

Faculté des bioingénieurs

Détermination de la courbe de tarage et essai de modélisation hydrologique de la rivière Antsahovy à Madagascar

Auteur :	Robin Castermans
Promoteur(s) :	Prof. Charles Bielders(UCLouvain/ELI)
Co-Promoteur :	Zoninra Ramahaimandimby(CURSA)
Lecteur(s) :	Prof. Marnik Vanclooster(UCLouvain/ELI) Prof. Sandra Soares Frazao(UCLouvain/EPL)

Année académique 2019-2020

Bioingénieur : Sciences et technologies de l'environnement

Remerciements

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de cette mission de terrain à Madagascar et qui m'ont aidé lors de la rédaction de ce mémoire.

Je souhaite avant tout remercier mon promoteur, le professeur Charles Biolders, pour m'avoir donné l'occasion de réaliser cette mission de terrain à Madagascar qui fut enrichissante tant sur le plan professionnel que humain. De plus, ses conseils avisés, ses corrections et sa grande disponibilité m'ont grandement aidé et ont rendu possible l'aboutissement de ce mémoire.

Ensuite, je tiens à remercier chaleureusement mon co-promoteur, le doctorant Zoninra Ramahaimandimby. Son aide pour la prise de mesure et ses conseils m'ont été très précieux. De plus, je remercie Benoît Tondeur, les doctorants Aristide Benitsiafantoka et Hélène Voahanginirina ainsi que toute l'équipe du CURSA pour leur accompagnement, leur gentillesse et pour m'avoir fait découvrir les richesses de leur pays.

Merci également aux professeurs Marnik Vanclooster et François Jonard pour le temps consacré et leurs remarques pertinentes.

Enfin, je tiens à remercier sincèrement ma famille et mes amis pour leurs conseils et leur soutien dans tous ces moments qui n'ont pas toujours été faciles.

TABLE DES MATIERES

I. Introduction.....	1
II. Rappel de notions théoriques	3
1. Définitions.....	3
2. Caractérisation des débits	3
2.1. La méthode volumétrique	4
2.2. La méthode « vitesse x section »	4
2.3. Jaugeage par dilution	12
2.4. Méthode de « Slope - Area »	16
3. Limnimétrie.....	17
3.1. Stations de jaugeage du niveau d'eau	17
4. Etablissement d'une courbe de tarage.....	18
4.1. Généralités	18
III. Contexte de l'étude	20
1. Madagascar.....	20
2. Région SAVA	21
2.1. Climat	21
2.2. Relief et géologie	22
2.3. Hydrographie	22
3. Bassin d'Ankavia	23
4. Zone d'étude : bassin d'Antsahovy.....	24
IV. Matériel et méthodes	25
1. Méthodologie générale	25
2. Analyse des précipitations.....	25
2.1. Données de terrain	25
2.2. Données satellites	28
2.3. Comparaison et validation des données.....	30
3. Données de terrain	31
3.1. Choix du site de mesure.....	32
3.2. Mesure des hauteurs d'eau	33

3.3. Mesure des débits.....	33
4. Modélisation hydraulique.....	41
4.1. Méthode de « Slope-Area »	41
4.2. HEC-RAS	42
5. Modélisation hydrologique	44
5.1. HEC-HMS	44
V. Résultats et discussion	48
1. Analyse des précipitations.....	48
1.1. Pluviomètres	48
1.2. Comparaisons des données de terrain et des données satellites	53
2. Analyses des mesures de terrain	59
2.1. Géométrie de la section de mesure.....	59
2.2. Limnimétrie	60
2.3. Mesures de débits.....	61
3. Modélisation hydraulique.....	66
3.1. Méthode « Slope-Area »	66
3.2. HEC-RAS	68
4. Modélisation hydrologique	69
4.1. HEC-HMS	69
5. Discussion générale	76
5.1. Analyse des précipitations	76
5.2. Construction de la courbe de tarage	76
5.3. Analyse de la modélisation hydrologique sur HEC-HMS	78
VI. Conclusion	79
VII. Bibliographie	82
VIII. Annexes.....	86
Annexe 1 : Ajustement de la valeur des facteurs affectant la rugosité de la section	86
• Valeurs de nb	86
• Valeurs de n1, n2, n3, n4 et m du lit mineur	87
• Valeurs de n1, n2, n3, n4 et m du lit majeur	88
Annexe 2 : Grille de corrélation entre pluviomètres.....	89

Annexe 3 : Matrice des distances entre les pluviomètres	90
Annexe 4 : Analyses comparatives des données mesurées par les pluviomètres du bassin d'Ankavia avec les données satellites GPM.....	91
Annexe 5 : Récapitulatif des débits mesurés sur le terrain à l'aide du courantomètre électromagnétique et hauteurs d'eau associées	94
Annexe 6 : Tableau des variables et débits calculés via la méthode « Slope Area »	95

Liste des figures

FIGURE 1 : EXEMPLE DE DISTRIBUTION DE VITESSE AU SEIN D'UNE SECTION EN TRAVERS (BOITEN, 2005)	4
FIGURE 2 : VU DU DESSUS SCHÉMATIQUE DE L'INSTALLATION D'UN SYSTÈME CONSTITUÉ DE DEUX SONDES ULTRASONIQUES AU SEIN D'UN ÉCOULEMENT (OBHI, 2007).	7
FIGURE 3 : SCHÉMA DE LA MÉTHODE DE MESURE DE L'AIRE D'UNE SECTION TRANSVERSALE PAR INCRÉMENTATION. 1,2,3,...,N SONT LES POINTS D'OBSERVATION. B1,B2,B3,...,BN SONT LES INTERVALLES DU TRANSECT ENTRE LES POINTS D'OBSERVATIONS. D1,D2,D3,...,DN SONT LES VERTICALES DE MESURE DES HAUTEURS D'EAU (HAUER AND LAMBERTI, 2006).	8
FIGURE 4 : SCHÉMA TRANSVERSAL REPRÉSENTANT LA MÉTHODE DE DÉBIT PAR ADCP MONTÉ SUR UN BATEAU LE LONG DE LA SECTION DU COURS D'EAU (BOITEN, 2005).	12
FIGURE 5 : TECHNIQUE DE JAUGEAGE PAR DILUTION (CAS D'UNE INJECTION INSTANTANÉE)(DINGMAN, 2015).	15
FIGURE 6 : EXEMPLE DE COURBE DE TARAGE PASSANT AU MIEUX PAR LES DIFFÉRENTES RELATIONS HAUTEUR-DÉBIT MESURÉES AU SEIN D'UNE SECTION SPÉCIFIQUE (HAUET, 2009).	19
FIGURE 7 : IMAGE SATELLITE DE L'ÎLE DE MADAGASCAR (À GAUCHE) ET LOCALISATION DE LA RÉGION SAVA (À DROITE)	21
FIGURE 8 : IMAGE SATELLITE DE LA RÉGION SAVA (À GAUCHE) ET LOCALISATION DU BASSIN D'ANKAVIA (À DROITE)	23
FIGURE 9 : CARTOGRAPHIE DU BASSIN D'ANKAVIA ET DES SOUS-BASSINS QUI LE COMPOSENT.	23
FIGURE 10 : HYDROGRAPHIE ET RÉSEAU DE PLUVIOMÈTRES DU BASSIN VERSANT D'ANKAVIA	26
FIGURE 11 : RÉSEAU DE PLUVIOMÈTRES ET DISPOSITION DES POLYGOUES DE THIESSEN AU SEIN DU BASSIN VERSANT D'ANKAVIA	28
FIGURE 12 : MAILLAGE SATELLITE (0.1° = 11KM) ET RÉSEAU SATELLITE AU SEIN DU BASSIN VERSANT D'ANKAVIA	30
FIGURE 13 : IMAGE SATELLITE DU SOUS-BASSIN D'ANTSABOVY AVEC ZOOM SUR LE VILLAGE D'AMBARABAH. REPRÉSENTATION DU RÉSEAU HYDROLOGIQUE, DES DEUX PLUVIOMÈTRES SITUÉS AU SEIN DU SOUS-BASSIN ET DE LA STATION HYDROMÉTRIQUE (SECTION DE RÉFÉRENCE POUR LA PRISE DE MESURE)	31
FIGURE 14 : LOCALISATION DE LA SECTION DE RÉFÉRENCE ET DU LIMNIMÈTRE AU SEIN DE LA RIVIÈRE D'ANTSABOVY.	32
FIGURE 15 : LIMNIMÈTRE INSTALLÉ AU NIVEAU DE LA SECTION DE RÉFÉRENCE.	33
FIGURE 16 : REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DU PRINCIPE DE LA MÉTHODE DES FLOTTEURS	34
FIGURE 17 : SONDE DU COURANTOMÈTRE ÉLECTROMAGNÉTIQUE (À GAUCHE) ET APPAREIL D'AFFICHAGE DES RÉSULTATS (À DROITE)	35
FIGURE 18 : REPRÉSENTATION DE LA SECTION EN TRAVERS AVEC INTERVALLES ET MÉTHODES DE MESURE DES VITESSES PONCTUELLES D'ÉCOULEMENT (1 OU 2 POINTS) AU COURANTOMÈTRE ÉLECTROMAGNÉTIQUE.	36
FIGURE 19 : PHOTOGRAPHIE DE LA SECTION DE RÉFÉRENCE LORS D'UN JAUGEAGE AU COURANTOMÈTRE ÉLECTROMAGNÉTIQUE	36
FIGURE 20 : NUAGE DE FLUORESCÉINE APRÈS INJECTION DANS LA RIVIÈRE ANTSABOVY EN AMONT DE LA SECTION DE MESURE	37
FIGURE 21 : REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DU JAUGEAGE PAR DILUTION AU SEIN DE LA RIVIÈRE ANTSABOVY	38
FIGURE 22 : PHOTOGRAPHIE D'UNE ZONE DE TURBULENCE DANS LE TRONÇON DE MÉLANGE SÉLECTIONNÉ	38
FIGURE 23 : (AU-DESSUS) POSITIONS DES 4 MARQUEURS SUR LES BERGES DE LA SECTION DE MESURE. (EN DESSOUS) REPRÉSENTATION EN 3D DES MESURES D'UNE SECTION IRRÉGULIÈRE NECESSAIRES À LA MESURE DU DÉBIT À L'AIDE DE L'APPLICATION DISCHARGE (DISCHAGE MANUAL, 2017)	40
FIGURE 24 : CAPTURE D'ÉCRAN DE L'APPLICATION DISCHARGE SUR SMARTPHONE	40
FIGURE 25 : GÉOMÉTRIE DE LA SECTION EN TRAVERS DE RÉFÉRENCE SUR LE LOGICIEL HEC-RAS	43
FIGURE 26 : REPRÉSENTATION DU TRONÇON DE RIVIÈRE MODÉLISÉ SUR HEC-RAS. LA SECTION 10 EST LA SECTION JAUGÉE.	43
FIGURE 27 : REPRÉSENTATION DU SOUS-BASSIN VERSANT D'ANTSABOVY ET DES ÉLÉMENTS HYDROLOGIQUES QUI LE COMPOSENT SUR HEC-HMS	44
FIGURE 28 : CARTE DES GROUPES HYDROLOGIQUES DES SOLS AU SEIN DU SOUS-BASSIN VERSANT D'ANTSABOVY (ROSS ET AL., 2018).	46
FIGURE 29 : CARTE DE L'OCCUPATION DES SOLS AU SEIN DU SOUS-BASSIN VERSANT D'ANTSABOVY (EUROPEAN SPACE AGENCY, 2015).	46
FIGURE 30 : RELATION ENTRE LES COEFFICIENTS DE CORRÉLATIONS DES PLUVIOMÈTRES PRIS DEUX À DEUX ET LES DISTANCES INTER-PLUVIOMÉTRIQUES.	48
FIGURE 31 : RÉSEAU DE PLUVIOMÈTRES AU SEIN DU BASSIN D'ANKAVIA ET GRADIENT PLUVIOMÉTRIQUE NORD-EST → SUD-OUEST.	49
FIGURE 32 : RELATION ENTRE LES CUMULS DE PLUIES DES PLUVIOMÈTRES ET LEURS DISTANCES PAR RAPPORT À LA CÔTE.	50
FIGURE 33 : RÉSEAU DE PLUVIOMÈTRE AU SEIN DU BASSIN D'ANKAVIA ET REPRÉSENTATION DES ALTITUDES.	51

