UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

Maitrise et gestion intégrée des eaux pluviales dans les bassins versant des rivières Cari, Kidumbugwe et Nyabagere : cas de la zone inondée de Mirango II et Carama I

Ciza, Tharcisse

2020-09
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/250

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

UNIVERSITÉ DU BURUNDI

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET ENVIRONNEMENTAL

« MAITRISE ET GESTION INTEGREE DES EAUX PLUVIALES DANS LES BASSINS VERSANT DES RIVIERES CARI, KIDUMBUGWE ET NYABAGERE : CAS DE LA ZONE INNONDEE DE MIRANGO II ET CARAMA I »



Réalisé par: CIZA Tharcisse

Dirigé par : Dr Ir Jean Claude MVUYEKURE

Mémoire présenté et défendu en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil, Aménagement et Maitrise des projets

Membre du Jury de soutenance de mémoire :

- ✓ Dr Ir NZEYIMANA Joseph (**Présiden**t)
- ✓ Dr Ir MVUYEKURE Jean Claude (**Directeur**)
- ✓ Dr Ir NIYONZIMA Nestor (**Co-Directeur**)
- ✓ Dr Ir NIYONGABO Henri (**Lecteur principal**)

Bujumbura, Septembre 2020

IDENTIFICATION DES MEMBRES DU JURY

1. Dr Ir NZEYIMANA Joseph (Président)

2. Dr Ir MVUYEKURE Jean Claude (Directeur)

3. Dr Ir NIYONZIMA Nestor (Co-Directeur)

4. Dr Ir NIYONGABO Henri

DEDICACES

A mes très chers et incomparables parents Abel et Générose ;

A mon frère NKURIKIYE Samuel ;

A ma fiancée NININAHAZWE Liliase ;

A tous mes frères et sœurs ;

A toute ma famille ;

A tous, chez qui l'échange scientifique a été un plaisir.

REMERCIEMENTS

Au terme de mon travail, j'adresse mes sincères remerciements en premier lieu à Dieu Tout Puissant de m'avoir protégé de tout mal dès ma naissance et m'avoir orienté dans mes études depuis l'école primaire jusqu'aujourd'hui.

Je remercie très vivement ma famille et surtout mes chers parents qui se sont battus pour que j'emprunte le chemin de l'école et m'assister avec ardeur ainsi que la sympathie.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma haute gratitude à mon promoteur Dr Ir MVUYEKURE Jean Claude pour ses précieux conseils et sa disponibilité dans l'accomplissement de ce travail de fin du cycle de Master.

Je remercie également les membres du Conseil Scientifique qui nous ont été de près toutes les deux années d'étude avec des conseils et des aides scientifiques pertinents.

J'ai encore à adresser mes remerciements aux membres de mon jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail

Je ne peux pas oublier de remercier les familles NKURIKIYE Samuel, NAHIMANA Leonard et NDIRABIKA Dieudonné pour leur soutien tant moral que matériel.

Je souhaite remercier ma fiancée NININAHAZWE Liliase pour son soutien moral.

Mes sincères remerciements sont adressés à tous mes enseignants qui m'ont suivi depuis la première année primaire jusque-là où je suis aujourd'hui.

RESUME

Ce travail de mémoire de fin du cycle de master porte sur la maitrise est la gestion intégrée des eaux pluviales inondant les quartiers du Nord de la capitale de Bujumbura et entre autres les quartiers Mirango II de la Zone Kamenge et Carama I de la zone Kinama.

Le quartier Mirango II est délimité par la 15ème avenue au Nord, la RN1 à l'Est, l'avenue Buyengero a l'Ouest ainsi que la 6 ème avenue au sud alors que le Quartier Carama 1 est délimité par la 15 ème avenue au sud, la limite du Quartier Gatunguru à l'Est, la limite avec Carama 2 au Nord ainsi que la route du marché de Kinama à l'Ouest

Cette localité est souvent marquée par des graves inondations, lesquelles rendent difficile la vie de ses habitants. Ces inondations ont pour origine le passage des trois rivières prenant source dans les contreforts des Mirwa (qui surplombent la ville de Bujumbura) en transitant de gros débits fortement chargés de matériaux solides.

Il s'agit de la Rivière Kidumbugwe, Cari et Nyabagere émanant des deux bassins versants : Kidumbugwe et Nyabagere, Cari étant un sous bassin de la Rivière Nyabagere.

Après avoir analysé différents problèmes et conséquences provoqués par ces inondations, nous avons menés des études tant hydrologiques qu'hydrauliques pouvant donner l'idée majeure à la maitrise et gestion de ces eaux diluviennes qui déstabilisent la vie urbaine du point de vue économique et sociale en emportant des vies humaines, des biens et en perturbant le transport routier.

L'objectif principal du travail est d'améliorer les conditions d'assainissement des eaux pluviales des quartiers ci-haut cités par des techniques modernes permettant de changer le comportement néfaste des écoulements de surfaces épars en proposant les nouvelles méthodes de retardement du temps de concentration, de l'infiltration et ou de rétention - restitution des crues.

Pour atteindre cet objectif, j'ai récolté les données pluviométriques, spatiales, des crues qui par après ont été traitées pour passer à l'analyse et discussions des résultats obtenus.

Les méthodes hydrologiques de calcul utilisées pour déterminer les crues de projet sont : La méthode rationnelle avancée et la méthode du SCS (Soil Conservation Services).

Pour la partie hydraulique, Nous avons calculés les différents paramètres des canaux par les formules de Manning Strickler alors que les bassins d'écrêtements sont calculés à l'aide de la méthode dite des volumes.

Les ouvrages proposes garantissent une réduction des débits de crue en zone urbaine ; ce qui permet d'écarter tout risque d'inondation.

Mots clés : **Inondations, Bassins de retentions, Méthodes alternatives, Méthode SCS, Méthode Rationnelle avancée, Hydrologie**

ABSTRACT

This thesis work at the end of the master cycle concerns the master degree in integrated rainwater management in the Northern district of capital of Bujumbura, among others: Mirango II district of the Kamenge zone and Carama I of the Kinama zone.

The Mirango II district concerned is bounded by 15th avenue to the North,RN1 to the East, Buyengero avenue to the West as well as the 6th avenue to the South, while the Carama I district is bounded by 15th avenue to the South, the border of the Gatunguru district to the East, the limit with CaramaII to the North as well as the road from the Kinama market to the West. This locality is often marked by heavy flooding, which makes life difficult for the urban population of this area.

These floods originate from the passage of the three rivers originating foothills of the Mirwa overlooking the city of Bujumbura, passing through the strong flows charged and high speed because of the steep slopes to throw them definitively into lake Tanganyika.

These are the Kidumburwe, Cari, and Nyabagere rivers emanating from the two watersheds; Kidumburwe and Nyabagere, Cari being a sub-basin of the Nyabagere river.

After having analyzed various problems and consequences caused by these floods, we carried out both hydrological and hydrolic studies that could give the major idea to the mastery and management of these torrential waters which destabilize urban life from an economic and social point of view by taking human lives,goods,and disrupting roads transport.

The main objective of the work is to improve the condition of rainwater sanitation in the above mentioned districts by modern techniques allowing to change harmful behavior of the flows of scatted surfaces by proposing new methods of delaying the concentration time, infiltration/or retention-restitution of floods.

To achieve this objective, I collected the pluviometric and spatial data of the floods which were subsequently processed to analyze and discuss the result obtained.

The hydrological calculation methods used to determine the project floods are: the advanced rational method and the SCS (Soil Conservation Services) method.

TABLE DES MATIERES

IDENTIFICATION DES MEMBRES DU JURY i
DEDICACES ii
REMERCIEMENTS iii
RESUME iv
ABSTRACT v
TABLE DES MATIERES vi
LISTE DES TABLEAUX ix
LISTE DES FIGURES ix
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS xi
AVANT-PROPOS xii
0. INTRODUCTION GENERALE 1
0.1. Pertinence du sujet 1
0.2. Degré de son perfectionnement 2
0.3. Problématique 3
0.4. Objectifs 3
0.4.1 Objectif global 3
0.4.2. Objectifs spécifiques 3
0.5. Apports scientifiques 4
0.6. Résultants attendus 4
0.7. Méthodologies utilisées 4
CHAPITRE I : REVUE DE LA LITTERATURE 6
I.1.Nouvelles techniques adoptées 7
I.2.Principes essentiels de la gestion des eaux pluviales 7
I.3. Importance de l'hydrologie en gestion des eaux pluviales 8
I.3.1. Ecoulement de surface 8
I.3.2 Bilan hydrique 9
I.3.3.Principaux facteurs influancant le bilan hydrique 10
I.4. Pluie de projet 13
I.5. Hyétogramme de projet 14
I.6. Hyétogramme de la pluie nette 14
I.7. Infiltration des eaux dans le sol 17

I.7.1. Principe de la modélisation du processus d'infiltration 18
I.7.2. Le coefficient de ruissellement 20
I.7.3. Le coefficient de ruissellement pondéré 23
I.7.4. Temps de concentration 23
I.8. Notion de période de retour T 26
I.9. Notion de transfert pluie-débit 26
I.9.1 Calcul des débits de projet 26
I.10. Les Principes de calcul des paramètres des ouvrages hydrauliques 28
I.10.1.Type des bassins de rétention.....28
I.10.2. Méthodes de calcul des bassins de retentions 30
I.11. Ecoulement non uniforme dans un canal ou rivière 32
Avec Δ = Revanche (surélévation) 34
I.11.1. Vitesse moyenne admissible d'écoulement 34
CHAPITRE II : ETUDES TOPOGRAPHIQUE ET HYDROLOGIQUE.....38
II.1. Localisation de la zone d'étude 38
II.1.1. Localisation géographique 38
II.1.2. Climatologie.....40
II.1.3. Pluviométrie.....40
II.1.4. Température 42
II.1.5. Humidité de l'air, Evapotranspiration et Vent.....42
II .2. Etudes topographique 42
II.3. Analyse des données pluviométriques 51
Où H max = Hauteur maximale.....52
II.3.1. Choix des méthodes d'ajustement de la pluie.....52
II.3.2. Application de la loi des extrêmes de Gumbel 52
II.3.3. Application de la méthode dérivant des courbes IDF.....53
II.3.4. Choix du temps de retour.....54
II.4. Hyétogramme de projet 55
II.4.1. Choix de la méthode 55
II.4.2. Construction de l'hyétogramme.....56
II.5. Hyétogramme de la pluie nette 59
II.5.1. L'hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS 60

II.5.2. Calcul du temps de concentration....65
II.6. Calcul des débits de projets....66
II.6.1. Choix des méthodes de calcul des débits de projet....66
II.6.2. L'hydrogramme unitaire....66
II.6.2.1.Principes et définitions....66
II.6.2.2. L'hydrogramme unitaire du SCS....66
II.6.2.3.Construction de l'hydrogramme unitaire....68
II.6.2.4. Construction de l'hydrogramme réel....68
II.6.4. Construction de l'hydrogramme pour Nyabagere....71
II.6.5. Construction de l'hydrogramme pour Kidumbugwe....73
II.7. Calcul des débits de projet par la méthode rationnelle avancé....75
II.8. Construction de l'hydrogramme de ruissellement....78
CHAPITRE III : PROPOSITION ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES....84
III.1. Dimensionnement des ouvrages de transit....84
III.2.Dimensionnements des bassins d'ecretement....87
III.3. Dimensionnement des canaux ou des ouvrages de transit....95
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMENDATIONS....100
CONCLUSION GENERALE....100
RECOMMENDATIONS....103
BIBLIOGRAPHIE....104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols 18
Tableau 2: Paramètres de l'équation de Horton pour différent type de sol 19
Tableau 3: Capacité initiale io et finale if d'infiltration en fonction des classes de sols tels que définis par le SCS 19
Tableau 4: Valeurs des coefficients de ruissellement en fonction de la nature du sol et de son occupation 21
Tableau 5:Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence 21
Tableau 6 : Coefficient de ruissellement suivant la surface drainée 22
Tableau 7:Coefficient de ruissllement suivant le type d'urbanisation 22
Tableau 8: Proposition des hauteurs de revanche selon les débits des eaux à transiter 34
Tableau 9: Valeurs de K selon le type de sol 35
Tableau 10: Vitesses limites moyennes de chute 37
Tableau 11: Précipitations minimale, moyenne et maximales annuelle recensées sur la station Bujumbura- Aéroport 40
Tableau 12: Présentation de la station pluviométrique Bujumbura – Aéroport 41
Tableau 13: Résultats topographique par le logiciel Arc GIS 43
Tableau 14: Hauteurs maximales journalières annuelles des précipitations observées entre 1989 à 2019 (IGEBU). 51
Tableau 15: Intensités généré par la loi de la variable réduite de Gumbel.....53
Tableau 16: Paramètres d'ajustement pour la région de l'Imbo selon Kaeser 53
Tableau 17: Résultats des durés et des intensités d'une averse de 60 min et 30 min.....54
Tableau 18: Dimensions existantes pour chaque rivière 86
Tableau 19: Résultats des débits entrants et sortant dans le bassin d'écrêtement se trouvant sur la rivière Cari ainsi que la variation du stock.....87
Tableau 20:Résultants des débits entrants et sortant dans le bassin d'écrêtement se trouvant sur la rivière Nyabagere ainsi que la variation du stock. 90
Tableau 21:Résultants des débits entrants et sortant dans le bassin d'écrêtement se trouvant sur la rivière Kidumbugwe ainsi que la variation du stock. 92
Tableau 22:Temps de vidange des bassins d'écrêtement 94
Tableau 23: Dimensions des canaux à la sortie des bassins d'écrêtements 95
Tableau 24:Dimensions des bassins d'écrêtement pour chaque rivière 96

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Taux d'infiltration et infiltration cumilée pour une pluie uniforme,definition du temps de submersion 9
Figure 2: Principaux termes du bilan hydrique 10
Figure 3: Diagramme de la pluie total, pluie brute et pluie nette 15
Figure 4: Distribution de la pluie nette par la méthode du Φ constant 16
Figure 5: Distribution de la pluie nette par la méthode de l'indice w 16

Figure 6: Distribution de la pluie nette par la méthode W minimum 16
Figure 7: Distribution de la pluie nette par la méthode du SCS 17
Figure 8: Distribution de la pluie nette par la méthode de Horton 20
Figure 9: Hydrogramme à l'exutoire et surface active 27
Figure 10: Exemple d'une photo du bassin de rétention en béton armé 29
Figure 11: Exemple d'une photo du bassin de rétention avec étanchéité par géomembrane. 29
Figure 12: volume maximum à donner à un bassin de rétention 31
Figure 13: Coupe transversale d'un canal a section trapézoïdale (1) et rectangulaire (2) 33
Figure 14: Carte de la localisation de la zone d'étude.....39
Figure 15: Carte hydrographique de la zone d'étude 44
Figure 16: Modèle numérique d'élévation du terrain Kidumbugwe.....45
Figure 17: Modèle numérique d'élévation du terrain (MNT) CARI.....46
Figure 18: Modèle numérique d'élévation du terrain (MNT) Nyabagere 47
Figure 19: Carte topographie de Nyabagere.....48
Figure 20: Carte topographique de Cari 49
Figure 21: Carte topographique Kidumbugwe 50
Figure 22: Distribution temporelle (0-24h) de la pluie de 24h pour le SCS 56
Figure 23: Hyétogramme de la pluie de projet par la méthode SCS : Pluie d'une heure.....58
Figure 24: Hyétogramme de la pluie de projet par la méthode SCS : Pluie de 30 min.....59
Figure 25: Hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS : BV Nyabagere 62
Figure 26: Hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS : BV kidumbugwe.....63
Figure 27: Hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS : BV Cari.....64

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

Δt	Variation du temps en minute
A1 ….An	Superficie des sous bassins
Bv	Bassin versant
CN	Curve number
Dp	Durée de la précipitation
H max	Hauteur maximale
HU	Hydrogramme unitaire
IDF	Intensité – durée – fréquence
MNT	Model numérique d'élévation du terrain
ODD	Objet de développement durable
PND	Plan National de Développement
Qp	Débit de pointe
SBC	Sous bassin de Cari
SBKI	Sous bassin de Kidumbugwe
SBNY	Sous bassin de Nyabagere
SCS	Soil conservation services
U(x)	Variable réduit de Gumbel
X (km)	Latitude
Y (km)	Longitude
ISWS	Pluie de projet (profil de Huff)

AVANT-PROPOS

Le changement climatique est l'un des grands défis dans certains secteurs notamment le secteur de l'hydraulique environnementale et agro-pastoral aussi bien au Burundi qu'à travers le monde.

La lutte contre les changements climatiques et leurs répercussions s'inscrit dans la ligne droite des Objectifs de Développement Durable (ODD). Ce nouveau programme de développement audacieux adopté par les Etats membres de l'ONU en 2015, en particulier l'ODD_{13}, vise, dans l'une de ces cibles, à renforcer, dans tous les pays, la résilience et les capacités d'adaptation face aux aléas climatiques et catastrophes naturelles liées au climat. Il cadre bien avec le contexte du Plan National de Développement PND (2018-2027) dont l'une des orientations stratégiques consiste à protéger l'environnement, s'adapter aux changements climatiques et améliorer l'aménagement du territoire. Le changement climatique impacte massivement sur la gestion des eaux pluviales et cela s'observe avec la tombée de la pluie intense et irrégulière qui devient un phénomène causant l'écoulement de surface non uniforme et torrentiel, ce qui est à la naissance des inondations et érosions.

La ville de Bujumbura est aujourd'hui menacée par les eaux de ruissellement non maitrisasées en provenance des montagnes la surplombant en amont. Ce ruissellement non contrôlé provient des fois des occupations non planifiées aux périphéries de la zone viabilisée et qui ne suivent pas les normes d'aménagement. Les constructions anarchiques ne facilitent pas la bonne pratique de canalisation des eaux de pluie et des ménages, ce qui favorise l'augmentation des volumes d'eau de ruissellement et l'écoulement non orienté.

Mon travail de mémoire est généralement axé aux quartiers du Nord de la ville de Bujumbura des bassins versant de Nyabagere et Kidumbugwe qui sont souvent aussi menacés par les eaux de ruissellement jusqu'à avoir des pertes humaines et des biens. Pour pallier à ces catastrophes naturelles qui handicapent souvent ces quartiers, je propose un système d'assainissement urbain par la méthode non seulement classique (transport des eaux de pluie par caniveaux) mais en combinant avec les techniques modernes de la gestion des eaux pluviales dites « les technologies alternatives ». Elles sont connues comme des techniques douces innovantes, basées sur la technique de rétention (stockage), de retardement de l'écoulement (allongement du temps de concentration), maitrise du transport des sédiments et de l'infiltration.

Comme les caniveaux déjà existant pour l'assainissement dans ces quartiers du Nord de la ville de Bujumbura sont devenus incompatibles aux volumes importants des eaux pluviales vis-à-vis de leur capacité d'accueil mais également de la force d'écoulement des eaux de pluie causées par la pente, des techniques alternatives pourront réduire d'avantage les dangers souvent rencontrés dans la ville de Bujumbura en cas de fortes intempéries. Ces méthodes combinées de gestion des eaux pluviales seront appliquées à partir de la partie amont du bassin versant.

0. INTRODUCTION GENERALE

0.1. Pertinence du sujet

La gestion de l'eau pluviale urbaine associe deux facteurs importants pour la pérennité de la civilisation : la vie en ville et la gestion de l'eau.

Depuis le XIX ème Siècle, le réseau d'assainissement constitue un signe de modernité et de confort urbain dans une ville.

Le but de l'assainissement urbain est de maitriser ou de limiter localement les inondations et la pollution des milieux récepteurs en appliquant des mesures de gestion des eaux pluviales [**Marsalek, Rochfort et Savic dans UNESCO, 2001**].

Dans le contexte de la gestion de l'eau urbaine, la gestion de l'eau pluviale a reçu un minimum d'attention jusqu'à nos jours alors qu'elle est un danger énorme en cas d'incapacité des ouvrages d'assainissement.

En effet, plus de la moitié de la population mondiale vit en ville, notamment dans les pays en développement [**UN-Habitat 2008**].

Pour la ville de Bujumbura en général et dans le bassin versant de la rivière Nyabagere et Kidumbugwe en particulier, l'installation des nouveaux urbains dans la zone amont de la ville (Quartier Winterekwa, Muyaga, kishingano) est caractérisée par des habitants non planifiés qui occupent le sol sans suivre les normes d'aménagement ce qui provoque les inondations d'une part mais qu'il ya d'autres causes qui sont à la base de ces inondations et cela entrainant des problèmes parfois dramatiques dans la vie des citadins et à l'environnement urbain en général.

Le changement climatique renforce ces risques en augmentant la fréquence et l'intensité des aléas climatiques. Ainsi l'augmentation de la surface imperméable par les constructions et le dénudement des surfaces non bâtis dans la zone amont de la ville provoque un plus grand coefficient de ruissellement qui au paravent était minime, d'où l'augmentation des volumes d'eau les plus importants qui doivent être canalisé alors que l'aménagement ancien n'a pas tenu compte de ces évènements lors du dimensionnement des ouvrages de transit d'eau.

La philosophie traditionnelle qui sous-tend l'assainissement des eaux pluviales a toujours consisté à résoudre les problèmes d'inondation en transférant de grandes quantités d'eau vers l'aval aussi vite que possible, à l'aide des conduites d'assainissement.

Bien que cette approche ait réussi à éliminer le problème des inondations locales, l'accroissement des volumes et les pointes de débits ont répercuté en aval les problèmes d'inondations et, en même temps ils ont favorisé la pollution et l'érosion des milieux récepteurs naturels [**Butler et Maksmovic dans UNESCO, 2001**].

Dès les années 1970, sous l'influence des nouvelles idées sur la planification urbaine et la gestion de l'eau urbaine, de nouvelles techniques de gestion d'eau pluviale ont été proposé, pour mieux répondre aux problèmes techniques (inondations, pollution, érosion).

Ces nouvelles techniques sont nommées et décrites de manières différentes dans les différents pays.

Selon l'Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement, les techniques alternatives sont des techniques d'assainissement dont le concept s'oppose au principe du tout à l'égout.

Leur objectif est non plus d'évacuer le plus loin et le plus vite possible les eaux de ruissellement, mais de les retarder et/ ou de les infiltrer.

Ces techniques comme leur nom l'indique, constitue une alternative au réseau traditionnel de conduites. On parle également de solution compensatoire (sous-entendu des effets de l'urbanisation). [**Eurydice 92,1997**].

0.2. Degré de son perfectionnement

Les littératures modernes de la gestion des eaux pluviales conseillent de ne pas se focaliser sur une seule technique pour la résolution des problèmes d'inondation mais par contre de combiner plusieurs méthodes comme les volumes d'eau peuvent être plus importants en aval.

Vu un seul et unique travail similaire réalisé au Burundi sur la rivière Gasenyi qui traverse la ville de Bujumbura en passant dans le quartier Carama 2, la combinaison des deux méthodes de recalibrage et canalisation de la rivière ainsi que la construction du bassin d'écrêtement dans le quartier Carama 2 ont permis de minimiser de façon plus ou moins acceptables les risques des inondations qui ont causé des mort et pertes des biens a Gatunguru en 2014.

Par conséquent, la question n'est pas résolue définitivement puisque la rivière Gasenyi transporte des milliers de tonnes des sédiments et élément grossiers qui risque de gêner le fonctionnement adéquat du bassin d'écrêtement existant sur la rivière et permet de faire le curage permanent, ce qui demande une prévision financière de tout le temps.

Pour ce faire, après avoir analysé l'état de fonctionnement de cet ouvrage existant sur la rivière Gasenyi et compte tenu de la situation géographique du bassin versant de la rivière qui parait similaire de celle des bassins versants des rivières considérées dans ledit travail, j'ai optée de proposer l'utilisation de ces méthodes dites alternatives tout en améliorant certaines imperfectionnement.

L'inondation des zones avales agricoles vers son exutoire est aussi remarquée dans le marais de Kinyankonge, ce qui nécessitait un autre bassin d'écrêtement dans la zone aval.

Des ouvrages de dissipations d'énergie devraient également être implantés à chaque entré du bassin ce qui permet d'atténuer les vitesses des eaux a l'entrée.

Ces techniques ont un intérêt d'être intégré dans la ville pour le cas où l'espace d'élargissement des ouvrages de canalisation n'est pas suffisante.

0.3. Problématique

L'inondation des quartiers Mirango II et Carama I par les eaux pluviales des basins versant des rivières Cari, Kidumbugwe et Nyabagere débordant le système d'assainissement existant en causant des pertes des vies humaines, des biens et bloquant le transport routier sur la route nationale RN1 :Cas de la rivière Cari en mars 2020

0.4. Objectifs

0.4.1 Objectif global

Amélioration du système d'assainissement existant dans la zone d'étude souvent inondée en intégrant l'utilisation des nouvelles techniques de gestion des eaux pluviales dites « méthodes alternatives ».

0.4.2. Objectifs spécifiques

- Collecter les données hydrologiques, hydrauliques et topographiques ;
- Traiter les données collectées ;
- Analyser et discuter les résultats des données traitées ;
- Intégrer les résultats obtenus dans les calculs ;
- Comparer les résultats et dégager les conclusions ;
- Dimensionner les ouvrages hydrauliques proposés du réseau d'assainissement ;
- Dimensionner les bassins d'écrêtement pour pouvoir atténuer les débits des eaux

0.5. Apports scientifiques

Les techniques de la gestion des eaux pluviales datent de longtemps et la seule technique souvent utilisé dans le monde est la méthode classique qui ne fait que le dimensionnement et l'exécution des collecteurs des eaux pluviales en fonction des débits à transiter jusqu'à l'exutoire sans tenir compte des grandeurs de ces derniers.

Par de nouvelles technique alors dites « alternatives » ou « compensatoires », il est possible, de modifier le comportement néfaste des eaux de ruissellement lors des crues sans changer les dimensions des ouvrages existant ou en les modifiant a très petite échelle tout en substituant les ouvrages de transit d'eau par des bassins de rétention- restitution des eaux.

Ces dernières sont connues comme des techniques douces innovantes ; elles sont fondées sur la technique de rétention (stockage), de retardement de l'écoulement (allongement du temps de concentration) et de l'infiltration.

0.6. Résultants attendus

A l'issue de ce travail :

- Les données hydrologiques sont traitées et les crues de projet sont disponibles ;
- Les cartes topographiques, des pentes et modèles numériques d'élévation de terrain sont disponibles ;
- Les inondations dans le Quartier Carama 1 sont plus ou moins maitrisées ;
- Les eaux de ruissellement débordant la RN1 et causant la difficulté du transport routier sont drainées ;
- La stabilité de la section transversale en aval des ouvrages d'écrêtement proposés des rivières Kidumbugwe et Cari est garantie ;
- Les inondations qui se présentent souvent dans le Quartier Mirango II et Carama I sont maitrisées ;
- La rivière Nyabagere ne présente pas des problèmes des crues en vers les habitants environnants.

0.7. Méthodologies utilisées

- Revue documentaire dans les différentes bibliothèques Nationale et sur internet ;
- Visite du terrain pour la récolte des données topographiques par utilisation du matériel topographique comme : Station total, GPS, Ruban d'acier ;

- Entretien avec les cadres de l'IGEBU pour la récolte des données pluviométriques et des crues dans les bassins versant consternés ;
- Génération des données spatiales à l'aide du logiciel Arc GIS pour la réalisation des différentes cartes, délimitation des superficies, détermination des longueurs et des pentes des bassins versants etc. ;
- Traitement des données hydrologiques récoltées et discussion des résultats
- Intégration des données traitées dans le dimensionnement des ouvrages proposés.

CHAPITRE I : REVUE DE LA LITTERATURE

Le système de la gestion des eaux pluviales est une technique qui date de longtemps. Des réseaux d'assainissement composés de rigoles, canaux et conduites au sol ou enterrés, agencés selon un schéma d'ensemble cohérent et cordonné, destinés à l'évacuation des eaux pluviales et usées ont été établis dès le début de l'urbanisation dans l'antiquité [**Archéologue Bechmann1888**].

Ces techniques ont souvent continué à évoluer presque dans toutes les villes du monde entier et de la même manière même s'il y avait certaines améliorations en fonction des pays et ou des villes. Jusqu'à 1960, les techniques anciennes d'évacuation des eaux pluviales étaient bien fonctionnelles dans plusieurs villes du monde. C'est donc dans les années 1980 que le développement urbain prenait une évolution rapide avec aussi une forte densification que l'ancienne technique de gestion des eaux pluviales (Système du tout a l'égout) serait incapable à répondre aux débits très important [**Brelo et Valle 2001**].

D'où l'innovation des autres techniques de gestion des eaux pluviales comme les technologies alternatives, la gestion en temps réel, la gestion à la parcelle, etc. Ces techniques sont connues comme étant des techniques douces, innovantes ; Elles proposent de nouvelles structures intégrées dans le système d'évacuation des eaux pluviales. Elles ont été appelées alternatives de façon à exprimer leur possibilité de se substituer au réseau de conduites ou de caniveaux. On parle aussi de techniques compensatoires en sous-entend des effets de l'urbanisation. Elles sont fondées sur les principes de rétention (stockage), de retardement de l'écoulement (allongement du temps de concentration) et d'infiltration. L'investissement dans les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales est donc une Solution d'avenir afin de s'adapter au changement climatique et de renforcer la résilience des territoires. [**Christophe Charenton, Nadja Bedock, Léna Bauer. Septembre 2014**].

Plusieurs villes du monde et surtout celles des pays se trouvant en dessous du Sahara sont de plus en plus confrontés aux problèmes de gestion des eaux pluviales avec des conséquences parfois dramatiques sur les citadins et leur patrimoine ainsi que sur l'environnement.

La gestion des eaux pluviales en milieu urbain a pour objectifs principales de présenter différentes approches et techniques permettant de minimiser les impacts hydrologiques pouvant associés au développement urbain. Il s'agit d'aborder la question sous un angle plus

large avec notamment une approche systémique qui situe la gestion de l'eau dans le système urbain.

