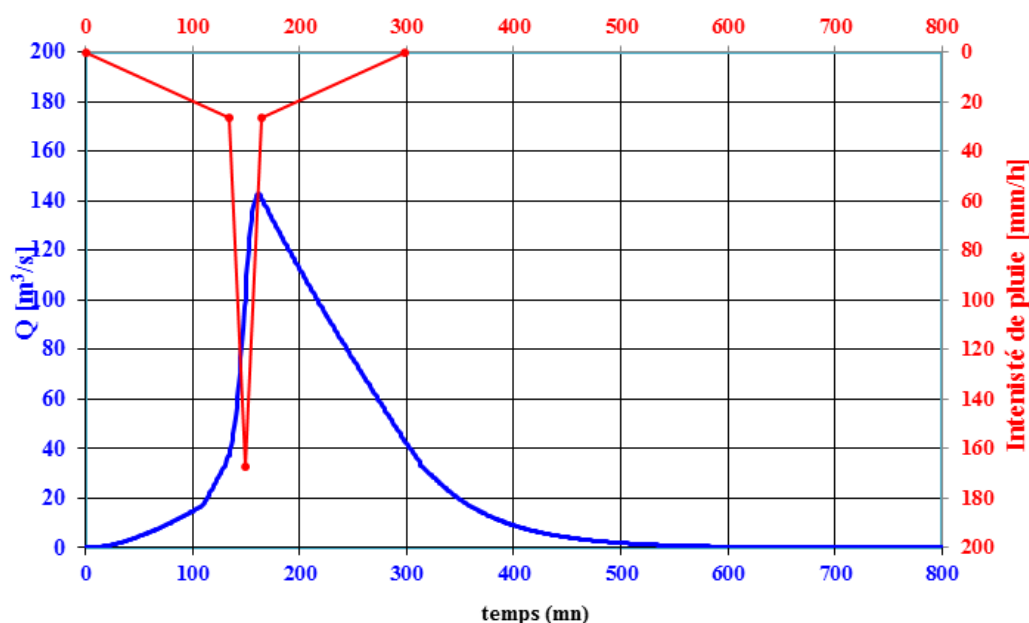


Figure 15: Hyetogramme et Hydrogramme décennal dans le bassin de rétention

La figure du hyétogramme ci-dessus, révèle que pour un évènement pluvieux, nous avons un maximum de débit d'environ 142[m³/s] après le début et quasiment un débit nul au-delà de 500[min].

c) Etablissement de la courbe Hauteur – Volume du bassin de rétention

A partir des caractéristiques géométriques du bassin de rétention, nous avons calculé pour chaque hauteur le volume d'eau contenue dans le bassin (figure 17).

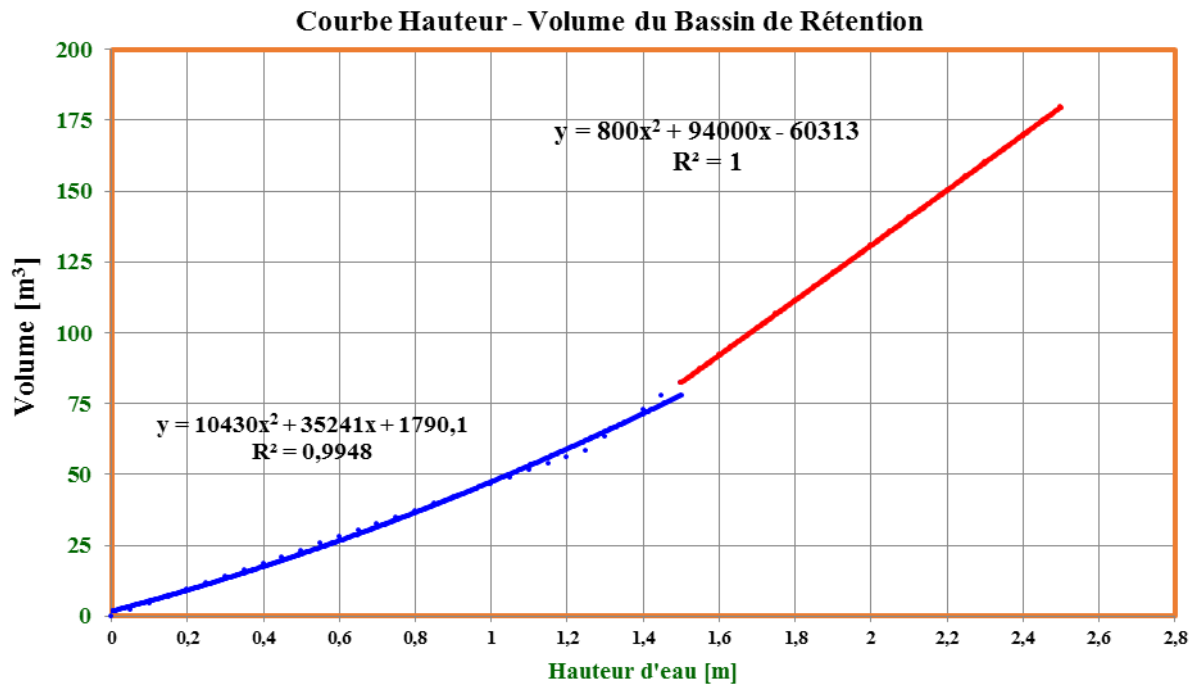


Figure 16: Courbe hauteur volume

Le débit à la sortie du bassin de rétention est estimé par la formule de Strickler :

Les caractéristiques de l'ouverture du bassin de rétention sont les suivantes (tableau 18).

B [m]	H [m]	m	Ks	I
8	1,5	1,5	70	0,0012

Tableau 18: Caractéristiques de l'ouverture du canal existant

Connaissant le volume V_j contenu dans le bassin de rétention et le débit sortant à l'instant t , on peut déduire la Storage Indication Curve (figure 18).