FIGURE 34 : RELATION ENTRE LES CUMULS DE PLUIES DES PLUVIOMÈTRES ET LEUR ALTITUDE. _____	52
FIGURE 35 : SÉRIES TEMPORELLE DES PLUIES DANS LE BASSIN D'ANKAVIA MESURÉES PAR LE RÉSEAU DE PLUVIOMÈTRE ET EXTRAPOLÉ AVEC LA MÉTHODE DE THIESSEN _____	52
FIGURE 36 : SÉRIE TEMPORELLE DES PLUIES DANS LE SOUS-BASSIN D'ANTSABOVY MESURÉES PAR LE RÉSEAU DE PLUVIOMÈTRE ET EXTRAPOLÉ AVEC LA MÉTHODE DE THIESSEN _____	53
FIGURE 37 : ANALYSES COMPARATIVES DES DONNÉES MESURÉES PAR LES PLUVIOMÈTRES D'AMBARABAHA ET D'ANTSABOVY AVEC LES DONNÉES SATELLITES FLDAS ET GPM _____	54
FIGURE 38 : REPRÉSENTATION DES POLYGONES DE THIESSEN ET DES DIFFÉRENTS PLUVIOMÈTRES INCLUS DANS LES MAILLES (ABCDEFGH) _____	55
FIGURE 39 : SÉRIES TEMPORELLES DES PLUIES SPATIALISÉES PAR LA MÉTHODE DE THIESSEN ET DES PLUIES GPM DANS LE SOUS-BASSIN D'ANTSABOVY _____	57
FIGURE 40 : ANALYSE COMPARATIVE DES PLUIES MESURÉES À L'ÉCHELLE DU SOUS-BASSIN D'ANTSABOVY PAR LA MÉTHODE DE THIESSEN ET AVEC LES DONNÉES SATELLITES GPM _____	57
FIGURE 41 GÉOMÉTRIES DE LA SECTION DE RÉFÉRENCE MESURÉES LE 30/01 ET LE 26/02/2019 _____	59
FIGURE 42 : VARIATIONS ENTRE LES GÉOMÉTRIES DES SECTIONS DU 30/01 ET DU 26/02/2019 _____	59
FIGURE 43 : SÉRIES TEMPORELLES DES HAUTEURS D'EAU DANS LA SECTION D'ANTSABOVY MESURÉES À L'AIDE D'UNE SONDE À PRESSION (HORAIRE) ET D'UN LIMNIMÈTRE (JOURNALIER) _____	60
FIGURE 44 : ANALYSE COMPARATIVE BIVARIÉE ENTRE LES HAUTEURS D'EAU MESURÉES À LA SONDE À PRESSION ET AU LIMNIMÈTRE _____	60
FIGURE 45 : SCHÉMA REPRÉSENTANT 3 SOUS-SECTIONS DÉFINIES POUR LA MÉTHODE DES FLOTTEURS _____	61
FIGURE 46 : MOYENNES DES VITESSES DE PARCOURS DU FLOTTEUR DANS LES DIFFÉRENTES SOUS-SECTIONS AVEC PRISE EN COMPTE DE L'ÉCART TYPE. _____	61
FIGURE 47 : COURBE DE TARAGE ÉTABLIE SUR BASE DE LA MÉTHODE DES FLOTTEURS (COURBE DE TENDANCE POLYNOMIALE DE DEGRÉ 2). LES BARRES D'ERREUR CORRESPONDENT AUX ÉCARTS TYPES DES DÉBITS _____	62
FIGURE 48 : COURBE DE TARAGE ÉTABLIE À L'AIDE DE LA MÉTHODE DU COURANTOMÈTRE ÉLECTROMAGNÉTIQUE _____	62
FIGURE 49 : ANALYSES COMPARATIVES DES MESURES DE DÉBITS POUR DES HAUTEURS D'EAU IDENTIQUES. _____	63
FIGURE 50 : ÉVOLUTION DES CONCENTRATIONS DE FLUORESCÉINE AU COURS DU TEMPS DANS LA SECTION DE RÉFÉRENCE EFFECTUÉE LE 26/02 ET LE 27/02/2019 _____	64
FIGURE 51: COURBE DE TARAGE ÉTABLIE À L'AIDE DE LA MÉTHODE DE JAUGEAGE PAR DILUTION _____	64
FIGURE 52 : GRAPHE COMPARATIF DES COURBES DE TARAGE ÉTABLIES SUR BASE DES DIFFÉRENTES MÉTHODES DE MESURE. _____	65
FIGURE 53 : COURBE DE TARAGE OBTENUE À L'AIDE DE LA MÉTHODE "SLOPE-AREA" _____	66
FIGURE 54 : COURBES DE TARAGES OBTENUES PAR INCRÉMENTATION DES PARAMÈTRES N ET P DE LA MÉTHODE « SLOPE-AREA » _____	67
FIGURE 55 : COURBE DE TARAGE MODÉLISÉE PAR HEC-RAS ET COMPARAISON AVEC LES MESURES AU COURANTOMÈTRE _____	68
FIGURE 56 : COURBE DE TARAGE MODÉLISÉE PAR HEC-DANS UNE GAMME DE DÉBITS SUPÉRIEURS _____	68
FIGURE 57 : HYDROGRAMME MODÉLISÉ SUR HEC-HMS SUR BASE DU HYÉTOGRAMME PLUVIOMÉTRIQUE DU 01/08/2018 AU 26/04/2019 (PLUIES = PLUVIOMÈTRES, CN = 70, PRF = 484, LAG TIME = 495) _____	70
FIGURE 58 : ANALYSE COMPARATIVE DES DÉBITS OBSERVÉS ET SIMULÉS (SIMULATION AVEC PARAMÈTRES PRÉDÉFINIS) _____	71
FIGURE 59 : HYDROGRAMME MODÉLISÉ SUR HEC-HMS SUR BASE DU HYÉTOGRAMME PLUVIOMÉTRIQUE DU 01/01/2019 AU 30/03/2019 (PLUIES = PLUVIOMÈTRES, CN = 70, PRF = 284, LAG TIME = 495) _____	72
FIGURE 60: ANALYSE COMPARATIVE DES DÉBITS OBSERVÉS ET SIMULÉS (SIMULATION AVEC MODIFICATION DU PRF) _____	72
FIGURE 61 : HYDROGRAMME MODÉLISÉ SUR HEC-HMS SUR BASE DU HYÉTOGRAMME PLUVIOMÉTRIQUE DU 01/01/2019 AU 30/03/2019 (PLUIES = PLUVIOMÈTRES, CN = 30, PRF = 284, LAG TIME = 495) _____	73
FIGURE 62 : ANALYSE COMPARATIVE DES DÉBITS OBSERVÉS ET SIMULÉS (SIMULATION AVEC MODIFICATION DU PRF ET DU CN) _____	73
FIGURE 63 : HYDROGRAMME MODÉLISÉ SUR HEC-HMS SUR BASE DU HYÉTOGRAMME GPM DU 01/01/2019 AU 30/03/2019 (PLUIES = GPM, CN = 30, PRF = 284, LAG TIME = 495) _____	74
FIGURE 64 : ANALYSE COMPARATIVE DES DÉBITS OBSERVÉS ET SIMULÉS (SIMULATION AVEC DONNÉES GPM ET MODIFICATION DU PRF ET DU CN) _____	74
FIGURE 65 : ANALYSE DE SENSIBILITÉ DU MODÈLE PAR RAPPORT À L'INCRÉMENTATION DES PARAMÈTRES LAG TIME (AU-DESSUS), CURVE NUMBER (AU MILIEU) ET PEAK RATE FACTOR (EN DESSOUS) _____	75

Liste des tableaux

TABEAU 1 : VALEURS DES FACTEURS DE RÉDUCTION K DE LA VITESSE D'ÉCOULEMENT SUIVANT LE TYPE DE FLOTTEUR (BOITEN, 2005)	6
TABEAU 2 : CARACTÉRISTIQUES DES DONNÉES GPM	29
TABEAU 3 : CARACTÉRISTIQUES DES DONNÉES FLDAS	29
TABEAU 4 : LISTE ET COORDONNÉES DES PLUVIOMÈTRES SITUÉS DANS LE BASSIN D'ANKAVIA (LES DEUX STATIONS ENCADRÉES SONT SITUÉES DANS LE SOUS-BASSIN D'ANTSASOVY)	30
TABEAU 5 : TABLEAU RÉCAPITULATIF DES INTERVALLES DE MESURE DE VITESSES D'ÉCOULEMENTS PONCTUELLES À L'AIDE DU COURANTOMÈTRE ÉLECTROMAGNÉTIQUE	35
TABEAU 6 : VALEURS ATTRIBUÉES AUX DIFFÉRENTES COMPOSANTES DU COEFFICIENT DE MANNING DU LIT MINEUR DE LA RIVIÈRE ANTSASOVY	42
TABEAU 7 : VALEURS ATTRIBUÉES AUX DIFFÉRENTES COMPOSANTES DU COEFFICIENT DE MANNING DU LIT MAJEUR DE LA RIVIÈRE ANTSASOVY	42
TABEAU 8 : ESTIMATION DU CN SUR BASE DES GROUPES HYDROLOGIQUES ET DE L'OCCUPATION DES SOLS (HARLOW AND HAGEDORN, 2018)	47
TABEAU 9 : CUMULS DES PLUIES DES PLUVIOMÈTRES ET CLASSIFICATION SELON LEUR DISTANCE DE LA CÔTE	50
TABEAU 10 : CUMULS DES PLUIES DES PLUVIOMÈTRES ET CLASSIFICATION SELON LEUR ALTITUDE	51
TABEAU 11 : LISTE DES 14 PLUVIOMÈTRES DU BASSIN D'ANKAVIA, ALTITUDES ET CORRÉLATIONS ENTRE LES DONNÉES MESURÉES PAR LES PLUVIOMÈTRES AVEC LES DONNÉES SATELLITES GPM	54
TABEAU 12 : LISTE DES CORRÉLATIONS ENTRE LES DONNÉES GPM ET PLUVIOMÉTRIQUES À L'ÉCHELLE DE MAILLES (0.1°x0.1°)	55
TABEAU 13 : COMPARAISON ENTRE LES CORRÉLATIONS DES DONNÉES GPM/PLUVIOMÈTRES À L'ÉCHELLE DE MAILLES AVEC LES CORRÉLATIONS ENTRE LES DONNÉES GPM/PLUVIOMÈTRES INDIVIDUELS.	56
TABEAU 14 : RÉSULTATS DE L'ANALYSE STATISTIQUE DE LA SÉRIE TEMPORELLE DES PRÉCIPITATIONS JOURNALIÈRES MESURÉES À L'AIDE DU RÉSEAU DE PLUVIOMÈTRE À L'ÉCHELLE DU SOUS-BASSIN D'ANTSASOVY	58
TABEAU 15 : RÉSULTATS DE L'ANALYSE STATISTIQUE DE LA SÉRIE TEMPORELLE DES PRÉCIPITATIONS JOURNALIÈRES GPM À L'ÉCHELLE DU SOUS-BASSIN D'ANTSASOVY	58
TABEAU 16 : RÉCAPITULATIF DES DÉBITS MESURÉS AVEC LA MÉTHODE DES FLOTTEURS (MOYENNES ET ÉCARTS-TYPES)	62
TABEAU 17 : RÉCAPITULATIF DES DÉBITS MESURÉS À L'AIDE DE LA MÉTHODE DE JAUGEAGE PAR DILUTION	64
TABEAU 18 : VALEURS DES PARAMÈTRES PRÉDÉFINIS SUR HEC-HMS	69
TABEAU 19 : VALEURS DES INDICATEURS DE LA QUALITÉ DE LA PRÉDICTION DES DÉBITS SIMULÉS PAR RAPPORT AUX DÉBITS OBSERVÉS (SIMULATION AVEC PARAMÈTRES PRÉDÉFINIS)	71
TABEAU 20 : VALEURS DES INDICATEURS DE LA QUALITÉ DE LA PRÉDICTION DES DÉBITS SIMULÉS PAR RAPPORT AUX DÉBITS OBSERVÉS (SIMULATION AVEC MODIFICATION DU PRF)	72
TABEAU 21 : VALEURS DES INDICATEURS DE LA QUALITÉ DE LA PRÉDICTION DES DÉBITS SIMULÉS PAR RAPPORT AUX DÉBITS OBSERVÉS (SIMULATION AVEC MODIFICATION DU PRF ET DU CN)	73
TABEAU 22 : VALEURS DES INDICATEURS DE LA QUALITÉ DE LA PRÉDICTION DES DÉBITS SIMULÉS PAR RAPPORT AUX DÉBITS OBSERVÉS (SIMULATION AVEC DONNÉES GPM ET MODIFICATION DU PRF ET DU CN)	74