Cela permet de saisir sous les dimensions intrinsèques et extrinsèques les causes de dysfonctionnement, les contraintes, les potentialités et les impacts du système de gestion des eaux pluviales en milieu urbain

I.1.Nouvelles techniques adoptées

Dans les nouvelles techniques de gestion des eaux pluviales en milieu urbain, on adopte l'utilisation :

1. des grand bassins de rétention-infiltration en eau, soit en amont de la ville, soit incorporés dans le tissus urbain aménagés comme lacs artificiels avec un marnage en temps de pluie ;
2. des grands bassins de rétention- infiltration secs aménagés comme bois, parcs ou aire de sport et inondables en temps de pluie ;
3. des bassins de stockage couvert qui pouvaient aussi accueillir les eaux du système unitaire en temps de pluie ;
4. des petits bassins de retentions ou/ et infiltration ;
5. des noues ;
6. des chaussées a structure réservoir ;
7. des parkings a structure réservoir ainsi que d'autres installations de stockage, d'infiltration et de réutilisation d'eau pluviale. [**Eurydice 92,1997 ; Azzout, 1994 ; et actes de Novatech, 1992-2001, tiré de Heleni Chouli, le 11 juillet 2006**]

I.2.Principes essentiels de la gestion des eaux pluviales

Il existe plusieurs principes de gestion intégrée des eaux pluviales en milieux urbains, mais les plus importants sont les suivants :

1. Réaliser un réseau séparatif (condition indispensable**)** ;

2. Limiter au maximum l'imperméabilisation des surfaces ;

3. Récupérer l'eau au plus près d'où elle tombe et la mettre en mouvement le moins possible ;

4. « Enterrer » l'eau le plus possible ;

5. Eviter de se focaliser sur une seule technique, mais utiliser une combinaison de celles-ci, car les volumes d'eau en jeu peuvent être importants

I.3. Importance de l'hydrologie en gestion des eaux pluviales

L'hydrologie joue un rôle capital dans le domaine de l'ingénierie et des sciences environnementales. Elle concerne aussi bien des mécanismes d'écoulement des eaux dans le système naturel (bassin versant) ou anthropisé (zone industrielles ou urbanisé) que le dimensionnement des ouvrages hydrauliques utiles à l'exploitation et à la gestion des eaux. Elle permet également de mieux comprendre et simuler le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se rependent et de mieux saisir les impacts des aménagements hydrauliques sur l'environnement. En proposant une théorie de la génération des écoulements basée sur leur séparation en écoulement de surface à la surface et écoulement dans le sol, Horton a donné à l'hydrologie un statut de paradigme. Cette séparation, reposant sur la notion de capacité d'infiltration du sol, constitue une des premières bases scientifiques de l'hydrologie. On peut ainsi rappeler que la théorie Hortonienne du ruissellement ne date que de 1933.Dument complétée par le concept d'hydrogramme unitaire proposé par Sherman (1932) ainsi que par la notion de bilan hydrologique proposée par Hursch en 1938, l'hydrologie verra éclore par la suite beaucoup de nouveaux concepts. Les idées principales seront alors mises en défaut à maintes reprises et l'on verra apparaitre des conceptions alternatives à celles de Horton faisant appel notamment à l'écoulement de surface. On se gardera toute fois d'affirmer que la recherche en ce domaine est achevée car le fonctionnement hydrologique, malgré l'importance des efforts de ces dernieres années, reste encore bien mal compris.

Le developpement de nouvelles theories a même donné lieu a toute une serie de nouveaux problèmes et de nouvelles questions.[**Débordes, 1974**].

I.3.1. Ecoulement de surface

- **Ecoulement par depassement de la capacité d'infiltration (Ecoulement Hortonien)**

L'écoulement par excès de la capacité d'infiltration apparait lorsque l'intensité de la pluie dépasse la capacité maximale du sol à absorber l'eau. Cette capacité caracterisée par l'infiltrabilité du sol est supposée decroissante dans le temps jusqu'à une valeur constante.

Dans un sol homogène avec une nappe profonde, cette capacité finale d'infiltration atteint la conductivité hydrique à saturation. L'ecoulement de surface se produit donc lorsque la capacité d'infiltration devient inférieure à l'intensité des precipitations. En cas d'averse,le processus d'écoulement se developpe en deux phases :

a) Au début de l'averse, la capacité d'infiltration est généralement superieure à l'intensité de la pluie et celle-ci s'infiltre intégralement.La tenneur en eau et la charge hydrique en surface croissent jusqu'à ce que la tenneur en eau à saturation et la pression atmosphérique soient atteintes. Le temps de submersion marque ainsi le debut de l'ecoulement. Pour un sol donné, le temps de submersion est d'autant plus court que l'intensité de la pluie est grande et que l'humidité initiale du sol est importante.

b) Par la suite l'intensité de la pluie devient plus importante que la capacité d'infiltration. L'ecoulement subsuperficiel est alors constitué par la difference entre ces deux termes. Voire la figure ci-dessous.

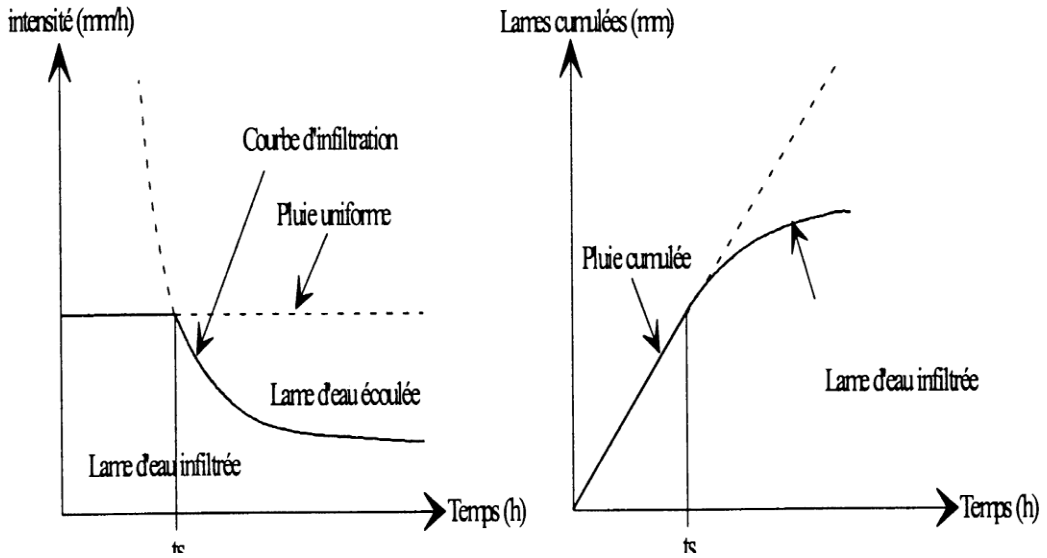


Figure 1: Taux d'infiltration et infiltration cumilée pour une pluie uniforme,definition du temps de submersion**[Hydrologie apliquéAndré Musy & Christophe Higy 1998]**

Où t_s : Temps de submersion

I.3.2 Bilan hydrique

Le bilan hydrique s'exprime comme suit et pour une periode et un bassin donné :

$$P + S = R + ET + (S + \Delta S); \qquad \text{(I.1)}$$

Où :

$P = Precipitations$

S : Ressources(accumilation) de la periode précedente

ET =Evapotranspiration

ΔS= Variation de stockage

S+ΔS= ressource accumilées à la fin de la periode

Le schemas ci-dessous montre les differents termes du bilan hydrique **[Musy.Soutter.1991]**.

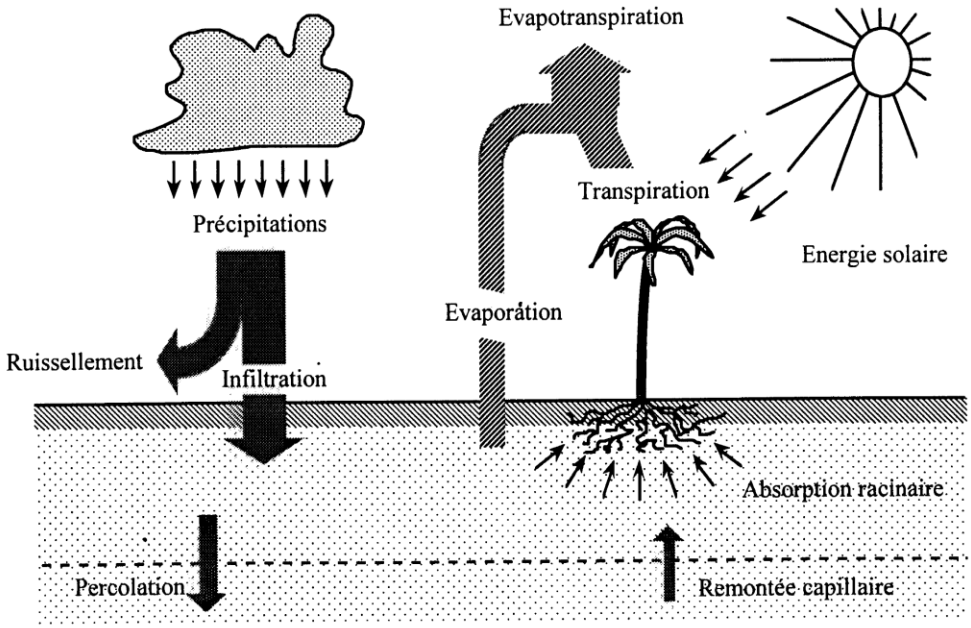


Figure 2: Principaux termes du bilan hydrique **[Musy, Sutter, 1991]**

I.3.3.Principaux facteurs influancant le bilan hydrique

➢ **La pluie :** La pluie représente l'élément fondamental du bilan hydrique puisqu'elle en constitue le parametre d'entrée. La pluie est mesurée d'une façon générale à l'aide des instruments tels que les pluviometre ou pluviographe. La quantité d'eau mesuré depend de la situation des instruments sur le terrain, des conditions metéorologique(vents,température et ou ensoleillement), de l'instrument lui-même ainsi que de la topographie du terrain et de son altitude.De plus, la determination d'une pluie moyenne s'avère difficile car on possede des enregistrements venant de plusieurs instruments mais egalement sans oublier le probleme de l'abattement des pluies. La pluie peut etre :

✓ **Pluie nette Pn** : quantité de pluie restante, deduction faite de la perte par interception,du stockage dans les depressions, de l'infiltration,et de l'évaporation. Cette pluie

nette provoque l'ecoulement de surface ou ecoulement direct(mesuré à l'exutoire). [**Hydrologie appliqué.André Musy 1988**]

$$P_n = P - I - S - F - ET \quad \text{(I.2)}$$

Où

Pn = Pluie nette

P = Pluie totale ou pluie globale

I = Interception par la couverture végétale

S = Stockage dans les depressions

F = Infiltration

ET = Evapo-transpiration

✓ **Pluie totale ou pluie globale *P***: Quantité totale de pluie tombée mesurée à l'air libre au dessus de la couverture végétale ou au dessus de la voute des arbres.

✓ **Pluie Brute :** pluie totale diminuée de l'interception, donc la pluie qui parvient a atteindre le sol

P_B=P-I

➢ **Evaoptranspiration :** L'evapotranspiration est une combinaison de deux processus separés de perte d'eau par évaporation à la surface du sol d'une part et par transpiration des plantes d'autre part. La transpiration des plantes augmente avec l'augmentation de la canopée exprimée par l'indice de surface foliaire.

➢ **L'infiltration** : L'infiltration est un processus par lequel l'eau passe à travers les couches superficielles du sol à chaque fois qu'un evenement pluvieux survient et ou s'il est exposée à la submersion.L'eau remplie d'abord les interstices du sol en surface et penètre par la suite sous l'action de la gravité.

➢ **Taux d'infiltration** : Appelé aussi regime d'infiltration ou infiltrabilité. Ce terme designe le flux d'eau pénétrant dans le sol en surface et est exprimé en mm/h ;Il est noté i(t). Elle est définie aussi comme etant la vitesse à laquelle les eaux pluviales pénètrent dans le sol qui est fonction de la nature des sols et du temps. Sous des conditions optimales, le taux d'infiltration est élevé au départ pour ensuite décliner et ultimement atteindre une valeur constante.

➢ **Infiltration cumilative** : L'infiltration cumilative représente le volume total d'eau infiltrée et elle est exprimée en mm, sa notation est donc I(t). Elle a comme expression mathématique

$$I(t) = \int_{t=t0}^{t} i(t).dt \qquad (I.3)$$

I(t) :infiltration cumilative au temps t en mm

i(t) :taux d'infiltration au temps t en mm/h

➢ **Bassin versant** : Territoire sur lequel toutes les eaux de ruissellement s'écoulent vers un même point. [**Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales. Québec 23 mars 2017**].

➢ **Surface imperméable** : Surface recouverte par un matériau résistant à l'infiltration des eaux. Cela peut inclure les toitures non végétalisées, les surfaces recouvertes de pavages conventionnels (rues, trottoirs, entrées privées, allées d'accès, surfaces de jeu, pistes cyclables, terrasses pavées), sols compactés, etc.

➢ **Temps de concentration :** Temps que prend une lame d'eau d'une averse pour parvenir à l'exutoire d'un bassin versant à partir d'un lieu pour lequel la durée du parcours est la plus longue

La longueur L d'un bassin versant : correspond au plus long cheminement possible d'une goutte d'eau entre les crêtes du bassin et l'exutoire où l'on se trouve

➢ **La pente du bassin versant** : Cette pente est mesurée sur le cheminement hydraulique à partir duquel la longueur L du bassin est établie. On parle soit de pente globale soit de pente moyenne pondérée [**Direction départementale des Territoires et de la Mer de l'Hérault. Février 2014**].

Où la pente globale :

$$P_{global} = \frac{Z_{amont} - Z_{aval}}{L} \qquad (I.4)$$

Z $amont$ est la cote du point amont

$\mathbf{z_{aval}}$ est la cote du point aval

Et la pente moyenne pondérée :

$$P_{moyenne\ pondérée} = \left[\frac{L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Pk}}}\right]^2 \qquad (I.5)$$

I.4. Pluie de projet

Tout projet dans le domaine de l'eau (bassin de rétention, ouvrages d'irrigation, installation hydroélectrique, assainissement, etc.) nécessite la connaissance d'un hydrogramme de crue ou tout au moins la connaissance de la valeur de pointe de cet hydrogramme.

L'utilisation d'un modèle de ruissellement pour le calcul rationnel des réseaux d'assainissement nécessite la connaissance d'évènements pluviométriques critiques pour le bassin étudié et conduisant à des écoulements importants contre lesquels il convient de se protéger.

A ces évènements critiques devraient être associée une période de retour autorisant le calcul économique des réseaux en termes de risques de défaillance.

Ces évènements pluviométriques critiques sont englobés aujourd'hui sous la dénomination de « Pluie de projet ». [**Débordes, 1974,**]

Par contre, l'utilisation des modèles mathématiques plus élaborés requiert la connaissance d'un hyétogramme.

Il existe plusieurs méthodes pour l'élaboration d'une pluie de projet telles que :

1. Pluies de projet dérivant des courbes IDF :
   - l'averse uniforme
   - l'averse composite
   - l'averse de type Chicago

2. Pluies de projet dérivant des précipitations observées :
   - l'averse de projet de 24heures du SCS (Etats Unis)
   - pluie de projet par moyenne arithmétique
   - pluie de projet selon Piligrim et Cordery

3. Pluies de projet basée sur des averses historiques

D'autres méthodes existent également comme par exemples :

- Pluie de projet en triangle isocèle

- Pluie de projet double triangle de Débordes
- Simulation de Chroniques
- Model de Keiffer et Chow
- Etc.

I.5. Hyétogramme de projet

Les hyétogramme sont présentés sous forme des diagrammes permettant la répartition temporelle de l'averse ainsi que la forme du bassin versant.

En effet, la construction d'un hyétogramme de projet consiste d'abord à déterminer l'intensité de pluie de référence (i=mm/h ou h en mm) en utilisant différentes méthodes comme celles dérivant des courbes IDF (intensité-durée-fréquences), celles ayant pour base aux variables extrêmes de Gumbel ou la méthode des moments,

D'autres méthodes existent également telle que celles de Pearson III et la méthode de Galton.

Il existe donc par la suite, plusieurs méthodes à suivre pour la construction de ces hyétogramme comme celui de Huff, Keifer et Chow, le SCS, Piligrim et Cordery, etc.

Après avoir trouvé les résultats issus de ces certaines méthodes dans des tableaux, nous répartissons ces derniers sur un diagramme dont les intensités sont mentionnées en ordonné et en abscisse les intervalles de temps.

I.6. Hyétogramme de la pluie nette

L'hyétogramme de la pluie nette est également un diagramme permettant de déterminer la fraction de la pluie totale qui participe au ruissellement (pluie nette) par rapport à la pluie brute

Cette hyétogramme de la pluie nette nous servira davantage dans la construction des hydrogrammes de ruissellements puisque la totalité de la pluie brute ne participera pas au ruissellement.

Le schéma qui suit permet d'exprimer les différences qui existent entre la pluie totale, la pluie brute et la pluie nette.

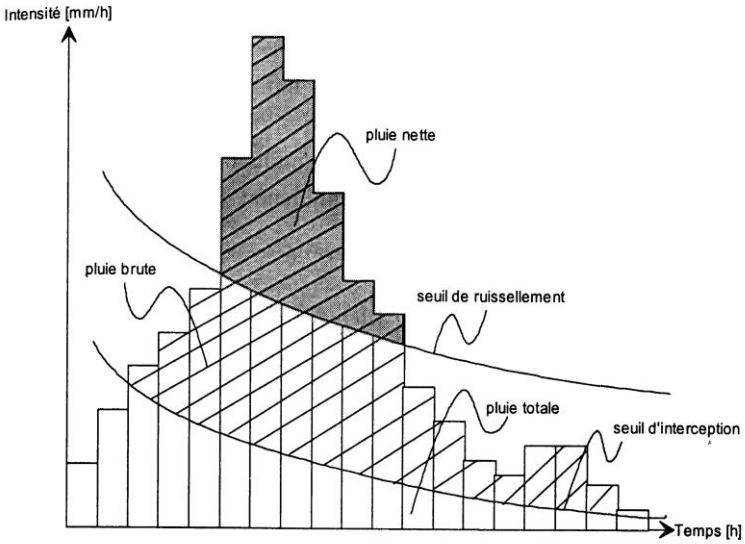


Figure 3: Diagramme de la pluie total, pluie brute et pluie nette **[André Musy, 1998]**

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de cet hyétogramme de distribution de la pluie nette mais les plus importantes sont les suivantes :

- Méthodes dérivant du coefficient de ruissellement
- Méthode du Φ constant
- Méthode de l'indice W
- Méthode de l'indice W minimum
- Méthode du SCS (Soil Conservation Services)

Les diagrammes suivants permettent d'exprimer la distribution de la pluie nette selon certaines méthodes.

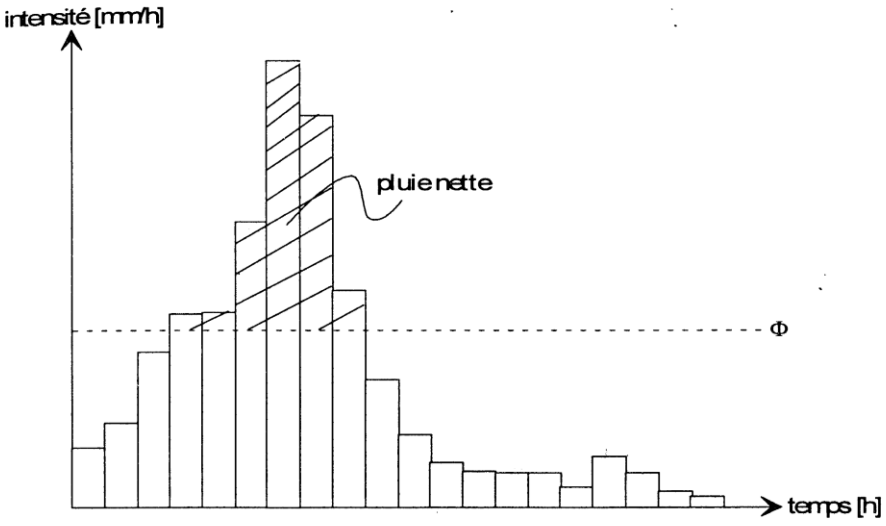


Figure 4: Distribution de la pluie nette par la méthode du Φ constant **[André Musy 1998]**

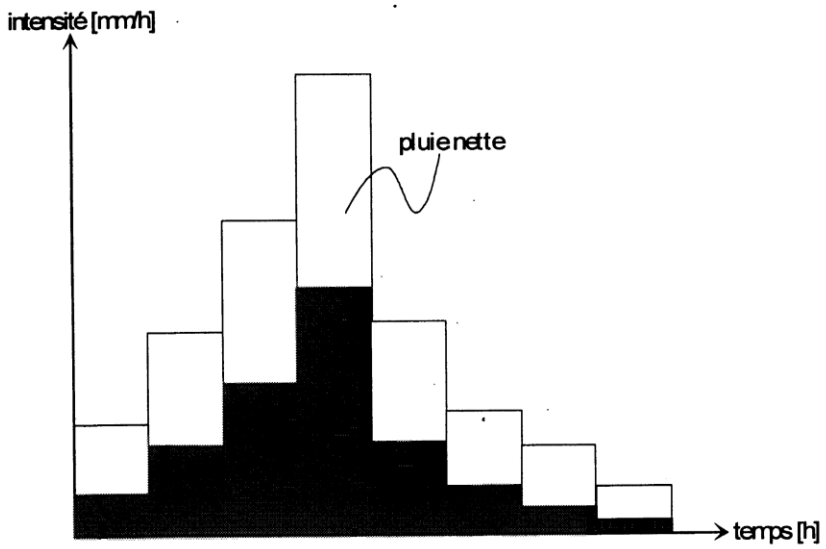


Figure 5: Distribution de la pluie nette par la méthode de l'indice w **[Tiré de André Musy 1998]**

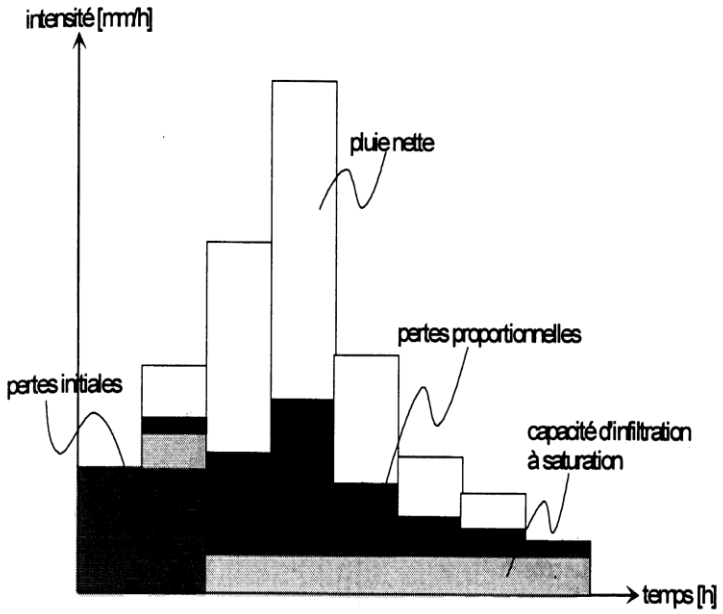


Figure 6: Distribution de la pluie nette par la méthode W minimum **[André Musy 1998]**

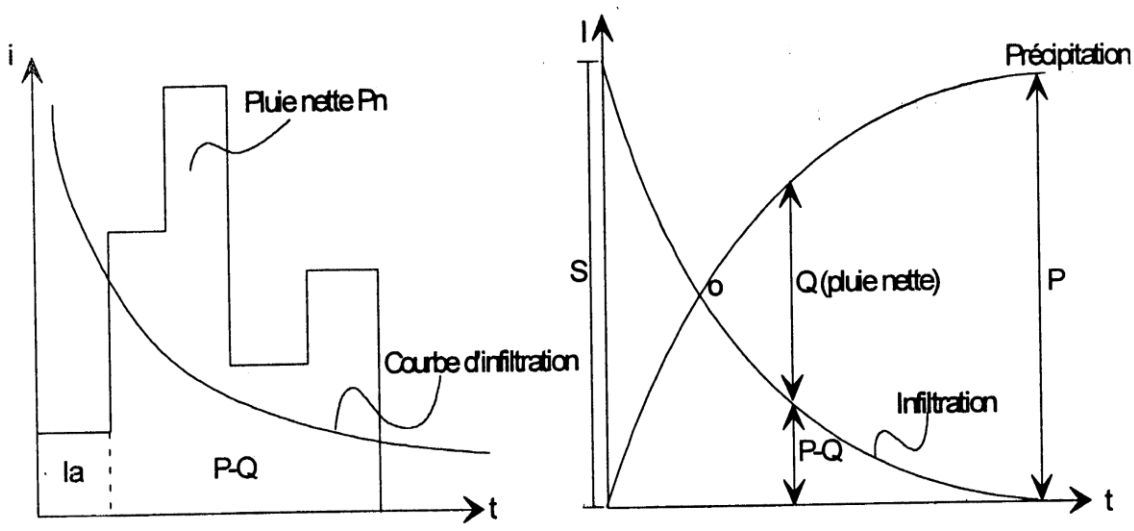


Figure 7: Distribution de la pluie nette par la méthode du SCS **[André Musy 1998]**

P=Précipitation totale (Pluie brute), Q=Pluie nette (Précipitation participant au ruissellement), P-Q=Pertes additionnelles, Ce sont les précipitations infiltrées après le début du ruissellement, S = Pertes maximales Potentielles, Ia = Pertes initiales.

I.7. Infiltration des eaux dans le sol

Il est de nature que pour chaque évènement pluvieux, les eaux doivent se séparer suivant deux chemins essentiels qui sont le ruissellement terrestre et l'infiltration dans le sol. Par la suite, le ruissellement est d'autant plus grand que l'infiltrabilité est devenu trop faible.

Pour que l'eau puisse s'infiltrer dans le sol, la perméabilité du sol (K en m/s) doit être comprise entre 10^{-5} et 10^{-2}m/s.

Avec une perméabilité plus faible que 10^{-5}m/s, l'infiltration de l'eau est difficile voire même impossible.

Pour vérifier l'infiltration à la parcelle, il est recommandé de réaliser un essai de perméabilité (type test de Porchet)

Le tableau qui suit montre les différentes valeurs de perméabilité des sols en fonction de leurs types.

Tableau 1 : Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols **[Musy & Soutter, 1991]**

K (m/s)	10^{-1} , 10^{-2} à 10^{-3}	10^{-4} à 10^{-5}	10^{-6}, 10^{-7} à 10^{-8}	10^{-9}, 10^{-10} à 10^{-11}
Type de sol	Gravier sans sable ni éléments fins	Sable avec gravier, sable grossier à sable fins	Sable très fin Limon grossier à limon argileux	Argile limoneuse à argile homogène
Possibilité de filtrabilité	Excellentes	Bonne	Moyenne à faible	Faible à nulle

I.7.1. Principe de la modélisation du processus d'infiltration

Il existe plusieurs modèles démontrant les processus d'infiltration, mais prenons ici les deux méthodes telles que :

- Le modèles ayant pour base des relations empiriques à 2,3 et ou 4 paramètres
- Modèles à base physique

a) Relations empiriques : Elles expriment une décroissance de l'infiltration en fonction du temps à partir de la valeur initiale, soit exponentiellement, soit comme une fonction quadratique du temps, et tend vers une valeur limite pouvant être nulle.

La formule de Horton telle que bien connue et repandue s'exprime de la manière suivante :

$$i(t) = i_f + (i_0 - i_f) * e^{-\gamma.t} \qquad \textbf{(I.6)}$$

Où :

$i(t)$ = Capacité d'infiltration au temps t (mm/h) ;

i_0, i_f = Capacité d'infiltration respectivement finale et initiale (mm/h)

t = temps écoulé depuis le debut de la precipitation (h)

ɣ = constante empirique fonction de la nature du sol (m^{-1})

Le parametre i_0, depend du type de sol et des conditions initiales d'humidité tandis que le parametre i_f est la constante qui caracterise le type de sol donné et le parametre ɣ est fonction du sens d'ecoulement.

Les deux tableaux qui suivent nous présentent les valeurs de ces paramètres ci haut cité selon la formule de Horton utilisés pour different types de sols mais egalement pour les quatres classes de sols a,b ;c ;et d presentés par le SCS(Soil Conservation services concu aux Etats Unis d'Amerique).

Tableau 2: Paramètres de l'équation de Horton pour différent type de sol [**D'après EI-Jabi, Rousselle,1987]**

Type de sol	$i_o[mm/h]$	$i_f[mm/h]$	ɣ$[min^{-1}]$
Standard nu	280	6 -220	1.6
Tourbe	900	20 -290	0.8
Agricole avec tourbe	325	2 -20	1.8
Sable fin nu	210	2 – 25	2.0
Argile avec tourbe	670	10 - 30	1.4

Tableau 3: Capacité initiale io et finale if d'infiltration en fonction des classes de sols tels que définis par le SCS [**D'apres Hillel,1974**]

Type de sol	Groupe	$i_0(mm/h)$	$i_f(mm/h)$
Sable, silt	A	250	12 – 8
Limon sableux	B	200	8 – 4
Limon argileux	C	130	4 – 1
Argiles, sols salins	D	75	1 - 0

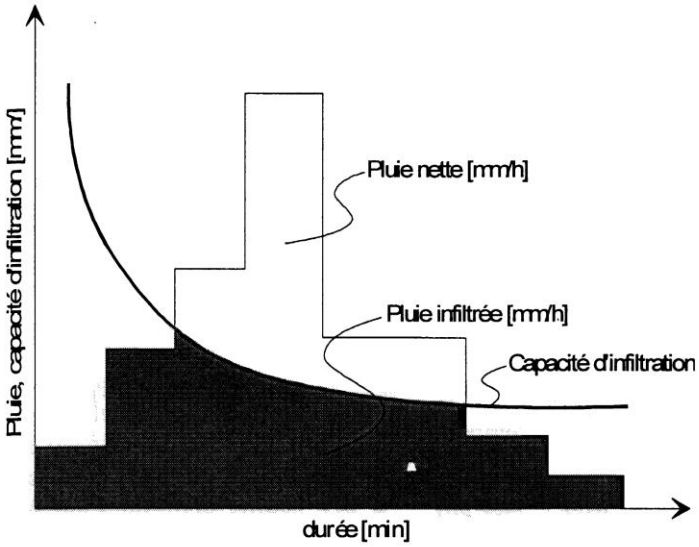


Figure 8: Distribution de la pluie nette par la méthode de Horton **[Musy Sutter 1998]**

I.7.2. Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement change en fonction du type de sol [**SYMASOL, juin 2016**]

Il est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume d'eau tombé sur cette aire et est limité entre les valeurs de 0.05 à 1.