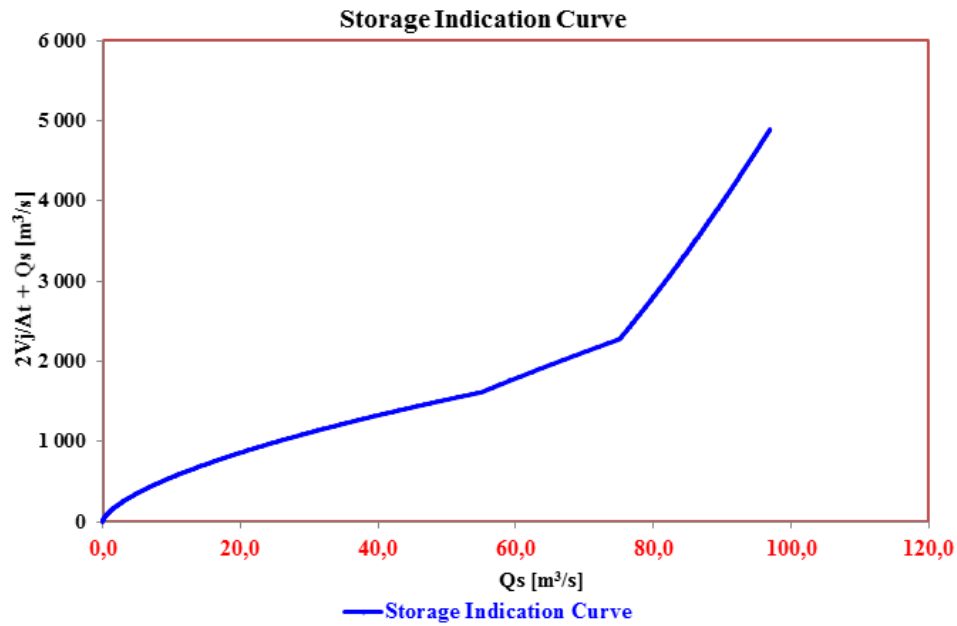


Figure 17: Storage curve

d) Laminage de crue dans le bassin de rétention

Pour la simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention, nous avons retenu quatre hydrogrammes résultant respectivement d'une pluie de période de retour 5, 10, 20 et 50 ans. L'intérêt d'effectuer les simulations avec une pluie de période de retour supérieure à 10 ans se justifie en raison des risques encourus et aussi du désir d'accroître la marge de sécurité. Ainsi, les simulations effectuées avec plusieurs niveaux d'eau dans le bassin de rétention montrent son aptitude à lutter efficacement contre les pointes de débits, donc de protéger les ouvrages aval et le milieu récepteur contre les phénomènes d'inondation.

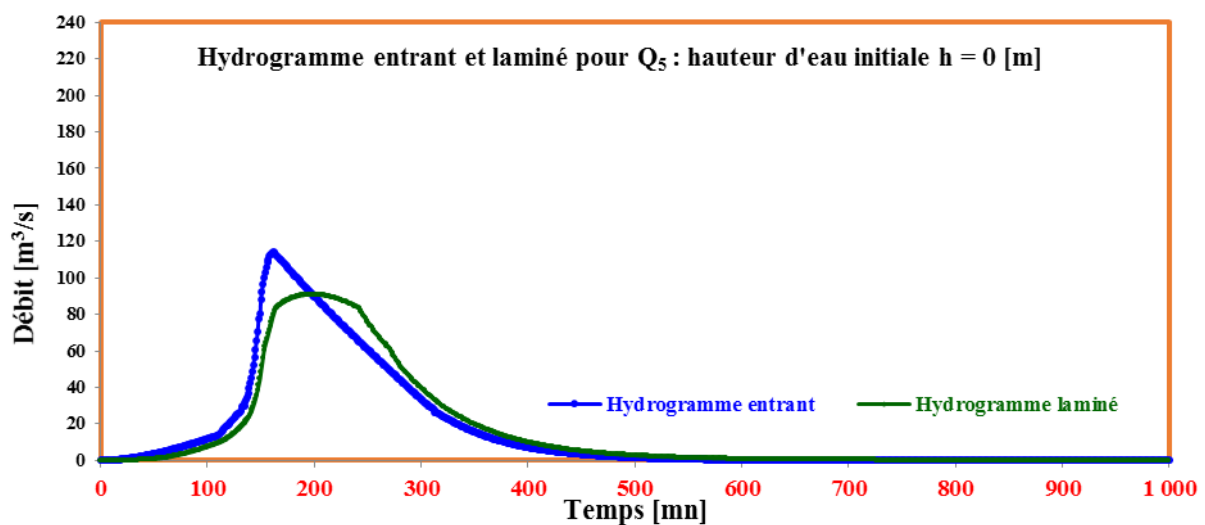


Figure 18: Laminage Q₅

On remarque qu'il n'y a pas de débordement dans le bassin de rétention. Le bassin a fonctionné normalement et a permis d'écarter, pour une pluie quinquennale

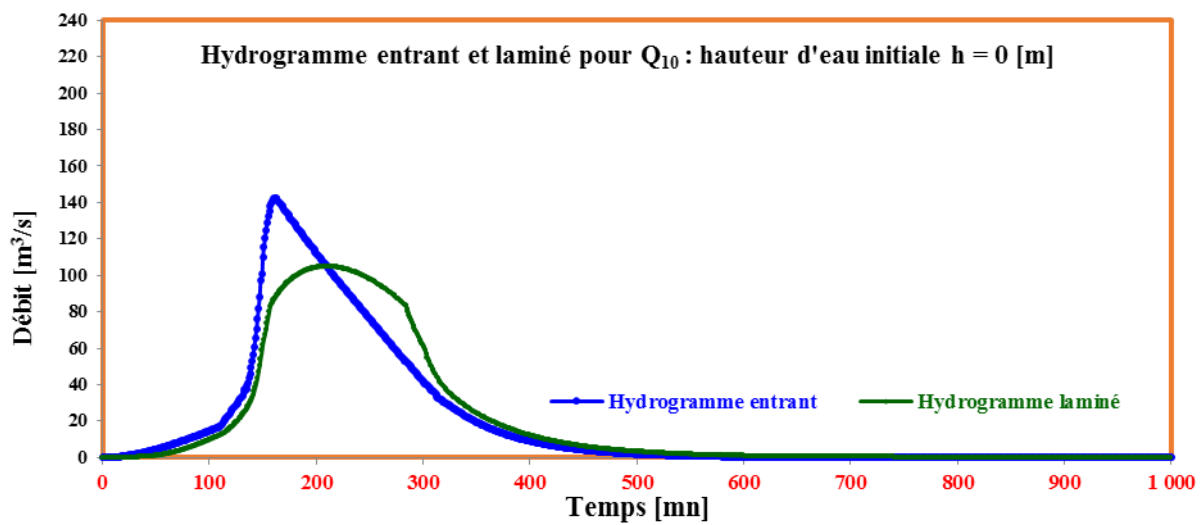


Figure 19: Laminage Q₁₀

On remarque qu'il n'y a pas de débordement dans le bassin de rétention. Le bassin a fonctionné normalement et a permis d'écarter, pour une pluie décennale.