Liste des abréviations

ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
ARES	Académie de Recherche de l'Enseignement Supérieur
CEC	Capacité d'Echange Cationique
CN	Curve Number
CNRM	Centre National de Recherche Météorologique
CURSA	Centre Universitaire de la Région Sava
GES DISC	Goddard Earth Sciences Data and Information Services Center
GIRE	Gestion Intégrée des Ressources en Eau
GPM	Global Precipitation Measurement
GPS	Global Positioning System
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Centers-River Analysis System
LDAS	Land Data Assimilation System
MNT	Modèle Numérique de Terrain
NSE	Nash-Sutcliffe Efficiency
PRF	Peak Rate Factor
RMSE	Root Mean Square Error
SAVA	Sambava, Antalaha, Vohemar et Andapa
SCS	Soil Conservation Service
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
TRMM	Tropical Rainfall Measuring Mission
USDA	United States Department of Agriculture
USGS	United States Geological Survey

I. INTRODUCTION

L'accès et la gestion de l'eau dans le monde constitue un défi majeur grandissant. Bien que la surface de notre planète soit recouverte à 70% d'eau, seulement 0.7% de celle-ci représente une réserve d'eau douce directement disponible via les lacs, les réservoirs et les rivières. Compte tenu de l'importance des systèmes d'eau douce pour les écosystèmes et le bien être humain, un suivi à l'échelle globale et locale des processus naturels et des régimes hydrologiques est essentiel pour assurer une répartition homogène et contrôlée des ressources en eau douce. Les altérations dans les régimes hydrologiques causés par les événements climatiques extrêmes ou les activités anthropiques sont considérées comme une cause majeure dans la perte de biodiversité et la répartition inégales des ressources. Ces besoins sont d'autant plus présents dans les pays en voie de développement qui manquent de moyens pour assurer un suivi optimal des flux hydrologiques. Une gestion efficace nécessite notamment la mise en place de réseaux de mesure de débits fournissant des informations essentielles pour une allocation économique et écologique efficace de l'eau.

La SAVA est une région du Nord Est de Madagascar qui enregistre une forte pluviométrie d'une moyenne annuelle de 2000 mm caractérisée par une grande variabilité spatio-temporelle (UPDR, 2003). La région est d'ailleurs régulièrement frappée par des cyclones violents mais aussi par des périodes de sécheresse. La région dispose d'une importante superficie de forêt de 982000 ha abritant des espèces animales et végétales endémiques uniques au monde (UPDR, 2003).

L'économie de la région repose principalement sur l'agriculture intensive (cultures vivrières, cultures de rente, cultures industrielles, cultures maraichères, cultures fruitières...) et sur la pêche artisanale et traditionnelle. Les conditions climatiques et les propriétés des sols favorables à beaucoup de cultures tempérées et tropicales octroient à cette région un potentiel agronomique élevé (UPDR, 2003). Cependant, celui-ci est limité par les contraintes hydriques dues à la variabilité spatio-temporelle importante de la ressource en quantité et en qualité. De nombreuses zones cultivables ne sont pas exploitées à cause du manque d'infrastructures hydrologiques agricoles (systèmes d'irrigation...) et sont sujettes à des ensablements, de l'érosion, des inondations etc. La région souffre également d'un accès limité en électricité à cause de la sous-exploitation du potentiel hydro-électrique et certains villages rencontrent des problèmes d'accès à l'eau potable. Cette situation fragilise l'économie et la santé de la population locale.

Le mémoire dans lequel je me suis engagé s'implémente dans un projet de recherche pour le développement financé par l'Académie de Recherche et Enseignement supérieur (ARES). Ce projet (GIRE-SAVA) vise à favoriser le renforcement de la gestion intégrée des ressources en eaux de la région SAVA mais aussi des terres et des ressources naturelles connexes à l'entité hydrologique afin de maximiser le bien-être économique et social sans compromettre la

durabilité des écosystèmes. Ce projet comprend notamment la création d'un observatoire de l'eau pour le bassin pilote de la région SAVA (le bassin Ankavia).

Le contenu du mémoire portera essentiellement sur les aspects quantitatifs de l'eau dans le sous-bassin d'Antsahovy (au nord du bassin pilote d'Ankavia). À travers une recherche approfondie sur les aspects hydrologiques et physiques du bassin ainsi que sur base de la collecte de données sur le terrain (pluviomètres et station hydrométrique), je chercherai à mettre en place des outils permettant de caractériser les flux et comportements des écoulements.

Un des objectifs du mémoire est d'établir une courbe de tarage au niveau d'une section de référence localisée au niveau de l'exutoire du sous-bassin d'Antsahovy. Celle-ci sera construite sur base de débits et de hauteurs d'eau mesurées sur le terrain. Une extrapolation de celle-ci pour des débits exceptionnels sera également réalisée à l'aide de modélisations hydrauliques.

Un second objectif est d'effectuer une modélisation hydrologique permettant de quantifier les débits s'écoulant au sein du bassin d'étude sur base des données pluviométriques collectées sur le terrain via un réseau de pluviomètres et sur base de données satellites. Finalement, ces débits simulés seront comparés aux débits observés sur le terrain dans un objectif de validation du modèle.

II. RAPPEL DE NOTIONS THEORIQUES

1. Définitions

Avant d'entamer la question posée par le mémoire, il est utile de rappeler quelques notions. L'hydrométrie est une branche de l'hydrologie qui concerne l'ensemble des techniques de mesure des différents paramètres caractérisant les écoulements d'eau naturels ou artificiels (Biielders & Vanclooster, 2014). La mesure des débits constitue la part la plus importante en hydrométrie. Le débit (Q [m^3/s]) est défini comme le volume d'eau (V [m^3]) passant à travers une section du cours d'eau par unité de temps (t [s]) :

$$Q = V/t \quad \text{Eq.1}$$

En pratique, il est possible de mesurer directement les débits de petits écoulements à l'aide d'un saut et d'un chronomètre ou avec des méthodes volumétriques comme les augets basculeurs. Cependant, dans le cas des rivières, les débits ne peuvent pas être mesurés directement et doivent être calculés sur base de variables quantifiables comme par exemple la section du canal ainsi que la vitesse moyenne d'écoulement.

La mesure des débits dans les cours d'eau naturels ou artificiels a plusieurs objectifs. Elle permet par exemple d'obtenir des informations sur le comportement du cours d'eau au cours du temps et permet d'apprécier l'impact des changements d'occupation du sol sur le régime hydrologique. Ces informations sont nécessaires à la bonne gestion des cours d'eau en zones urbaines ou rurales afin de favoriser la qualité des eaux et d'éviter les inondations ou les assèchements. Ces données sont également indispensables pour le dimensionnement de structures telles que les barrages, les réservoirs ou les systèmes d'irrigations.

2. Caractérisation des débits

Il existe une grande variété de méthodes permettant de mesurer le débit dans un cours d'eau. Chacune de ces méthodes utilise une série de variables quantifiables bien définie et présente des avantages et des inconvénients. On pourra choisir une méthode plutôt qu'une autre sur base de plusieurs critères :

- Quelles sont les conditions hydrauliques rencontrées (type d'écoulement, morphologie du cours d'eau, etc.) ?
- Recherche-t-on des mesures uniques ou continues ?
- Quel degré de précision recherche-t-on ?
- A-t-on les qualifications nécessaires ?
- Quel est l'investissement financier requis ? (Boiten, 2005)

2.1. La méthode volumétrique

Cette méthode ne s'applique que dans le cas de faibles débits et de rivières de très petites sections. Elle consiste à mesurer la vitesse de remplissage d'un volume donné par l'écoulement du cours d'eau et d'en déduire le débit selon l'équation 1 (Hauet, 2009). Cette méthode peut se faire manuellement avec un récipient calibré et un chronomètre ou de manière automatique en installant un auget basculeur. Ce dernier va enregistrer le nombre de basculements pour un pas de temps donné et ainsi fournir une évolution temporelle du débit.

2.2. La méthode « vitesse x section »

Cette méthode se base sur l'équation suivante ;

$$Q = v * S \quad \text{Eq.2}$$

Avec Q , le débit [m^3/s] ; v , la vitesse de l'écoulement à travers la section [m/s] et ; S , l'aire de la section en travers [m^2].

L'enjeu de cette méthode repose sur l'estimation de la vitesse d'écoulement au sein du cours d'eau, celle-ci est ensuite multipliée par l'aire de la section mouillée afin d'obtenir un débit total. Il est important de prendre en compte le fait que la vitesse d'écoulement n'est pas uniforme sur l'ensemble de la section du cours d'eau. En effet, la distribution de la vitesse au sein d'une section dépend fortement des forces de friction et de la morphologie du lit de la rivière. Généralement, sauf exceptions, la vitesse de l'écoulement est maximale au niveau de la plus grande profondeur à proximité de la surface de l'eau (Boiten, 2005).

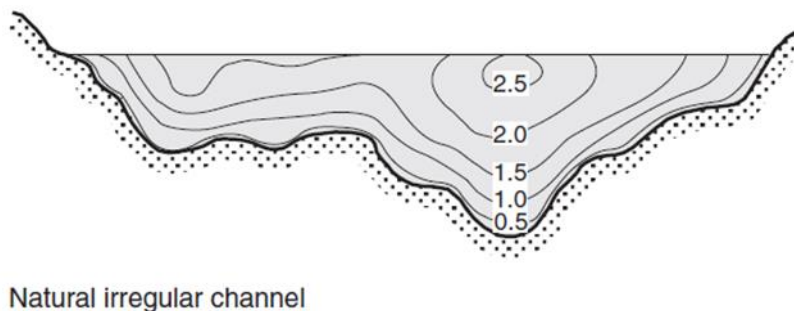


Figure 1 : exemple de distribution de vitesse au sein d'une section en travers (Boiten, 2005)

La section en travers doit être sélectionnée de sorte que le sens de l'écoulement soit perpendiculaire à celle-ci. Il est également préférable de sélectionner un tronçon de rivière rectiligne facile d'accès qui présente des sections uniformes et une profondeur suffisante avec le moins de remous possibles (Musy and Higy, 2003). La vitesse de l'écoulement peut être estimée ; (i) soit pour l'ensemble de la section, on parle alors de mesure de la vitesse moyenne

au sein de la section, (ii) soit en mesurant les vitesses d'écoulements ponctuelles selon une maille régulière bien définies, on parle alors de jaugeage par extrapolation du champ de vitesse.

2.2.1 Mesure de la vitesse moyenne

a) Flotteurs

La mesure à l'aide de flotteur est la plus facile des méthodes pour calculer les vitesses d'écoulements. La vitesse moyenne de l'écoulement est calculée à partir de la vitesse de surface à laquelle est appliquée un facteur de correction. L'extrapolation de la vitesse de surface sur l'ensemble de la section présente une source d'incertitude qu'il est important de prendre en compte.

L'objectif consiste à chronométrer le temps nécessaire à un flotteur pour parcourir un tronçon de rivière rectiligne de longueur connue.

Il existe deux types des flotteurs : les flotteurs de surface et les flotteurs lestés. Si la profondeur est suffisante, les flotteurs lestés sont conseillés car ils offrent une bonne prise à l'écoulement. Il faut cependant veiller à ce qu'ils ne touchent pas le fond du cours d'eau.