Ce dernier est fonction de plusieurs paramètres dont les plus importants sont décrits ci-après

- La nature du sol
- La pente du terrain
- Le mode d'occupation du sol
- La densité de la population
- La durée de pluie, et l'humidité de l'air

Par conséquent, l'utilisation des valeurs erronées du coefficient de ruissellement conduit à la sous-estimation et ou la surestimation des débits des eaux, ce qui revient par la suite à faire le surdimensionnement des ouvrages hydrauliques mais aussi sans oublier la sous-estimation par dimensionnement de ses ouvrages.

A défaut d'avoir les données expérimentales des coefficients de ruissellement, il existe des valeurs produites par différents auteurs tels que celles-ci se trouvant dans les tableaux qui suivent.

Tableau 4: Valeurs des coefficients de ruissellement en fonction de la nature du sol et de son occupation **[SYMASOL, 2016].**

	Nature de la surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Imperméable	Pavage, chaussée revêtue, piste ciment	Entre 0.7 et 0.95
	Toiture et terrasse	Entre 0.7 et 0.95
	Sol imperméable avec végétation	
	Pente < 2%	Entre 0.13 et 0.18
	2% < pente < 7%	Entre 0.18 et 0.25
	pente >7%	Entre 0.25 et 0.35
Perméable	**Sol perméable avec végétation**	
	Pente < 2%	Entre 0.05 et 0.1
	2% < pente < 7%	Entre 0.10 et 0.15
	pente >7%	Entre 0.15 et 0.20
Imperméable	Zone industriel	Entre 0.5 et 0.8

Les tableaux qui suivent traduisent le coefficient de ruissellent en fonction de la zone d'influence, de la surface drainée et du type d'urbanisation

Tableau 5:Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence GHAMMIT Allal, **[DJENDLI Mohamed Medh ; 2018]**

Zone d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voiries non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surface boisées	0.05

Tableau 6 : Coefficient de ruissellement suivant la surface drainée **[GHAMMIT Allal, DJENDLI Mohamed Medh. Juin 2018].**

Surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 -0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
-plat (pente< à 2%)	0.05 – 0.10
-Pente moyenne de 2 à 7 %	0.10 – 0.15
- Pente supérieure à 7 %	0.15 – 0.35
Terrain gazonnée, sol sablonneux :	
-Plat (pente<2%)	0.13 – 0.17
-Pente moyenne de 2 à 7 %	0.18 – 0.22
- Pente supérieure à 7 %	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30
Zone industrielle	0.90 – 0.90
Rue	0.80 – 0.85

Tableau 7:Coefficient de ruissellement suivant le type d'urbanisation **[GHAMMIT Allal, DJENDLI Mohamed Medh, 2018].**

Type d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Centre-ville (agglomération important)	0.80 – 0.95
Zone d'habitat collectif (sans jardins et espaces verts	0.60 – 0.80
Zone d'habitat semi collectif (avec espace vert)	0.40 – 0.80
Zone artisanale	0.30 – 0.80
Zone portuaire	0.70 – 0.90
Zone ferroviaire	0.20 – 0.35
Jardins et parcs	0.05 – 0.20
Espaces verts	0.10 – 0.25

I.7.3. Le coefficient de ruissellement pondéré

Selon les auteurs comme **GHAMMIT Allal, DJENDLI Mohamed Medhi**, le coefficient de ruissellement pondéré est donné par la relation qui suit

$$C_{rp} = \frac{\sum Ci_{r} A_i}{A} \quad \text{(I.7)}$$

Avec C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de la zone urbanisée

Notons encore que les fonctions de productions en zone urbaine séparent les contributions des zones imperméables des zones perméables. La formule du coefficient de ruissellement devient alors

$$C_r = C_r^{imp}.IMP + C_r^{perm}.(1 - IMP) \quad \text{(I.8)}$$

Où IMP : pourcentage de la surface imperméable ;

C_r^{imp} : Coefficient de ruissellement de la zone imperméable ;

C_r^{perm} : Coefficient de ruissellement de la zone perméable ;

C_r : coefficient de ruissellement global

Pour calculer le coefficient de ruissellement des surfaces non perméables il est évident de considérer que toute espace imperméable participe au ruissellement. Les pertes à prendre en compte sont seulement celles de stockage et d'interception, si non les pertes par évaporation au moment de l'averse sont considérées comme état nulle. Ce coefficient est en général proche de 1. [**ASPEE, 1988**].

I.7.4. Temps de concentration

Le temps de concentration est tel que le temps mis par une goutte d'eau à parcourir toute la longueur du bassin versant. Dans la théorie hydrologique, il faut qu'un épisode pluvieux dure au moins le temps de concentration pour que l'ensemble du bassin versant contribue à l'exutoire ce qui produit alors des débits maximums possibles à ce même exutoire.

Si l'évènement pluvieux dure moins que le temps de concentration, une partie seulement de la surface du bassin versant contribuera au débit à l'exutoire.
Si l'épisode pluvieux dure plus longtemps que le temps de concentration, toute la superficie du bassin versant réagira mais alors le débit à l'exutoire présentera un palier.

La littérature hydrologique contient de nombreuses formules de calcul du temps de concentration des bassins versant. Leur emploi est cependant limité à leur domaines expérimental d'établissement (conditions climatiques, et ou pédologiques).
Parmi ces formules, figure la formule FBG (formule Breassan-Golossov du non de ses concepteurs : Ancien service d'annonce des crues du Gard). Cette formule est basée sur l'évaluation des vitesses de ruissellement superficiel.

$$t_c = \frac{L}{V} \qquad \text{(I.9)}$$

$$V=1+\frac{(I-1)}{9} \qquad \text{(I.10)}$$

L **:** la longueur en m du chemin principal d'écoulement
V : la vitesse dans ce drain en m/sec
I : la pente moyenne en % du cheminement principal

Par ailleurs V est bornée et doit prendre à : 1m/sec<V<2m/sec
Et cela pour dire que si : - I<1%, alors V= 1m/sec
-I >10%, alors V=2m/sec
Selon Débordes et al. (2004) cette formule sous-estimait de façon importante les temps de concentration et conduisait, par exemple, à multiplier en moyenne par un facteur de 1.8 les débits de périodes de retour 100 ans des petits bassins versants du sud de la France.
Il est donc proposé de retenir la formule établie par Philippe Lefort à partir d'une relation d'Askew. Cette formule a été utilisée pour l'étude de dimensionnement des ouvrages hydrauliques de franchissement du TGV Méditerranée [**Astier.1993**].

Cette formule s'écrit :

$$t_c=1.8.L^{0.6}.I^{-0.33}.R_m^{-0.23} \qquad \text{(I.11)}$$

t_c:temps de concentration en sec

L : longueur du chemin principal d'écoulement en km

I : la pente moyenne des versants le long de ce chemin en m/m

Rm : le ruissellement en mm, répondant à Rm= 0.8 (Pj-Po)

Ils existent d'autres formules de calcul du temps de concentration telles que celles ayant pour base de la méthode rationnelle ; Nous décrivons ici deux formules souvent utilisées en Afrique :

- La formule empirique de KIRPICH :

$$t_c = \frac{1}{52}\frac{L^{1.15}}{H^{0.38}} \quad \text{(I.12)}$$

Où t_c :-temps de concentration exprimé en minutes

-L est la longueur du plus long chemin hydraulique (en mètres)

-H est le dénivelé du plus long chemin hydraulique (en mètres)

- Le model de Caquot exprime le temps de concentration selon Montana de la manière suivante :

$$t_c = \mu . I^c . A^d Q_p^f \quad \text{(I.13)}$$

Les paramètres c et d sont fonction du période de retour T et leur valeur sont respectivement C=0.41 ; d= 0.51 et f=-0.29

L'expression générale de la méthode de Caquot est donc la suivante :

$$t_c = 0.28 M^{0.84} . I^{-0.41} . A^{0.51} Q_p^{-0.29} \quad \text{(I.14)}$$

On adopte en France les valeurs suivantes :

$$\mu = 0.28 M^{0.84} \quad \text{(I.15)}$$

Et

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad \text{(I.16)}$$

$$t_c = \mu . I^c . A^d Q_p^f \quad \text{(I.17)}$$

μ : Coefficient d'ajustement qui est fonction du bassin versant

I : pente moyenne calculée selon le plus long chemin hydraulique L

M caractérise la forme du bassin versant

Où t est exprimé en min, A en ha (A<200ha) et Qp en m^3/s [**Desborde-1974**].

Pour ajuster les paramètres de la formule de Caquot pour l'Afrique, Sighonou (1986) procède à un réajustement de ces paramètres ; selon lui, la formule de calcul du temps de concentration pour l'Afrique devient :

$$t_c = 0.34.I^{-0.41}.A^{0.507}Q_p^{-0.287} \quad \text{(I.18)}$$

Où les valeurs des coefficients c, d et f sont respectivement
C=-0.41 ; d= 0.507 et f=-0.287 et μ=0.34 a été ajusté à partir de l'échantillon des valeurs observées, les exposants restant identiques à ceux que propose Débordes(1974).

I.8. Notion de période de retour T

Considérons une valeur particulière P de l'intensité moyenne maximale sur une durée Δt. Si, dans l'analyse des observations portant sur N années, on observe n évènements ayant dépassé cette intensité sur une durée Δt, la période de retour T de la valeur P (Δt) est définie par le rapport

$$T = \frac{N}{n}. \quad \text{(I.19)}$$

Une averse d'intensité moyenne maximale i sur une durée t survenant en moyenne toutes les T années sera dite de période de retour T [**Alain MOREL A L'HUISSIER.1996**]

I.9. Notion de transfert pluie-débit

I.9.1 Calcul des débits de projet

L'hydrologie utilise plusieurs méthodes pour la prévision des débits ruisselés.

Nous présentons ci-après les modèles courants et plus précisément ceux qui ont été testés et calés sur des bassins urbains tropicaux tels que :

- Le model de CAQUOT
- La méthode rationnelle
- Le model du réservoir linéaire
- Le model de BOUVIER
- Model de l'hydrogramme unitaire
- Etc.

Ces modèles suivent une approche globale et on peut les classer en deux catégories :

- **Le modèle donnant un débit de pointe à l'exutoire** :

  Le modèle de CAQUOT

  La méthode rationnelle

- **Les modèles fournissant un hydrogramme de ruissellement**

  1. Méthode de l'hydrogramme unitaire
  2. Model à réservoir (modèles du réservoir linéaire de Déborde et de Bouvier)
  3. Model de Muskingum
  4. Etc.

Le schéma suivant permet de démontrer la distribution temporelle des débits à l'exutoire selon un hydrogramme.

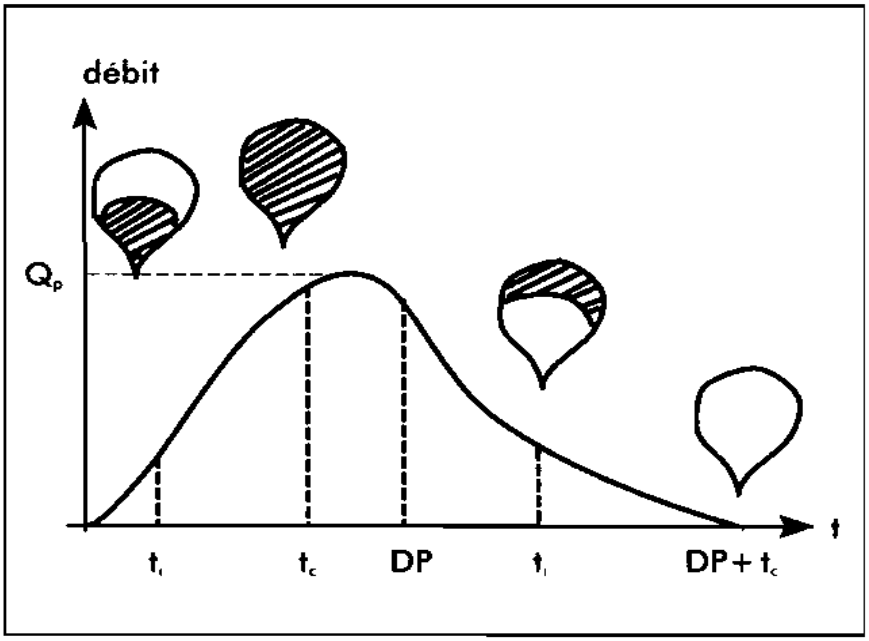


Figure 9: Hydrogramme à l'exutoire et surface active **[Alain MOREL A L'HUISSIER. 1996]**

La figure ci-dessus représente l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant, c'est-à-dire la courbe de variation du débit à l'exutoire en fonction du temps.

A l'instant t<t, seule l'eau tombée sur la partie inférieure du bassin versant a pu atteindre l'exutoire.

A l'instant t, en revanche la totalité du bassin versant BV participe au début à l'exutoire.

Si la durée de la précipitation Dp est supérieure au temps de concentration, le débit maximal Q sera observé à l'exutoire a un instant 0 voisin de t, par contre si Dp < t, Q, ne sera pas atteint.

I.10. Les Principes de calcul des paramètres des ouvrages hydrauliques

I.10.1.Type des bassins de rétention

Il existe plusieurs types des bassins de retentions dont les plus reconnues sont les suivant :

1. Bassins sec – Bassins en eau ;

2. Bassins endigués – Bassins en creux ;

3. Bassins étanches – Bassins d'infiltration ;

4. Bassins à débits aval constant – bassins à débits aval variable.

Ce sont des ouvrages ou des espaces situées en dépression naturelle ou artificielle, qui servent à réguler le ruissellement pluvial en réseau par stockage et restitution a débit contrôlé ainsi qu'à décanter les matières en suspension de l'eau de ruissellement (prétraitement). [**Alain MOREL A L'HUISSIER 1996**].



Figure 10: Exemple d'une photo du bassin de rétention en béton armé



Figure 11: Exemple d'une photo du bassin de rétention avec étanchéité par géomembrane.

Ils sont souvent le dernier recours pour remédier à des insuffisances des réseaux d'assainissement artificiel ou naturel, sur lequel des interventions en vue d'améliorer leur capacité ne sont pas envisageables pour diverses raisons (cout, accessibilité, etc.).

Un bassin de rétention est constitué par :

- Une digue équipée d'ouvrages d'évacuation de trois types :

1. des ouvrages de fonctionnement normal destinés à assurer la régulation du débit aval en fonctionnement normal
2. des ouvrages d'évacuation de sécurité destinés à protéger la digue lors des crues exceptionnelles
3. des ouvrages de fond permettant la vidange du bassin

- Un corps du bassin (fond et berges)

I.10.2. Méthodes de calcul des bassins de retentions

Le calcul des dimensions d'un bassin de retenue repose sur le seul principe de conservation des volumes. On suppose par la suite qu'il n'y a pas d'effets dynamiques de transfert des apports de la retenue, c'est-à-dire que le plan d'eau est constamment horizontal.

Plusieurs méthodes sont d'usage pour le dimensionnement des bassins de retentions mais les plus reconnus sont décrit ci-après :

- **Méthodes simplifiées**

Sont reparties en deux méthodes dites « méthodes des pluies » et « méthodes des volumes ». Ces méthodes supposent toujours un débit d'évacuation constant. Dans tous les cas, les méthodes des pluies ou des volumes ne sauraient convenir qu'au calcul de retenues de faible importance, collectant les eaux de petits bassins versants.

- **Méthodes complètes**

Elles doivent permettre de prendre en compte, dans la mesure où ils sont connus ou appréciés les phénomènes suivants :

- L'hétérogénéité spatiale des précipitations
- L'amortissement subi par la pluie lors du ruissellement et du transfert en réseau
- La variation du débit d'évacuation
- Le transfert et l'amortissement de la crue dans le bassin versant.

Il existe plusieurs méthodes qui tiennent compte de tous ces phénomènes pour le dimensionnement des bassins de retenions et l'un des plus connues et le modèle du réservoir linéaire. Il est toujours basé sur trois lois à savoir :

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = Q_e - Q_s \quad \text{(I.20)}$$

$$V(t)=f(H) \quad \text{(I.21)}$$

$$Q(t)=g(H) \quad \text{(I.22)}$$

Où :

H : hauteur d'eau dans le bassin ;

V(t) : volume d'eau stocké dans la structure à l'instant t ;

Qe : débit entrant ;

Qs : débit sortant.

Le schéma suivant permet d'exprimer le volume maximum à donner à un bassin de rétention

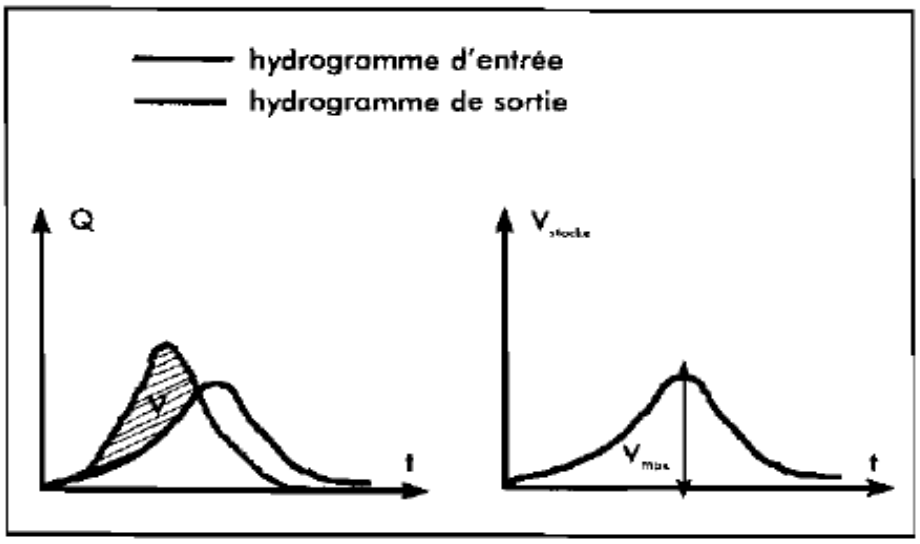


Figure 12: volume maximum à donner à un bassin de rétention **[Alain MOREL A L'HUISSIER 1996]**

Connaissant à chaque pas de temps le débit entrant, les équations (1) et (2) permettent de déterminer la hauteur d'eau et par conséquent le débit sortant (par l'équation (3)). Le volume à donner au bassin sera la valeur maximale de V sur la durée de la vidange comme présent sur la figure

- **Méthode basée sur le laminage de la crue**

Le laminage de la crue de projet repose sur deux démarches complémentaires :

1. La transformation de la pluie de projet en hydrogramme de crue permet d'établir la crue de projet.

2.L'hydrogramme des crues est laminé en utilisant la loi de l'hydraulique

Le model de calcul utilisé s'appelle « Storage Indication Curve »

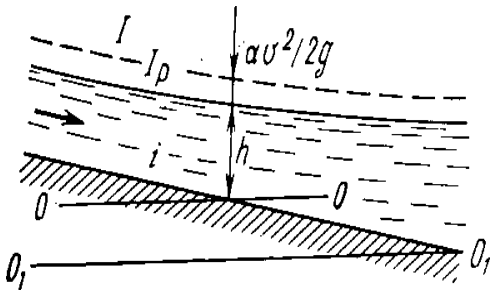
A ce principe, le calcul de la propagation d'une crue à travers un réservoir repose sur les mêmes équations de base que la propagation dans le bief d'une rivière.

I.11. Ecoulement non uniforme dans un canal ou rivière

On appelle écoulement non uniforme de l'eau, un tel écoulement dont les surfaces de la section liquide varient en longueur du courant, soit en valeurs, soit en forme. Les vitesses moyennes et le caractère de répartition des vitesses locales varient respectivement. Si les variations sont assez lentes et progressives, l'écoulement de l'eau est graduellement varié.

Dans les lits non prismatiques, nous avons toujours un écoulement non uniforme alors que la variation de la section liquide du courant en longueur n'est dit qu'à la variation de la longueur du lit ou au dépend simultanément de la variation de la largeur et de la profondeur de remplissage h.

Comme en écoulement non uniforme, la profondeur en général varie en longueur du courant ; la surface libre de ce dernier est curviligne. [**Kremenetski (D.), Schterenliht (D.), Alychev (V.), Yakovleva (L.), 1984 - Hydraulique, p 319.**]



D'une manière générale, la formule principale de calcul pour un écoulement non uniforme de l'eau est la formule de Manning Strickler

établie compte tenue de la relation $\boldsymbol{i} \neq \boldsymbol{i_p} \neq$ I pour la vitesse moyenne du courant sous la forme suivante:

$$V = \frac{1}{n}\sqrt{i}\,R^{2/3} \qquad \text{(I.23)}$$

Connaissant la relation $Q = V * S$ et ayant l'expression (I.23), la formule pour la détermination du débit selon Manning est :

$$Q = \frac{1}{n}.S.\sqrt{i}\,R^{2/3} \quad \text{(I.24)}$$

Un canal étant un élément de transport d'eau a surface libre. L'écoulement dans un canal ou une rivière est caractérisé par plusieurs paramètres tels que les paramètres géométriques qu'hydraulique.

Pour les paramètres géométriques, les plus importants sont les suivant :

1.Le tirant d'eau h qui représente la profondeur d'immersion de l'eau dans un canal

2.La section mouillée S dont les composants de la formule sont déterminés selon les paramètres géométriques du canal considéré.

✓ Pour un canal trapézoïdal :

$$S = b * h + m * h^2 \quad \text{(I.25)}$$

✓ Pour une section rectangulaire

$$S = b*h \quad \text{(I.26)}$$

3.Le périmètre mouillée χ est déterminé comme suit :

✓ Pour un canal trapézoïdal :

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} \quad \text{(I.27)}$$

✓ Pour une section rectangulaire

$$\chi = b + 2h \quad \text{(I.28)}$$

4.Le rayon hydraulique R est déterminé comme suit :

$$R = \frac{\chi}{S} \quad \text{(I.29)}$$

Le schéma suivant permet de définir ces paramètres

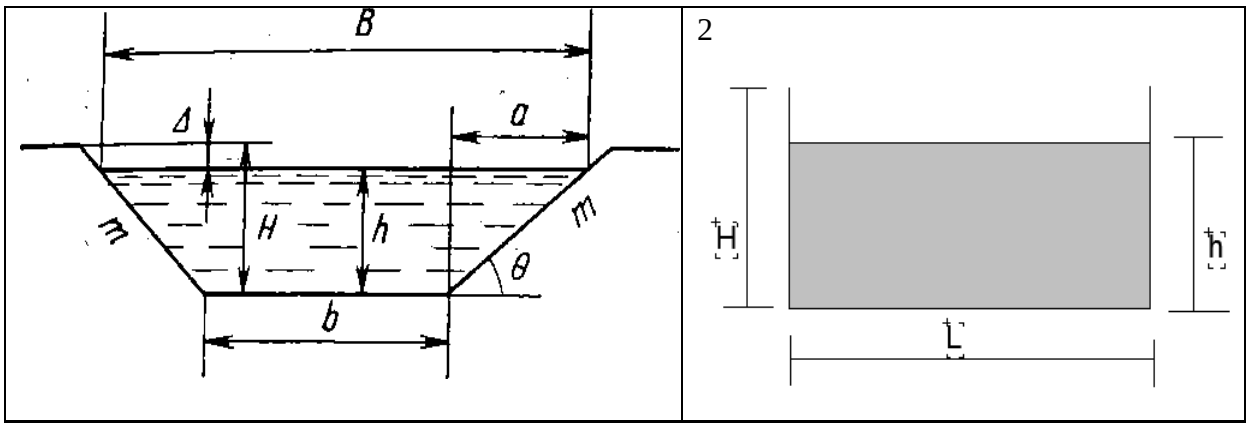


Figure 13: Coupe transversale d'un canal a section trapézoïdale (1) et rectangulaire (2) **[Kremenetski (D.), Schterenliht (D.), Alychev (V.) et Yakovleva (L.)]**

b : Largeur du fond du calcul ;

h : Profondeur de remplissage du canal ;

Δ : La réserve dans les digues ;

θ : Angle d'inclinaison des talus ;

B : Largeur du canal suivant la surface de l'eau ;

m : Coefficient d'accolement;

$$m = \frac{a}{h} = Cotg\Theta \qquad (I.30)$$

H = h+Δ : hauteur de la section transversale.

La surélévation de la hauteur H de la section transversale du canal par rapport à la profondeur maximale en fonction du débit est présentée dans le tableau suivant

Tableau 8: Proposition des hauteurs de revanche selon les débits des eaux à transiter [**Kremenetski (D.), Schterenliht (D.), Alychev (V.) et Yakovleva (L.)]**

Q ; (m³/S)	< 1	De 1 à 10	De 10 à 30	> 30
Δ ; (m)	0.25	0.4	0.5	0.6

Avec Δ = Revanche (surélévation)

I.11.1. Vitesse moyenne admissible d'écoulement

Le canal doit assurer l'approvisionnement en eau et répondre à la condition de stabilité c'est à dire on ne doit pas observer l'effondrement, l'envasement, ni l'affouillement.

- **Vitesse maximale admissible ne provoquant pas l'affouillement**

Afin d'éviter la destruction du fond et des parois du canal par une action dynamique du courant d'eau, la vitesse de ce dernier ne doit pas dépasser une certaine limite qui dépend :

- ✓ du sol sur lequel passe le canal ou du type de revêtement artificiel ;
- ✓ des dimensions de la section liquide du canal ;
- ✓ de la teneur des particules des matières en suspension.

Il est clair que la vitesse réelle de l'eau dans le canal soit inférieure à la vitesse

d'affouillement, autrement dit :

$$V \leq V_{af} \quad \text{(I.31)}$$

En cas de l'absence des données sur les éléments hydrauliques, la vitesse d'affouillement est calculée ainsi (selon Ghamit)

$$V_{af} = KQ^{0.1} \quad \text{(I.32)}$$

Avec k : coefficient d'écoulement qui dépend du sol

Tableau 9: Valeurs de K selon le type de sol

NATURE DU SOL	k
Sable moyen	0.45 - 0.50
Gros sable	0.50 - 0.60
Petit gravier	0.60 - 0.75
Gravier moyen	0.75 - 0.90
Gros gravier	0.90 - 1.00
Petit galet	1.00 - 1.30
Galets moyen	1.30 - 1.45
Gros galets	1.45 - 1.60
Limon sableux	0.53
Limon léger	0.57
Limon moyen	0.62
Limon lourd	0.68
Argile	0.75
Argile lourd	0.85

- **Vitesse admissible minimale ne provoquant pas l'envasement**

Afin de prévenir l'envasement, la vitesse réelle de l'eau dans le canal doit dépasser une certaine valeur admissible minimale qu'on appelle **vitesse d'envasement V_{env}.**

Par formule :

$$V \geq V_{env} \quad \text{(I.33)}$$

Avec v_{env} déterminée selon la formule suivante:

$$V_{env} = A.Q^{0.2} \quad \text{(I.34)}$$

Avec **A** est le coefficient qui dépend de la vitesse limite moyenne de chute Δw

A=0.33 à W=1.5mm/s

A=0.44 à W=1.5 mm/s

A=0.55 à W>3.5mm/s

La vitesse moyenne limite de chute W est déterminé en fonction du pourcentage de différentes fractions de dépôts et vitesse moyenne limite de chute de chaque fraction.

$$W = \sum \frac{W_{fr}}{100} \quad \text{(I.35)}$$

P_i: teneur en fraction en %

$$W_{tr} = \frac{W_{1i}}{4} \quad \text{(I.36)}$$

$\mathbf{W_{1i}}$ et $\mathbf{W_{2i}}$ sont les vitesses limite maximale et minimale caractérisant la fraction donnée.

Tableau 10: Vitesses limites moyennes de chute

d, (mm)	W_d ,(mm/s)
0.005	0.0173
0.010	0.0692
0.020	0.277
0.030	0.623
0.040	1.110
0.050	1.730
0.060	2.490
0.070	3.390
0.080	4.430
0.090	5.610
0.100	6.920
0.125	10.810
0.150	15.600
0.175	18.900
0.200	21.600
0.225	24.300
0.250	27.000
0.275	29.700

CHAPITRE II : ETUDES TOPOGRAPHIQUE ET HYDROLOGIQUE

II.1. Localisation de la zone d'étude

II.1.1. Localisation géographique

Les bassins versant des Rivières Kidumbugwe, Nyabagere et son sous bassin Cari sont situés à l'Ouest du Pays et au Nord de la Capitale Bujumbura. Ces rivières prennent source dans les hautes montagnes de la province Bujumbura et plus précisément dans la commune Isare.

Cette zone est située à des altitudes variant de 815 à 1736 m et elle est caractérisée par une partie urbaine située dans la commune urbaine de Ntahangwa, zone Kamenge et Kinama ainsi qu'une zone rurale en amont de la ville Bujumbura qui s'étend sur des terrains à fortes pente avec une couverture végétale moyennement dense caractérisé par une agriculture intensive.

La cartographie suivante permet de situer d'une façon géographique la zone d'étude ainsi que son réseau hydrographique.