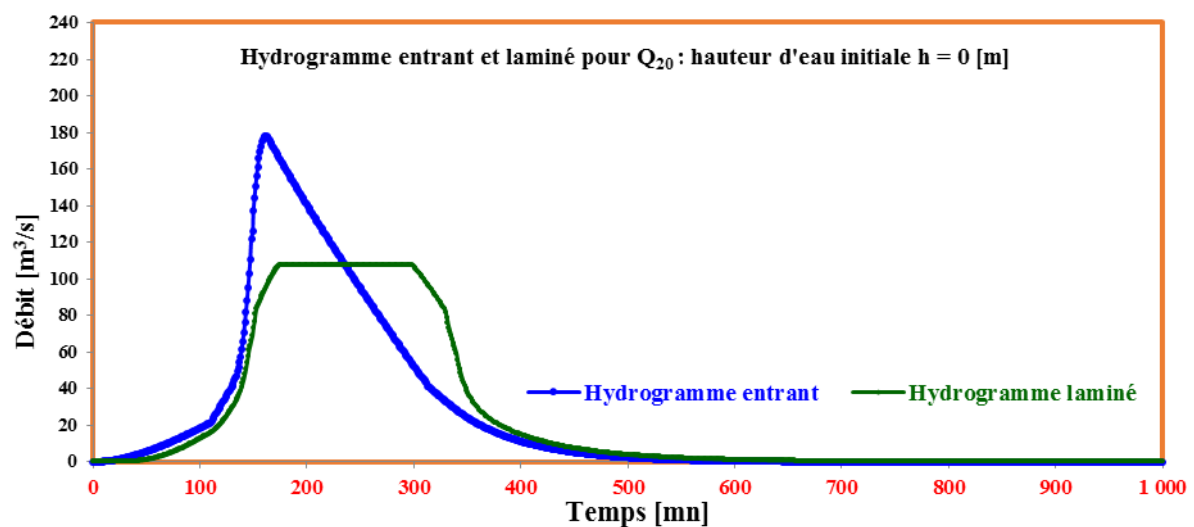


Figure 20: Laminage Q₂₀

On observe un débordement dans le bassin de rétention. Le bassin ne permet pas d'écarter la crue car il est lui-même submergé.

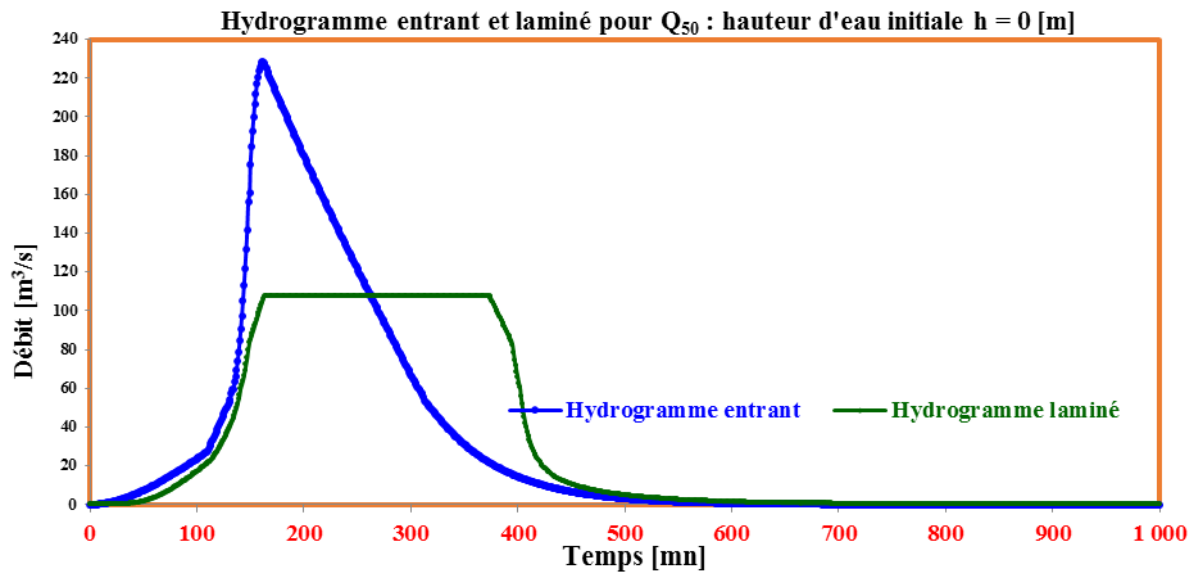


Figure 21: Laminage Q50

On observe un débordement dans le bassin de rétention. Le bassin ne permet pas d'écarter la crue car il est lui-même submergé.

e) Avantage du bassin de rétention

Pour un évènement pluvieux quinquennale, nous avons un débit maximal de $114 \text{ m}^3/\text{s}$, que nous devons faire transiter du bassin de rétention au canal existant déjà réalisé, sans qu'il n'y ait débordement dans celui-ci. C'est alors, qu'en tenant compte des paramètres hydrauliques du canal existant que sont : coefficient de Manning-Strickler de $70 \text{ [m}^{1/3}/\text{s}]$ et une pente de $0,012$. Nous avons calculé la hauteur d'eau qu'il y aura dans le canal et nous avons obtenu $1,39\text{m}$, ce qui est inférieur à la hauteur du canal qui est de $1,5 \text{ m}$. Cela voudrait dire que le bassin permet d'éviter des débordements dans le canal et ainsi, contribue à son bon fonctionnement.

f) Stabilité des Pentes

Nous remarquons après avoir posé les hypothèses de calcul de stabilités de pentes fournies par le laboratoire géotechnique de COGEB, que les pentes fixées sont belles et bien stables (voir annexe IV) comme l'indique la figure ci-dessous.

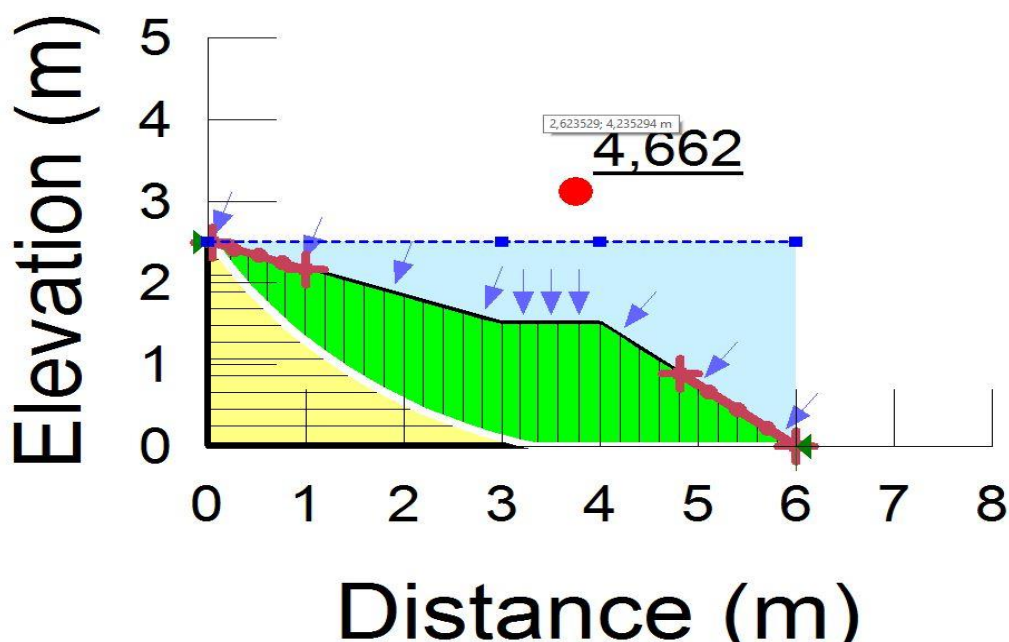


Figure 22: Calcul de stabilité de pentes

6. ETUDE DES COÛTS

L'étude de coûts fournie, a consisté à plus évaluer les déblais, les perrés secs devant servir de protections et le béton de propreté pour consolider les rebords du bassin de rétention.