Un tronçon de rivière uniforme et rectiligne est ensuite sélectionné. Les sections en travers de part et d'autre du tronçon doivent être assez éloignées afin que le temps de parcours du flotteur puisse être mesuré avec précision. Le flotteur doit être largué suffisamment en amont de la première section afin qu'il ait atteint une vitesse constante avant son entrée dans le tronçon. Pour les sections assez larges, il est préférable de faire une moyenne de la vitesse de l'écoulement au centre ainsi qu'à proximité des berges où les forces de frictions, plus importantes, provoquent un ralentissement local des écoulements. Vu que la vitesse d'un seul flotteur n'est représentative que d'un seul parcours de surface, les mesures doivent être répétées plusieurs fois de manière à obtenir une vitesse de surface plus représentative.

La vitesse du flotteur est calculée en mesurant la longueur L [m] du tronçon entre les deux sections et le temps de parcours t [s] du flotteur :

$$v_{\text{flotteur}} = L/t \quad \text{Eq.3}$$

Afin de calculer la vitesse moyenne du cours d'eau il faut utiliser un facteur de réduction k qui varie de 0.75 à 0.98 selon le type de flotteur. On obtient alors :

$$\vec{v} = k \cdot v_{\text{flotteur}} \quad \text{Eq.4}$$

La valeur du facteur de réduction k , également appelé coefficient de correction, est fonction de :

- Flotteurs de surface : k dépend de la rugosité du lit de la rivière n .
- Flotteurs lestés : k dépend du ratio immersion du flotteur sur profondeur de l'eau dans la section d'arrivée (y/d) (Boiten, 2005).

Tableau 1 : Valeurs des facteurs de réduction k de la vitesse d'écoulement suivant le type de flotteur (Boiten, 2005)

Flotteurs de surface		Flotteurs lestés	
n	$k (-)$	y/d	$k (-)$
0.029 - 0.037	0.78	0.10	0.86
0.021 - 0.028	0.84	0.25	0.88
0.017 - 0.022	0.87	0.50	0.90
0.014 - 0.019	0.89	0.75	0.94
0.012 - 0.016	0.90	0.95	0.98

Le débit est ensuite calculé via l'équation suivante :

$$Q = \vec{v} * S \quad \text{Eq.5}$$

b) Sonde ultrasonique

Le principe de cette méthode consiste à mesurer la vitesse moyenne d'un écoulement dans un plan parallèle à la surface de l'eau. Pour ce faire deux transducteurs sont positionnés au niveau des berges opposées, à une même profondeur et décalés de sorte que la trajectoire horizontale de l'impulsion ultrasonique fasse un angle compris entre 30 et 60° avec le sens de l'écoulement. Ces transducteurs ont la particularité de pouvoir émettre et recevoir un signal. La vitesse moyenne de l'écoulement est calculée en mesurant la différence entre les temps de parcours amont-aval et aval-amont de l'impulsion ultrasonique causée par la vitesse de l'écoulement (OBHI, 2007).

$$\vec{v}_i = \frac{L}{2\cos \alpha} * \left(\frac{1}{t_{BA}} - \frac{1}{t_{AB}} \right) \quad \text{Eq.6}$$

Avec, $\vec{v}_i$, la vitesse moyenne de l'écoulement sur un plan parallèle à la surface de l'eau [m/s] ; L , la longueur séparant les deux transducteurs [m] ; α , l'angle du signal par rapport à l'axe d'écoulement ; t_{BA} le temps de parcours du signal partant du transducteur plus en aval vers celui plus en amont [s] ; et t_{AB} , le temps de parcours du signal partant du transducteur plus en amont vers celui plus en aval [s] ($t_{BA} > t_{AB}$) (OBHI, 2007).

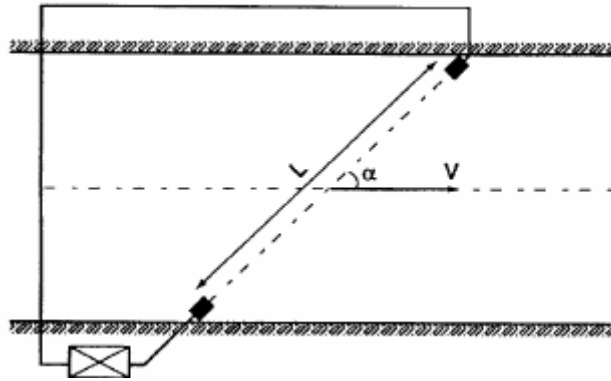


Figure 2 : vu du dessus schématique de l'installation d'un système constitué de deux sondes ultrasoniques au sein d'un écoulement (OBHI, 2007).

Cette méthode est surtout utilisée dans le milieu industriel pour mesurer des débits dans des tuyaux ou autres conduits de sections régulières. Dans le cas des écoulements à surface libre et dont les sections sont irrégulières il est conseillé de placer des transducteurs sur différents plans horizontaux à des profondeurs différentes. Cela revient à diviser la section en plusieurs tranches horizontales S_i . Le débit total est alors calculé suivant l'équation suivante ;

$$Q = \sum_i \vec{v}_i * S_i \quad \text{Eq.7}$$

Avec, Q, le débit total de l'écoulement [m^3/s] ; $\vec{v}_i$, la vitesse moyenne de l'écoulement sur un plan i parallèle à la surface de l'eau [m/s] ; et S_i , l'aire de la tranche i parallèle à la surface de l'eau.

2.2.2 Jaugeage par exploration du champ de vitesse

Le jaugeage par exploration du champ de vitesse s'appuie sur le fait que la vitesse de l'écoulement n'est pas uniforme dans la section transversale du cours d'eau et qu'il faut mesurer les vitesses d'écoulement en différents points de la section (Hauet, 2009).

Cette méthode implique ; (i) des mesures directes des vitesses d'écoulement en différents points de la section et (ii) l'intégration de ces valeurs sur l'ensemble de la section pour déterminer le débit total.

L'aire de la section transversale est calculée en mesurant sa largeur et les profondeurs d'eau à intervalles réguliers le long du transect entre les deux berges. Le nombre de mesures verticales doit être suffisant pour représenter au mieux la forme de la section. C'est pourquoi une section étroite et régulière demandera moins de mesures verticales qu'une section large et irrégulière (Boiten, 2005).

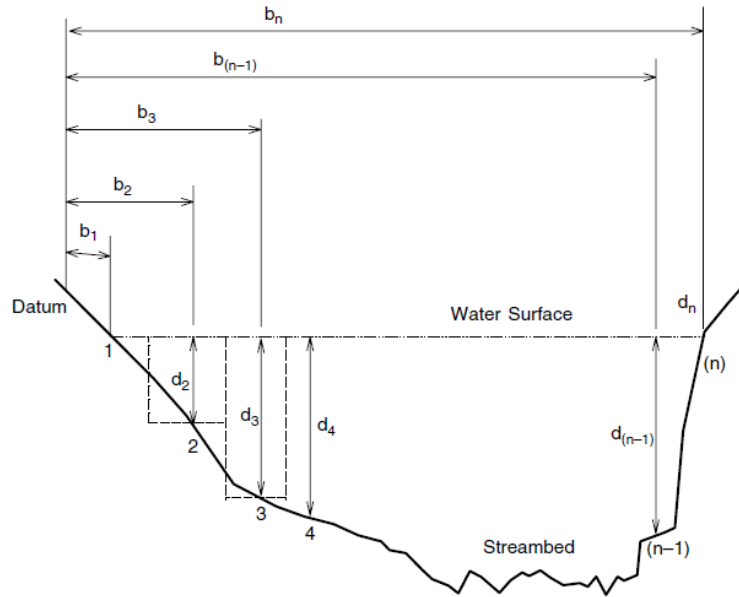


Figure 3 : schéma de la méthode de mesure de l'aire d'une section transversale par incrémentation. 1,2, 3,...n sont les points d'observation. $b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$ sont les intervalles du transect entre les points d'observations. $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ sont les verticales de mesure des hauteurs d'eau (Hauer and Lamberti, 2006).

Des vitesses d'écoulement ponctuelles sont ensuite mesurées le long de ces verticales à l'aide de différents instruments de mesure. La distribution des vitesses étant variable horizontalement et verticalement, cette méthode permet de prendre des mesures sur le plan horizontal et vertical qui sont ensuite intégrées sur l'ensemble des mailles via l'équation suivante (Musy and Higy, 2003) ;

$$Q = \iint_S V * dS = \int_0^X \int_0^H v_i * dh * dx \quad \text{Eq.8}$$

Avec Q , le débit [m^3/s] ; S , la surface de la section [m^2] ; v_i , la vitesse mesurée en chaque profondeur h_i de la section [m/s] ; et x , l'axe horizontal incrémenté de 0 à X pour chaque verticale [m].

Il existe plusieurs instruments permettant d'explorer le champ de vitesse d'un écoulement. Ceux-ci font l'objet de niveaux de complexités et de précisions différents ; l'utilisation de plusieurs instruments est recommandée de manière à pouvoir comparer les résultats et limiter les erreurs.

a) Jaugeage au courantomètre électromagnétique

Ce courantomètre est composé d'un capteur horizontal qui permet de mesurer la vitesse de l'eau en un point précis de la section en travers. Le principe de fonctionnement du capteur se base sur le principe de Faraday découvert en 1832 : « Un conducteur électrique se déplaçant dans un champ magnétique induit une tension ». De manière similaire, si de l'eau (un

conducteur) se déplace dans un champ magnétique, une tension linéairement proportionnelle à la vitesse d'écoulement de l'eau est produite (Boiten, 2005) ;

$$E = B * b * v \quad \text{Eq.9}$$

Avec E, la tension mesurée [Volt] ; B, la force motrice du champ magnétique [Tesla] ; b, la longueur du conducteur (distance entre les deux électrodes) [m] et ; v, la vitesse de l'écoulement [m/s] (Watral et al., 2015).

Un boîtier muni d'un écran et d'un clavier permet de faire une moyenne des différentes valeurs de tensions mesurées pour un certain intervalle de temps afin d'obtenir une mesure moyenne de la vitesse d'écoulement en un point précis.

Le capteur peut être fixé sur une barre en métal verticalement graduée ou suspendu à l'aide d'un câble. Dans le cas où le capteur se trouve sur une barre en métal, l'opérateur devra effectuer un jaugeage à gué, c'est-à-dire qu'il devra traverser le cours d'eau à pied et mesurer les différentes profondeurs le long de la section en travers. La barre en métal devra être munie d'une plaque en métal à son extrémité qui va empêcher celle-ci de s'enfoncer dans le lit de la rivière et éviter de fausser les mesures de profondeur.

La deuxième option est de suspendre le capteur par un câble au-dessus d'un pont ou autre structure surélevée. Le capteur devra être équipée d'un poids lourd afin d'éviter que celui-ci ne se fasse emporter par le courant et pour maintenir le câble vertical. Plus le courant est important, plus le poids devra être élevé (de 5 à 100 kilos). Le capteur devra également être équipé d'ailerons et d'une queue pour permettre à celui-ci de rester stable dans l'axe de l'écoulement.

Voici les différentes méthodes utilisées pour calculer les vitesses moyennes sur les différentes verticales à l'aide d'un courantomètre :

- Méthode en un point

Les mesures de vitesses sont effectuées sur chaque verticale en un seul point. Le capteur est positionné à 60% de la profondeur en partant de la surface de l'eau. La vitesse ainsi calculée est considérée comme la vitesse moyenne sur cette verticale (Perzyna, 2016).

$$\vec{v} = v_{0,6} \quad \text{Eq.10}$$

Avec $v_{0,6}$ la vitesse mesurée à 60% de la profondeur à partir de la surface (Boiten, 2005).

La méthode en un point est la moins précise et il est conseillé de l'utiliser uniquement lorsque la profondeur est faible.

- Méthode en deux points

Cette méthode mesure les vitesses à 20% et 80% de la profondeur en partant de la surface. La moyenne de ces deux mesures est considérée comme la vitesse moyenne de la verticale

$$\vec{v} = 0.5 (v_{0.2} + v_{0.8}) \quad \text{Eq.11}$$

Avec $v_{0.2}$ et $v_{0.8}$ les vitesses mesurées à 20% et 80% de la profondeur à partir de la surface.