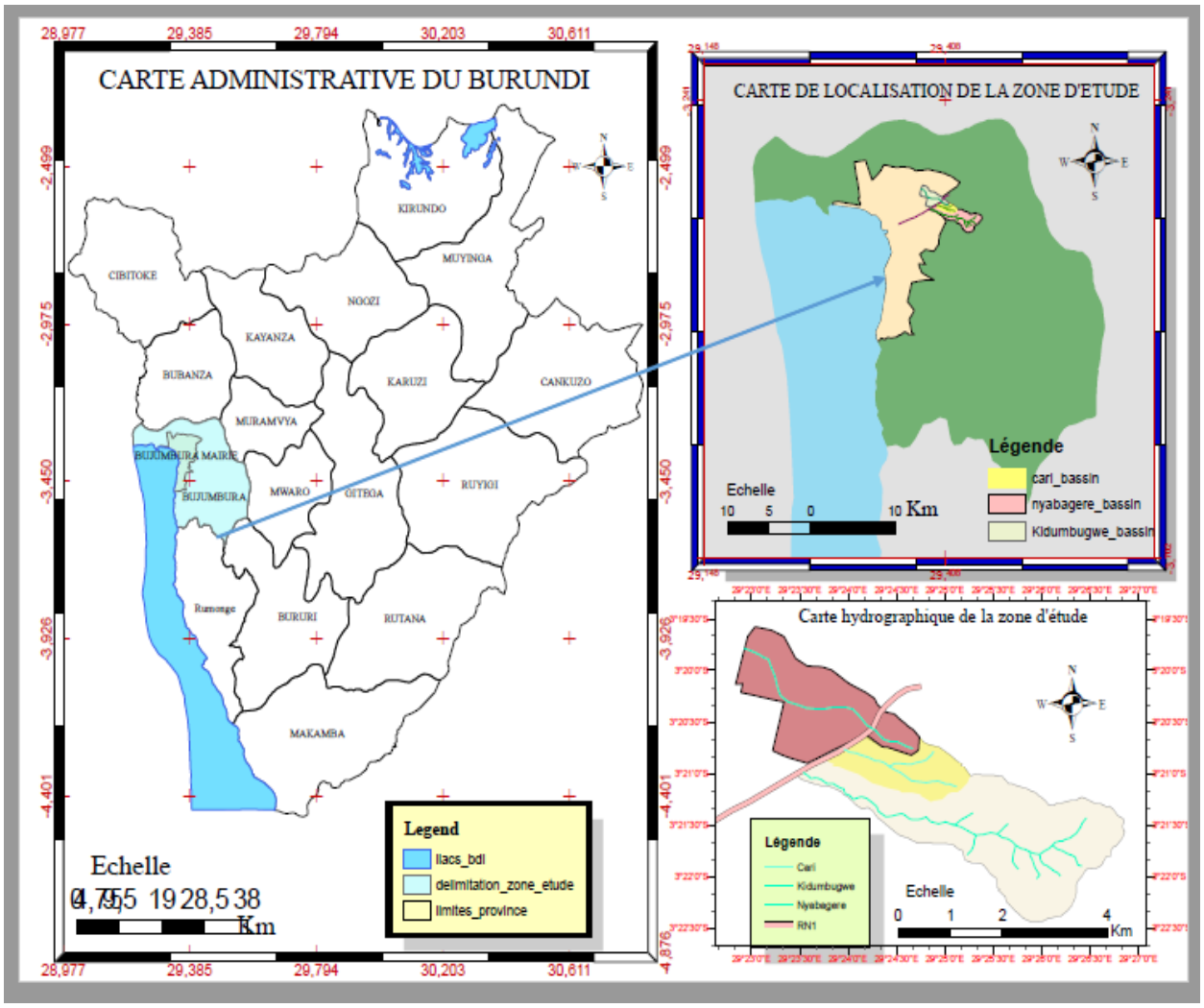


Figure 14: Carte de la localisation de la zone d'étude

II.1.2. Climatologie

Le climat du Burundi est un climat tropical humide. Il est spécialement influencé par la variation de l'altitude qui varie entre 773 m et 2670 m. D'une manière générale, le Burundi est caractérisé par une alternance de deux saisons : une saison pluvieuse qui s'étend généralement du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai, et la saison sèche qui s'étend du mois de Juin jusqu'au mois de Septembre.

La saison de pluie est caractérisée par des précipitations importantes, avoisinant la moitié des précipitations annuelles, entre mi-février et Mai et des précipitations plus faibles entre mi-septembre et Novembre.

Le reste de l'année est caractérisé par une sècheresse plus au moins importante.

Cependant, le dérèglement climatique, de plus en plus remarqué ces dernières années, engendre des saisons sèches plus étalées.

II.1.3. Pluviométrie

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'étude statistique des pluies annuelles de la station de Bujumbura-Aéroport pour la période (1998-2014). Les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique sont obtenues en utilisant un logiciel de calculs statistiques et d'analyse fréquentielle Hyfran adapté à l'évaluation du risque en hydrologie. [COMETE 2015]

Tableau 11: Précipitations minimale, moyenne et maximales annuelle recensées sur la station Bujumbura- Aéroport

Moyenne	835 mm
Médiane	780 mm
Ecart-type	164
Coefficient variationelles	0,196
Maximum	1230mm
Minimum	545mm

Pour l'étude de la pluviométrie au niveau de la zone du projet, nous allons considérer seulement les stations les plus proches du site de l'étude. Pour cette zone d'étude située en mairie de Bujumbura et ses environs, les deux stations pluviométriques de Buja-Aeroport et celui de Gihanga sont les deux stations en fonctionnement normale et de proximité, mais par la suite seule la station Bujumbura –Aéroport est choisi comme référence parce qu'elle couvre d'une façon proche la zone d'étude.

Toutefois, pour la station de Bujumbura–Aéroport, l'existence d'une série pluviométrique relativement de longue durée (30 années), permet l'exploitation des données de cette station pour l'étude hydrologique en cours.

Le tableau suivant présente l'ensemble des caractéristiques de la station pluviométrique de Bujumbura Aéroport pour la quelles on a pu disposer d'informations pluviométriques suffisamment longues.

Tableau 12: Présentation de la station pluviométrique Bujumbura – Aéroport

Station	Localisaton			Période d'observation		Type d'observation Et nombre d'années observées
	X(km)	Y(Km)	Altitude(m)	Debut	Fin	
Bujumbura-Aéropport	424,5	9632,89	783	1989	2019	30 ans

II.1.4. Température

Les températures à Bujumbura sont caractérisées par une constance remarquable tout au long de l'année. Dans cette région, la température annuelle moyenne est d'environ 24° C.

Les maximas moyens se situent entre 25 et 26 °C et les minima moyens se situent entre 22°C et 24°C.

II.1.5. Humidité de l'air, Evapotranspiration et Vent

L'humidité à Bujumbura est relativement élevée. Elle est stable toute au long de l'année et oscille entre 54 et 79 %.

Le vent souffle le plus fréquemment avec des vitesses faibles. L'évapotranspiration moyenne annuelle mesurée à la station de Bujumbura Aéroport est d'environ 1700 mm

II .2. Etudes topographique

Comme dans les autres travaux d'ingénierie civile, l'étude topographique est indispensable.

En effet, les investigations topographiques ont permis d'avoir différentes données spatiales nous servant de base dans les calculs hydrauliques et hydrologiques. Les données topographiques les plus importantes pour mon travail sont les suivantes :

1. La superficie des bassins et sous bassins versant
2. Les linéaires des bassins et des talwegs
3. Les pentes des bassins versant
4. La cartographie du milieu
5. La dénivellation des bassins versants et des talwegs
6. Etc.

Tous ces travaux topographiques ont été traités à l'aide du logiciel leader en cartographie « Arc GIS 10.5 (Geographical information system) » sur base de la feuille topographique de Bujumbura et l'utilisation de l'appareil de géolocalisation « GPS » mobile ainsi que le mètre ruban d'acier utilisé lors de la vérification des dimensions d'ouvrages existant.

Les tableaux suivant remplis les données spatiales de tous ces bassins versants.

Tableau 13: Résultats topographique par le logiciel Arc GIS

Bassin versant	**Nyabagere**	**Cari**	**Kidumbugwe**
A (en ha)	895.4340	180.6020	394.6509
L (Km)	6.2430	2.3062	4.0203
Alt amont (m)	1736.0000	1279.0000	1040.0000
Alt aval (m)	870.0000	873.0000	816.0000
Denivelé (m)	866.0000	406.0000	224.0000

La cartographie suivante permet de montrer les différentes caractéristiques topographiques de la zone d'étude :

La carte des pentes

La carte topographique

La carte hydrographique

Les MNT (model numérique d'élévation du terrain**)**

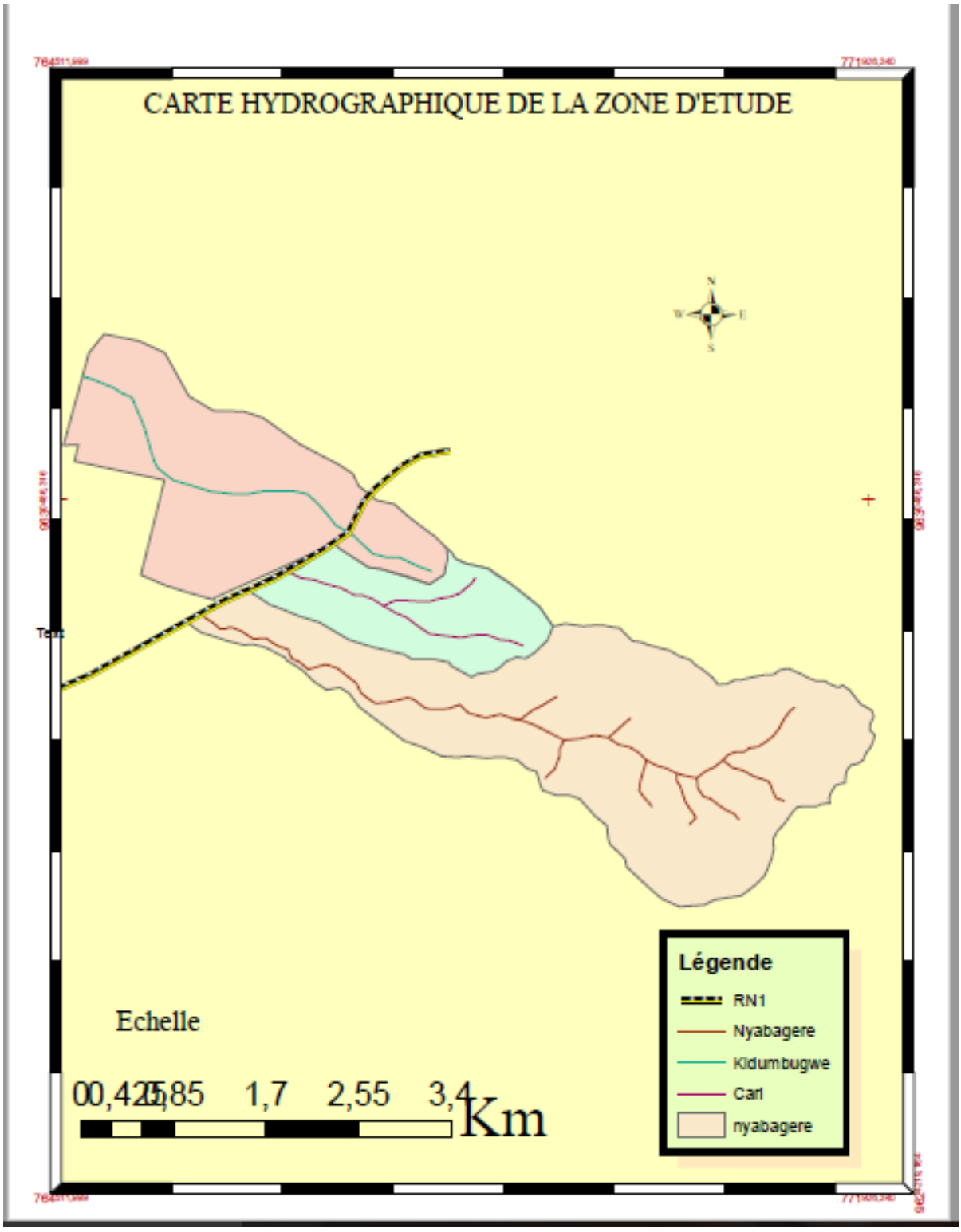


Figure 15: Carte hydrographique de la zone d'étude

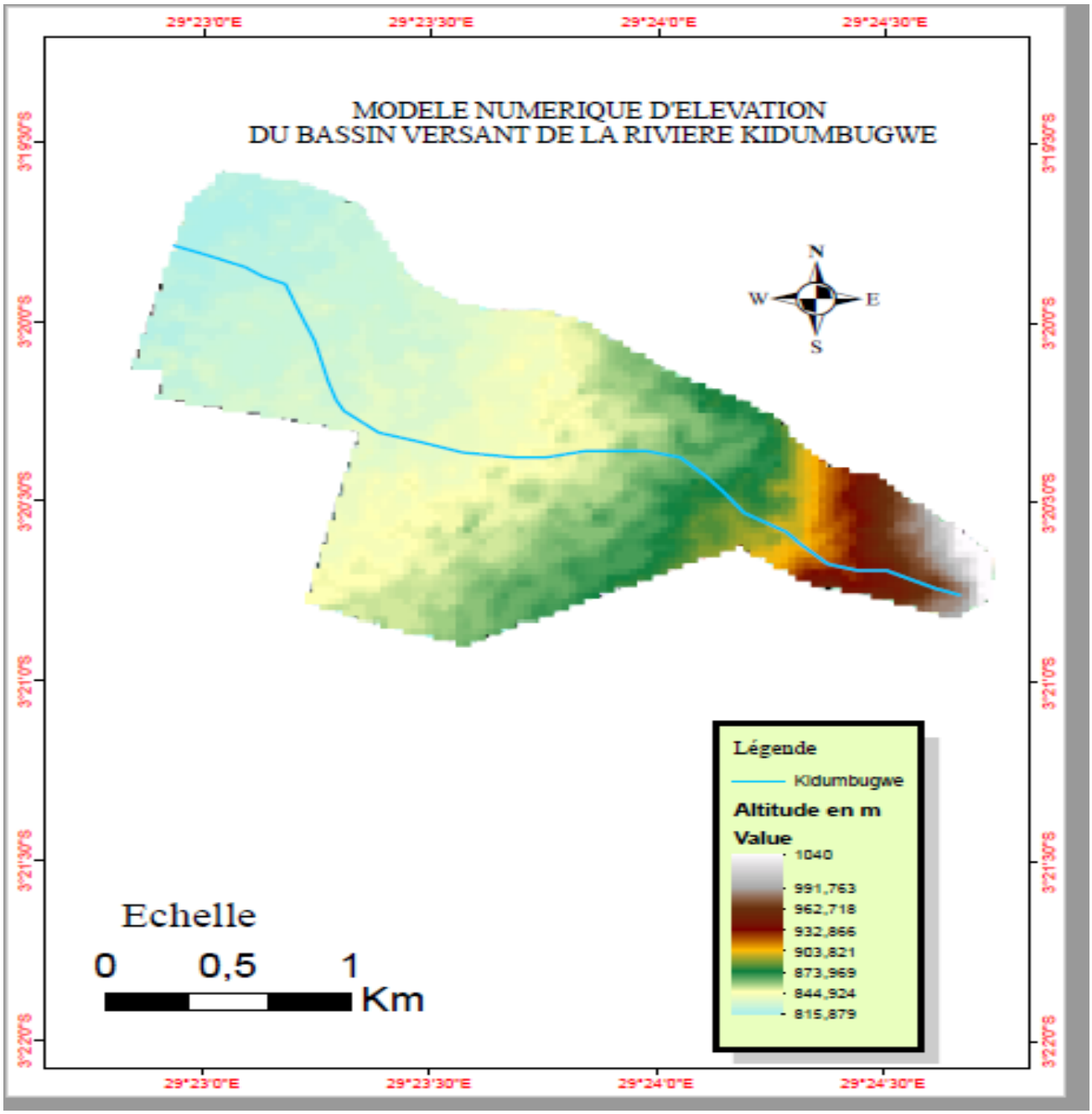


Figure 16: Modèle numérique d'élévation du terrain Kidumbugwe

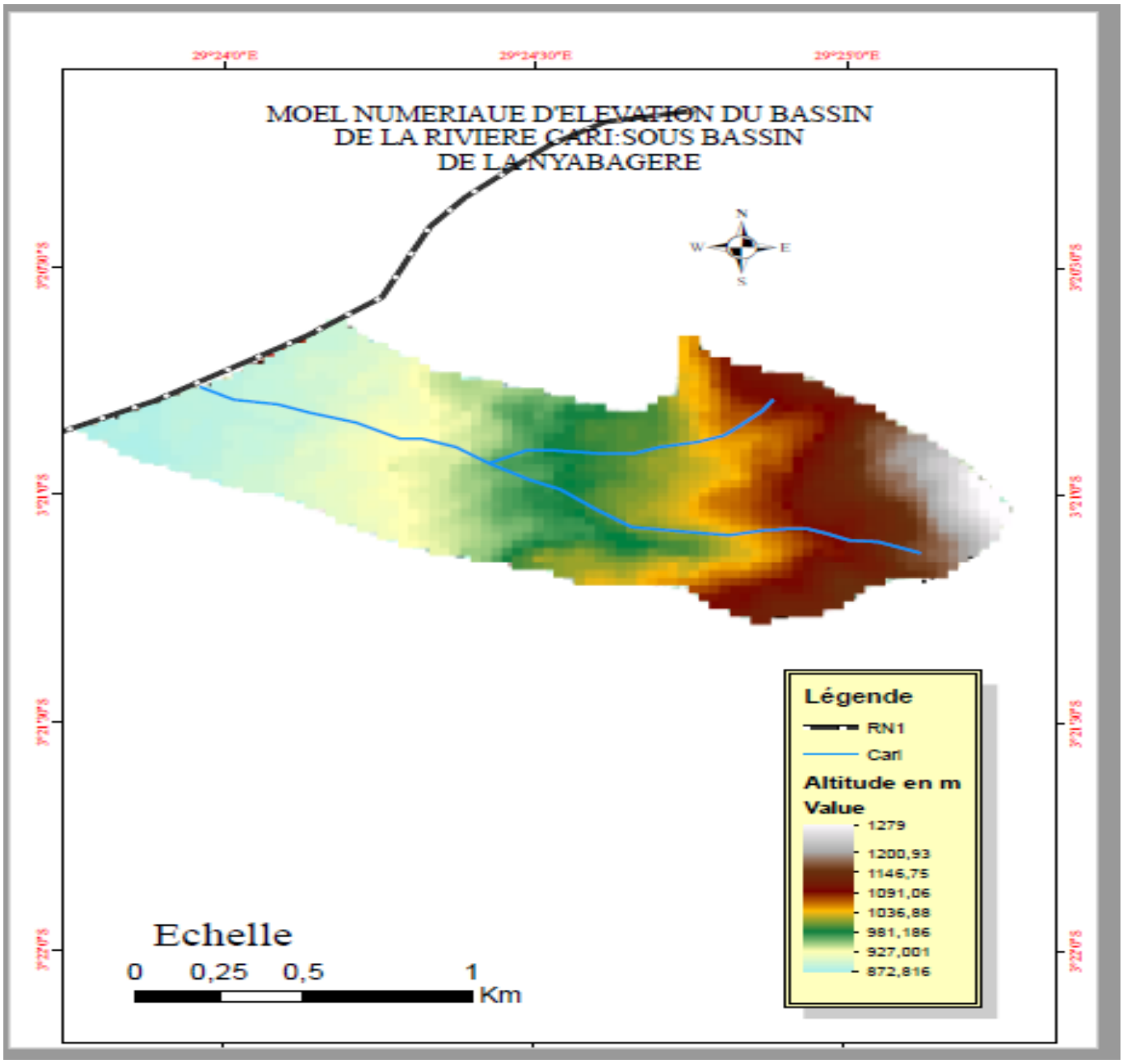


Figure 17: Modèle numérique d'élévation du terrain (MNT) CARI

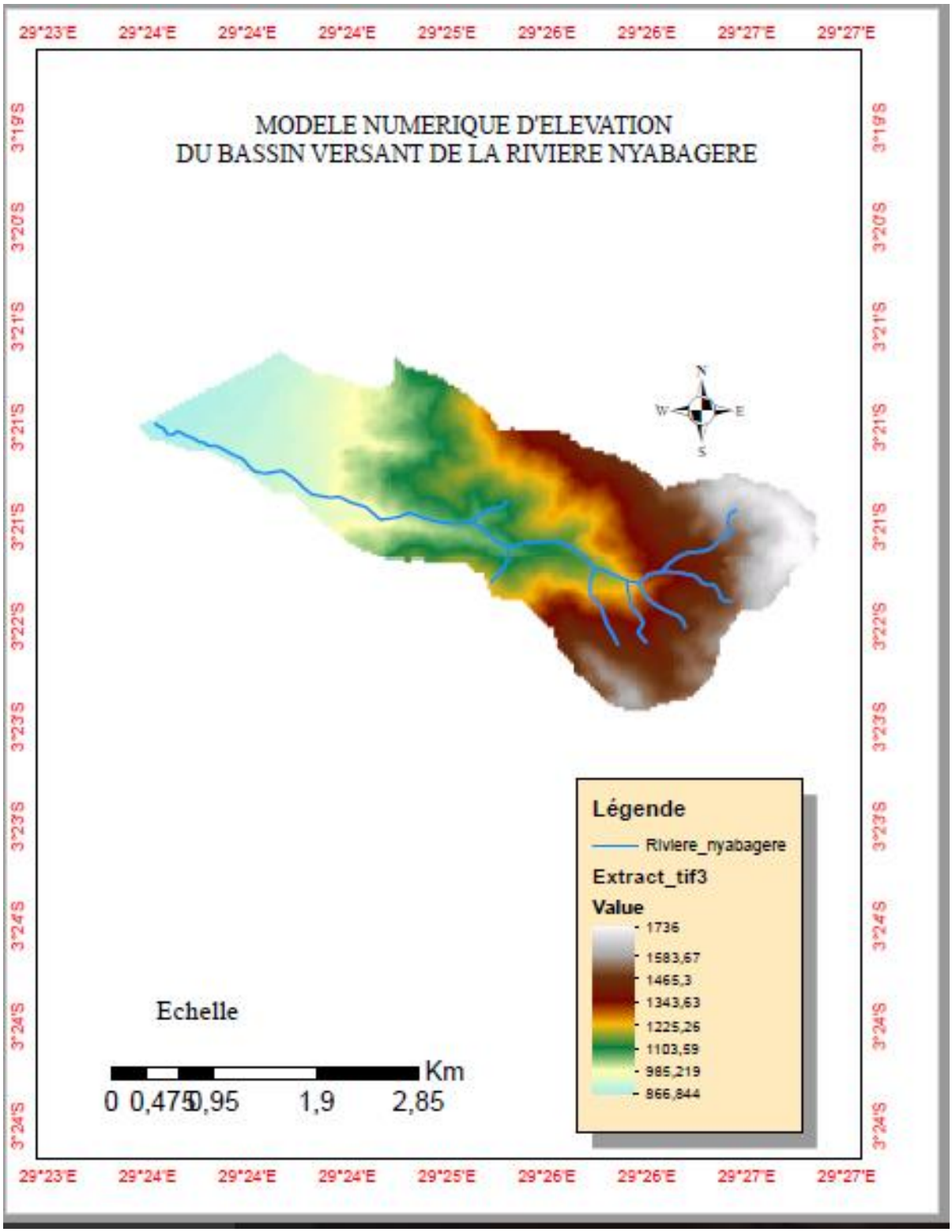


Figure 18: Modèle numérique d'élévation du terrain (MNT) Nyabagere

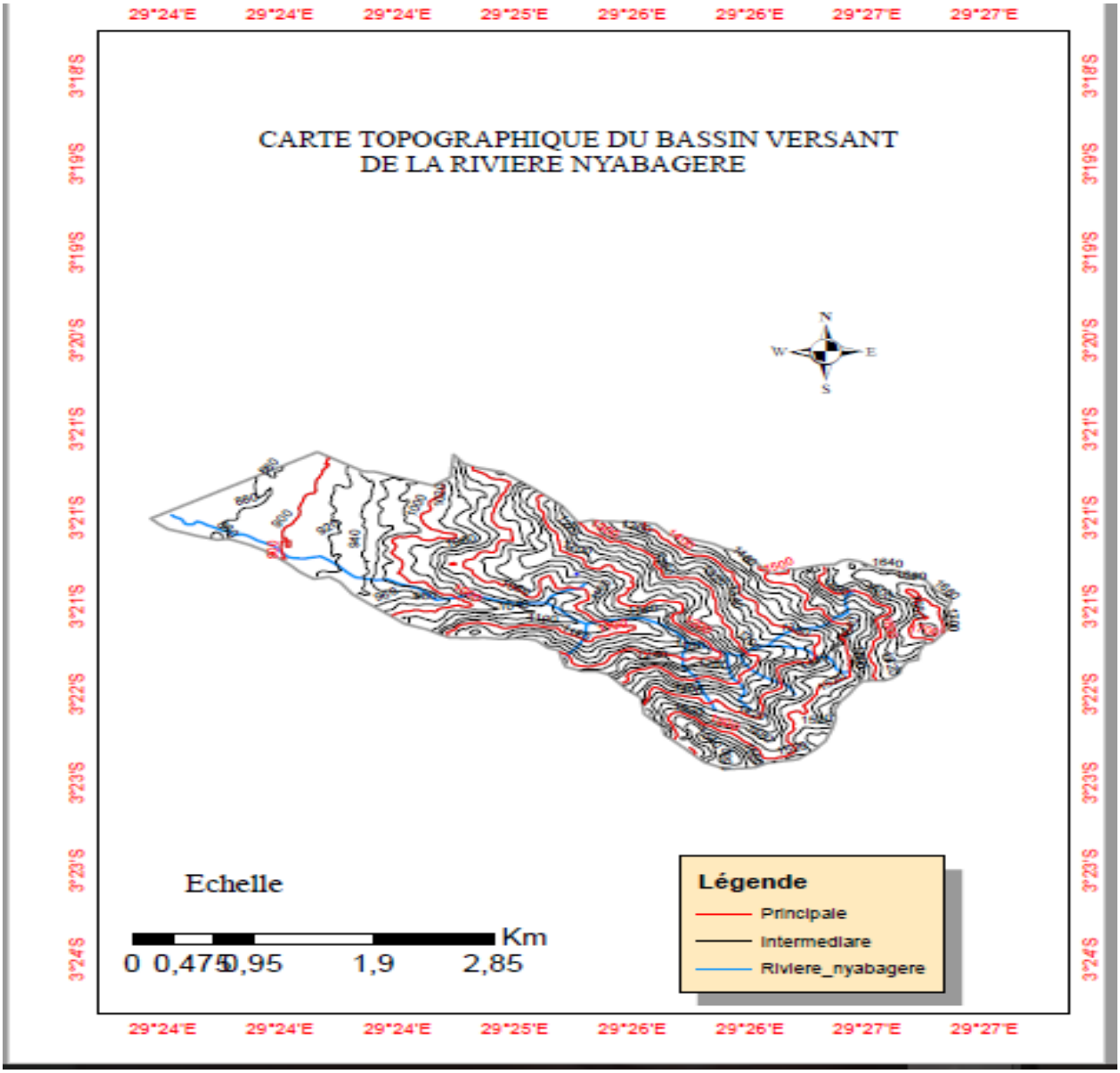


Figure 19: Carte topographie de Nyabagere

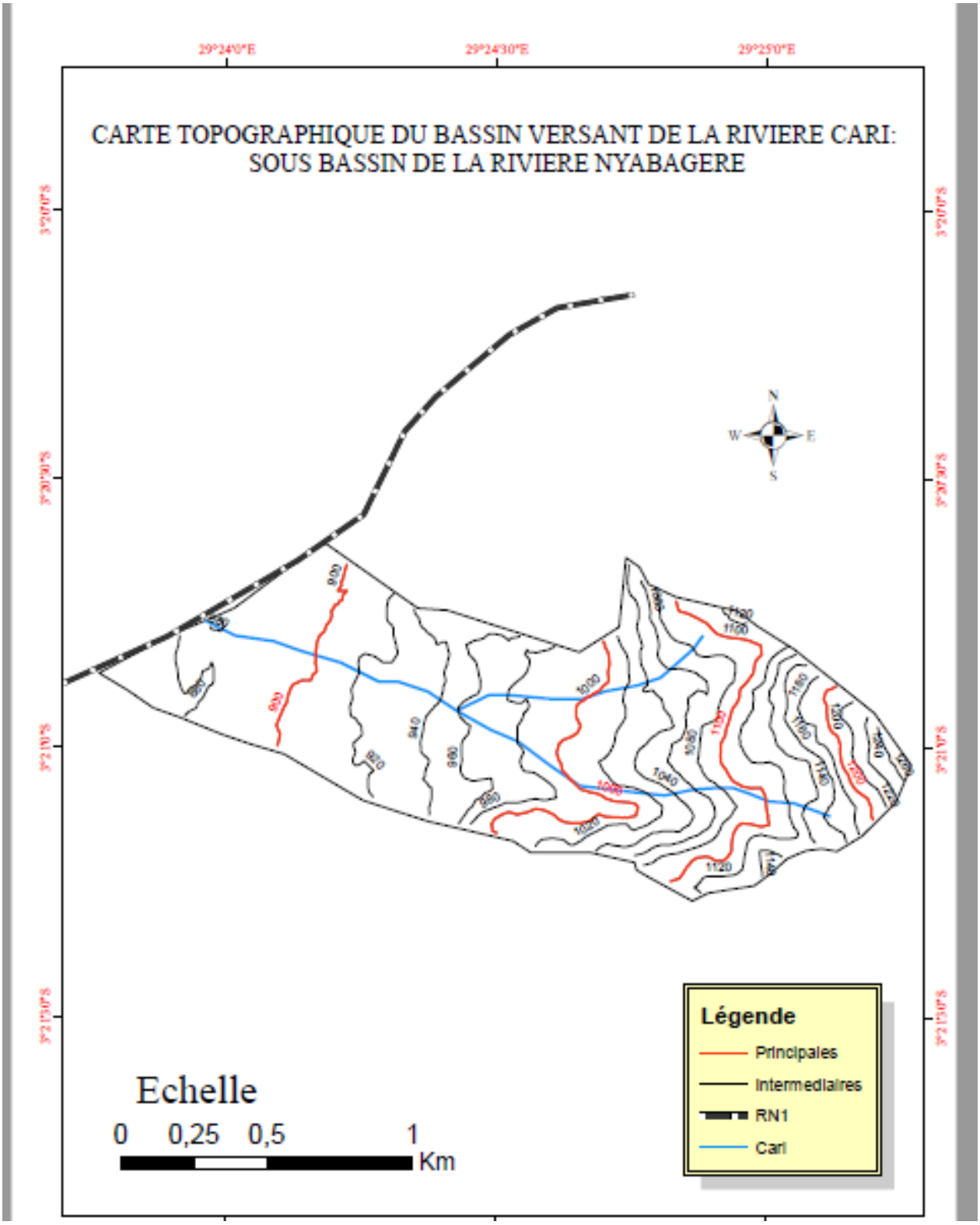


Figure 20: Carte topographique de Cari

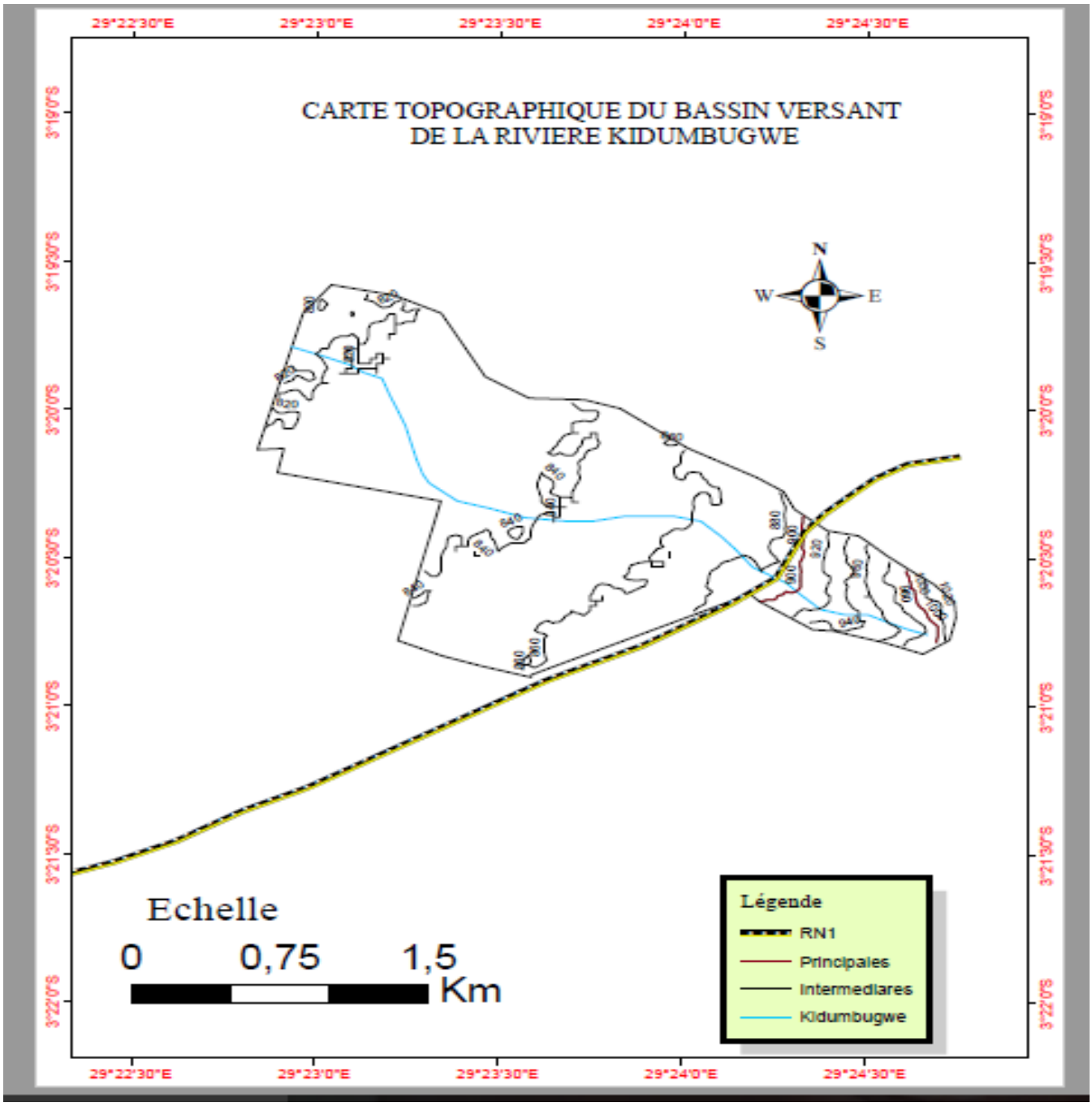


Figure 21: Carte topographique Kidumbugwe

II.3. Analyse des données pluviométriques

Selon la documentation effectuée à l'IGEBU (Institut Géographique du Burundi sis à Gitega), la station pluviométrique de proximité qui couvre la zone d'influence de ma zone d'étude est celui de la station Bujumbura-Aéroport.