	Unités	Volume	Prix unitaire (FCFA)	Montant
Déblai	m ³	18 0000	3 000	540 000 000
Béton de propreté	m ³	17,6	50000	880 000
Perrés secs	m ²	2119,28	15000	31 789 200
Montant total (FCFA)				572 669 200

Tableau 19: Evaluation des coûts

Le coût total de la réalisation pourrait s'élever à environ **572.669.200 F CFA**

7. Notice d'impact environnemental

En ce qui concerne le bassin de rétention et la nécessité de sa réalisation rapide et adéquate, il faudra prendre en compte son impact sur l'environnement et le quotidien des riverains.

➤ Les principaux impacts environnementaux positifs sont :

- ✚ L'assainissement du cadre de vie des populations environnantes ;
- ✚ Une Amélioration de la résilience de la ville face aux effets du changement climatique du fait d'un meilleur drainage des eaux de surface ;
- ✚ La valorisation et la réutilisation des déchets organiques et plastiques ;
- ✚ Une baisse considérable de l'érosion hydrique ;

- ✚ La réduction des taux de prévalence des maladies d'origine hydrique ;
- **Les principaux impacts environnementaux négatifs concernent :**
 - ✚ La coupe du bois sur la zone de projet ;
 - ✚ Le déplacement des maraichers installés sur la zone de projet
 - ✚ Les pollutions de toutes sortes notamment atmosphérique, sonore et olfactive lors des travaux
 - ✚ Les risques de pollution des eaux et des sols liés à la mauvaise gestion des déchets du chantier
 - ✚ Les risques d'accident et d'incendie ;
 - ✚ Les émissions des gaz à effet de serre.
- **Afin d'atténuer ces impacts négatifs, nous préconisons :**
 - ✚ Un reboisement à grande échelle le long du bassin de rétention ;
 - ✚ Un engagement des entreprises avant tous travaux à fournir et exécuter un plan de protection de l'environnement immédiat de l'ouvrage et un plan d'assurance qualité environnementale pour l'atteinte des objectifs sociaux des chantiers conformément aux cahiers des clauses environnementales et sociales ;
 - ✚ Le suivi de qualité des eaux souterraines ;
 - ✚ Le curage périodique du bassin ;
 - ✚ L'identification des personnes vulnérables à travers des études socioéconomiques ;
 - ✚ L'élaboration d'un processus de gestion des conflits et plaintes ;
 - ✚ Une meilleure communication à l'endroit des riverains, des usagers impactés par le déroulement des travaux
 - ✚ Le Contrôle technique des engins présents sur le chantier dans un souci de réduction la pollution atmosphérique.

8. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Nous retenons que le marigot du Mogho naaba est un vecteur naturel de drainage des eaux pluviales des quartiers périphériques de la ville qu'il ne faut pas négliger et surtout devra être bien cerné, et vu son importance de l'évacuation des eaux dans un contexte d'inondations récurrentes. Avec cette étude de bassin de rétention, visant à renforcer le projet du canal du mogho naaba, déjà en cours de réalisation afin de soulager les populations environnantes et par la même occasion celle de Ouagadougou ; nous pourrons palier aux catastrophes liées aux inondations éventuelles comme celles complexes et dévastatrices survenues les années antérieures notamment en 2009. Cependant, l'inquiétude à laquelle nous nous trouvons confrontés est l'urbanisation grandissante de la ville due entre autres à une croissance démographique accélérée de la population, laquelle croissance contribue à l'augmentation de ce phénomène. Le projet d'étude du bassin de rétention axé sur une étude hydraulique du marigot du Mogho Naaba dans la ville de Ouagadougou, a consisté, à évaluer et à intégrer tous les paramètres fondamentaux du marigot dans un outil de simulation des écoulements afin d'évaluer sa capacité de drainage. Nous avons eu l'occasion de manipuler des outils informatiques très importants en matière de SIG (QGIS, Surfer Global Mapper) et de calcul (Excel), qui nous ont permis de réaliser la simulation des écoulements de notre bassin de rétention sur le marigot du Mogho Naaba.

Pour un bon fonctionnement du bassin de rétention, les recommandations sont les suivantes :

- ✚ Il faudra instaurer et assurer un entretien régulier et spécifique du bassin de rétention (notamment le curage) ;
- ✚ Il Faut minimiser les risques d'accidents en période de remplissage, notamment en indiquant des panneaux de signalisations partout où ce sera nécessaire.
- ✚ Il faut aussi éviter les perturbations momentanées de l'usage en remplissage si multi-usages (si les riverains y affectent des usages comme).
- ✚ Il ne faudra également pas perdre de vue les risques sanitaires (moustiques, pollution de l'eau...), en travaillant en étroite collaboration avec les services de santé publique.

Bibliographie

- Dègla Sébastien Charles **ADJOUNINHIN**. (2015). Evaluation de la capacité de drainage des eaux pluviales du marigot Mogho Naaba : cartographie des zones inondables (Mémoire de fin d'étude de Master en IRH.),
- Claude Aymard **N'TZOUTSI MOUYAMA**. (2017). Optimisation des canaux d'évacuation des eaux pluviales : cas de l'aménagement de l'amont du canal mogho naaba (Mémoire de fin d'étude de Master en IRH.),
- Dieudonné OUEDRAOGO. (2013-2014). Etude de drainage des eaux pluviales du site de Basséko. Mémoire de fin d'étude de Master en EA.
- François-Noël **CRES** (Septembre 2001). Hydrologie urbaine quantitative-assainissement pluvial, Version 2.0, pp (128)
- M.DESBORDES, C. BOUVIER. (Septembre 1990). Assainissement pluvial en Afrique de l'Ouest, pp (408)
- A. MOREL A L'HUISSIER. (1998). L'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien, pp (158)
- Y. BRUNET-MORET. (1969) .Etudes de quelques lois statistiques utilisées en hydrologie, pp (97)

Documents internes

- COGEB International. (2016). Travaux d'aménagement de l'amont du canal Mogho Naaba.
- Fond africain de développement (département owas). (septembre 2013). Premier sous-projet d'assainissement des quartiers de Ouagadougou.
- BCEOM/SAHELCONSULT. (1999). Schémas directeurs d'assainissement pluvial de Ouagadougou;
- GCI 315 –MÉCANIQUE DES SOLS II, pp (38)
- Actualité locales FOCUS. (mercredi 1^{er} aout 2012). Pluie diluvienne à Ouagadougou : On a frôlé le pire.
- Christophe le jallé. (Décembre 2013). La gestion des eaux pluviales (GEP) en milieu urbain dans les pays en développement.