Il a été prouvé que la méthode en deux points fournit des résultats plus cohérents et plus précis que les méthodes en un point et en trois points (Turnipseed and Sauer, 2010).

- Méthode en trois points

Il s'agit d'une combinaison de la méthode en un point et de la méthode en deux points. Le capteur est positionné à 20%, 60% et 80% de la profondeur en partant de la surface. La vitesse moyenne est calculée suivant l'équation 9 :

$$\vec{v} = 0.25v_{0.2} + 0.5v_{0.6} + 0.25v_{0.8} \quad \text{Eq.12}$$

La méthode en trois points n'apporte souvent pas plus de précision que la méthode en deux points mais peut être utilisée lorsque la profondeur est importante et que les vitesses le long de la verticale sont anormalement distribuées (Perzyna, 2016). Elle est également utilisée lorsque la vitesse d'écoulement proche du fond (80% de la profondeur) est fortement affectée par les forces de friction et les turbulences dues à un lit très accidenté (Turnipseed and Sauer, 2010).

- Méthode d'intégration

Cette méthode est également utilisée lorsque les vitesses le long de la verticale sont anormalement distribuées. Elle permet de visualiser l'ensemble du profil de vitesse de façon précise mais nécessite une grande précision et est plus compliquée à mettre en place.

Le courantomètre est déplacé le long de la verticale avec une vitesse très lente et constante (moins de 4 cm/s). Il est conseillé de mesurer et de comparer les profils de vitesses mesurés en élevant et en abaissant le capteur le long de la verticale (Boiten, 2005).

- b) Jaugeage au courantomètre à hélice*

Ce courantomètre se compose également d'une barre en métal verticalement graduée sur laquelle est fixée une hélice horizontale. L'hélice est positionnée dans la direction opposée à l'écoulement. Le nombre de rotations de l'hélice mesurées en un certain intervalle de temps nous donne ainsi une vitesse d'écoulement.

Afin d'obtenir une vitesse en fonction des différents paramètres mesurés, une équation de calibration est nécessaire (Boiten, 2005) ;

$$v = K \cdot n + \Delta \quad \text{Eq.13}$$

Avec v , la vitesse de l'écoulement (m/s) ; n , le nombre de rotations de l'hélice [s^{-1}] ; K , le pas hydraulique de l'hélice [m] ; Δ , la constante caractéristique à l'appareil [m/s] (obtenue par répétition d'essais)

Pour des courants de faibles vitesses, des hélices de diamètre inférieur et des pas d'hélice plus petits sont utilisés et inversement pour des courants plus forts. Les vitesses moyennes au sein de chaque verticale sont calculées à l'aide des mêmes méthodes utilisées pour le courantomètre électromagnétique.

c) Profileur Doppler (ADCP)

Le fonctionnement d'un ADCP est basé sur le principe de Doppler. Un ADCP est un appareil de mesure muni de plusieurs capteurs jouant à la fois le rôle d'émetteurs d'onde ultrasonores et de récepteurs. La vitesse d'écoulement de l'eau est mesurée en émettant une impulsion sonore continue à une fréquence connue dans l'eau. La plupart de cette impulsion continue son chemin mais une partie de celle-ci est réfléchi avec une fréquence inférieure par les particules dans l'eau en mouvement. Ce changement de fréquence est causé par l'effet Doppler et est directement proportionnel à la vitesse de la particule au sein du flux d'eau (Turnipseed and Sauer, 2010). On émet comme hypothèse que la vitesse des particules en mouvement dans l'eau est égale à la vitesse de l'eau et peut être calculée comme suit (Le Coz et al., 2007);

$$V = C * \frac{F_d}{2F_s} \quad \text{Eq.14}$$

Avec F_d , la différence de fréquence dû à l'effet Doppler ; F_s , la fréquence de l'onde émise par l'émetteur ADCP ; V , la vitesse relative de la particule en mouvement dans l'eau [m/s] et ; C , la vitesse du son [m/s].

Il est important de savoir que l'ADCP ne peut pas mesurer les vitesses à proximité de la surface (<5 cm pour un ADCP 1200kHz) et du lit de la rivière (Le Coz et al., 2007). Une extrapolation des mesures de vitesse est dès lors nécessaire pour combler ces inconnues.

La prise de mesure se fait en suspendant l'ADCP depuis un bateau traversant la section de la rivière étudiée ou peut être suspendu depuis un pont. Un logiciel embarqué combine ensuite les données GPS du capteur avec la vitesse du bateau et les vitesses calculées au sein de chaque hauteur d'eau pour, finalement, fournir un profil complet des vitesses sur l'ensemble de la section (Muste et al., 2004). Le débit est ensuite calculé en intégrant les vitesses sur la profondeur puis en les intégrant dans le temps et ce, sur toute la largeur de la section (Hauer and Lamberti, 2006) :

$$Q_T = \int \int \left((V_f * V_b) k \right) dz * dt \quad \text{Eq.15}$$

Avec, Q_T , le débit total de la rivière [m/s] ; V_f , le vecteur de vitesse moyenne de l'eau [m/s] ; V_b , le vecteur de vitesse moyenne du bateau [m/s] ; k , un vecteur unitaire dans la direction verticale ; dz , la différentielle de profondeur [m] ; et, dt , la différentielle de temps [s].

Un ADCP crée un profil de vitesse en mesurant des vitesses sur des mailles mesurant jusqu'à 0.2 m de la surface jusqu'au lit de la rivière. Cette méthode de balayage peut d'ailleurs être comparé à une chaîne verticale de courantomètres électromagnétiques se déplaçant le long d'une section en travers (Boiten, 2005).

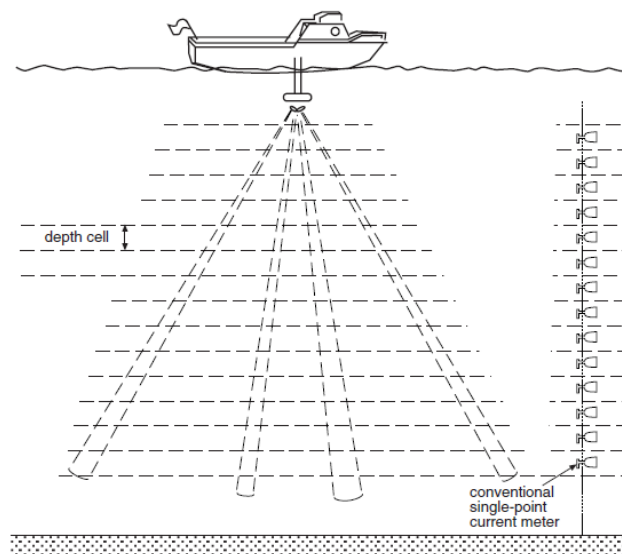


Figure 4 : schéma transversal représentant la méthode de débit par ADCP monté sur un bateau le long de la section du cours d'eau (Boiten, 2005).

2.3. Jaugeage par dilution

La méthode de jaugeage par dilution permet de calculer le débit d'un cours d'eau sans avoir recours aux mesures de vitesses au sein du profil. Cette méthode se montre très efficace dans le cas où les profils de vitesses sont difficiles à mesurer, notamment dans les écoulements très turbulents et lorsque les débits sont importants (Dramais et al., 2011). Le jaugeage par dilution se base sur le principe de conservation de la masse. Comme pour les flux d'eau au sein d'un cours d'eau, la masse de traceur injecté au niveau d'une section en amont doit être égale à la masse de traceur mesurée dans une section en aval (Bertrand-Krajewski, 2000). Le débit est calculé sur base de l'évolution au cours du temps des concentrations en traceur dans le cours d'eau. L'écoulement est supposé permanent durant la mesure (Boiten, 2005).

2.3.1 Choix du traceur

En hydrométrie, on utilise des traceurs dits conservatifs. Ceux-ci doivent permettre de suivre l'écoulement en se mélangeant facilement dans le fluide sans subir de modifications ou de dégradations. Un bon traceur doit satisfaire les propriétés suivantes :

- Sa solubilité doit être élevée pour permettre un mélange optimal dans le flux d'eau.
- Une grande stabilité et une neutralité sont nécessaires pour limiter les interactions avec les molécules d'eau, les sédiments en suspension dans l'eau et la végétation. Il ne peut pas subir de dégradation chimique ou biologique et doit être insensible aux rayons du soleil et aux variations de pH.
- Facilement biodégradable et non toxique pour limiter les impacts sur l'environnement.
- Mesurable facilement par un capteur en temps réel.
- Teneur naturelle dans le fluide tracé proche de zéro (Molinari, 1976).

Dans la réalité, il n'existe pas de traceur parfait regroupant l'ensemble de ces critères. C'est pourquoi, il est nécessaire de connaître les propriétés de chacun afin de choisir le traceur adéquat pour une opération spécifique. Les deux grands groupes de produits les plus utilisés sont les sels et les composés fluorescents (Pauwels, 1995).

a) Les sels

Les bromures et les chlorures (le NaCl par exemple) sont les sels les plus utilisés comme traceurs étant donné leurs faibles coûts, leur grande disponibilité et leurs propriétés conservatives. On dose leur concentration en mesurant la conductivité électrique de la solution ($\mu S/cm$) et en la comparant les résultats avec la courbe de calibration mettant en relation la conductivité et la concentration du mélange (Vienken et al., 2017).

b) Les composés fluorescents

Les composés fluorescents les plus utilisés pour les jaugeages sont l'Uranine et la Rhodamine WT. Ils présentent les avantages d'être visuellement détectables, facilement mesurables à des doses très faibles, très peu toxique et de coût très faible (Pauwels, 1995). On les dose grâce à un fluorimètre qui mesure l'intensité relative de fluorescence du mélange et qui permet de détecter des concentrations de l'ordre de quelques ppb. À titre de comparaison avec les sels, à rapport de signal sur bruit égal, 1 gramme de fluorescéine équivaut à 5kg de sel (Schnegg, 2013). Les composés fluorescents sont donc préférés aux sels lorsque les débits mesurés sont importants.

2.3.2 Injection

Avant tout traçage il est important de déterminer les deux grandeurs suivantes :

a) La longueur de bon mélange

C'est la distance minimale à respecter pour favoriser le mélange optimal du traceur dans l'ensemble de la section d'arrivée où sont effectuées les mesures. Elle doit être supérieure à 75 fois la plus grande distance hydraulique de l'écoulement dans le cas où le traceur est injecté au milieu de l'écoulement (Lepot et al., 2011).

$$L_{BM} = 75 * H \quad \text{Eq.16}$$

Avec L_{BM} , la longueur de bon mélange [m], H , la plus grande distance hydraulique de l'écoulement [m]. Cette dernière est fonction de la morphologie du cours d'eau, elle peut correspondre à la profondeur ou à la largeur de l'écoulement. Cette distance peut cependant être revue à la baisse si le tronçon présente des rapides et des remous importants facilitants le mélange (Jusqu'à $L_{BM} = 25 * H$ pour les rivières de montagne (Boiten, 2005)).

b) La masse de traceur à injecter

C'est la quantité minimale de traceur à injecter dans la section en amont pour permettre une détection optimale de celui-ci dans la section d'arrivée. La masse de traceur à injecter peut être déterminée par la résolution de l'équation de dispersion longitudinale (Lepot et al., 2011).

$$M_{INJ} = \frac{C_{max} * S * \sqrt{4\pi * K_x * t_{Cmax}}}{e^{(-\frac{(x-U*t_{Cmax})^2}{4*K_x*t_{Cmax}})}} \quad \text{Eq.17}$$

et
$$K_x = 6 * h * \sqrt{ghl} \quad \text{Eq.18}$$

Avec M_{INJ} , la masse de traceur à injecter (g), C_{max} , la concentration maximale que l'on souhaite mesurer à l'arrivée (g/m^3), S , l'aire de la section de l'écoulement à l'arrivée (m^2), h , le niveau d'eau dans la section à l'arrivée (m), g , la gravité ($= 9,81 m.s^{-2}$), l , la pente du radier (m/m), x , distance depuis le point d'injection (m), t_{Cmax} , le temps de passage du traceur (s), U , la vitesse estimée de l'écoulement (m/s).