Cette dernière a pu fournir les relevés pluviométriques depuis l'an 1989 à 2019 tel que repris dans des tableaux ci bas

A cet effet, nous avons recueillis les précipitations maximales annuelles découlant des 30 années.

Le tableau qui suit montre les hauteurs maximales annuelles des précipitations de ces 30 années

Tableau 14: Hauteurs maximales journalières annuelles des précipitations observées entre 1989 à 2019 (IGEBU).

Années	Date	Hmax annuelle	Années	Date	Hmax annuelle
1989	16/3	64.40	2004	31/3	64.80
1990	16/02	77.80	2005	14/3	58.40
1991	18/12	61.70	2006	04/8	31.30
1992	02/5	46.70	2007	13/01	63.00
1993	07/02	50.70	2008	04/6	79.80
1994	07/01	59.50	2009	11/11	142.00
1995	23/02	43.40	2010	27/3	52.90
1996	02/10	40.30	2011	12/11	113.20
1997	18/10	32.10	2012	10/12	55.50
1998	07/3	60.70	2013	11/4	60.20
1999	29/12	71.20	2014	09/02	80.00
2000	16/11	77.00	2015	10/12	48.50
2001	08/6	49.80	2016	07/4	47.50
2002	22/01	39.40	2017	17/02	50.80
2003	30-oct	29.40	2018	02/02	60.50
			2019	27/12	60.50

Où H max = Hauteur maximale

II.3.1. Choix des méthodes d'ajustement de la pluie

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée [**B. Touabia. 2001**]

Nous allons donc adopter dans notre travail l'utilisation de trois méthodes telles que :

- La méthode de Gumbel
- La méthode dérivant des courbes IDF
- La méthode des moments

II.3.2. Application de la loi des extrêmes de Gumbel

Les termes nécessaires sont la Fréquence F(x), et la variable réduit de Gumbel noté U(x).

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T} \qquad \text{(II.1)}$$

Si les hauteurs sont croissantes,

$$F(x) = \frac{1}{T} \qquad \text{(II.2)}$$

Si les hauteurs sont décroissantes,

T est la période de retour en années

$$U(x) = -l_n(-l_n(F(x)) \qquad \text{(II.3)}$$

Le tableau suivant permet de synthétiser les résultats générés par la loi des variables réduites de Gumbel.

Tableau 15: Intensités généré par la loi de la variable réduite de Gumbel

T(Années)	F(x)	U(x)	Durée de l'averse en min	H(mm)
1.00	0.00	0.00	60	0
5.00	0,80	1,50	60	76,77
10.00	0,90	2,25	60	89,93
20.00	0,95	2,97	60	102,56
30.00	0,96	3,38	60	109,83
50.00	0,98	3,90	60	118,91
100.00	0,99	4,60	60	131,16

II.3.3. Application de la méthode dérivant des courbes IDF

La méthode de détermination de l'intensité à base des courbes IDF nécessite la connaissance de différents paramètres correspondant à la région de projet.

En effet, pour la région de l'Imbo, KAESER propose l'utilisation des coefficients repris ci-après dans un tableau.

Tableau 16: Paramètres d'ajustement pour la région de l'Imbo selon Kaeser

a	b	C	d
2800.00	0.22	24	0.98

La formule de calcul de l'intensité est la suivante :

$$\frac{a*T^b}{c+t^d} \qquad \text{(II.4)}$$

Où T : Temps de retours en années

t : durée de l'averse

i(T,t) : intensité moyenne maximale

II.3.4. Choix du temps de retour

Le temps de retours est toujours choisi suivant le type et l'importance de l'ouvrage ainsi que les moyens financiers disponible.

Pour notre travail, nous choisissons un temps de retour de 50 ans, car les ouvrages que nous allons dimensionner sont de grande importance (Bassin de rétention, chenal atteignant la route RN1).

Les averses de pluies choisit sont celles de 60 et 30 min. Les tableaux suivant donnent les valeurs des intensités en fonction des différents temps de retours.

Tableau 17: Résultats des durés et des intensités d'une averse de 60 min et 30 min

T (années)	**Parametres d'ajustements**				**temps en min**	
	a	**b**	**c**	**d**	30	60
					Intensité i (t,T)	
5	2800.00	0.22	24.00	0.98	76.68	50.32
10	2800.00	0.22	24.00	0.98	89.31	58.61
20	2800.00	0.22	24.00	0.98	104.02	68.26
50	2800.00	0.22	24.00	0.98	127.26	83.51
100	2800.00	0.22	24.00	0.98	148.26	97.27

Deux averses - types sont à utiliser pour le projet

Averse – type	**Durée en heures**	**Intensité moyenne en mm/h**
1.0	**0.50**	**127.26**
2.0	**1.0**	**83.51**

En réalité, les averses de longues duré sont moins fréquentes et souvent de faibles intensités, par contre, ce sont eux qui produisent de débit très important à l'exutoire pour des bassins versant allongés.

Tenant compte des informations tirées des travaux similaires déjà réalisés ailleurs, j'ai opté d'utiliser la méthode de construction de l'hyétogramme de projet du SCS conçu aux Etats unis d'Amérique.

II.4. Hyétogramme de projet

Il existe plusieurs méthodes permettant l'élaboration des hyétogramme de projets.
Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres telles que :

- Le type du bassin versant : - Urbain
  - Rural
- La superficie du bassin versant
- Les caractéristiques climatiques du milieu
- Les caractéristiques physiques du milieu
- Etc.

II.4.1. Choix de la méthode

La méthode de construction d'un hyétogramme de projet adopté ici est celui du SCS (soil conservation services conçu aux Etats Unis) souvent utilisés dans les bassins versants ruraux et semis urbains.

Une maison du Gouvernement des expert hydrologues Américains ont conçu un modèle pour tout le pays permettant la distribution temporelle de la pluie de 24h.

Le diagramme suivant montre cette répartition générant quatre types de courbes qui sont proportionnelles selon les quatre régions différentes des Etats Unis.

1. La courbe I et IA : valable pour Hawaï, Alaska, Sierra Nevada, une partie de la Californie, de l'Oregon, et de Washington. Elles caractérisent donc un climat lié à l'océan pacifique.

2. La courbe II : La distribution du courbe II est applicable au reste des Etats Unis, à Porto Rico et aux iles vierges.

3. La courbe III : cette distribution est typique du Golfe de Mexique et des cotes de l'océan Atlantique.

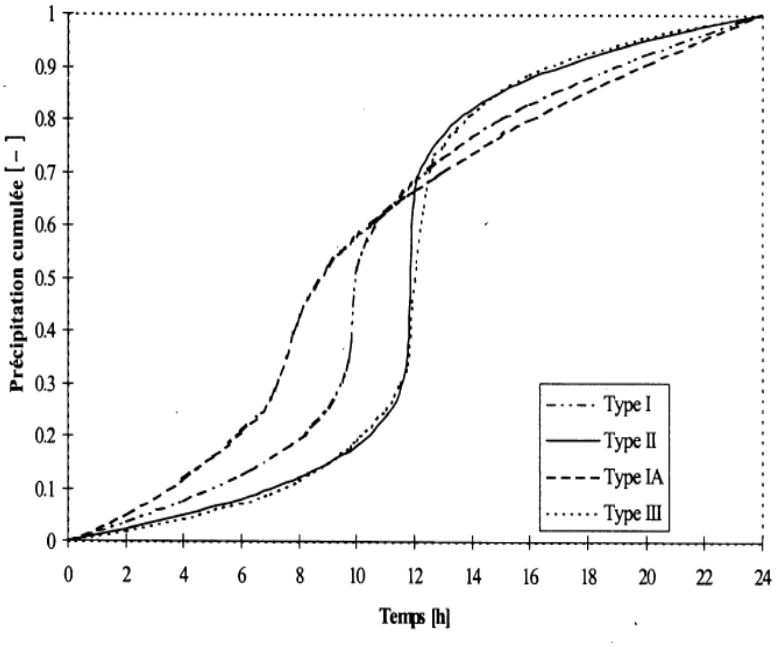


Figure 22: Distribution temporelle (0-24h) de la pluie de 24h pour le SCS [André Musy 1998]

Cette précipitation totale de 24 heures pour un lieu et une fréquence donnée est repartie dans le temps proportionnellement aux valeurs des ordonnées de la courbe cumulée. Ces valeurs de pluies cumulées sont donc établies dans le tableau du SCS.

Comme notre région est tropicale, nous trouvons ici qu'elle présente les mêmes caractéristiques climatologiques que celui de la région correspondant à la courbe II du SCS, raison pour laquelle nous adoptons d'utiliser la courbe type II.

II.4.2. Construction de l'hyétogramme

L'averse choisit est d'une heure soit 60 min pour Kidumbugwe et Nyabagere tandis qu'elle d'une durée de 30min pour la rivière Cari.

La lecture sur la courbe du SCS s'est faite entre 11heure et 13heure et l'intervalle du temps est de 6 min soit 10 intervalles pour l'averse de 60min et 5 intervalles pour l'averse de 30min.

L'intensité utilisée est de 83.51 mm pour Kidumburwe et Nyabagere ainsi que 127.26 mm pour Cari pour une période de retour de 50 ans

Le tableau ci-dessous présente les valeurs permettant la répartition de la pluie qui est fonction du temps.

Tableau 18 : Intensités générées par la méthode du SCS pour une averse d'une heure

Temps(h)	Ordonnée de la courbe duscs	P(mm)	P cumilé	Cumilés	P (mm/h)
11.5	0.28	83.51	23.63	0	0
11.6	0.31	83.51	25.62	1.99	19.91
11.7	0.35	83.51	29.59	5.96	39.68
11.8	0.43	83.51	35.98	12.34	63.83
11.9	0.57	83.51	47.42	23.79	114.47
12	0.66	83.51	55.37	31.73	79.45
12.1	0.68	83.51	56.95	33.32	15.83
12.2	0.70	83.51	58.34	34.71	13.93
12.3	0.71	83.51	59.55	35.91	12.03
12.4	0.73	83.51	60.56	36.92	10.12

Colonne 1 et 2 sont obtenus sur la courbe du SCS

Colonne 3 est donnée par les méthodes de prévision de la pluie

Colonne 4 est donné par la colonne 2 * colonne 3

Colonne 5 est donné par Δcolonne 4*60/12

Les diagrammes suivant représentent un hyétogramme de la pluie de projet selon le SCS pour des précipitations de durée de 30 min et d'une heure

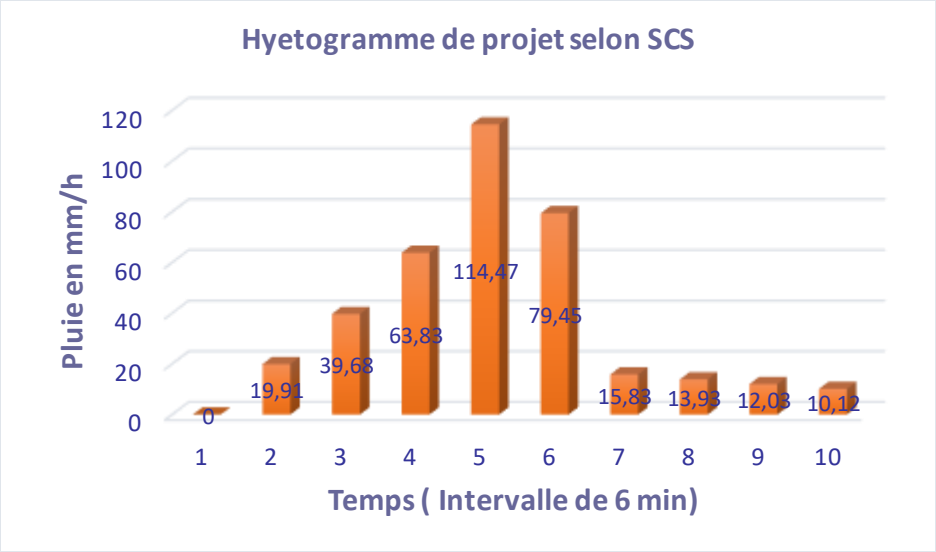


Figure 23: Hyétogramme de la pluie de projet par la méthode SCS : Pluie d'une heure

Tableau 19 :Intensités généré par la méthode du SCS pour une averse de 30 min

Temps(h)	Ordonnée de la courbe du scs	P(mm)	P cumilé	Cumilés	P (mm/h)
11.6	0.31	127.26	39.05	0.00	0.00
11.7	0.35	127.26	45.10	6.05	60.47
11.8	0.43	127.26	54.82	9.73	97.26
11.9	0.57	127.26	72.27	17.44	174.44
12	0.66	127.26	84.37	12.11	121.08
12.1	0.68	127.26	86.79	2.41	24.13
12.2					0.00

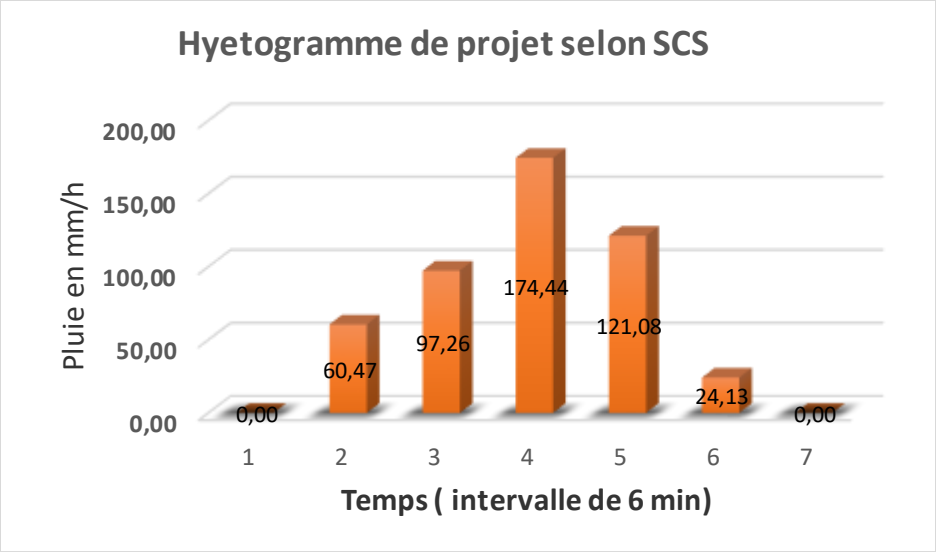


Figure 24: Hyétogramme de la pluie de projet par la méthode SCS : Pluie de 30 min

II.5. Hyétogramme de la pluie nette

L'hyétogramme de la pluie nette est un diagramme permettant également la distribution temporelle d'une intensité qui participe au ruissellement après avoir enlevé tout type de pertes (pertes par interception, perte par infiltration, stockage dans les dépressions, perte par évaporation, etc.)

La littérature hydrologique présente selon différents auteurs plusieurs méthodes de construction de l'hyétogramme de la pluie nette comme mentionné dans la revue de la littérature.

Dans cet ouvrage, Nous essayons de prendre le model du SCS pour la construction de cet hyétogramme.

II.5.1. L'hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS

La construction de l'hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS consiste à repartir sur un diagramme les précipitations qui participent au ruissellement.

Pour déterminer la quantité de la pluie qui participe au ruissellement, le SCS utilise l'opération suivante :

$$Q = \frac{(P-Ia)^2}{P-I_a+S} \quad \text{(II.6)}$$

Or

$$Ia=0.2S \quad \text{(II.7)}$$

D'où l'expression de la pluie nette s'écrit :

$$Q = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad \text{(II.8)}$$

Le calcul de S est donné par la relation suivante pour la condition normale :

$$CN=\frac{25400}{S+254} \quad \text{(II.9)}$$

Le CN qui signifie « Curve number » est un paramètre sans dimension introduit par le SCS afin de standardiser les courbes représentant la pluie nette en fonction de la pluie brute et elle est comprise entre 0 et 100

Le tableau suivant détermine les CN pour les conditions normales d'humidité des sols.

Tableau 20 : CN Pour les conditions normales d'humidité en fonction du type des sols (A, B et C au tableau 3). **[ALAIN MOREL A L'HUISSIER 1996]**

Occupation du sol	classes de sols			
	A	B	C	D
Sols cultivés bien entretenus	72	81	88	91
Sols cultivés mal entretenus	62	71	78	81
Pâturage dans de bonnes conditions	68	79	86	89
Pâturage dans de mauvaises conditions	39	61	74	80
Prés	30	58	71	78
Forêts à faible taux de couverture	30	58	71	78
Forêts à taux de couverture élevé	25	55	70	77
Place de jeux, parcs, golf, cimetières:				
- plus 75 % de la surface est enherbée	39	61	74	80
- 50 - 75 % de la surface est enherbée	49	69	79	84
Zones commerciales (85 % de surfaces imperméables)	89	92	94	95
Zones industrielles (72 % de surfaces imperméables)	81	88	91	92
Zones résidentielles:				
Taux de surface imperméables:				
65 %	77	85	90	91
38 %	61	75	83	87
30 %	57	72	81	86
25 %	54	70	80	85
20 %	51	68	79	84
Parkings, toits etc...	98	98	98	98
Routes et chemins:				
Revêtement bitumineux	98	98	98	98
Revêtement gravelé	76	85	89	91
Revêtement en mauvais état	71	82	87	89

Puisque la zone d'étude est résidentielle, et de classe C et B, le taux de surface imperméable est choisi à 20 % pour Nyabagere et Cari et 25 % pour Kidumburwe.

Dans les tableaux qui suivent, nous déterminons la variation des précipitations qui ruissellent et cela en fonction de la variation du temps.

Tableau 21: Variation temporelle des précipitations participant au ruissellement (pluie d'une heure) ; BV Nyabagere

Temps(h)	CN	S	Pluie cumilé en mm	Ia	Fa	Q	I(mm/h)
11.5	71	103.7465	0	0	0	0	0
11.6	71	103.75	1.99	1.99	0.00	0.00	0.01
11.7	71	103.75	5.96	5.96	0.00	0.00	0.06
11.8	71	103.75	12.34	12.34	0.00	0.00	0.10
11.9	71	103.75	23.79	20.75	2.95	0.09	0.86
12	71	103.75	31.73	20.75	9.93	1.05	9.65
12.1	71	103.75	33.31	20.75	11.21	1.36	3.06
12.2	71	103.75	34.71	20.75	12.30	1.65	2.98
12.3	71	103.75	35.91	20.75	13.23	1.93	2.78
12.4	71	103.75	36.92	20.75	13.99	2.18	2.48
12.5	71	103.75	37.74	20.75	14.60	2.39	2.11

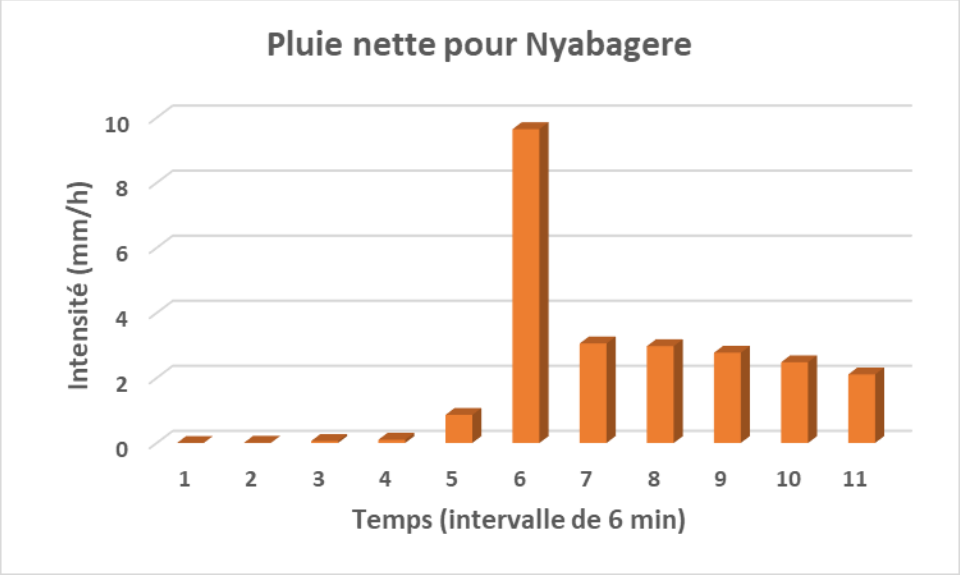


Figure 25: Hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS : BV Nyabagere

Tableau 22 : Variation temporelle des précipitations participant au ruissellement (pluie d'une heure) ; BV Kidumbugwe

Temps(h)	CN	S	Pluie cumilée en mm	Ia	Fa	Q	I(mm/h)
11.5	75	84.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.6	75	84.67	1.99	1.99	0.00	0.00	0.06
11.7	75	84.67	5.96	5.96	0.00	0.00	0.42
11.8	75	84.67	12.34	12.34	0.00	0.00	1.00
11.9	75	84.67	23.79	16.93	6.34	0.51	5.13
12	75	84.67	31.73	16.93	12.60	2.20	16.88
12.1	75	84.67	33.31	16.93	13.72	2.66	4.54
12.2	75	84.67	34.71	16.93	14.69	3.08	4.28
12.3	75	84.67	35.91	16.93	15.50	3.47	3.91
12.4	75	84.67	36.92	16.93	16.17	3.82	3.43
12.5	75	84.67	37.74	16.93	16.70	4.11	2.88

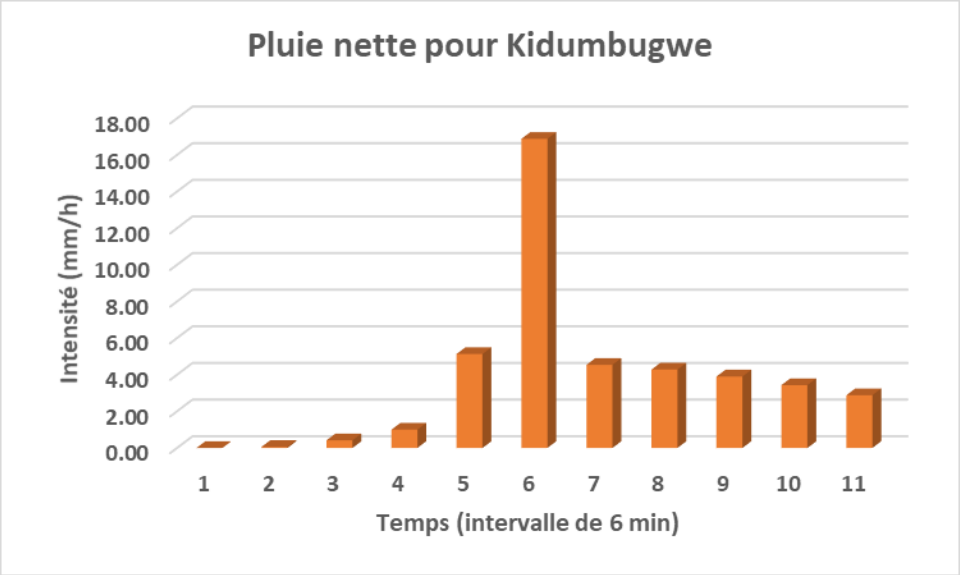


Figure 26: Hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS : BV kidumbugwe

Tableau 23 :Résultats de la pluie nette par la méthode du SCS : BV Cari

Temps(h)	CN	S	Pluie cumilé en mm	Ia	Fa	Q	I(mm/h)
11.6	61	162.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.7	61	162.39	6.05	6.05	0.00	0.00	0.01
11.8	61	162.39	15.77	15.77	0.00	0.00	0.22
11.9	61	162.39	33.22	32.48	0.74	0.00	1.00
12	61	162.39	45.32	32.48	11.90	0.94	9.38
12.1	61	162.39	47.74	32.48	13.95	1.31	3.69

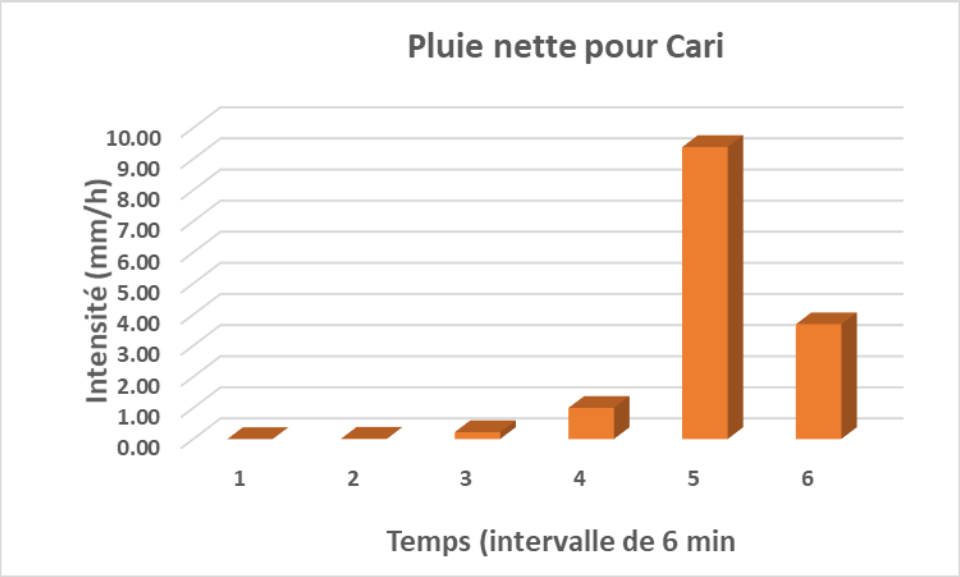


Figure 27: Hyétogramme de la pluie nette par la méthode du SCS : BV Cari

II.5.2. Calcul du temps de concentration

Il existe plusieurs méthodes de calcul du temps de concentration, mais les plus importants et les plus utilisées sont reparties dans le tableau qui suit.