- Jean-Baptiste Ouédraogo. (2011). VULNERABILITE SOCIALE A OUAGADOUGOU
- Ministère de l'environnement et de l'eau. (Mai 2001). Plan stratégique d'assainissement de la ville de Ouagadougou (SPA0).

Cours 2iE consultés

- Lawani A. **MOUNIROU** (Janvier 2017), ESSENTIEL d'Hydrologie Générale (cours et exercices).
- Harinaivo A. **ANDRIANISA** (septembre 2018.), ASSAINISSEMENT PLUVIAL (cours),
- Harouna **KARAMBIRI** et Dr. Dial **NIANG**, Hydrologie (cours).

ANNEXES

LISTE DES ANNEXES :

ANNEXE I : DONNEES PLUVIOMETRIQUES

ANNEXE II : CALCULS HYDRLOGIQUES

ANNEXE III : CALCULS HYDRAULIQUES

ANNEXE IV : CALCULS GEOTECHNIQUES

ANNEXE V : PLANS

ANNEXE I : DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Données Climatiques de Ouagadougou

	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Tmoy (°C)	24.7	27.7	30.7	32.4	31.3	29.1	27.1	26.4	26.9	29	27.6	25.1
Tmin moy (°C)	16.1	19.1	23	25.7	25.4	23.9	22.4	21.9	21.9	22.5	19.2	16.7
Tmax moy (°C)	33.3	36.3	38.4	39.1	37.3	34.3	31.8	30.9	32	35.5	36	33.6
Précipitations (mm)	0	2	5	22	71	110	176	227	139	34	1	1

<i>Année</i>	<i>P_{jmax}</i>
1968	40,2
1969	102,7
1970	89,6
1971	89,8
1972	59,9
1973	59
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

**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BASSIN DE RETENTION D'EAU PLUVIALE SUR LE
CANAL DU MOGHO NAABA, AU BURKINA FASO**

1983	63,3
1984	42,8
1985	70,4
1986	47,2
1987	75,6
1988	64,2
1989	74,9
1990	55
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
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
2009	261,3
2010	70,4
2011	43,8
2012	67,8
2013	67,3
2014	57,2
2015	67

**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BASSIN DE RETENTION D'EAU PLUVIALE SUR LE
CANAL DU MOGHO NAABA, AU BURKINA FASO**

STATION METEOROLOGIE DE OUAGADOUGOU -PLUVIOMETRIE MENSUELLE (mm)														
Année	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Pan	
1968	0,0	4,8	10,1	14,3	100,2	97,2	207,3	169,0	151,0	56,7	0,0	0,0	810,6	
1969	0,0	0,0	11,0	27,7	67,8	117,3	228,7	320,5	169,3	41,7	0,5	0,0	984,5	
1970	0,0	0,0	0,0	4,6	111,7	54,0	248,9	179,2	130,1	19,3	0,0	0,0	747,8	
1971	0,0	0,0	6,0	56,5	37,4	61,7	264,5	215,9	151,1	0,0	0,0	3,7	796,8	
1972	0,0	0,0	0,0	33,5	108,5	300,2	158,0	204,8	150,8	53,3	0,0	0,0	1009,1	
1973	0,0	14,1	0,0	83,5	37,6	87,6	278,4	167,1	80,4	31,7	0,0	0,0	780,4	
1974	0,0	0,0	0,5	7,0	91,1	60,8	143,2	342,0	207,7	37,1	0,0	0,0	889,4	
1975	0,0	0,0	0,0	6,6	20,0	123,9	247,2	220,7	98,7	16,3	0,0	0,0	733,4	
1976	1,5	0,0	13,6	8,1	103,0	187,8	163,1	267,0	178,0	102,0	0,0	0,0	1024,1	
1977	0,0	0,0	7,2	0,6	72,4	81,5	54,3	315,4	73,2	14,8	0,0	0,0	619,4	
1978	0,0	0,0	0,0	135,2	94,8	86,9	147,8	177,0	128,2	19,7	0,0	0,0	789,6	
1979	0,0	0,0	4,7	23,8	48,5	100,5	177,5	181,2	163,4	14,9	14,8	0,0	729,3	
1980	0,0	0,0	0,0	7,1	42,5	111,0	130,7	322,7	63,1	19,6	0,0	0,0	696,7	
1981	0,0	0,0	0,0	20,5	79,7	82,0	262,1	193,4	139,5	0,0	0,0	0,0	777,2	
1982	0,0	0,1	29,1	69,5	104,1	127,9	99,6	155,9	63,9	45,0	0,0	0,0	695,1	
1983	0,0	0,0	0,2	1,9	63,8	124,6	230,5	208,8	101,1	4,7	0,0	0,0	735,6	
1984	0,0	0,0	28,8	20,0	57,7	69,7	135,0	137,6	96,7	14,3	0,9	0,0	560,7	
1985	0,0	0,0	0,0	2,8	68,1	86,2	144,6	164,3	151,5	2,4	0,0	0,0	619,9	
1986	0,0	0,0	9,0	11,7	12,8	155,8	120,9	193,1	165,6	41,1	0,8	0,0	710,8	
1987	0,0	0,0	13,3	0,0	67,0	163,8	148,3	221,9	131,2	39,0	0,0	0,0	784,5	
1988	0,0	0,0	0,0	79,9	68,8	65,6	161,9	263,8	88,7	6,2	0,0	0,0	734,9	
1989	0,0	0,0	5,5	0,0	35,7	55,3	233,5	305,3	112,4	48,4	0,0	1,7	797,8	
1990	0,0	0,0	0,0	15,3	112,3	81,9	162,2	196,6	103,8	3,8	0,0	0,0	675,9	
1991	0,0	0,0	0,4	65,8	235,3	95,1	158,1	248,7	47,9	49,4	0,0	0,0	900,7	
1992	0,0	0,0	0,0	51,9	12,9	79,4	246,7	244,7	51,0	4,9	7,2	0,0	698,7	
1993	0,0	0,0	9,4	25,7	8,4	128,8	226,2	195,8	97,8	58,5	0,0	0,0	750,6	
1994	0,0	0,0	1,7	1,0	14,2	108,4	130,5	296,3	110,8	64,9	0,0	0,0	727,8	
1995	0,0	0,0	0,0	9,6	50,3	114,3	118,3	258,2	136,0	13,1	0,4	0,0	700,2	
1996	0,0	0,0	0,0	22,6	45,8	40,1	129,1	193,0	223,9	22,9	0,0	0,0	677,4	
1997	0,0	0,0	49,2	58,0	51,6	66,4	111,3	154,9	48,0	48,1	0,0	0,0	587,5	
1998	0,0	0,0	0,0	15,0	65,9	26,7	105,2	208,0	195,3	52,2	0,0	0,0	668,3	
1999	0,0	0,0	0,7	17	53,9	74,7	240,7	235,7	168,6	8,9	0,0	0,0	800,2	
2000	0,0	0,0	0,0	16,4	78,7	138,6	152,6	117,7	24,3	65,8	0,0	0,0	594,1	
2001	0,0	0,0	0,0	0,0	70,9	26,3	183,9	208,4	114,5	14,7	0,0	0,0	618,7	
2002	0,0	0,0	0,0	7,0	39,8	38,2	169,7	179,3	182,8	39,4	0,0	0,0	656,2	
2003	0,0	2,4	21,9	23,9	69,1	163,8	181,8	170,3	161,3	53,2	0,0	0,0	847,7	
2004	0,0	0,0	0,0	54,4	42,5	27,9	245,6	194,4	181,1	16,3	9,8	0,0	772,0	
2005	0,0	0,0	0,5	29,1	50,2	88,0	250,6	282,0	123,2	21,9	0,0	0,0	845,5	
2006	0,0	0,0	0,0	5,7	13,3	66,4	168,0	202,3	108,8	32,3	0,0	0,0	596,8	
2007	0,0	0,0	0,0	85,7	42,7	33,2	114,3	299,2	137,7	0,3	0,1	0,0	713,2	
2008	0,0	0,0	4,4	0,0	60,9	90,0	247,0	250,8	131,3	28,0	0,0	0,0	812,4	
2009	0,0	0,0	0,3	13,0	41,7	140,7	168,4	197,6	329,6	32,3	0,0	0,0	923,6	
2010	0,0	0,0	0,0	50,9	67,6	114,1	235,1	249,4	85,3	47,2	0,0	0,0	849,6	
2011													688,7	
2012													991,2	
2013													795,3	
2014													843,9	
2015													898,6	