2.3.3 Calcul du débit

Le calcul du débit se fait en fonction de la technique d'injection du traceur utilisée. Il existe deux types d'approches pour injecter le traceur en amont du tronçon étudié : l'injection instantanée d'une quantité de traceur connue au milieu du cours d'eau et l'injection à débit constant du traceur en solution dans le cours d'eau.

Pour l'injection instantanée, un volume de solution connu, V_T , contenant une concentration en traceur connue, C_T , est injecté dans le cours d'eau au milieu de l'écoulement à une distance L_{BM} en amont du site de mesure. L'évolution temporelle des concentrations, $C_d(t)$, au niveau du site de mesure est ensuite mesurée et enregistrée jusqu'à ce que les concentrations atteignent la concentration naturelle de base en traceur dans l'eau, C_0 (Dingman, 2015). Le débit Q est mesuré à l'aide de l'équation suivante :

$$Q = \frac{(C_T - C_0) * V_T}{\int_0^{\infty} [C_d(t) - C_0] * dt} \quad \text{Eq.19}$$

L'intégrale est calculée en mesurant graphiquement l'aire sous la courbe de l'évolution des concentrations, $C_d(t)$, avec le temps en prenant soin de retirer le bruit de fond naturel, C_0 , correspondant à la concentration en traceur naturellement présente dans le cours d'eau. Ce dernier peut être négligé lors de l'utilisation de traceurs fluorescents mais doit être pris en compte pour les traceurs salins.

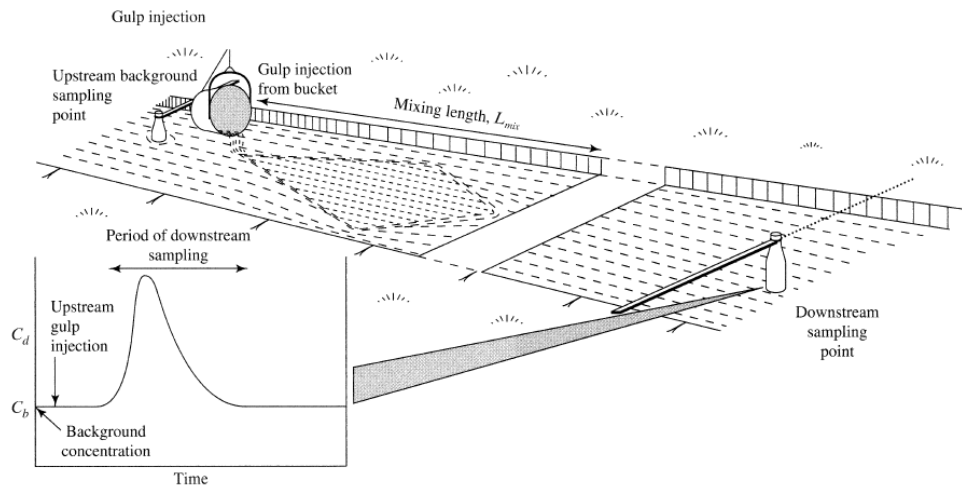


Figure 5 : technique de jaugeage par dilution (cas d'une injection instantanée)(Dingman, 2015).

Dans le cas de l'injection à débit constant, le traceur est injecté à un débit constant, Q_T , au niveau de la section en amont à une distance L_{BM} du site de mesure en aval. L'injection s'arrête lorsque la concentration mesurée en aval devient stable et s'équilibre à une valeur C_{eq} . Le débit Q de l'écoulement est ensuite calculé comme suit (Musy and Higy, 2003):

$$Q = Q_T * \frac{C_T - C_{eq}}{C_{eq} - C_0} \quad \text{Eq.20}$$

2.4. Méthode de « Slope - Area »

La méthode de « Slope – Area » est une méthode indirecte permettant d'estimer le débit d'un cours d'eau. Elle est souvent utilisée lorsque l'utilisation de méthodes directes est rendue impossible à cause de l'occurrence imprévisible des événements exceptionnels, par exemple, pour mesurer les pics de débit après une grosse crue ou pour modéliser des débits très élevés se produisant très rarement (Kleppe and McKelvey, 1979).

Cette méthode nécessite de sélectionner une section, la plus uniforme possible. Une hauteur d'eau est ensuite définie, celle-ci peut être déterminée sur base des marques laissées sur les berges après une grosse crue, mais il peut également s'agir d'une hauteur d'eau fictive (Boiten, 2005).

Pour cette hauteur d'eau, plusieurs paramètres sont mesurés (aire de la section, rayon hydraulique). Il est également nécessaire de mesurer le gradient de pente du lit de la rivière (sous l'hypothèse d'un écoulement uniforme) et les coefficients de rugosité du lit du cours d'eau car ils ont une grande influence sur la vitesse d'écoulement. L'équation de Manning est ensuite utilisée la plupart du temps pour déterminer des débits via la méthode « Slope-Area » :

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A \quad \text{Eq.21}$$

Avec Q, le débit [m^3/s], n, le coefficient de Manning [$m^{-1/3}.s$], R, le rayon hydraulique $R = A/P$ [m], S, le gradient de pente de la surface de l'écoulement (supposée parallèle au lit de la rivière) [m/m], A, l'aire de la section en travers [m^2], P, le périmètre mouillé de la section [m] (Genç et al., 2015).

Le coefficient de Manning n, ou coefficient de rugosité, est un facteur adimensionnel proportionnel à la résistance aux écoulements dans les canaux ou les plaines inondables. La valeur de n est déterminée par l'évaluation de facteurs qui affectent la rugosité des canaux ou des plaines inondables (Coon, 1998). Des guides ont été publiés par le U.S Geological Survey (U.S.G.S) pour la sélection des coefficients de Manning sur base de tableaux, de graphes ou de photos (Coon, 1998).

La formule générale utilisée pour calculer le coefficient de Manning est la suivante ;

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad \text{Eq.22}$$

Avec n, le coefficient de Manning ; n_b , la valeur de base de n pour un canal rectiligne, uniforme et lisse ; n_1 , un facteur de correction pour les irrégularités de surface ; n_2 , un facteur pour les variations de forme et de taille des sections en travers du canal ; n_3 , un facteur pour les obstructions ; n_4 , un facteur pour la végétation ; et m, un facteur de correction pour les

méandres au sein du canal (Arcement and Schneider, 1989). L'estimation de ces facteurs de correction nécessite une bonne analyse sur le terrain et une évaluation sur base de tableaux de données empiriques. Il est très compliqué d'estimer parfaitement ce coefficient qui peut être une source d'incertitude importante dans le calcul du débit via la méthode « Slope-Area ».

3. Limnimétrie

Il est peu fréquent d'avoir accès à une mesure directe et continue du débit au sein d'un cours d'eau. Cependant, les débits peuvent être reliés aux mesures de niveau d'eau, qui se fait beaucoup plus facilement. La mesure des niveaux d'eau est dès lors une étape essentielle dans l'étude hydrométrique des cours d'eau. Ces données obtenues à des endroits stratégiques peuvent être mesurées par observation directe ou de manière automatisée.

Les séries temporelles de données peuvent ensuite être utilisées pour la navigation, la prédiction d'inondations, la gestion des eaux, l'irrigation, la conception d'ouvrages susceptibles d'être affectés par l'élévation du niveau d'eau ou pour l'implémentation de bassins d'orage (Turnipseed and Sauer, 2010).

Le niveau d'eau d'un cours d'eau ou d'un bassin est la hauteur de la surface de l'eau par rapport à une hauteur de référence. Cette dernière peut être une référence connue, comme le niveau de la mer, ou une référence choisie en prenant soin de placer le niveau zéro en dessous des lignes d'eau les plus basses afin d'éviter les valeurs de jaugeage négatives (Boiten, 2005).

3.1. Stations de jaugeage du niveau d'eau

Il existe beaucoup d'instruments permettant d'observer, de mesurer, d'enregistrer et de transmettre des données de hauteur d'eau. Tous ces instruments présentent des niveaux de complexités différents et permettent une automatisation ou non des mesures (Turnipseed and Sauer, 2010).

La plupart des stations limnimétriques sont équipées d'un capteur et d'un enregistreur de données (data logger). De plus, ces capteurs sont souvent placés dans des puits communiquant avec le cours d'eau permettant de garder la surface de l'eau bien plane pour limiter les erreurs (Guillon et al., 1987). Dans le cadre de mon étude, je me concentrerai plus particulièrement sur l'échelle limnimétrique et le capteur de pression submersible, deux outils que je serai amené à utiliser.

3.1.1 Echelle limnimétrique

L'échelle limnimétrique est un outil très répandu et très simple à mettre en place. Une échelle graduée est placée verticalement sur le bord du cours d'eau et permet une lecture directe du

niveau d'eau. L'échelle doit être installée aux abords d'une section peu sujette aux turbulences afin d'éviter les perturbations de la surface de l'eau qui pourraient rendre la lecture de l'échelle compliquée. Le niveau zéro de l'échelle doit être placé en dessous des niveaux d'eau les plus bas et à une distance connue du fond du cours d'eau afin de pouvoir corriger directement le niveau d'eau lu sur l'échelle. Les hauteurs d'eau sont ainsi lues de façon ponctuelles à des moments définis de la journée.

3.1.2 Capteur de pression submersible

Les capteurs de pression submersibles peuvent être installés dans des puits souterrains ou des réservoirs et dans des cours d'eau. Pour ce dernier cas il est important de placer le capteur dans un endroit calme au niveau des berges du cours d'eau, en général, dans un tube d'accès perforé. Le capteur désigne alors le point zéro du niveau d'eau et il est nécessaire de corriger ces valeurs à l'aide d'une échelle limnimétrique ou en mesurant la distance entre le capteur et le fond de la section en travers.

Le capteur va alors mesurer la pression causée par la colonne d'eau située au-dessus. Un autre capteur, placé à l'air libre, va également être utilisé pour mesurer les variations de pression atmosphérique, lesquelles seront soustraites aux valeurs de pressions dans l'eau (Guillon et al., 1987). La pression est ensuite convertie en une mesure exprimée en mètres ou centimètres de colonne d'eau.

4. Etablissement d'une courbe de tarage

4.1. Généralités

Un objectif très important d'une station de jaugeage est de pouvoir fournir des estimations de débit en continu. Cependant, le débit est une variable très difficile à mesurer en continu. C'est pourquoi, il est nécessaire de le mesurer indirectement sur base d'une autre variable mesurable en continu, le niveau d'eau. Une courbe de tarage correspond à la relation univoque entre les niveaux d'eau et les débits correspondants, $Q = f(h)$ (Hauet, 2009). Elle est spécifique à une section bien précise du cours d'eau. En effet, l'allure de la courbe va dépendre de la géométrie de la section en travers, de la pente du cours d'eau, de la rugosité du lit, de la végétation etc. (P.Singh, 2015).

La construction d'une courbe de tarage commence par la mesure des débits et des niveaux d'eau correspondants sur une gamme suffisamment large. Mieux les couples sont répartis sur une large gamme de hauteur d'eau, plus la courbe de tarage sera précise. Ces couples sont ensuite représentés sur un graphe avec les débits en ordonnée et les niveaux d'eau en abscisse. Une courbe de tendance passant au mieux par les points est finalement tracée.

Une fois la courbe obtenue, il est possible d'obtenir une série temporelle des débits sur base des niveaux d'eau de la section mesurés en continu à l'aide d'un capteur limnimétrique doté d'un data logger.

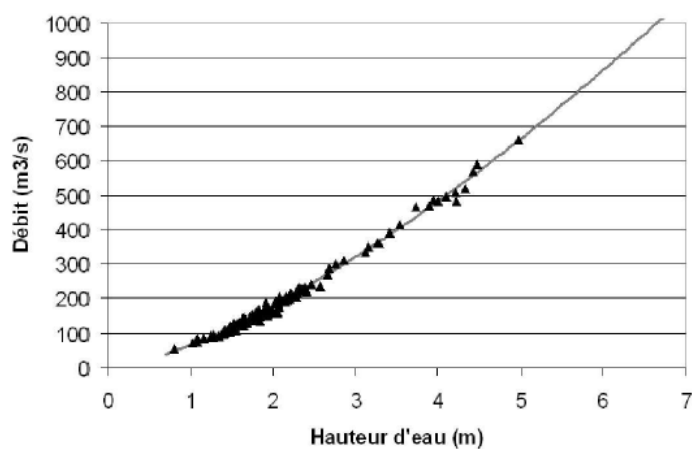


Figure 6 : exemple de courbe de tarage passant au mieux par les différentes relations hauteur-débit mesurées au sein d'une section spécifique (Hauet, 2009).