Tableau 24:Formules utilisées pour le calcul des différents temps de concentration

Auteurs	Formule		Auteurs	Formules
KIRPICH	$t_c = \frac{1}{52}\frac{L^{1.15}}{H^{0.38}}$		SCS	$0.0136\left(\frac{L^{0.8}}{\sqrt{I}}\right)\left(\frac{1000}{CN}-9\right)^{0.7}$
formule Breassan-Golossov (FBG)	$t_c = \frac{L}{V}$ Et $V=1+\frac{(I-1)}{9}$		GIANDOTII	$60\left(\frac{0.4\sqrt{A}+0.0015L}{0.8\sqrt{LI}}\right)$
PASSIN	$0.14\frac{(AL)^{1/3}}{\sqrt{I}}$ **(A en ha et L en m)**		CAQUOT	$t_c = 0.28M^{0.84}.I^{-0.41}.A^{0.51}Q_p^{-0.29}$

Tableau 25:Résultats de calcul des différents temps de concentration

	Temps de concentration Tc en min		
AUTEURS	**BVRCARI**	**BVR KIDUMBUGWE**	**BVR NYABAGERE**
BRESSAN GOLSSOV	**20**	**34**	**52**
SCS	**23**	**55**	**72**
GIANDOTII	**29**	**52**	**58**
PASSIN	**22**	**51**	**71**
MOYENNE	**23**	**48**	**63**

II.6. Calcul des débits de projets

Il existe plusieurs méthodes de calcul des débits de projet, mais dans cet ouvrage, nous procédons à faire une comparaison entre les deux méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode rationnelle avancée
- La méthode de l'hydrogramme unitaire du SCS

II.6.1. Choix des méthodes de calcul des débits de projet

Certaines méthodes donnent les débits de pointe à l'exutoire qu'il y a d'autres qui génèrent des hydrogrammes à l'exutoire.

Puisque le travail en place permet le dimensionnement des ouvrages de stockage-restitution des eaux, le choix de ces deux types des méthodes nous sert davantage.

II.6.2. L'hydrogramme unitaire

II.6.2.1.Principes et définitions

L'hydrogramme unitaire (HU) d'un bassin versant est l'hydrogramme de ruissellement direct résultant d'une pluie nette, uniforme et constante, d'une durée de référence (D), suffisamment longue pour générer un écoulement sur l'ensemble du bassin

II.6.2.2. L'hydrogramme unitaire du SCS

Le soil conservation services (SCS) a effectué la synthèse d'un grand nombre d'hydrogramme unitaire identifiés sur des bassins versants de taille et de régions différentes des Etats Unis (Soil Conservation Service, 1975).

Pour pouvoir comparer ces HU, il faut ramener les ordonnées et les abscisses à des grandeurs adimensionnelles, en divisant les débits par le débit de pointe q_p et le temps par le temps de monté t_p. Le SCS réalise également une synthèse moyennant un grand nombre d'hydrogrammes unitaires sans dimensions identifiées sur le territoire des USA.

Pour cet HU synthétique moyen du SCS, les abscisses exprimées par le rapport t/t_p et les ordonnées par $q(t)/q_p$ sont données dans le tableau suivant

Tableau 26 :Hydrogramme unitaire du SCS [André Musy 1998]

Temps t/t_p	HUN $q(t)/q_p$	Temps t/t_p	HUN $q(t)/q_p$	Temps t/t_p	HUN $q(t)/q_p$
0.0	0.00	1.1	0.99	2.4	0.147
0.1	0.03	1.2	0.93	2.6	0.107
0.2	0.10	1.3	0.86	2.8	0.077
0.3	0.19	1.4	0.78	3.0	0.055
0.4	0.31	1.5	0.68	3.2	0.040
0.5	0.47	1.6	0.56	3.4	0.029
0.6	0.66	1.7	0.46	3.6	0.021
0.7	0.82	1.8	0.39	3.8	0.015
0.8	0.93	1.9	0.33	4.0	0.011
0.9	0.99	2.0	0.28	4.5	0.005
1.0	1.00	2.2	0.207	5.0	0.000

Les paramètres les plus importants de l'hydrogramme unitaire du SCS sont les suivants :

D : durée de référence

Tc : temps de concentration

Tp : temps de montée

Tr : la durée de la crue

Ti : temps entre le milieu de l'averse et la pointe de l'hydrogramme

Tb : temps de base de l'hydrogramme

Qp : débit de pointe

Où $Qp=\frac{(1.5*H*A)}{(D+1.2*Tc)}$ (II.10)

Et $t_{p=\frac{D}{2}+t_i}$ (II.11)

Où A est la superficie en ha et H en mm

Avec $t_i = 0.60 * t_c$; (II.12)

$t_r = 1.67 * t_p$ (II.13)

Et $t_b = 2.67 * t_p$ (II.14)

II.6.2.3.Construction de l'hydrogramme unitaire

Après le calcul de tous les paramètres cités ci haut, les résultants donnent l'hydrogramme unitaire c'est-à-dire une pluie de hauteur H égale à l'unité.

II.6.2.4. Construction de l'hydrogramme réel

A partir d'un hydrogramme unitaire HU connu pour une averse unitaire de norme 1 mm et de durée de reference τ, on peut calculer l'hydrogramme résultant d'une averse longue et complexe.

Considérons tout d'abord une averse complexe dont le hyétogramme peut être décomposé en une succession d'évènements simples de durée τ. Pour chacun des évènements simples, on peut déterminer l'hydrogramme de ruissellement qui en résulte en appliquant le principe de linéarité.

De plus chaque hydrogramme obtenu est décalé dans le temps d'une durée τ par rapport à l'hydrogramme résultant de l'évènement précèdent (Les hydrogrammes de ruissellement correspondant aux averses P_2 et P_3 seront évidemment décalés d'une durée 1.τ respectivement 2. τ par rapport à l'origine)

L'hydrogramme résultant de l'évènement pluviométrique complexe s'obtient finalement en effectuant la somme des hydrogrammes obtenus pour chacun des évènements simples.

Le tableau suivant résume les différentes étapes de la convolution.

Tableau 27 : Différentes étapes de calcul de l'hydrogramme réel

Temps	τ	2.τ	3.τ	4.τ	5.τ	6.τ
P1*HUN	P1 u1	P1 u2	P1 u3	P1 u4		
P2*HUN		P2 u1	P2 u2	P2 u3	P2 u4	
P3*HUN			P3 u1	P3 u2	P3 u3	P3 u4
Hydrogramme	X1	X2	X3	X4	X5	X6

II.6.3. Construction de l'hydrogramme unitaire de la Rivière Cari

Tableau 28: résultant de calcul de l'hydrogramme unitaire pour Cari

Temps (t/tp)	HUN (q(t)/qp	Tp	Qp	T	Q
0.000	0.000	15.000	9.061	0.000	0.000
0.100	0.030	15.000	9.061	1.500	0.272
0.200	0.100	15.000	9.061	3.000	0.906
0.300	0.190	15.000	9.061	4.500	1.722
0.400	0.310	15.000	9.061	6.000	2.809
0.500	0.470	15.000	9.061	7.500	4.259
0.600	0.660	15.000	9.061	9.000	5.980
0.700	0.820	15.000	9.061	10.500	7.430
0.800	0.930	15.000	9.061	12.000	8.427
0.900	0.990	15.000	9.061	13.500	8.970
1.000	1.000	15.000	9.061	15.000	9.061
1.100	0.990	15.000	9.061	16.500	8.970
1.200	0.930	15.000	9.061	18.000	8.427
1.300	0.860	15.000	9.061	19.500	7.792
1.400	0.780	15.000	9.061	21.000	7.068
1.500	0.680	15.000	9.061	22.500	6.161
1.600	0.560	15.000	9.061	24.000	5.074
1.700	0.460	15.000	9.061	25.500	4.168
1.800	0.390	15.000	9.061	27.000	3.534
1.900	0.330	15.000	9.061	28.500	2.990
2.000	0.280	15.000	9.061	30.000	2.537
2.200	0.207	15.000	9.061	33.000	1.876
2.400	0.147	15.000	9.061	36.000	1.332
2.600	0.101	15.000	9.061	39.000	0.915
2.800	0.077	15.000	9.061	42.000	0.698
3.000	0.055	15.000	9.061	45.000	0.498
3.200	0.040	15.000	9.061	48.000	0.362
3.400	0.029	15.000	9.061	51.000	0.263
3.600	0.021	15.000	9.061	54.000	0.190
3.800	0.015	15.000	9.061	57.000	0.136
4.000	0.011	15.000	9.061	60.000	0.100
4.500	0.005	15.000	9.061	67.500	0.045
5.000	0.000	15.000	9.061	75.000	0.000

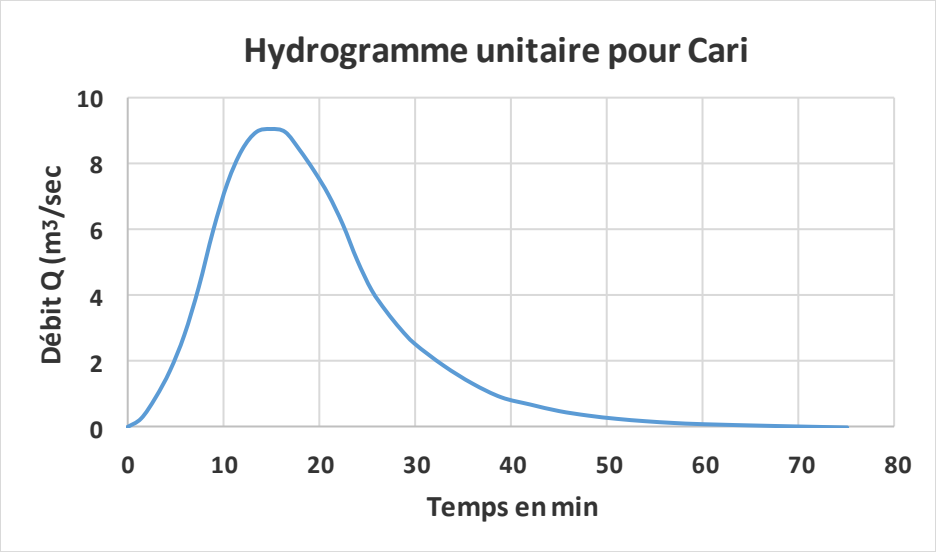


Figure 28 : Hydrogramme unitaire pour Cari

Tableau 29 : Résultats de calcul pour l'hydrogramme réel de Cari

Temps (min)	Q (m³/sec)	Temps (min)	Q (m³/sec)
0.000	0.000	25.500	11.925
1.500	0.001	27.000	10.110
3.000	0.042	28.500	8.555
4.500	0.424	30.000	7.259
6.000	5.964	33.000	5.366
7.500	12.184	36.000	3.811
9.000	17.110	39.000	2.618
10.500	21.257	42.000	1.996
12.000	24.109	45.000	1.426
13.500	25.664	48.000	1.037
15.000	25.924	51.000	0.752
16.500	25.664	54.000	0.544
18.000	24.109	57.000	0.389
19.500	22.294	60.000	0.285
21.000	20.220	67.500	0.130
22.500	17.628	75.000	0.000
24.000	14.517		

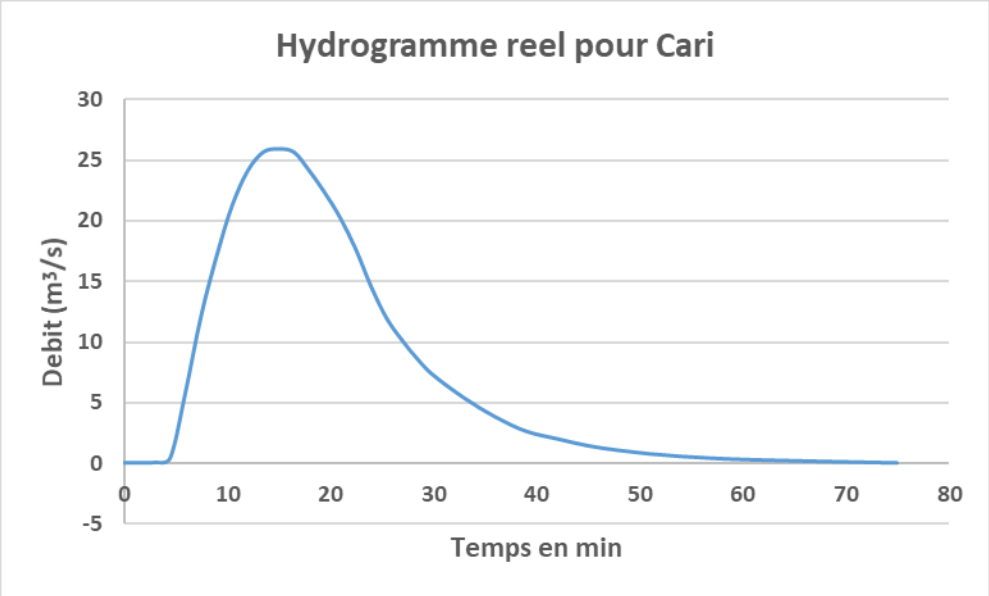


Figure 29: L'hydrogramme réel pour Cari

II.6.4. Construction de l'hydrogramme pour Nyabagere

Tableau 30 : résultant de calcul de l'hydrogramme unitaire pour Nyabagere

Temps (t/tp)	HUN (q(t)/qp	Tp	Qp	T(min)	Q (m^3/s)	Temps (t/tp)	HUN (q(t)/qp	Tp	Qp	T (min)	Q (m^3/s)
0	0	41	16.4	0	0	1.7	0.46	41	16.4	69.7	7.54
0.1	0.03	41	16.4	4.1	0.49	1.8	0.39	41	16.4	73.8	6.4
0.2	0.1	41	16.4	8.2	1.64	1.9	0.33	41	16.4	77.9	5.41
0.3	0.19	41	16.4	12	3.12	2	0.28	41	16.4	82	4.59
0.4	0.31	41	16.4	16	5.08	2.2	0.21	41	16.4	90.2	3.39
0.5	0.47	41	16.4	21	7.71	2.4	0.15	41	16.4	98.4	2.41
0.6	0.66	41	16.4	25	10.8	2.6	0.1	41	16.4	107	1.66
0.7	0.82	41	16.4	29	13.4	2.8	0.08	41	16.4	115	1.26
0.8	0.93	41	16.4	33	15.3	3	0.06	41	16.4	123	0.9
0.9	0.99	41	16.4	37	16.2	3.2	0.04	41	16.4	131	0.66
1	1	41	16.4	41	16.4	3.4	0.03	41	16.4	139	0.48
1.1	0.99	41	16.4	45	16.2	3.6	0.02	41	16.4	148	0.34
1.2	0.93	41	16.4	49	15.3	3.8	0.02	41	16.4	156	0.25
1.3	0.86	41	16.4	53	14.1	4	0.01	41	16.4	164	0.18
1.4	0.78	41	16.4	57	12.8	4.5	0.01	41	16.4	185	0.08
1.5	0.68	41	16.4	62	11.2	5	0	41	16.4	205	0
1.6	0.56	41	16.4	66	9.18						

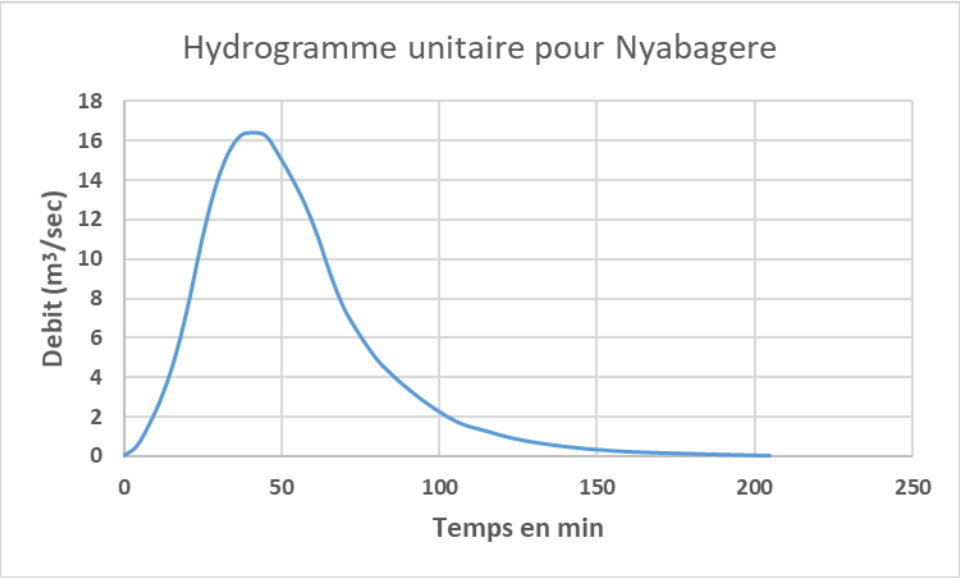


Figure 30: Hydrogramme unitaire pour Nyabagere

Tableau 31 : résultant de calcul de l'hydrogramme réel pour Nyabagere

Temps (min)	Q (m³/sec)	Temps (min)	Q (m³/sec)
0	0	69.7	18.167
4.1	0.000	73.800	15.402
8.2	0.011	77.900	13.033
12.3	0.052	82.000	11.058
16.4	0.524	90.200	8.175
20.5	8.229	98.400	5.805
24.6	14.870	106.600	3.989
28.7	22.478	114.800	3.041
32.8	29.729	123.000	2.172
36.9	35.675	131.200	1.580
41	39.493	139.400	1.145
45.1	39.098	147.600	0.829
49.2	36.728	155.800	0.592
53.3	33.964	164.000	0.434
57.4	30.804	184.500	0.197
61.5	26.855	205.000	0.000
65.6	22.116		

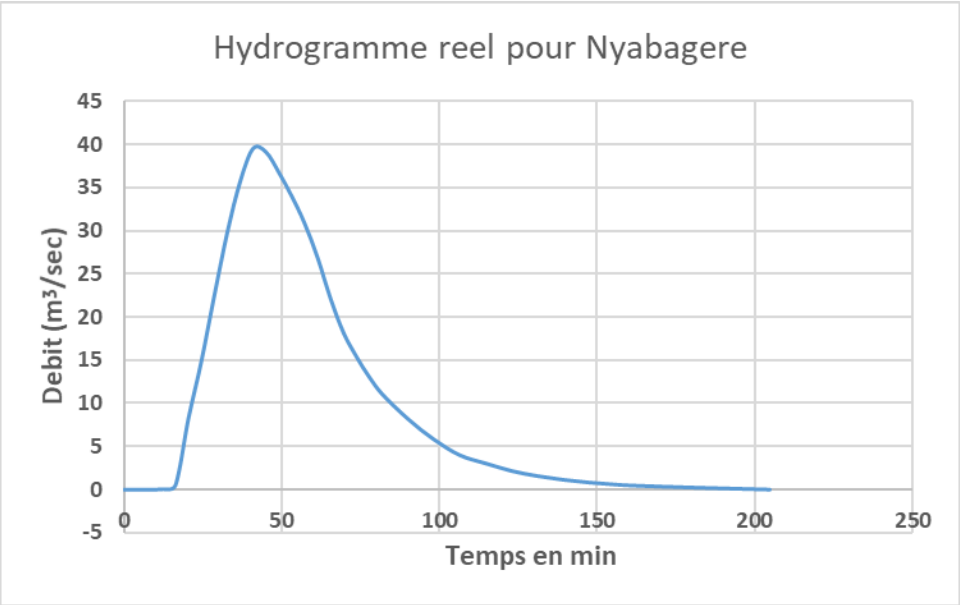


Figure 31: L'hydrogramme réel pour Nyabagere

II.6.5. Construction de l'hydrogramme pour Kidumbugwe

Tableau 32 :résultant de calcul de l'hydrogramme unitaire pour Kidumbugwe

Temps (t/tp)	HUN (q(t)/qp	Tp	Qp	T	Q	Temps (t/tp)	HUN (q(t)/qp	Tp	Qp	T	Q
0	0.000	31.2	9.01	0	0	1.7	0.46	31.2	9.01	53	4.145
0.1	0.030	31.2	9.01	3.12	0.27	1.8	0.39	31.2	9.01	56	3.514
0.2	0.100	31.2	9.01	6.24	0.901	1.9	0.33	31.2	9.01	59	2.973
0.3	0.190	31.2	9.01	9.36	1.712	2	0.28	31.2	9.01	62	2.523
0.4	0.310	31.2	9.01	12.48	2.793	2.2	0.207	31.2	9.01	69	1.865
0.5	0.470	31.2	9.01	15.6	4.235	2.4	0.147	31.2	9.01	75	1.324
0.6	0.660	31.2	9.01	18.72	5.947	2.6	0.101	31.2	9.01	81	0.91
0.7	0.820	31.2	9.01	21.84	7.388	2.8	0.077	31.2	9.01	87	0.694
0.8	0.930	31.2	9.01	24.96	8.379	3	0.055	31.2	9.01	94	0.496
0.9	0.990	31.2	9.01	28.08	8.92	3.2	0.04	31.2	9.01	100	0.36
1	1.000	31.2	9.01	31.2	9.01	3.4	0.029	31.2	9.01	106	0.261
1.1	0.990	31.2	9.01	34.32	8.92	3.6	0.021	31.2	9.01	112	0.189
1.2	0.930	31.2	9.01	37.44	8.379	3.8	0.015	31.2	9.01	119	0.135
1.3	0.860	31.2	9.01	40.56	7.749	4	0.011	31.2	9.01	125	0.099
1.4	0.780	31.2	9.01	43.68	7.028	4.5	0.005	31.2	9.01	140	0.045
1.5	0.680	31.2	9.01	46.8	6.127	5	0	31.2	9.01	156	0
1.6	0.560	31.2	9.01	49.92	5.046						

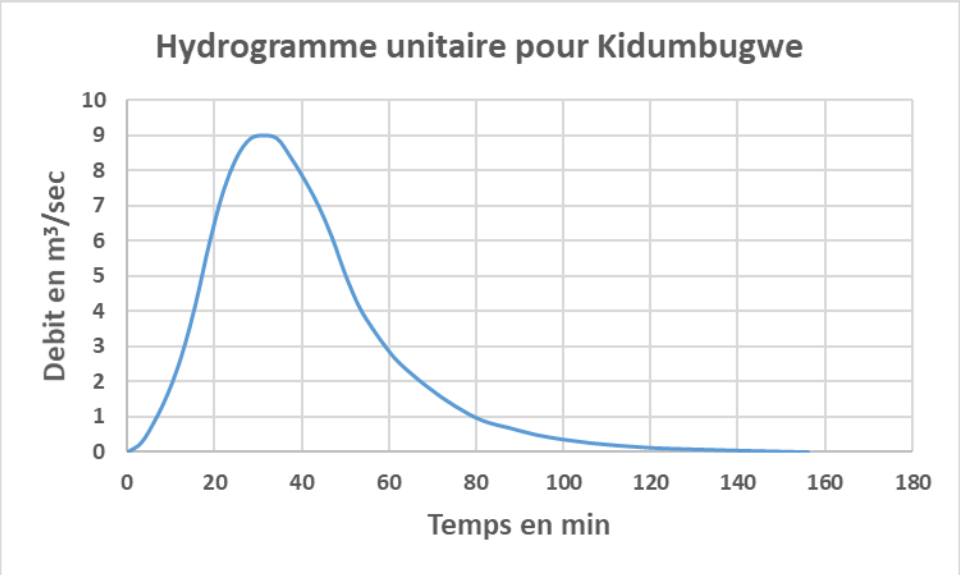


Figure32: Hydrogramme unitaire pour Kidumbugwe

Tableau 33 :résultant de calcul de l'hydrogramme réel pour Kidumbugwe

Temps (min)	Q (m³/sec)	Temps (min)	Q (m³/sec)
0	0.0000	53.04	17.6263
3.12	0.0015	56.1600	14.9440
6.24	0.0429	59.2800	12.6449
9.36	0.2527	62.4000	10.7290
12.48	1.8453	68.6400	7.9318
15.6	9.9466	74.8800	5.6327
18.72	16.6671	81.1200	3.8701
21.84	23.8716	87.3600	2.9505
24.96	30.3464	93.6000	2.1075
28.08	35.3654	99.8400	1.5327
31.2	38.3180	106.0800	1.1112
34.32	37.9348	112.3200	0.8047
37.44	35.6357	118.5600	0.5748
40.56	32.9535	124.8000	0.4215
43.68	29.8880	140.4000	0.1916
46.8	26.0562	156.0000	0.0000
49.92	21.4581		

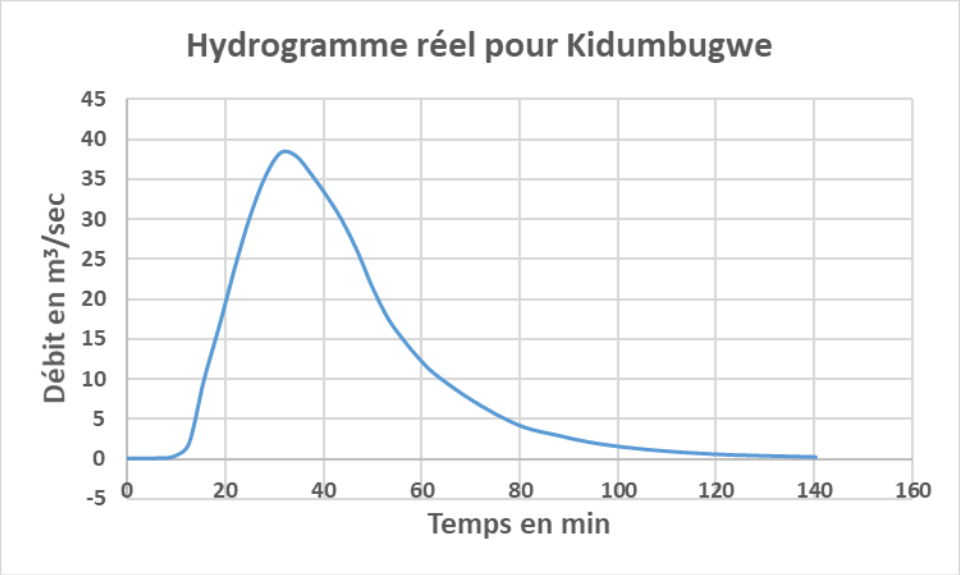


Figure33: Hydrogramme réel pour Kidumbugwe

II.7. Calcul des débits de projet par la méthode rationnelle avancé

La méthode rationnelle avancée est une méthode permettant la subdivision du bassin versant en plusieurs parties de petites surfaces contributives séparées par des lignes horizontales appelées isochrones et qu'à chaque portion correspond un temps t qui est le temps de concentration des eaux émanant de cette même portion.

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_j = \sum_{k=1}^{j} I * A_{j-K+1} * C_{R,K} \qquad \text{(II.15)}$$

- A : Surfaces inter isochrones
- I : Intensité
- Cr : Coefficient de ruissellement
- Le tableau ci bas contient les valeurs des surfaces inter isochrones, des longueurs ainsi que les altitudes pour tous les trois bassins versant (CARI, NYABAGERE et KIDUMBUGWE)

Tableau 34 : Résultats des surfaces inter isochrones, des longueurs et altitudes

	NYABAGERE		**NYABAGERE**				
Sous bassin	SBNY 1	SBNY 2	SBNY 3	SBNY 4	SBNY 5	SBNY 6	
Superficie (m)	706536	741626	1891940	941775	1532550	3141060	
Longueur (m)	669,236	703,957	1245,18	633,738	1054,35	1852,71	
Altitude amont	939	996	1279	1419	1502	1736	
Altitude aval	860	939	996	1279	1419	1502	
			CARI		**CARI**		
Sous bassin	SBC1	SBC2	SBC3	SBC4	SBC5	SBC6	
Superficie (m)	333839	210743	270759	153304	313177	225169	
Longueur (m)	504,162	313,758	369,615	464,057	610,882	576,563	
Altitude amont	923	959	995	1127	1202	1279	
Altitude aval	868	923	959	995	1127	1202	
			KIDUMBUGWE				
Sous bassin	SBKI1	SBKI2	SBKI3	SBKI4	SBKI5	SBKI6	SBKI7
Superficie (m)	461133	355390	264272	1474380	1482124	234933	473750
Longueur (m)	415,076	479,708	394,543	946,344	565,062	351,214	885,666
Altitude amont	831	834	837	864	879	904	1040
Altitude aval	815	831	834	837	864	879	904

L : longueur de chaque surface inter isochrone en m

A : superficie en m²

Alt : altitude en m

Le tableau suivant contient les moyennes des temps de concentration de chaque surface inter-isochrone selon les quatre auteurs

Tableau 35 : Calcul des différents temps de concentrations

	Auteurs	Auteurs	Auteurs	Auteurs	
S bassin	Bressan-Golsosv	SCS	GIANDOTI	PASSIN	MOYENNE
SBNY 1	5,58	7,04	4,36	14,68	7,92
SBNY 2	5,87	8,28	3,63	18,36	9,03
SBNY 3	10,38	7,87	7,57	17,90	10,93
SBNY 4	5,28	5,45	6,85	11,50	7,27
SBNY 5	8,79	10,48	4,24	27,14	12,66
SBNY 6	15,44	12,16	6,14	32,76	16,62
SBC1	4,20	5,86	3,66	10,05	5,94
SBC2	2,61	4,64	3,33	7,72	4,58
SBC3	3,08	5,40	3,22	9,64	5,33
SBC4	3,87	4,16	6,43	7,09	5,39
SBC5	5,09	6,59	3,37	10,63	6,42
SBC6	4,80	6,19	3,17	8,96	5,78
SBKI1	3,46	5,37	4,26	10,81	5,97
SBKI2	4,00	16,39	0,84	45,56	16,70
SBKI3	3,29	13,72	0,87	35,07	13,24
SBKI4	7,89	14,09	2,59	42,98	16,89
SBKI5	4,71	10,83	2,13	29,02	11,67
SBKI6	2,93	5,87	2,64	10,59	5,50
SBKI7	7,38	7,50	4,05	12,34	7,82

II.8. Construction de l'hydrogramme de ruissellement

La construction de l'hydrogramme de ruissellement suit la loi matricielle.

En effet, comme le débit de pointe est le résultant du produit de la somme des surface inter isochrone, de l'intensité et du coefficient de ruissellement, l'intensité ici proposé est uniforme tout le temps de l'averse.

Le temps de l'averse est toujours choisi par rapport au temps de concentration, il est donc légèrement supérieur ou égal au temps de concentration.

Nous décidons d'utiliser l'averse de 60 min pour le bassin versant de Nyabagere et Kidumbugwe ainsi que de 30 min pour Cari

- **Coefficient de ruissellement**

Le coefficient de ruissellement est calculé en se basant sur les conditions d'occupation du sol selon SCS et du type de sol

Les formules suivantes permettent de calculer le coefficient de ruissellement des bassins versants.

$$C_r = \frac{(it - 0.2D_p)^2}{it(it + 0.8p)} \quad \text{(II.16)}$$

$$D_p = 25.4\left(\frac{1000}{CN} - 10\right) \quad \text{(II.17)}$$

En considérant les conditions d'occupation (Sol cultivé mal entretenu avec le sol de classe B) le CN correspondant est de 71 pour Nyabagere ainsi que de 61pour Cari (dont plus de 75% du sol est enherbé et de classe B), pour Kidumbugwe (Taux de surface imperméable choisit à 38 % et de classe B) le CN est de 75.