**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BASSIN DE RETENTION D'EAU PLUVIALE SUR LE
CANAL DU MOGHO NAABA, AU BURKINA FASO**

PLUVIOMETRIE MAXIMALE EN 24 HEURES													Période (1968-2014)	
Année	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	AN	
1968		5,9	11,1	16,1	40,2	21,8	33,6	36,2	32,7	37,9			40,2	
1969			14,1	6,3	42,2	31,6	52,4	102,7	43,7	18,1	TR		102,7	
1970			TR	1,5	89,6	15,4	39,7	28,5	28,4	13,0			89,6	
1971		1,1	4,6	34,0	17,9	38,0	41,5	89,8	39,2	2,4		3,1	89,8	
1972	TR			23,8	34,4	52,7	46,6	39,5	59,9	48,5		TR	59,9	
1973		12,8		57,5	12,7	37,9	59,0	33,4	49,2	8,0			59,0	
1974	TR		0,5	0,1	30,6	29,8	31,8	60,5	46,0	12,8	TR		60,5	
1975			TR	2,4	6,5	44,8	54,8	65,6	25,7	9,6			65,6	
1976	3,2	TR	19,8	3,4	48,6	55,3	29,8	75,8	46,9	76,7	TR		76,7	
1977				0,3	51,5	18,9	32,1	89,3	34,1	17,7			89,3	
1978			2,4	67,5	32,9	29,0	47,3	40,5	35,0	10,8			67,5	
1979			3,5	7,0	16,7	12,7	46,5	25,7	29,5	20,6	25,5		46,5	
1980		TR		13,0	17,9	27,9	37,9	45,7	19,0	10,7		TR	45,7	
1981			TR	22,9	20,8	28,6	61,5	51,9	31,5	1,1			61,5	
1982	0,1	14,2	37,1	34,1	34,7	18,2	28,6	36,0	18,9	25,2		TR	37,1	
1983			TR	0,5	18,6	39,7	63,3	28,5	34,4	8,1			63,3	
1984			16,9	13,1	17,2	15,1	42,8	32,0	32,5	9,7	1,0		42,8	
1985	TR			3,1	36,4	20,7	36,9	22,9	50,4				50,4	
1986	0,0		4,1	5,2	30,6	32,2	36,5	47,2	33,0	36,3			47,2	
1987			12,4		24,2	75,6	40,3	53,0	44,9	10,0			75,6	
1988				37,3	31,5	18,2	64,2	56,8	26,8	5,9	TR		64,2	
1989			4,2		1,6	13,5	74,9	37,3	27,6	20,9		1,7	74,9	
1990				8,2	55,0	25,7	36,3	47,9		2,1	TR		55,0	
1991			0,4	29,5	105,2	33,4	45,8	35,8	19,4	16,2			105,2	
1992	TR		TR	32,8	6,1	23,0	53,9	51,9	18,4	3,1	4,8		53,9	
1993		TR	9,4	21,4	4,5	41,4	54,0	47,7	27,4	44,6			54,0	
1994			1,5	0,7	3,5	38,4	31,6	58,2	32,3	15,5			58,2	
1995		TR	TR	6,4	13,5	28,3	27,3	73,1	33,6	5,5	0,4		73,1	
1996				11,2	21,4	15,4	35,6	37,1	70,3	15,3			70,3	
1997			45,2	25,6	12,6	19,7	31,9	35,3	19,2	19,3			45,2	
1998				7,8	14,7	7,1	28,5	72,4	40,7	24,9			72,4	
1999				9,3	18,8	28,3	66,0	33,1	25,7	5,6			66,0	
2000				15,9	18,7	58,6	36,5	37,1	8,2	27,9			58,6	
2001					19,9	8,2	44,6	49,8	27,7	9,2			49,8	
2002				5,2	19,1	21,6	32,9	58,1	38,2	28,3	TR		58,1	
2003		2,4	2,0	16,2	39,6	62,1	38,4	26,6	58,9	38,3			62,1	
2004			TR	34,6	25,9	10,3	55,1	35,2	42,2	8,7	9,8		55,1	
2005			0,5	13,5	23,3	37,3	75,7	42,8	28,4	18,9			75,7	
2006				5,7	9,1	36,3	30,9	33,3	20,9	27,9			36,3	
2007				30,2	36,0	27,5	30,8	116,7	60,5	0,3	0,1		116,7	
2008			4,3		34,9	25,6	57,0	40,5	58,4	18,1			58,4	
2009			0,3	8,4	16,2	56,2	20,0	35,1	261,3	19,5			261,3	
2010				40,3	40,3	44,8	70,4	48,5	35,2	18,7			70,4	
2011			0,8	24,6	8,8	42,3	43,8	36,3	24,5	11,8			43,8	
2012				4,8	26,4	18,3	67,8	59,9	61,6	4,8			67,8	
2013													67,3	
2014													57,2	