III. CONTEXTE DE L'ETUDE

1. Madagascar

L'île de Madagascar est située dans l'océan Indien à proximité de l'Afrique orientale. Elle est séparée du continent Africain par le canal du Mozambique, un bras de mer de près de 400 km de large. L'île s'étend sur une longueur de 1600 km pour 570 km dans sa plus grande largeur et a une superficie de 590 000 km², soit la superficie de la France, de la Belgique et des Pays-Bas réunis. Il s'agit d'ailleurs de la 4ème plus grande île au monde (Chaperon et al., 1993). Sa capitale, Antananarivo, est localisée au centre du pays sur les hauts plateaux et culmine à 1200 m d'altitude.

Madagascar est situé dans la zone tropicale. Une chaîne montagneuse culminant entre 1200 et 1500 mètres parcourt l'île sur toute sa longueur. Le versant Ouest présente une faible pente qui s'étend jusqu'au canal du Mozambique tandis que le versant Est offre des pentes beaucoup plus abruptes. La situation géographique de l'île, la forme du relief, l'influence maritime et le régime des vents sont à l'origine des conditions climatiques très variées et des régimes hydrologiques complexes rencontrées sur l'île (Nematchoua et al., 2018).

On distingue deux saisons principales à Madagascar : la saison froide et sèche de Mai à Octobre et la saison chaude et humide de Novembre à Avril. De Mai à Octobre, le climat à Madagascar est dépendant d'un anticyclone provenant de l'Océan Indien. Au cours de cette saison, la partie Est de l'île bénéficie d'un climat humide « au vent » tandis que l'Ouest est soumise à un climat sec « sous le vent ». De Novembre à Avril, pendant la saison chaude, l'anticyclone de l'Océan Indien s'affaiblit mais les régions orientales restent toujours sous influence de tempêtes instables (Zoaharimalala et al, 2008).

L'orographie de l'île a un impact important sur le climat : sur les régions orientales, les pentes abruptes provoquent le soulèvement de l'air humide, les précipitations y sont donc abondantes. Sur les régions occidentales, les pentes plus faibles permettent un mouvement descendant de l'air après le franchissement de la chaîne montagneuse et la formation d'une dépression. L'air ayant perdu la majorité de son humidité sur le versant Est est donc sec et est à l'origine d'une pluviosité faible et de températures plus élevées (Chaperon et al., 1993).

Les précipitations annuelles varient de 400 millimètres sur la côte Sud-Ouest à près de 4000 millimètres sur la côte Nord-Est. Il n'existe pas de région sèche dans la région orientale mais une diminution des précipitations de Septembre à Octobre.

2. Région SAVA

La région SAVA est située dans le Nord-Est de Madagascar et sa superficie est de 23 577 km². Elle fait partie de la province d'Antsiranana à laquelle elle est administrativement rattachée. La région est limitée à l'Est par l'Océan Indien et dispose de 510 km de côtes. Elle regroupe les préfectures de Sambava (chef-lieu), Antalaha, Vohémar et Andapa d'où elle tire son acronyme. En 2013, on recensait 980 807 habitants dans la région SAVA.

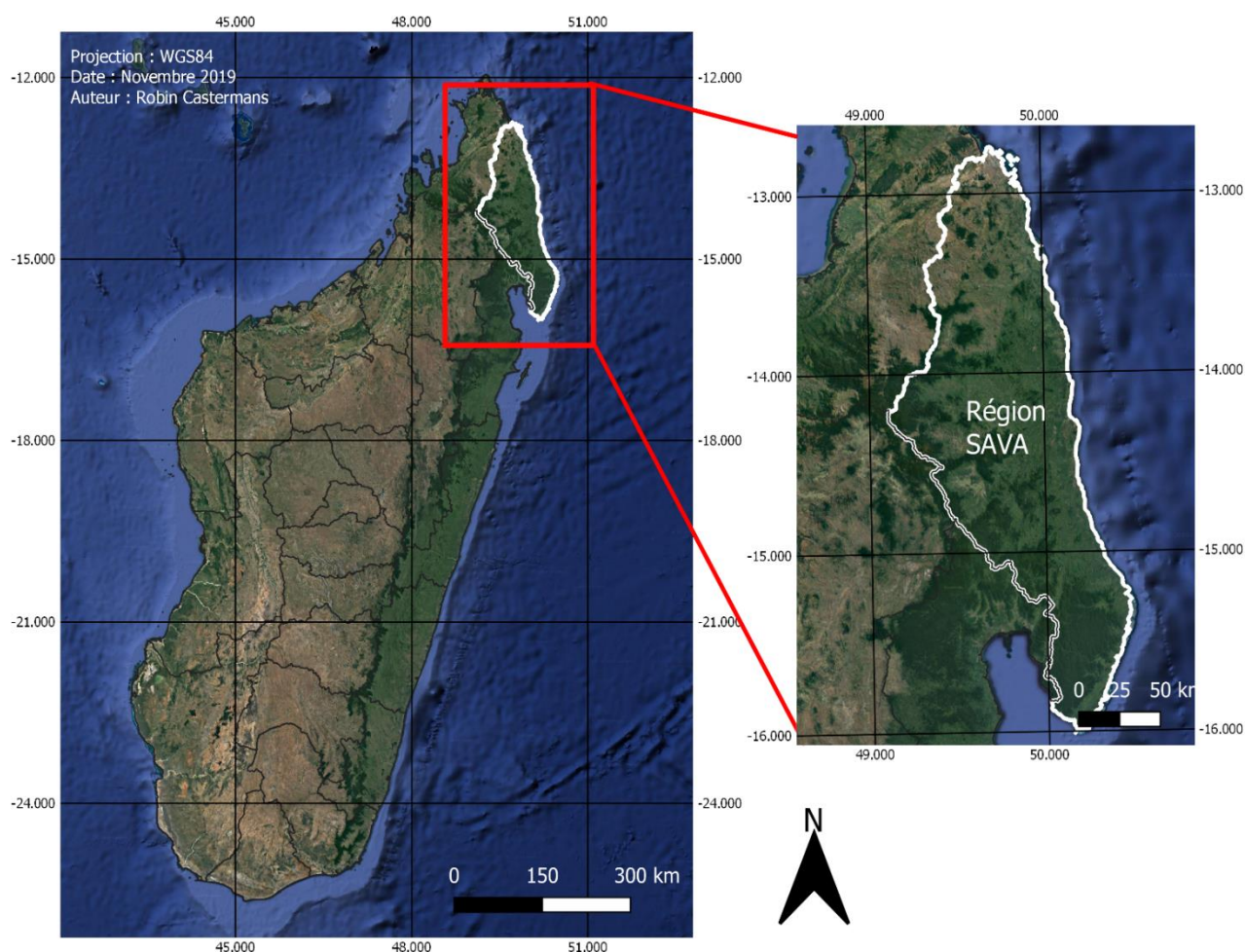


Figure 7 : Image satellite de l'île de Madagascar (à gauche) et localisation de la région SAVA (à droite)

2.1. Climat

Comme dans le Nord du pays en général, la région SAVA bénéficie d'un climat tropical chaud et humide marqué par deux saisons distinctes : la saison chaude où les pluies sont très abondantes de décembre à avril et la saison fraîche et moins pluvieuse de mai à novembre. La région SAVA est caractérisée par une forte pluviométrie avec une moyenne annuelle de plus de 2000 mm (UPDR, 2003). On ne peut d'ailleurs pas parler de saison sèche dans cette région. L'essentiel des pluies est apporté par les courants Est provenant de l'Océan Indien, ce phénomène est amplifié par l'effet orographique.

La saison des pluies est caractérisée par des grosses averses avec de potentiels vents violents. La pluviométrie est maximale au mois de janvier. La région est parfois touchée par des tempêtes tropicales et des cyclones. La période de retour d'une tempête tropicale (vents compris entre 62 et 117 km/h) dans la région SAVA est de 2 ans tandis que la période de retour pour un cyclone de catégorie 1 (vents compris entre 118 et 153 km/h) est de 7 ans. Le Sud de la région, qui comprend principalement le district d'Antalaha, est plus touché par ces intempéries que le Nord (SaryTany, 2012).

Outre les événements pluvieux, la région est parfois touchée par des périodes de sécheresses plus ou moins longues. Encore une fois, c'est le district d'Antalaha qui est le plus susceptible de rencontrer ce type d'événements. La période de retour moyenne pour une sécheresse modérée est de 5 ans.

2.2. Relief et géologie

A l'Est de la région, la zone littorale est dominée par des terrains assez plats dont l'altitude varie de 0 à 100 m. Elle s'étend sur une dizaine de kilomètres à l'intérieur des terres.

Au centre de la région, la zone intermédiaire dispose d'un relief plus accidenté et une altitude qui varie de 100 à 200 m.

La partie Ouest de la région présente des reliefs accidentés avec des altitudes allant de 250 à plus de 2000 m (le massif de Tsaratanana culmine à 2880 m) (SaryTany, 2012).

Au niveau de la géologie de la région, on distingue deux catégories de terrains : les terrains sédimentaires et les terrains cristallins. Les terrains sédimentaires, relativement récents, sont issus de l'accumulation d'apports fluviaux et éoliens. Les terrains cristallins sont issus de l'activité volcanique et sont composés principalement de roches granitiques et magmatiques.

2.3. Hydrographie

La région SAVA dispose d'un réseau hydrographique dense et fortement ramifié. La majorité des cours d'eau prennent leur source dans les massifs montagneux et se jettent dans l'Océan Indien sur la côte Est. Les dénivelés importants dans la partie Ouest sont à l'origine de chutes d'eau et de gorges profondes tandis qu'au littoral, les faibles pentes provoquent des méandres beaucoup plus prononcés. Les 3 rivières principales de la région sont les rivières Ankavia, Ankavanana et Bemarivo. Celles-ci sont fortement alimentées tout au long de l'année et présentent des débits d'étiage peu marqués en octobre et novembre. Durant la saison des pluies, les crues sont assez fréquentes et sont souvent amplifiées dans la zone côtière par l'accumulation des sédiments au niveau des embouchures (UPDR, 2003).

3. Bassin d'Ankavia

Le projet dans lequel s'inscrit le mémoire s'intéresse au bassin versant d'Ankavia. La rivière Ankavia finit sa course dans l'Océan Indien et son exutoire se situe à proximité de la ville d'Antalaha. Le bassin s'étend sur une superficie de 118 799 hectares et est divisé en 3 sous-bassins : Ankaviabe, Sahafihitry et Antsahovy.