Tableau 36 :Coefficient de ruissellement des bassins versants

B V	DP (mm)	It (mm)	Cr th	Cr adopté
CARI	162,39	127,26	0,27	27,00
NYABAGERE	103,75	83,51	0,28	28,00
KIDUMBUGWE	84,67	83,51	0,35	35

Tableau 37 : Résultats de calculs de hydrogramme prévisionnel pour Nyabagere

Δt	A6	A5	A4	A3	A2	A1	Q (m^3/sec
0,00	0,00	0,00	0,00	0.00	0.00	0,00	0,00
16,62	2,04		0,00	0,00	0,00	0,00	2,04
29,29	2,04	9,95	0,00	0,00	0,00	0,00	11,99
36,55	2,04	9,95	6,12	0,00	0,00	0,00	18,11
47,48	2,04	9,95	6,12	12,29	0,00	0,00	30,40
56,52	2,04	9,95	6,12	12,29	4,82	0,00	35,22
64,43	2,04	9,95	6,12	12,29	4,82	4,59	39,81
73,46	0,00	9,95	6,12	12,29	4,82	4,59	37,77
84,39	0,00	0,00	6,12	12,29	4,82	4,59	27,81
91,66	0,00	0,00	0,00	12,29	4,82	4,59	21,69
104,32	0,00	0,00	0,00	0,00	4,82	4,59	9,41
120,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,59	4,59
125,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,20	2,3
132,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,5
139,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,1
145,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,015

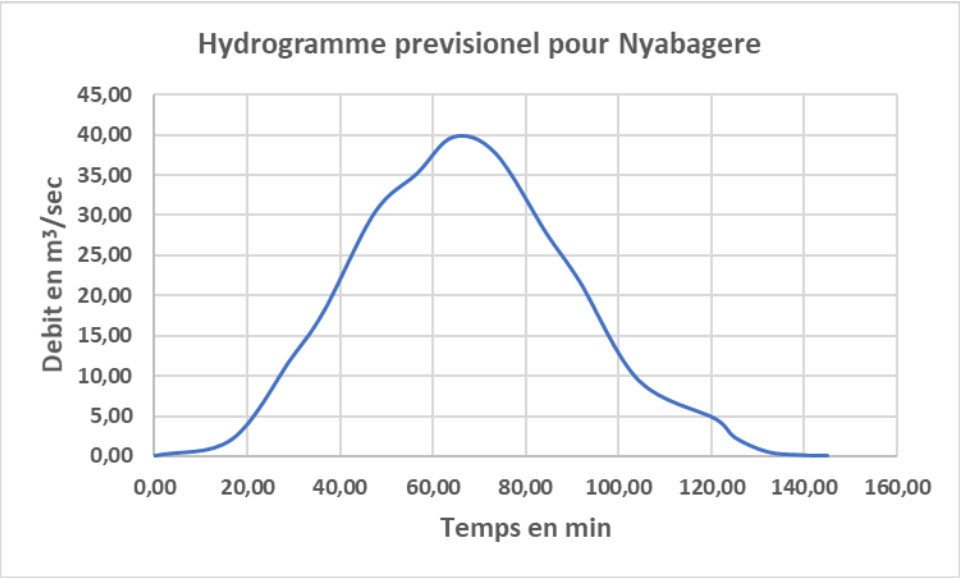


Figure 34 : L'hydrogramme prévisionnel pour Nyabagere

Tableau 38 :Résultats de calculs de hydrogramme prévisionnel pour Cari

Δt	A6	A5	A4	A3	A2	A1	Q (m³/sec
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,78	4,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,30
12,20	4,30	5,98	0,00	0,00	0,00	0,00	10,28
17,59	4,30	5,98	2,93	0,00	0,00	0,00	13,20
22,92	4,30	5,98	2,93	5,17	0,00	0,00	18,37
27,50	4,30	5,98	2,93	5,17	4,02	0,00	22,39
33,44	4,30	5,98	2,93	5,17	4,02	6,37	28,77
38,02	0,00	5,98	2,93	5,17	4,02	6,37	24,47
43,35	0,00	0,00	2,93	5,17	4,02	6,37	18,49
48,74	0,00	0,00	0,00	5,17	4,02	6,37	15,56
55,16	0,00	0,00	0,00	0,00	4,02	6,37	10,40
60,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,37	6,37
64,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,50	3,50
68,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,80	1,80
73,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90
77,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,12	0,12
81,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05
90,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01

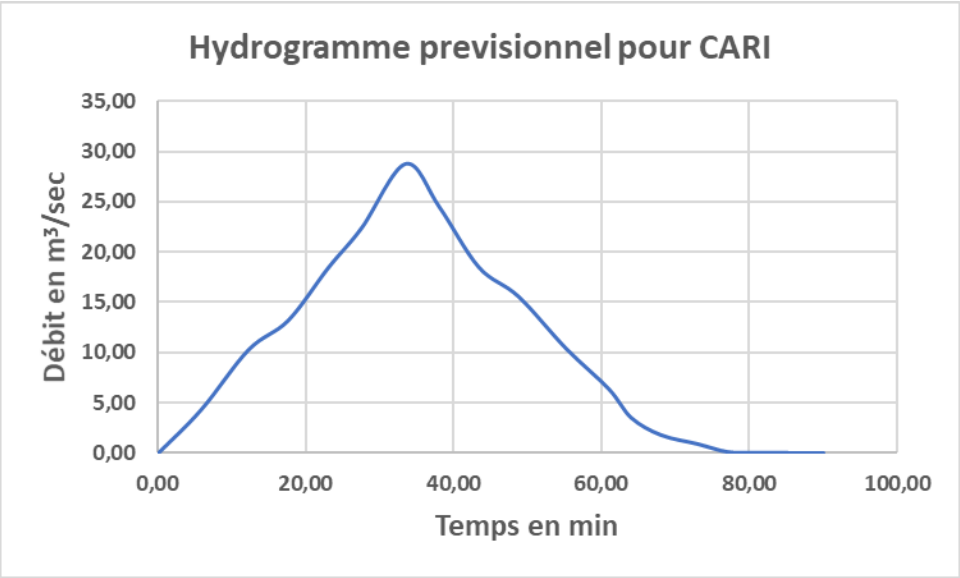


Figure35: Hydrogramme prévisionnel pour Cari

Tableau 39 : Résultats de calculs de hydrogramme prévisionnel pour Kidumbugwe

Δt en min	A7	A6	A5	A4	A3	A2	A1	Q (m^3/sec)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
5,82	3,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,85
9,32	3,85	1,91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,75
17,00	3,85	1,91	12,03	0,00	0,00	0,00	0,00	17,79
29,88	3,85	1,91	12,03	11,97	0,00	0,00	0,00	29,76
39,12	3,85	1,91	12,03	11,97	2,15	0,00	0,00	33,50
55,82	3,85	1,91	12,03	11,97	2,15	2,89	0,00	37,20
61,79	3,85	1,91	12,03	11,97	2,15	2,89	3,74	38,53
78,49	0,00	1,91	12,03	11,97	2,15	2,89	3,74	37,10
87,73	0,00	0,00	12,03	11,97	2,15	2,89	3,74	32,78
100,61	0,00	0,00	0,00	11,97	2,15	2,89	3,74	20,75
104,12	0,00	0,00	0,00	0,00	2,15	2,89	3,74	15,33
107,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,89	3,74	8,25
111,00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.89	3.74	6,32
117,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,25
121,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,36
125,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,36
128,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,25
134,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50
139,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10
145,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05
151,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
160,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01

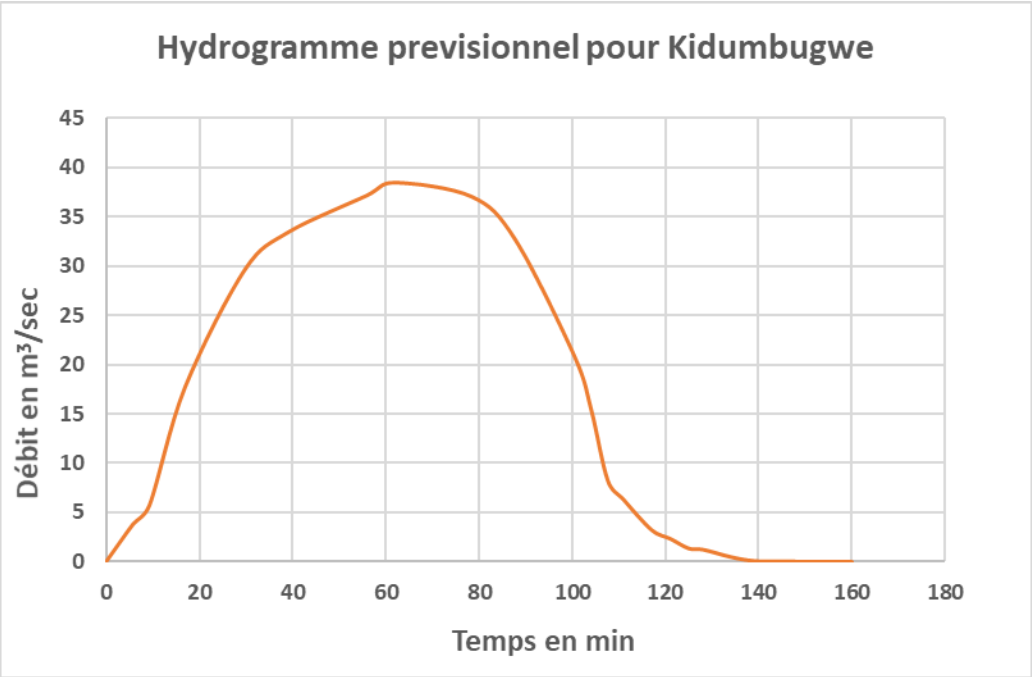


Figure36 : Hydrogramme prévisionnel pour Kidumbugwe

Tableau 40 :Débits de projet par les deux méthodes de calcul

	Débit de projets Q (m^3/sec)	
Rivière	Méthode de SCS	Méthode Rationnelle avancée
Nyabagere	39.493	39.98
Cari	25.924	28.77
Kidumbugwe	37.93	38.53

CHAPITRE III : PROPOSITION ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

Le chapitre précédent qui est la base hydrologique nous a permis de modéliser le comportement hydrologique de ces bassins versant, mais par la suite, il est question de trouver des solutions hydrauliques dans le but d'atteindre l'objectif du travail qui est le dimensionnement et la proposition des ouvrages soit de transit, d'atténuation et ou de dissipation d'énergie etc.

III.1. Dimensionnement des ouvrages de transit

Les débits de projet pour les trois rivières étant connus (tableau 41), il nous faut de calculer pour chacune des rivières les dimensions des ouvrages d'acheminement capable de transporter les débits nouvellement trouvés par calcul en comparaison avec les aménagements existants.

Les études hydrologiques ont fourni des résultats en provenance des deux méthodes de calcul mais qui donnent des valeurs des débits proches, mais pour la suite des calculs tel que le dimensionnement des ouvrages de rétention, nous optons d'utiliser les résultats émanant de la méthode du SCS

Il existe plusieurs sections à donner aux canaux d'évacuation des eaux mais les plus connus sont les sections carrées, rectangulaire, circulaire, conique, et trapézoïdale.

En effet, en construction hydraulique, comme dans d'autres domaines, l'économie est un élément de base pour l'exécution des travaux, c'est donc la raison de choisir la section trapézoïdale la plus économique des autres sections**.**

Le tableau suivant contient les valeurs des différentes dimensions que l'on devrait donner à chaque rivière si la proposition était seulement la canalisation des eaux vers l'aval.

Les calculs ont été faits à l'aide des formules de Manning Strickler :

- Pour une section rectangulaire :

$$Q = \frac{1}{n} * S * \sqrt{i} * R^{\frac{2}{3}} \qquad \text{(III.1)}$$

$$V = \frac{1}{n} * \sqrt{i} * R^{\frac{2}{3}} \qquad \text{(III.2)}$$

$$S = b * h, \quad \text{(III.3)}$$

$$R = S/X \quad \text{(III.4)}$$

- Pour une section trapézoïdale :

$$S = b * h + m * h^2 \quad \text{(III.5)}$$

$$X = b + 2 * h * \sqrt{1 + m^2} \quad \text{(III.6)}$$

Tableau 41 :Dimensions des canaux d'amené calculés pour chaque rivière

Bassin versant	B (m)	H(m)	S(m²)	X(m)	R(m)	n	K	i	V (m/s)	Q (m³/sec)
Nyabagere	2,90	2,00	5,80	6,90	0,84	0,02	25,00	0,10	7,04	40,84
Cari	2,20	2,00	4,40	6,20	0,71	0,02	25,00	0,10	6,29	27,68
Kidumbugwe	3,90	2,00	7,80	7,90	0,99	0,02	25,00	0,04	4,96	38,67

En ajoutant également une hauteur de revanche de 1/3, ces dimensions changent en ce tableau ci-dessous

Tableau 42 : Dimensions des canaux avec revanche

Bassin versant	B (m)	H(m)	S(m²)	X(m)	R(m)	n	K	i	V (m/s)	Q (m³/sec)
Nyabagere	2,90	2,70	7.8	6,90	0,84	0,02	25,00	0,10	7,04	40,84
Cari	2,20	2,70	5.94	6,20	0,71	0,02	25,00	0,10	6,29	27,68
Kidumbugwe	3,90	2,70	10.53	7,90	0,99	0,02	25,00	0,04	4,96	38,67

Tableau 18: Dimensions existantes pour chaque rivière

Bassin versant	B(m)	B (m)	h(m)	S (m^2)
Nyabagere	7,3	3.0	3.0	15,45
KIDUMBUGWE1	2,1	1,2	1,2	1,98
KIDUMBUGWE 2	2,6	1,6	1,5	3,15
CARI	1,8	0,8	0,8	1,04

Les dimensions des canaux déjà maçonnés existantes sont établies dans le tableau 43 et sont situées en aval de la RN1 pour Nyabagere et Kidumbugwe, alors que pour Cari, un canal allant parallèlement à la RN1 rejoigne la Nyabagere.

Remarquant les valeurs énormes des dimensions nouvellement trouvées pour Cari et Kidumbugwe, nous constatons que les canalisations existantes ne suffisent pas pour supporter les debits de ses dernières.

Regardant egalement les vitesses qui s'y trouvent et engendrées par des pentes fortes, nous constatons que la canalisation seule ne peut pas apporter des solutions suffisantes et necessaires, raison par laquelle nous procedons d'utiliser la méthode alternative tout en construisant trois (3) bassins d'ecretement dont chacun pour chaque rivière.

La methode utilisée pour la conception et calcul de ces bassins s'appelle « **Storage indication curve ».**

Les equations qui suivent sont à la base de calcul de l'attenuation des debits dans les bassins de retentions

$$Q_{S,i+1} + 2\frac{S_{i+1}}{\Delta t} = Q_{e,i} + Q_{e,i+1} + 2\frac{S_i}{\Delta t} - Q_{s,i} \qquad \textbf{(III.7)}$$

$$\left(Q_{S,i+1} + 2\frac{S_{i+1}}{\Delta t}\right) = Q_{e,i} + Q_{e,i+1} + \left(Q_{s,i}\, 2\frac{S_i}{\Delta t}\right) - Q_{s,i} \qquad \textbf{(III.8)}$$

Les paramètres importants sont :

Q e,i :debits entrant au temps i en m^3/sec

Q e,i+1 : debits entrant au temps (i+1) en m^3/sec

Qs,i : debits sortant au temps i en m^3/sec

Q s, i+1 : debits sortant au temps (i+1) en m^3/sec

S_i : Stock dans le reservoir

Δ T : Variation du temps en min

Avec Qs = f(h) et S = f(h)

III.2.Dimensionnements des bassins d'ecretement

III.2.1. Rivière Cari

Tableau 19: Résultats des débits entrants et sortant dans le bassin d'écrêtement se trouvant sur la rivière Cari ainsi que la variation du stock

Temps (min)	Qei	Qe,i+1	Qe,i+Qe,i+1	2Si/Δt-Qs,i	2Si/Δt+Qe,i	Qs,i	h
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	0,00	0,04	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,04	0,42	0,47	-0,04	0,04	0,04	0,00
4,5	0,42	5,96	6,39	-0,42	0,42	0,42	0,01
6	5,96	12,18	18,15	2,71	5,96	1,63	0,19
7,5	12,18	17,11	29,29	16,88	20,86	1,99	0,28
9	17,11	21,26	38,37	41,02	46,18	2,58	0,47
10,5	21,26	24,11	45,37	72,81	79,39	3,29	0,77
12	24,11	25,66	49,77	110,11	118,18	4,04	1,15
13,5	25,66	25,92	51,59	150,40	159,88	4,74	1,59
15	25,92	25,66	51,59	191,31	201,99	5,34	2,02
16,5	25,66	24,11	49,77	231,24	242,89	5,83	2,40
18	24,11	22,29	46,40	268,63	281,01	6,19	2,71
19,5	22,29	20,22	42,51	302,16	315,04	6,44	2,93
21	20,22	17,63	37,85	331,48	344,68	6,60	3,08
22,5	17,63	14,52	32,15	355,94	369,33	6,69	3,17
24	14,52	11,92	26,44	374,61	388,09	6,74	3,21
25,5	11,92	10,11	22,04	387,54	401,05	6,76	3,23
27	10,11	8,55	18,66	396,04	409,57	6,77	3,24
28,5	8,55	7,26	15,81	401,17	414,71	6,77	3,24
30	7,26	5,37	12,62	403,45	416,99	6,77	3,24
33	5,37	3,81	9,18	402,54	416,07	6,77	3,24
36	3,81	2,62	6,43	398,18	411,71	6,77	3,24
39	2,62	2,00	4,61	391,09	404,61	6,76	3,24
42	2,00	1,43	3,42	382,20	395,70	6,75	3,23
45	1,43	1,04	2,46	372,16	385,62	6,73	3,21
48	1,04	0,75	1,79	361,21	374,62	6,71	3,18
51	0,75	0,54	1,30	349,65	362,99	6,67	3,15
54	0,54	0,39	0,93	337,70	350,95	6,63	3,11
57	0,39	0,29	0,67	325,49	338,63	6,57	3,06
60	0,29	0,13	0,41	313,16	326,16	6,50	2,99

67,5	0,13	0,00	0,13	300,71	313,57	6,43	2,93
75	0,00	0,00	0,00	288,16	300,84	6,34	2,85
82,5	0,00	0,00	0,00	275,66	288,16	6,25	2,76
90	0,00	0,00	0,00	263,38	275,66	6,14	2,67
97,5	0,00	0,00	0,00	251,31	263,38	6,03	2,58
105	0,00	0,00	0,00	239,48	251,31	5,91	2,48
112,5	0,00	0,00	0,00	227,90	239,48	5,79	2,37
120	0,00	0,00	0,00	216,58	227,90	5,66	2,27
127,5	0,00	0,00	0,00	205,52	216,58	5,53	2,16
135	0,00	0,00	0,00	194,74	205,52	5,39	2,06
142,5	0,00	0,00	0,00	184,25	194,74	5,25	1,95
150	0,00	0,00	0,00	174,05	184,25	5,10	1,84
157,5	0,00	0,00	0,00	164,14	174,05	4,95	1,74
165	0,00	0,00	0,00	154,53	164,14	4,80	1,63
172,5	0,00	0,00	0,00	145,22	154,53	4,65	1,53
180	0,00	0,00	0,00	136,22	145,22	4,50	1,44
187,5	0,00	0,00	0,00	127,51	136,22	4,35	1,34
195	0,00	0,00	0,00	119,11	127,51	4,20	1,25
202,5	0,00	0,00	0,00	111,00	119,11	4,05	1,16
210	0,00	0,00	0,00	103,19	111,00	3,90	1,08
217,5	0,00	0,00	0,00	95,68	103,19	3,76	1,00
225	0,00	0,00	0,00	88,45	95,68	3,61	0,92
232,5	0,00	0,00	0,00	81,51	88,45	3,47	0,85
240	0,00	0,00	0,00	74,85	81,51	3,33	0,79
247,5	0,00	0,00	0,00	68,46	74,85	3,19	0,72
255	0,00	0,00	0,00	62,34	68,46	3,06	0,66
262,5	0,00	0,00	0,00	56,47	62,34	2,93	0,61
270	0,00	0,00	0,00	50,87	56,47	2,80	0,56
277,5	0,00	0,00	0,00	45,50	50,87	2,68	0,51
285	0,00	0,00	0,00	40,38	45,50	2,56	0,46
292,5	0,00	0,00	0,00	35,49	40,38	2,45	0,42
300	0,00	0,00	0,00	30,82	35,49	2,33	0,39
307,5	0,00	0,00	0,00	26,37	30,82	2,22	0,35
315	0,00	0,00	0,00	22,13	26,37	2,12	0,32
322,5	0,00	0,00	0,00	18,09	22,13	2,02	0,29
330	0,00	0,00	0,00	14,25	18,09	1,92	0,26
337,5	0,00	0,00	0,00	10,59	14,25	1,83	0,24
345	0,00	0,00	0,00	7,11	10,59	1,74	0,21
352,5	0,00	0,00	0,00	3,80	7,11	1,65	0,19
360	0,00	0,00	0,00	0,66	3,80	1,57	0,17
367,5	0,00	0,00	0,00	-2,33	0,66	1,49	0,16

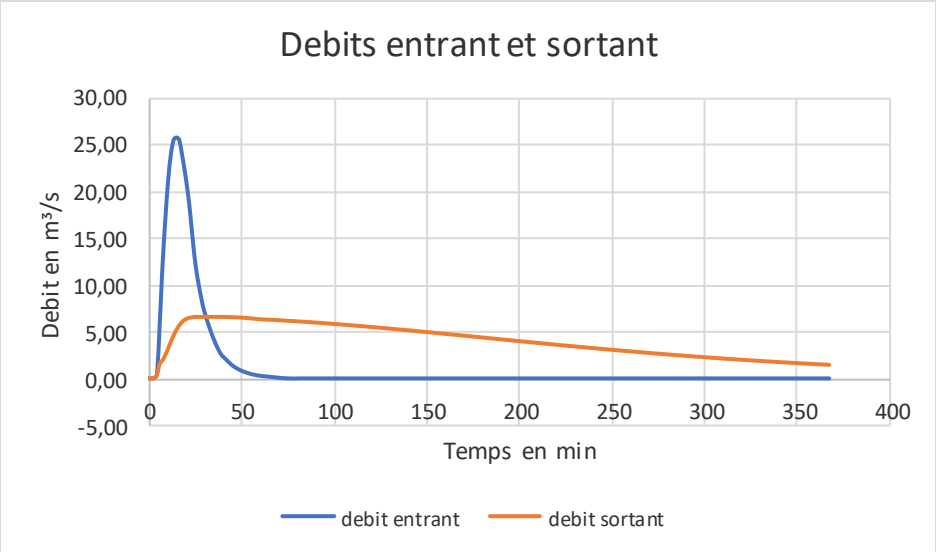


Figure 37 : Diagramme des débits entrant et sortant dans un bassin de rétention

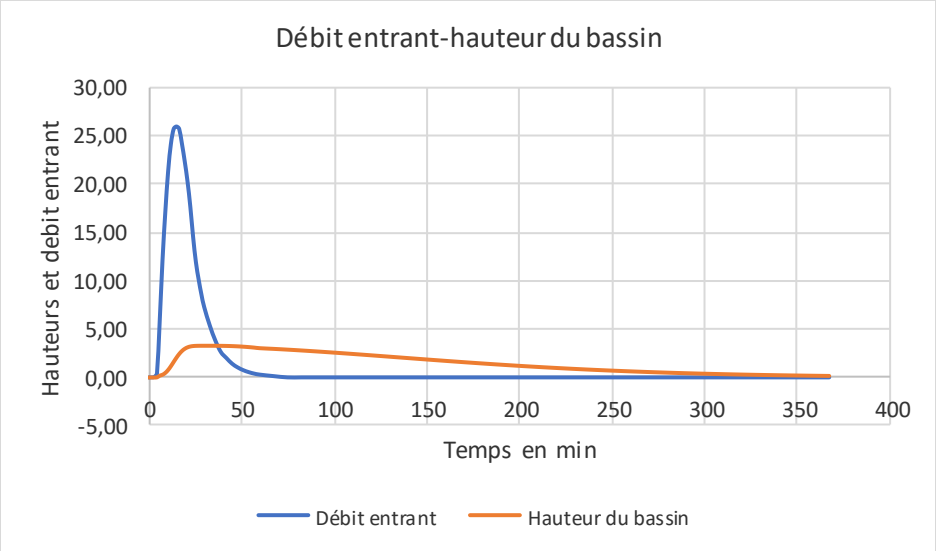


Figure 38: hauteur d'eau dans le bassin- débits entrant

III.2.2. Rivière Nyabagere

Tableau 20:Résultants des débits entrants et sortant dans le bassin d'écrêtement se trouvant sur la rivière Nyabagere ainsi que la variation du stock.

Temps (min)	Qei	Qe,i+1	Qe,i+Qe,i+1	2Si/Δt-Qs,i	2Si/Δt+Qe,i	Qs,i	h
0	0	3E-04	3E-04	0	0	0	0
4,10	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
8,20	0,01	0,05	0,06	-0,01	0,01	0,01	0,00
12,30	0,05	0,52	0,58	-0,05	0,05	0,05	0,00
16,40	0,52	8,23	8,75	-0,52	0,52	0,52	0,00
20,50	8,23	14,87	23,10	1,58	8,23	3,32	0,12
24,60	14,87	22,48	37,35	16,45	24,68	4,11	0,19
28,70	22,48	29,73	52,21	42,88	53,80	5,46	0,33
32,80	29,73	35,67	65,40	80,57	95,08	7,26	0,58
36,90	35,67	39,49	75,17	127,42	145,98	9,28	0,95
41,00	39,49	39,10	78,59	180,01	202,59	11,29	1,41
45,10	39,10	36,73	75,83	232,56	258,60	13,02	1,88
49,20	36,73	33,96	70,69	279,69	308,39	14,35	2,28
53,30	33,96	30,80	64,77	319,75	350,38	15,32	2,60
57,40	30,80	26,86	57,66	352,51	384,51	16,00	2,84
61,50	26,86	22,12	48,97	377,27	410,17	16,45	3,00
65,60	22,12	18,17	40,28	392,82	426,24	16,71	3,09
69,70	18,17	15,40	33,57	399,48	433,10	16,81	3,13
73,80	15,40	13,03	28,43	399,42	433,05	16,81	3,13
77,90	13,03	11,06	24,09	394,39	427,86	16,73	3,10
82,00	11,06	8,17	19,23	385,31	418,48	16,59	3,05
90,20	8,17	5,81	13,98	371,82	404,54	16,36	2,97
98,40	5,81	3,99	9,79	353,75	385,80	16,02	2,85
106,60	3,99	3,04	7,03	332,36	363,55	15,59	2,69
114,80	3,04	2,17	5,21	309,24	339,39	15,08	2,52
123,00	2,17	1,58	3,75	285,45	314,45	14,50	2,33
131,20	1,58	1,15	2,72	261,48	289,20	13,86	2,13
139,40	1,15	0,83	1,97	237,85	264,21	13,18	1,93
147,60	0,83	0,59	1,42	214,89	239,82	12,47	1,72
155,80	0,59	0,43	1,03	192,84	216,31	11,73	1,53
164,00	0,43	0,20	0,63	171,88	193,87	10,99	1,34
184,50	0,20	0,00	0,20	152,01	172,51	10,25	1,16
205,00	0,00	0,00	0,00	133,18	152,21	9,51	1,00
225,50	0,00	0,00	0,00	115,60	133,18	8,79	0,86

246,00	0,00	0,00	0,00	99,41	115,60	8,10	0,73
266,50	0,00	0,00	0,00	84,54	99,41	7,44	0,61
287,00	0,00	0,00	0,00	70,92	84,54	6,81	0,51
307,50	0,00	0,00	0,00	58,48	70,92	6,22	0,43
328,00	0,00	0,00	0,00	47,13	58,48	5,67	0,36
348,50	0,00	0,00	0,00	36,81	47,13	5,16	0,30
369,00	0,00	0,00	0,00	27,44	36,81	4,68	0,24
389,50	0,00	0,00	0,00	18,95	27,44	4,25	0,20
410,00	0,00	0,00	0,00	11,27	18,95	3,84	0,16
430,50	0,00	0,00	0,00	4,33	11,27	3,47	0,13

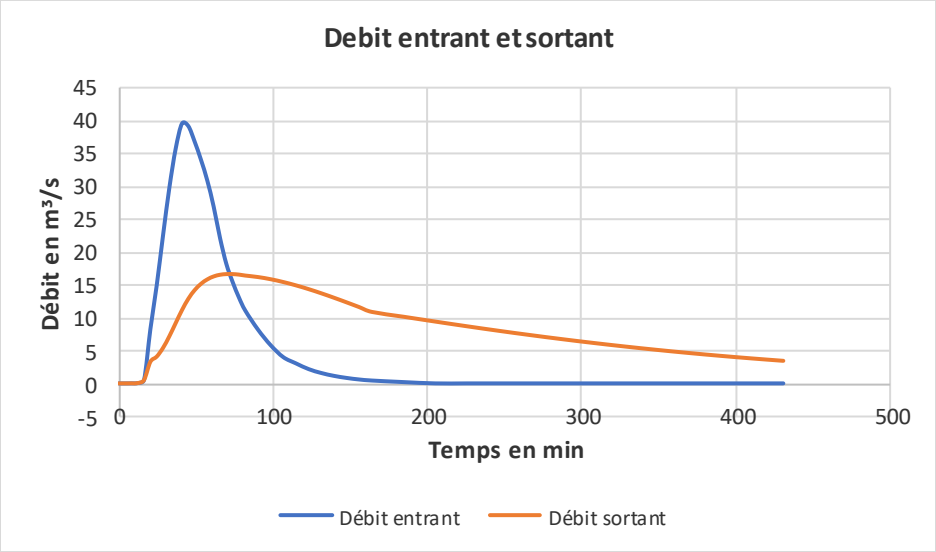


Figure 39 : **Diagramme des débits entrant et sortant dans un bassin de rétention**

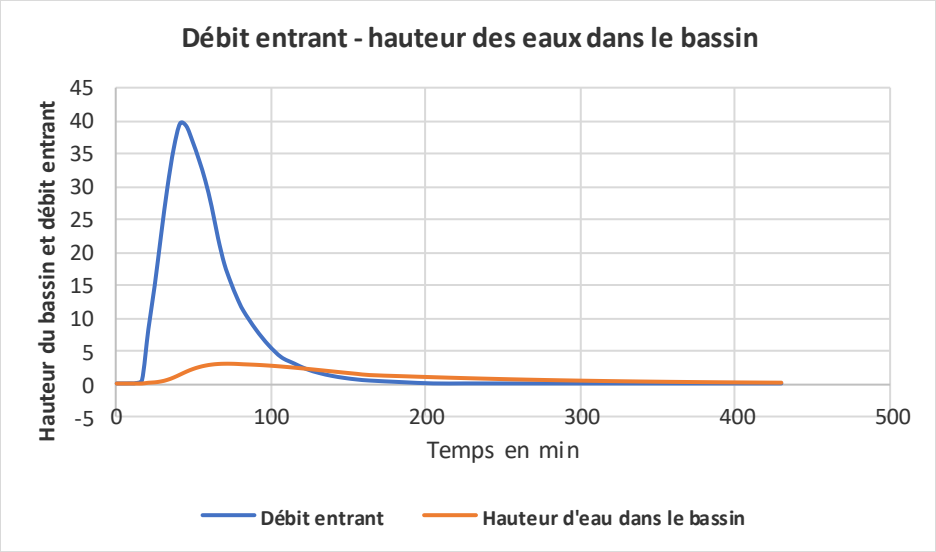


Figure 40 : Hauteur d'eau dans le bassin – débit entrant

III.2.3. Rivière Kidumbugwe

Tableau 21:Résultants des débits entrants et sortant dans le bassin d'écrêtement se trouvant sur la rivière Kidumbugwe ainsi que la variation du stock.