**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BASSIN DE RETENTION D'EAU PLUVIALE SUR LE
CANAL DU MOGHO NAABA, AU BURKINA FASO**

SERVICE METEOROLOGIQUE													
EVAPORATION BAC (mm) Période (1968-2011)													
STATION DE OUAGADOUGOU													
Année	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
1968	261,7	287,4	329,6	296,4	293,3	224,0	186,2	202,3	167,7	231,5	231,2	240,6	2 951,9
1969	274,7	278,4	349,0	334,0	384,8	257,3	210,2	**	183,8	194,6	217,0	226,8	2 910,6
1970	257,8	271,2	336,1	348,8	333,1	276,0	221,9	138,5	151,9	217,8	235,9	241,3	3 030,3
1971	255,1	259,5	314,0	340,8	326,5	**	230,4	**	168,6	232,1	226,8	219,3	2 573,1
1972	252,3	299,7	338,6	292,8	275,9	245,9	208,4	170,6	**	231,9	231,1	231,4	2 778,6
1973	274,5	**	341,9	325,1	330,7	264,6	226,2	176,9	188,2	247,0	274,2	232,6	2 881,9
1974	246,6	281,2	338,6	354,1	347,4	307,2	206,5	184,7	173,8	217,1	246,3	252,1	3 155,6
1975	257,6	253,4	336,9	347,4	325,2	305,6	197,2	175,9	166,7	235,8	240,9	263,5	3 106,1
1976	238,8	276,7	333,6	327,7	301,0	222,0	217,2	162,5	153,1	169,8	222,8	238,7	2 863,9
1977	256,6	270,8	327,5	330,7	314,0	244,9	**	184,0	170,8	226,6	239,3	**	2 565,2
1978	284,1	281,5	356,3	280,1	268,5	231,4	194,3	176,6	166,6	213,7	238,2	226,6	2 917,9
1979	257,6	262,6	329,3	339,6	**	219,6	202,0	168,0	143,2	202,0	**	**	2 123,9
1980	**	302,7	377,6	**	**	234,3	218,7	**	202,7	**	**	244,4	1 580,4
1981	261,8	305,8	335,8	318,7	284,7	276,7	185,8	173,2	178,5	231,6	252,8	237,9	3 043,3
1982	253,2	249,1	296,4	300,9	273,1	223,2	206,4	156,0	191,4	209,3	235,5	233,2	2 827,7
1983	280,3	281,1	347,1	339,0	315,0	231,1	**	**	**	246,5	245,0	228,3	2 513,4
1984	237,6	271,3	308,1	323,9	302,5	246,1	232,8	210,8	176,7	204,4	226,3	229,7	2 970,2
1985	262,4	284,4	324,3	334,3	331,5	296,9	210,8	197,4	177,6	227,9	241,1	259,6	3 148,2
1986	249,2	263,9	318,8	353,2	310,1	273,0	181,2	168,1	163,2	226,6	208,6	240,5	2 956,4
1987	235,6	261,5	311,5	357,0	365,6	**	226,1	176,0	**	201,8	230,8	236,7	2 602,6
1988	231,1	274,9	349,5	286,5	309,0	222,7	168,3	161,3	162,3	227,4	215,6	232,2	2 840,8
1989	262,6	267,6	293,6	332,2	355,2	274,5	199,2	160,0	179,5	189,0	240,8	227,4	2 981,6
1990	234,4	272,6	371,5	314,8	319,1	232,0	192,0	**	185,7	243,7	241,6	235,6	2 843,0
1991	270,6	255,1	323,1	306,9	224,9	212,2	187,6	161,9	195,9	220,2	226,3	238,5	2 823,2
1992	246,8	302,1	333,4	347,8	299,1	254,0	224,6	173,7	184,4	228,0	226,4	250,0	3 070,3
1993	268,1	281,6	365,0	350,7	376,9	265,2	210,5	183,4	168,4	224,6	206,8	240,9	3 142,1
1994	252,4	245,2	296,2	316,4	286,1	**	191,2	143,8	157,7	163,3	207,0	243,4	2 502,7
1995	250,6	283,1	355,5	315,5	317,0	268,3	205,0	186,0	178,5	218,3	245,0	251,3	3 074,1
1996	271,6	280,0	355,1	306,6	328,1	249,0	231,7	180,0	177,4	229,4	241,1	247,7	3 097,7
1997	263,6	277,8	338,1	282,1	299,2	241,1	232,8	177,3	181,7	241,9	248,0	252,7	3 036,3
1998	255,6	296,7	370,5	352,7	300,2	261,8	212,8	164,5	175,2	227,1	254,9	243,1	3 115,1
1999	259,5	253,2	367,0	361,9	332,6	315,8	210,0	152,5	147,3	217,2	242,9	**	2 859,9
2000	276,9	324,6	386,2	358,8	320,5	265,0	188,7	173,9	198,4	228,2	255,0	261,3	3 237,5
2001	277,5	315,8	367,2	369,1	328,0	249,9	221,2	174,6	176,9	241,3	258,3	284,0	3 263,8
2002	315,0	295,7	356,7	337,6	333,3	273,3	231,5	184,5	197,6	211,8	256,4	285,9	3 279,3
2003	279,0	278,1	356,5	331,4	324,2	202,2	197,9	155,5	153,9	197,3	224,4	248,6	2 949,0
2004	256,9	295,7	346,6	309,3	301,9	262,6	197,9	171,1	173,1	225,0	253,3	259,4	3 052,8
2005	286,5	316,5	348,0	313,6	312,2	241,9	202,1	169,8	158,6	215,1	234,3	264,6	3 063,2
2006	259,5	276,6	361,1	337,9	309,7	269,0	224,2	150,0	168,1	198,3	265,7	251,3	3 071,4
2007	279,3	267,2	347,4	294,0	295,4	268,9	190,5	133,7	134,9	234,5	226,2	246,3	2 918,3
2008	247,5	286,0	337,7	342,1	290,6	233,8	182,9	161,0	141,6	213,7	223,8	252,7	2 913,4
2009	246,9	265,9	339,2	322,3	310,2	262,7	210,1	166,3	165,4	221,1	222,7	240,2	2 973,0
2010	246,5	274,1	332,3	0,0	279,3	199,9	188,2	165,1	147,7	179,3	204,9	219,8	2 437,1
2011	229,2	251,7	343,3	346,3	294,8	0,0	181,8	161,3	178,4	221,6	247,2	249,5	2 705,1

ANNEXE II : CALCULS HYDRLOGIQUES

Méthode rationnelle améliorée

Calcul du temps de concentration selon Richards									
Tc [min] - Kirpich	Tc [h]	Tc [mn]	h [mm]	R	K	F_obj	Tc [min] retenue	i [mm/h]	Q [m ³ /s]
106,2	2,88	173,0	90,1	121,3	0,0113	1,0000	139,56	35,92	48,55
55,3	1,41	84,4	70,1	119,9	0,0114	1,0000	69,90	56,30	32,96
26,0	0,59	35,3	51,6	139,4	0,0104	1,0000	30,64	96,22	15,85
109,1	2,97	178,1	91,0	121,6	0,0113	1,0000	143,58	35,26	71,10