Temps (min)	Qe,i	Qe,i+1	Qe,i+Qe,i+1	2Si/Δt-Qs,i	2Si/Δt+Qe,i	Qs,i	h
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,12	0,00	0,04	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
6,24	0,04	0,25	0,30	-0,04	0,04	0,04	0,00
9,36	0,25	1,85	2,10	-0,25	0,25	0,25	0,00
12,48	1,85	9,95	11,79	-1,85	1,85	1,85	0,03
15,6	9,95	16,67	26,61	1,69	9,95	4,13	0,17
18,72	16,67	23,87	40,54	18,08	28,31	5,11	0,26
21,84	23,87	30,35	54,22	45,30	58,62	6,66	0,44
24,96	30,35	35,37	65,71	82,30	99,52	8,61	0,74
28,08	35,37	38,32	73,68	126,62	148,01	10,70	1,14
31,2	38,32	37,93	76,25	174,92	200,30	12,69	1,60
34,32	37,93	35,64	73,57	222,44	251,17	14,37	2,05
37,44	35,64	32,95	68,59	264,76	296,01	15,63	2,43
40,56	32,95	29,89	62,84	300,30	333,34	16,52	2,72
43,68	29,89	26,06	55,94	328,86	363,14	17,14	2,92
46,8	26,06	21,46	47,51	349,73	384,80	17,53	3,06
49,92	21,46	17,63	39,08	361,78	397,25	17,74	3,13
53,04	17,63	14,94	32,57	365,27	400,86	17,79	3,15

56,16	14,94	12,64	27,59	362,35	397,84	17,75	3,14
59,28	12,64	10,73	23,37	354,70	389,94	17,62	3,09
62,4	10,73	7,93	18,66	343,24	378,08	17,42	3,02
68,64	7,93	5,63	13,56	327,67	361,90	17,12	2,92
74,88	5,63	3,87	9,50	307,84	341,24	16,70	2,78
81,12	3,87	2,95	6,82	285,03	317,35	16,16	2,60
87,36	2,95	2,11	5,06	260,81	291,85	15,52	2,40
93,6	2,11	1,53	3,64	236,27	265,87	14,80	2,18
99,84	1,53	1,11	2,64	211,88	239,91	14,02	1,96
106,08	1,11	0,80	1,92	188,15	214,52	13,18	1,73
112,32	0,80	0,57	1,38	165,42	190,07	12,32	1,51
118,56	0,57	0,42	1,00	143,91	166,80	11,45	1,30
124,8	0,42	0,19	0,61	123,76	144,90	10,57	1,11
140,4	0,19	0,00	0,19	104,95	124,37	9,71	0,94
156	0,00	0,00	0,00	87,42	105,15	8,86	0,78
171,6	0,00	0,00	0,00	71,32	87,42	8,05	0,65
187,2	0,00	0,00	0,00	56,75	71,32	7,28	0,53
202,8	0,00	0,00	0,00	43,62	56,75	6,57	0,43
218,4	0,00	0,00	0,00	31,81	43,62	5,91	0,35
234	0,00	0,00	0,00	21,22	31,81	5,29	0,28
249,6	0,00	0,00	0,00	11,75	21,22	4,73	0,22
265,2	0,00	0,00	0,00	3,30	11,75	4,22	0,18

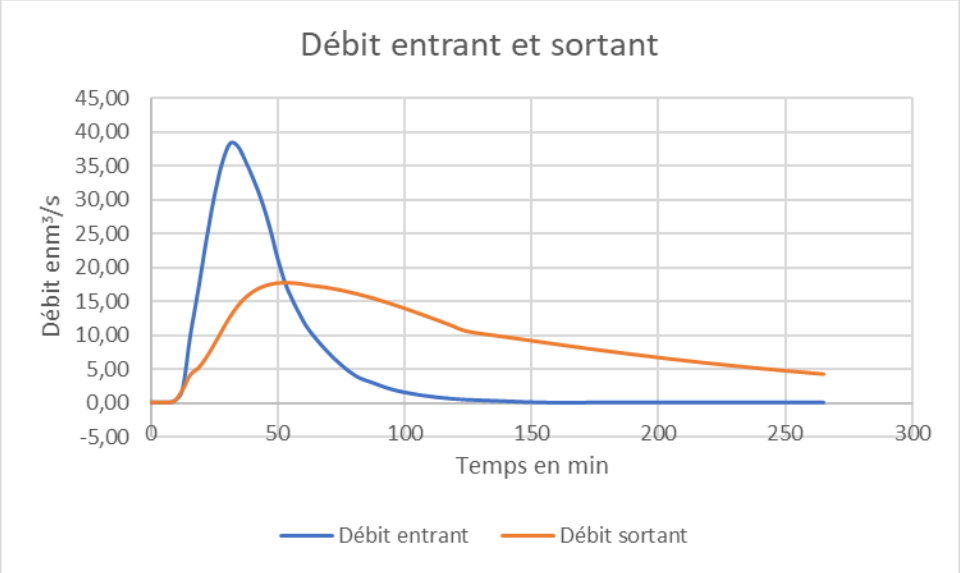


Figure 41 : **Diagramme des débits entrant et sortant dans un bassin de rétention**

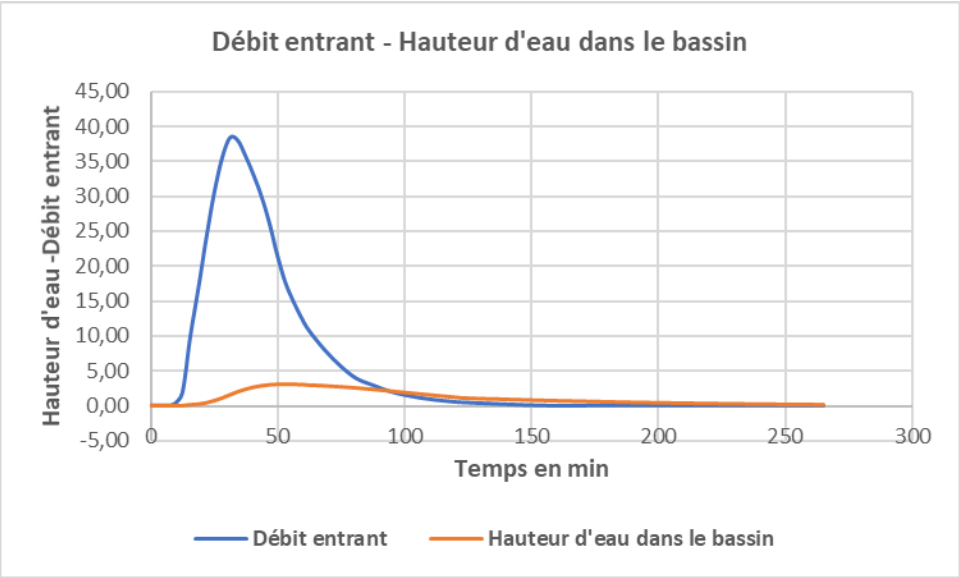


Figure 42 : Hauteur d'eau dans le bassin – débit entrant

Durée de vidange des bassins d'écrêtement

Les temps de vidange ont été trouvé dans le tableau de calcul pour le laminage.

Tableau 22:Temps de vidange des bassins d'écrêtement

RIVIERES	Temps de vidange en min	
Nyabagere	431	
Kidumbugwe	265	
Cari	367	

III.3. Dimensionnement des canaux ou des ouvrages de transit

Après avoir terminé a dimensionner les bassins d'écrêtements, des ouvrages de transit d'eau après laminage ont été calculés également se basant sur les débits de pointes remarqués à la sortie des bassins.

Le dimensionnement de ces canaux suis la méthode de calcul de Manning Slickler souvent utilisé en étude hydraulique et les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau qui suit.

Tableau 23: Dimensions des canaux à la sortie des bassins d'écrêtements

Bassin versant	B (m)	H(m)	S(m²)	X(m)	R(m)	n	K	N (%)	V (m/s)	Q (m³/sec)
Kidumbugwe	3,7	2	7,4	7,7	0,96	0,02	25,00	0,01	2,43	18,02
Nyabagere	2,8	2	5,6	6,8	0,82	0,02	25,00	0,02	3,11	17,40
cari	1,9	1,5	2,85	4,9	0,58	0,02	25,00	0,02	2,46	7,02

Les schémas qui suivent représentent les coupes des canaux calculés dans le tableau précèdent prise à la sortie des bassins d'écrêtements.

- Riviere Cari

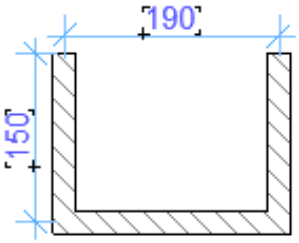


Figure43: Coupe transversale pour la rivière Cari

- **Riviere Kidumbugwe**

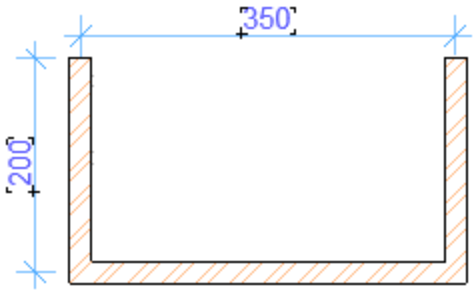


Figure44: Coupe transversale pour la rivière Kidumbugwe

NB : Les dimensions se trouvant sur les coupes sont toutes exprimées en centimètre.

Pour la Riviere Nyabagere, les dimensions restent les mêmes qui existaient car ces dernières sont capables à évacuer les débits laminés.

Les dimensions des bassins d'écrêtement calculées se trouvent dans ce tableau qui suit

Tableau 24:Dimensions des bassins d'écrêtement pour chaque rivière

	Bassin d'écrêtements			
Bassin	Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Section des orifices (m²)
Nyabagere	80	50	3.5	2.00
KIDUMBUGWE	100	100	3.5	2.00
CARI	80	50	3.5	0.75

Les dimensions longitudinales et transversales des bassins de rétention ont été choisies arbitrairement mais les profondeurs sont trouvées en fonction du rapport débit entrant – débit sortant calculés dans les tableaux de dimensionnement.

Le système de vidange se fait au moyen des orifices de fond et ces dernières ont été choisies en tenant compte du débit sortant voulu pour laminer et atténuer les débits entrants

Les schémas ci bas mentionnés représentent les vues en plans des trois bassins d'écrêtement proposés comme résultants de calcul et pour chaque Rivière faisant partie dans l'étude.

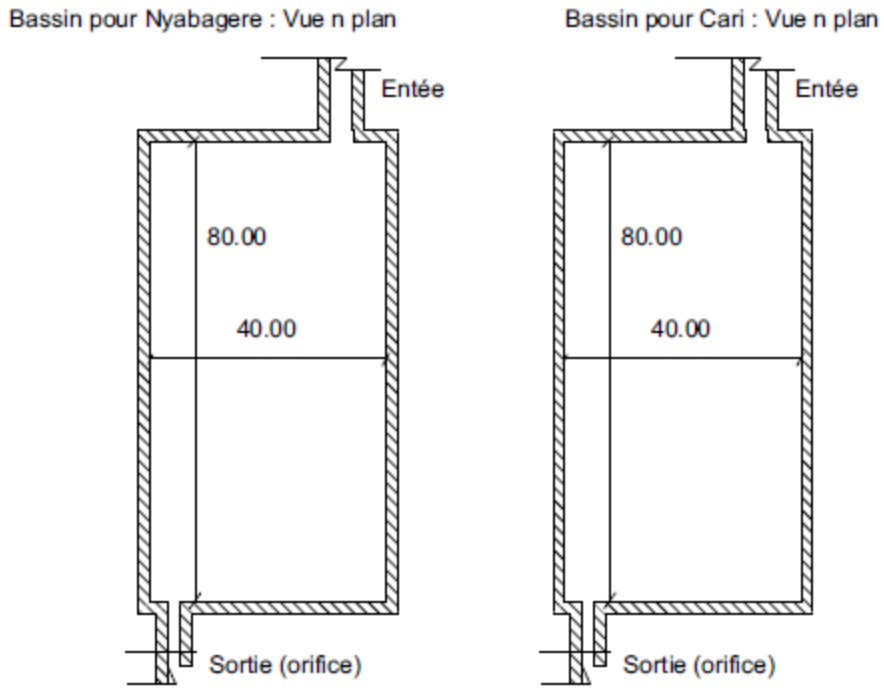


Figure45: Vue en plan des bassins de retention pour Kindumbugwe et Nyabagere

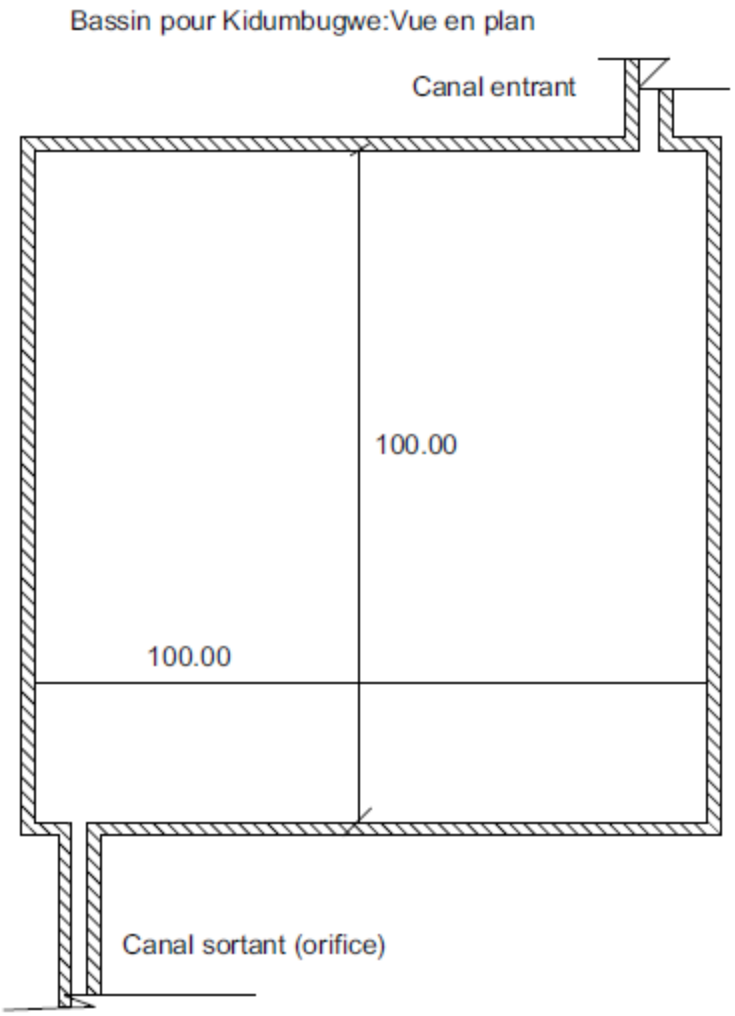


Figure46: Vue en plan du Bassin de rétention pour Kidumbugwe

La carte suivante permet de localiser l'implantation spatiale de ces ouvrages.

La carte suivante permet de localiser l'endroit d'implantation des ouvrages

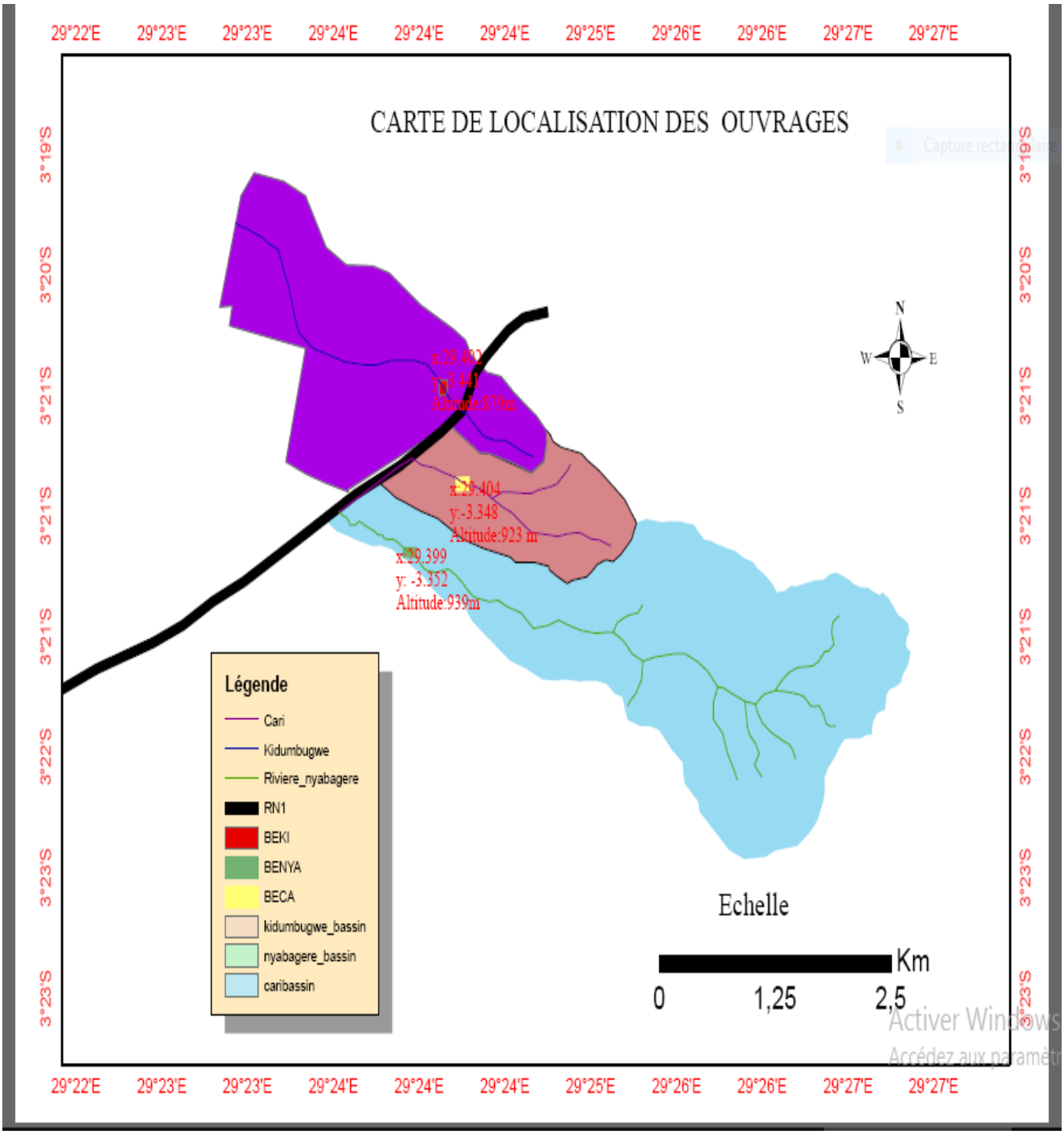


Figure47: Carte de localisation des bassins d'écrêtement

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMENDATIONS

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal dudit travail est d'améliorer le système d'assainissement existant dans les quartiers Mirango II et Carama I souvent inondées par les eaux pluviales des bassins versant des rivières Cari, Kidumbugwe et Nyabagere débordant ledit système existant par l'utilisation des nouvelles techniques de gestion des eaux pluviales dites « méthodes alternatives ».

Les sources d'inondations dans ce quartier sont issues des écoulements pluviaux venant des montagnes surplombantes transitées par les 3 Rivières dont Cari, Kidumbugwe et Nyabagere en provenance des deux bassins versants différentes : Kidumbugwe et Nyabagere.

Après la revue de la littérature, j'ai pu dégager les données contenant toutes les techniques et méthodes facilitant la mise en pratique des concepts de la gestion des eaux pluviales.

Les données du travail ont comme source les différents services appropriés ainsi que des visites et diagnostics directement réalisés sur terrain.

En effet, la constatation des inondations dans Carama1 et ses environs (quartier Mirango 2) n'est pas une supposition mais une pure réalité ; la rivière Cari déborde la RN1 inondant souvent le quartier Mirango 2 de la zone Kamenge et par après toutes ces eaux ruissellent rencontrant la rivière Kidumbugwe dans Carama 1 provoquant alors d'énormes inondations à partir de la 15 ème avenue du quartier Mirango 2.

En amont de la RN1, la Rivière Cari a provoqué des ravinements importants tout le long de la Rivière depuis sa source sur la crête dans la zone Isale de la province Bujumbura.

La Rivière Nyabagere et Kidumbugwe présentent les mêmes caractéristiques que Cari transitant des débits énormes dont l'aménagement actuel se retrouve dans une incapacité de gestion pour ces eaux.

Les causes qui permettent la présence de ces volumes d'eau pluviales sont essentiellement la couverture du sol en amont de la ville moins abondante, ainsi qu'une très grande pente qui caractérise la zone.

Une augmentation des surfaces imperméables par des habitations nouvellement installées dans les quartiers Winterekwa et ses environs ont provoqué un énorme coefficient de ruissellement au contraire minimisant l'infiltration dans le sol.

L'étude en place a été faite en se basant sur des évènements pluviométriques critique remarqués dans cette même année, où ces rivières ont provoqué d'énormes dégâts rendant la route RN1 presque impraticable, les quartiers Mirango et Carama 1 complètement inondés.

Par des techniques et méthodes différentes de calcul, nous avons essayé de caractériser le comportement hydrologique de chaque Rivière et nous avons constaté que ces rivières sont des dangers majeurs à la population urbaine si des mesures particulières ne sont pas prise en compte.

Par des études hydrologiques et hydrauliques approfondies, j'ai essayé de comparer les dimensions des ouvrages de transit des eaux existantes face aux évènements pluvieux rigoureux observé ces dernières années.

Par conséquent, nous avons trouvé que les dimensions des caniveaux de transit existant ne correspondent pas avec les débits et volumes des eaux nouvellement calculées.

En procédant par le dimensionnement des canaux de transit direct de ces eaux, nous avons trouvé qu'il ya la présence des vitesses d'écoulements accentueux tendant à détruire même les ouvrages de canalisation.

Considérant également que ces quartiers sont déjà habités il ya longtemps, et que l'espace d'élargissement des canaux est insuffisant, raison par laquelle j'ai proposé d'utiliser une méthode de laminage et ou d'atténuation des eaux par propositions des 3 bassins d'écrêtement.

Ces dernières ont pour intérêt de laminer les débits importants remarqués par calcul ainsi que l'atténuation des vitesses y relatives.

Après différentes vérifications du comportement hydrologique et hydraulique, l'exécution des travaux suivant est prioritaire :

1. Un bassin d'écrêtement est proposé à chacune des 3 rivières après avoir mené des études géotechniques exactes
2. L'agrandissement des chenaux pour Cari et kidumbugwe est exigé selon les débits et dimensionnement prévus

3. Des ouvrages de dissipations d'énergies sont proposés à chaque entré du bassin d'écrêtement
4. La canalisation des eaux par constructions des canaux ne sont pas exigé en amont des bassins sauf pour Kidumbugwe à partir du pont jusqu'à l'entrée du bassin
5. Des canalisations par construction en maçonnerie de moellons sont permises en aval des bassins d'écrêtement
6. Suite à des vitesses observées dans ces zones amont, la construction des canaux se réalisent par proposition des gradins afin de diminuer la pente et par la suite de casser les vitesses des eaux.
7. La construction des voix d'accès à chaque bassin est indispensable pour faciliter l'entretien de l'ouvrage
8. La construction des ouvrages est proposée semis enterrée suivant l'emplacement de ces derniers
9. Le curage des bassins doit être faite suivant un intervalle régulier (à fixer après une étude hydro sédimentaire)
10. La plantation des arbres résistant à l'érosion (bambou par exemple) le long des rivières sur les parois non maçonnées
11. Le traçage des rigoles anti érosifs sur les montagnes surplombant la ville est prevuz après une étude détaillée d'infiltrabilité des sols
12. De garder et enterrer les eaux aux seins des parcelles pour les habitats de Winterekwa et ses environs

RECOMMENDATIONS

Une recommandation est particulièrement adressée à l'Etat et aux collectivités urbaines et semi urbaine à veiller sur les ouvrages de transit, car nous remarquons dans les quartiers la bouchure des canaux par des déchets jetés réduisant la capacité de transit et provoquant le débordement par la suite.

Il est également recommandé aux services de gestions urbains de bien suivre les normes d'occupation du sol comme prévu dans le plan de développement urbain

L'Etat doit également réaliser une étude mettant en place un plan urbain de gestion des eaux depuis la source jusqu' aux différents exutoires tout en privilégiant l'infiltrabilité de ces dernières.

Recommandons encore à l'Université du Burundi en Particulier et à l'Etat en général, de prévoir financer les travaux de fins d'études menés par les étudiants de mastère afin de limiter certains obstacles à leurs recherches car les sujets que nous traitons ne sont pas pour l'étudiant ou l'Université seule mais le plus souvent pour l'intérêt public et le développement de la Nation.

BIBLIOGRAPHIE

1. ABUTIP.(Octobre 2018), « Mission d'appuis dans définition des actions à mener à court terme pour atténuer les inondations et le problème de charriage des matériaux solides (Rochers, Moellons, Graviers et Sables) en vue d'éviter la destruction de la canalisation de la Rivière Gasenyi en aval de la Route nationale « RN1 » pendant la prochaine saison des pluies »,ERCA,Rohero1.
2. Alain Morel A L'HUISSIER. (1996) « L'assainissement des eaux pluvial subsaharien », Ecole National des ponts et chaussées, Naisy-le-Sedex France.
3. André Musy. (1998), « Hydrologie appliquée) »,Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne-Suisse.
4. BETSIGUI BECKAO Michel. (Juin 2007), « Assainissement pluviale utilitaire de la ville de Dori : Prise en compte des techniques alternatives, des usages de l'eau et des potentialités écologique des mares existantes dans la gestion des eaux pluviales », Institut International d'ingénierie de l'eau et de l'environnement, Dori
5. Christophe Le Jallé. (Décembre 2013), « La gestion des eaux pluviales (GEP) en milieu urbain dans les pays en développement », PS eau.
6. COMETE. (Décembre 2015). « Etudes techniques des travaux de canalisation des rivières Nyabagere, Kinyankonge et Gasenyi », ABUTIP, Bujumbura.
7. CIRA S A. (Novembre 2014), « Collecte et évacuation des eaux pluviales de la ville de Bujumbura : Identification d'un programme prioritaire et DAO d'une tranche d'urgence » , PTPGU, Bujumbura.
8. Daniel Sighomnou. (January 1988), « Recherche d'un modèle de pluie de projet adapté au précipitation de la zone tropicale africaine : Cas d'Adiopodoumé- Abidjan (Côte d'Ivoire) » , hydrol, continent, Abidjan
9. Blandine Ginest. (01/9/2020) , « études techniques eaux pluviales : Bassin de rétention réseaux pluviales », Saint- Martial de MIRAMBEAU, la Bétonnière.
10. Didier Courbet. (2017), « Comment rédiger un projet de recherche (Thèse de Doctorat, Mémoire de Master, etc. », Institut de recherche en science d'information et de communication, Aix-Marseille.

11. Eleni CHOULI. (11 juillet 2006), « La gestion des eaux pluviales urbaine en Europe : Analyse des conditions de développement des techniques alternatives », Ecole Nationale des ponts et chaussées, Iles de France.
12. GHAMMIT Allal, DJENDLI MOHAMED. (Juillet 2018), « Modélisation et simulation d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales : Cas du parc Industriel de Ain El Berda W. ANNABA », Université BADJI MOKHTAR-ANNABA, Algérie.
13. Gouvernement de Québec. (2017), « Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales », Ministère de développement durable, de l'Environnement et de lutte contre le changement climatique, Québec.
14. Mireille Jourget. (Mars 2004), « Guide méthodique pour la gestion des eaux pluviales dans les travaux d'aménagement », DDTM, Mompelier.
15. Japonaise International Agency (JICA). (Mars 2014), « Projet d'assainissement des eaux usées , des eaux pluviales et des déchets solides de la ville de Coalack en République du Sénégal » , Agence national pour la propreté du Sénégal.
16. Sihan MOGHRAN. (2016), « Etude comparative sur les techniques de laminage des crues : Application sur trois barrages Algériens » , Ecole Nationale Supérieure d'hydraulique-ARBA OUI Abdellah-.
17. Sympas. (Juin 2016), « Gestion des eaux pluviales : Guide pour la mise en œuvre des techniques alternatives »
18. WONDIMU ABEJE. (15 décembre 2000), « La gestion durable des eaux pluviales urbaines par la gestion de l'espace et la subsidiarité : Le cas d'Addis-Abeba », Institut National des sciences appliquées de Lion, Lion.