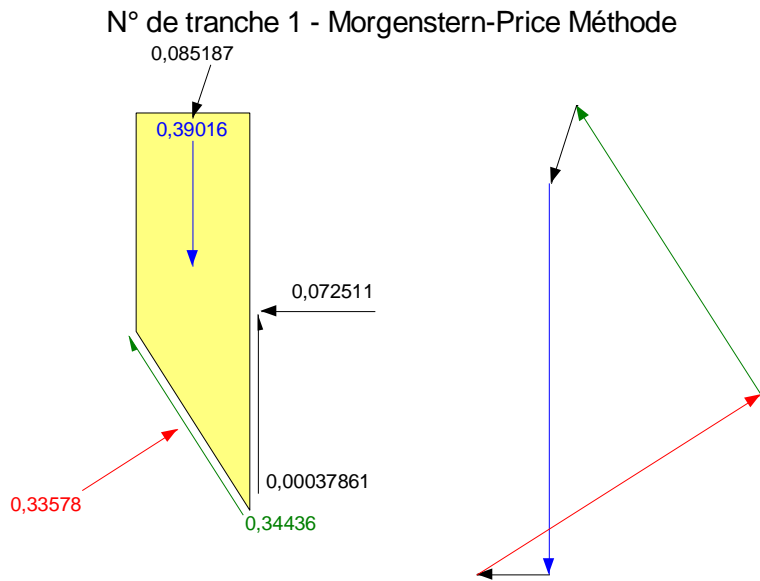
ANNEXE III : CALCULS HYDRAULIQUES

Paramètres du bassin versant et calcul du Lag-Time (K) et des temps caractéristiques du
hyétogramme

Détermination des équations des droites du hyétogramme			
p1	0,20	0E+00	29,48
p2	9,45	-1 243,4	53,58
p3	-9,45	1 578,2	77,69
p4	-0,20	58,5	107,17

ANNEXE IV : CALCULS GEOTECHNIQUES

Stabilité des pentes



N° de tranche 1 - Morgenstern-Price Méthode	
Coefficient de sécurité	4,662
Angle Phi	33 °
C (Résistance)	5 kPa
Pression interstitielle	1,5723 kPa
Force de l'eau interstitielle	0,5482 kN
Pression d'air interstitiel	0 kPa
Force air interstitiel	0 kN
Angle Phi B	0 °
Largeur de tranche	0,1866 m
Mi-hauteur	0,11616 m
Longueur de base	0,34866 m
Angle de base	-57,644 °
Mod. de résistance anisotrope	1
Lambda appliqué	0,053179
Poids (sismique vert. incl.)	0,39016 kN
Force normale de base	0,33578 kN
Contrainte normale de base	0,96307 kPa
Force de cisaillement rés. de base	1,6054 kN

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BASSIN DE RETENTION D'EAU PLUVIALE SUR LE CANAL DU MOGHO NAABA, AU BURKINA FASO

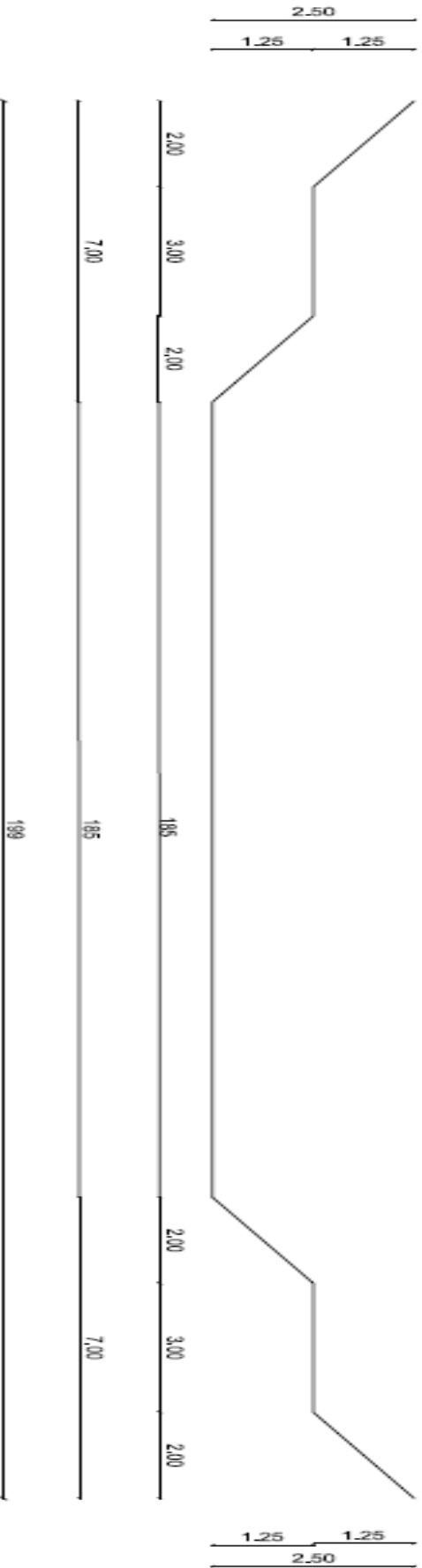
Contrainte de cisaillement rés. de base	4,6044 kPa
Force de cisaillement mob. de base	0,34436 kN
Contrainte de cisaillement mob. de base	0,98767 kPa
Force normale côté gauche	
Force de cisaillement côté gauche	
Force normale côté droit	0,072511 kN
Force de cisaillement côté droit	0,00037861 kN
Force sismique horizontale	0 kN
Charge ponctuelle	0 kN
Charge de renfort utilisée	0 kN
Charge de cisaillement de renfort utilisée	0 kN
Charge de surcharge	0,085187 kN
Fermeture du polygone	0,0019508 kN
Coordonnée supérieure gauche	0,0391899; 2,4869367 m
Coordonnée supérieure droite	0,22578596; 2,424738 m
Coordonnée inférieure gauche	0,0391899; 2,4869367 m
Coordonnée inférieure droite	0,22578596; 2,1924111 m

ANNEXE V : PLANS

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BASSIN DE RETENTION D'EAU PLUVIALE SUR LE CANAL DU MOGHO NAABA, AU BURKINA FASO



Maitre d'ouvrage	Etudes	BASSIN DE RETENTION
COGEB International	OUATTARA G. Oumar	



Maitre d'Ouvrage	Etudes	COUPE TRANSVERSALE DU BASSIN DE RETENTION
COGEB International	OUATTARA G. GAOUSSOU	