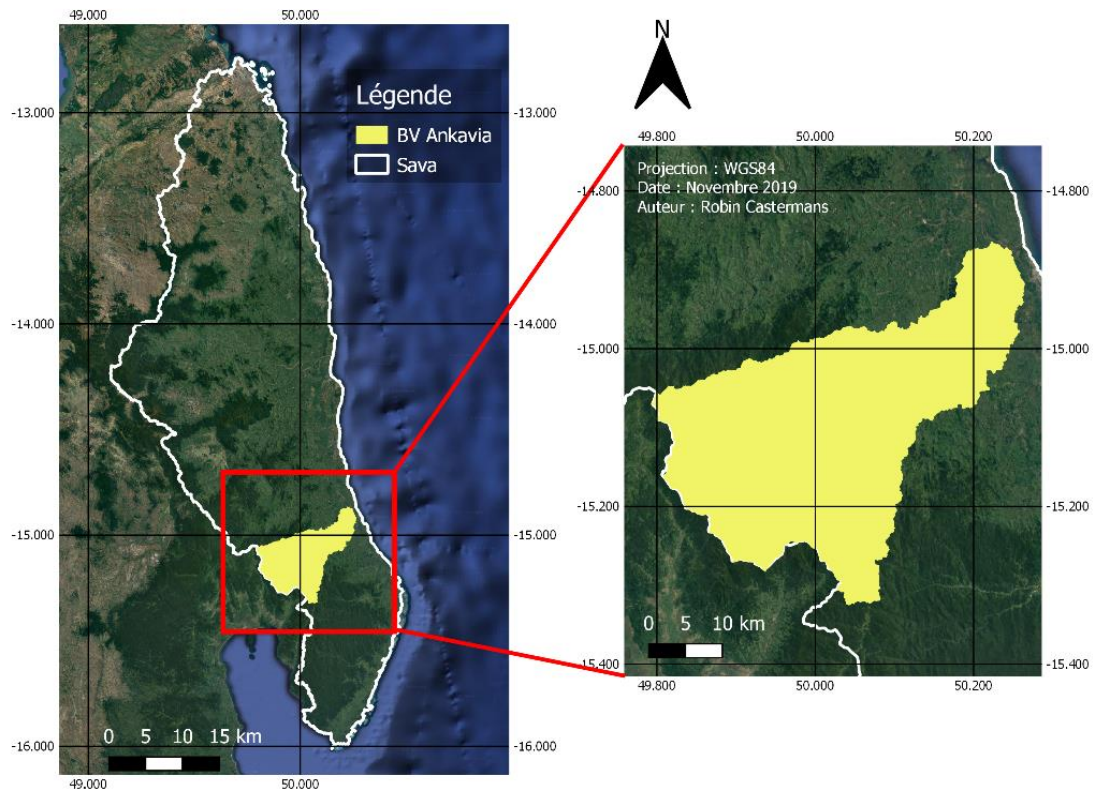


Figure 8 : Image satellite de la région Sava (à gauche) et localisation du bassin d'Ankavia (à droite)

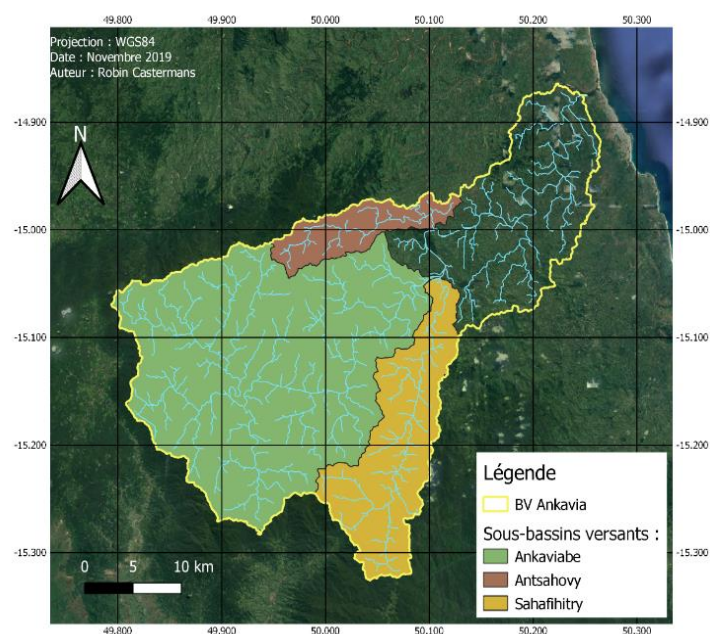


Figure 9 : cartographie du bassin d'Ankavia et des sous-bassins qui le composent.

Les sols prédominants dans le bassin d'Ankavia sont des sols ferrallitiques rouges sur roches acides. Ceux-ci proviennent de l'altération complète des minéraux primaires et sont caractérisés par une faible CEC, un faible taux de saturation en bases échangeables et un pH acide. De plus, ces sols sont généralement bien drainants, ont une bonne perméabilité, sont bien aérés et bénéficient d'une bonne rétention en eau. Les sols ferrallitiques sont très sollicités pour la production agricole du fait de ses propriétés physiques optimales. Les propriétés chimiques sont quant à elles plus limitantes et l'usage de pratiques culturales utilisant des engrais verts est souvent nécessaire (Sadio, 1987)

Pour ce qui est de l'occupation des sols, la moitié Est du bassin est recouverte principalement de cultures vivrières (riz pluvial et de bas fond etc.), de cultures de rentes (vanille et poivre), d'arbustes, et de couvertures herbacées (Minten, 2003). Les activités économiques de la région sont dominées par le secteur primaire. L'agriculture et l'élevage ont une place très importante dans l'économie. En effet, la région possède un grand potentiel de production agronomique dû à ses conditions climatiques humides et ses sols propices aux cultures tropicales et tempérées (UPDR, 2003). L'Ouest du bassin est recouvert principalement de forêts secondaires sempervirentes ou subsistent des petites zones de forêt primaires, ces dernières étant cependant menacées par les cultures sur abattis-brûlis et la sylviculture. Ceci peut être expliqué par le fait que la densité de population augmente au fur et à mesure qu'on se dirige vers la côte. La déforestation et la mise des terres en cultures y sont donc plus importantes.

4. Zone d'étude : bassin d'Antsahovy

Dans le cadre de mon mémoire, il a été choisi d'étudier le cas du sous-bassin versant d'Antsahovy. Ce dernier est situé à l'extrême nord du bassin d'Ankavia. Sa superficie est de 69 km² et son exutoire se trouve à proximité du village d'Ambarabaha. Le village compte environ 200 ménages dont les revenus proviennent essentiellement de l'agriculture et de l'élevage en moindre mesure. Seul le tiers de la superficie du sous-bassin est encore couvert de forêts secondaires, les deux tiers restants ont été déforestés pour la mise en culture des terres ou la valorisation du bois (principalement utilisé pour la cuisine ou la construction).

IV. MATERIEL ET METHODES

1. Méthodologie générale

Dans un premier temps, l'objectif de ce mémoire est d'établir une courbe de tarage couvrant la plus large gamme de débit possible au niveau de l'exutoire du sous-bassin d'Antsahovy. Des mesures de débits et de hauteurs d'eau sont donc nécessaires, et c'est dans cet objectif qu'une étude sur le terrain a été organisée en Février-Mars 2019. Il a été décidé d'utiliser différentes méthodes de mesure de débits afin de pouvoir effectuer une analyse comparative et de limiter les erreurs. Les mesures de hauteurs d'eau, quant à elle, sont effectuées de manière horaire grâce à un capteur de pression submersible. L'ensemble de ces méthodes sont sujettes à des analyses d'incertitudes avec comme objectif de répercuter ces dernières sur la courbe de tarage.

Une seconde étape consiste à modéliser les débits en utilisant la méthode de « Slope-Area » et via le programme HEC-RAS. Pour ce faire, des données physiques ont été mesurées sur le terrain telles que des hauteurs d'eau, des coefficients de rugosité, des géométries de section en travers... Ces mesures de débits modélisés permettent d'effectuer des extrapolations de la courbe de tarage et permettent ainsi d'élargir la gamme de débit à des événements exceptionnels plus compliqués à mesurer sur le terrain (Ahmadi et al., 2017). Enfin, une étude pluviométrique comparative est réalisée sur base de données météorologiques de terrain et de données satellites. Les données les plus pertinentes sont implémentées dans le programme de modélisation HEC-HMS afin d'obtenir des séries chronologiques de débits modélisés. Ces derniers sont ensuite comparés aux mesures de débit observées sur le terrain.

2. Analyse des précipitations

2.1. Données de terrain

Depuis le lancement du projet, 14 pluviomètres ont été installés dans le bassin d'Ankavia. Deux d'entre eux se situent au sein du sous-bassin d'Antsahovy. Il s'agit de pluviomètres à auget basculeur munis d'un data logger. Ce dernier enregistre les heures de basculement de l'auget, des moyennes sont ensuite calculées afin d'obtenir des données horaires. Ces données sont déchargées tous les mois sur place à l'aide d'un ordinateur. Elles sont ensuite enregistrées dans une base de données disponible aux différents membres du projet GIRE-SAVA sous les formats horaire et journalier. L'enregistrement des séries temporelles pluviométriques a démarré le 23 juillet 2018 jusqu'à aujourd'hui. Il faut noter que certaines manipulations lors de déchargement numérique ainsi que des problèmes de batteries ont pu donner lieu à la détérioration de certaines données.



Figure 10 : hydrographie et réseau de pluviomètres du bassin versant d'Ankavia

L'ensemble des pluviomètres ont dû être transportés à pied et en pirogue depuis Antalaha jusqu'aux différents sites repris sur la carte ci-dessus. Les voies de communication vers le bassin sont pratiquement inexistantes et dès lors offrent un accès limité à certaines zones, particulièrement celles qui se trouvent à l'ouest du bassin. Les sites ont donc été sélectionnés pour leur répartition spatiale mais aussi pour leur accessibilité (souvent proche des cours d'eau car le terrain y est moins accidenté). L'idéal aurait été de placer certains pluviomètres à des altitudes supérieures afin de pouvoir vérifier l'existence de gradients altimétriques. Un impact négatif sur la qualité des données pourrait en résulter.

2.1.1 Estimation de la pluie moyenne de bassin par interpolation des stations pluviométriques

L'estimation des précipitations surfaciques moyennes dans une région ou un bassin versant et le développement d'un réseau de mesure complet sont des éléments essentiels dans la modélisation hydrologique et la gestion des ressources en eau. La précision de l'estimation des précipitations moyennes sur une surface donnée dépend fortement du réseau de pluviomètres qui y est installé. En effet, le nombre de pluviomètres et la répartition spatiale

de ceux-ci dans la zone d'étude sont des facteurs déterminants pour une bonne représentation des précipitations moyennes (Diskin, 1970).

Au total 14 pluviomètres ont été répartis dans le bassin d'Ankavia (dont 2 dans le sous-bassin d'Antsahovy), ceux-ci fournissent des données ponctuelles de pluie. Il existe différentes méthodes permettant d'estimer les précipitations moyennes dans une région sur base d'un réseau de pluviomètres fournissant des données ponctuelles. La méthode des polygones de Thiessen en fait partie. Cette méthode affecte à chaque pluviomètre une zone d'influence comme étant l'ensemble des points au sein du bassin d'étude, qui ont pour plus proche voisin, ce pluviomètre. L'aire de chaque polygone est exprimée en pourcent de l'aire totale du bassin et représente le facteur de pondération de la valeur locale (Tabios and Salas, 1985). La précipitation moyenne pondérée P_{moy} [mm] pour le bassin est alors calculée en effectuant la somme des précipitations P_i [mm] de chaque station ($i, \dots, n$), multipliées par l'aire de chaque zone d'influence A_i [km²], le tout divisé par la surface totale A [km²] du bassin ($= \sum A_i$) (Fiedler, 2003) ;

$$P_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^N A_i \cdot P_i}{A} \quad \text{Eq.23}$$

Dès que le réseau de mesure est modifié, à cause de l'ajout ou du déplacement d'un pluviomètre, l'ensemble du système de polygones doit être recalculé. De plus, la méthode de Thiessen ne prend pas en compte le relief de la zone d'étude qui peut avoir un impact important sur la variabilité spatiale des précipitations dans les régions accidentées fortement sujettes aux pluies orographiques (Hutchinson, 1969).

Pour estimer la pluviométrie moyenne dans le bassin d'Ankavia, 13 pluviomètres auxquels sont attribués 13 polygones de tailles et de formes différentes sont utilisés. La répartition est plutôt bonne bien que l'ajout de pluviomètres à l'Ouest et au Nord du bassin aurait été bénéfique. Pour ce qui est du sous-bassin d'Antsahovy, on remarque que celui-ci inclut 4 zones d'influences dépendantes de 2 pluviomètres situés à l'intérieur des limites (Ambarabaha et Antsahoragna) et de 2 pluviomètres situés à l'extérieur des limites du bassin (Beravintsara et Andranolavabe). La répartition des pluviomètres n'est pas optimale car le sous-bassin n'inclut que 2 pluviomètres situés à son extrémité Est et les 2 pluviomètres externes au sous-bassin sont situés à bonne distance de ce dernier. Les extrapolations des précipitations dans la partie Ouest du bassin seront donc sujettes à des incertitudes non négligeables. Une bonne vérification des données de pluie provenant du pluviomètre Antsahoragna sera également nécessaire vu son influence prédominante au sein du sous-bassin.

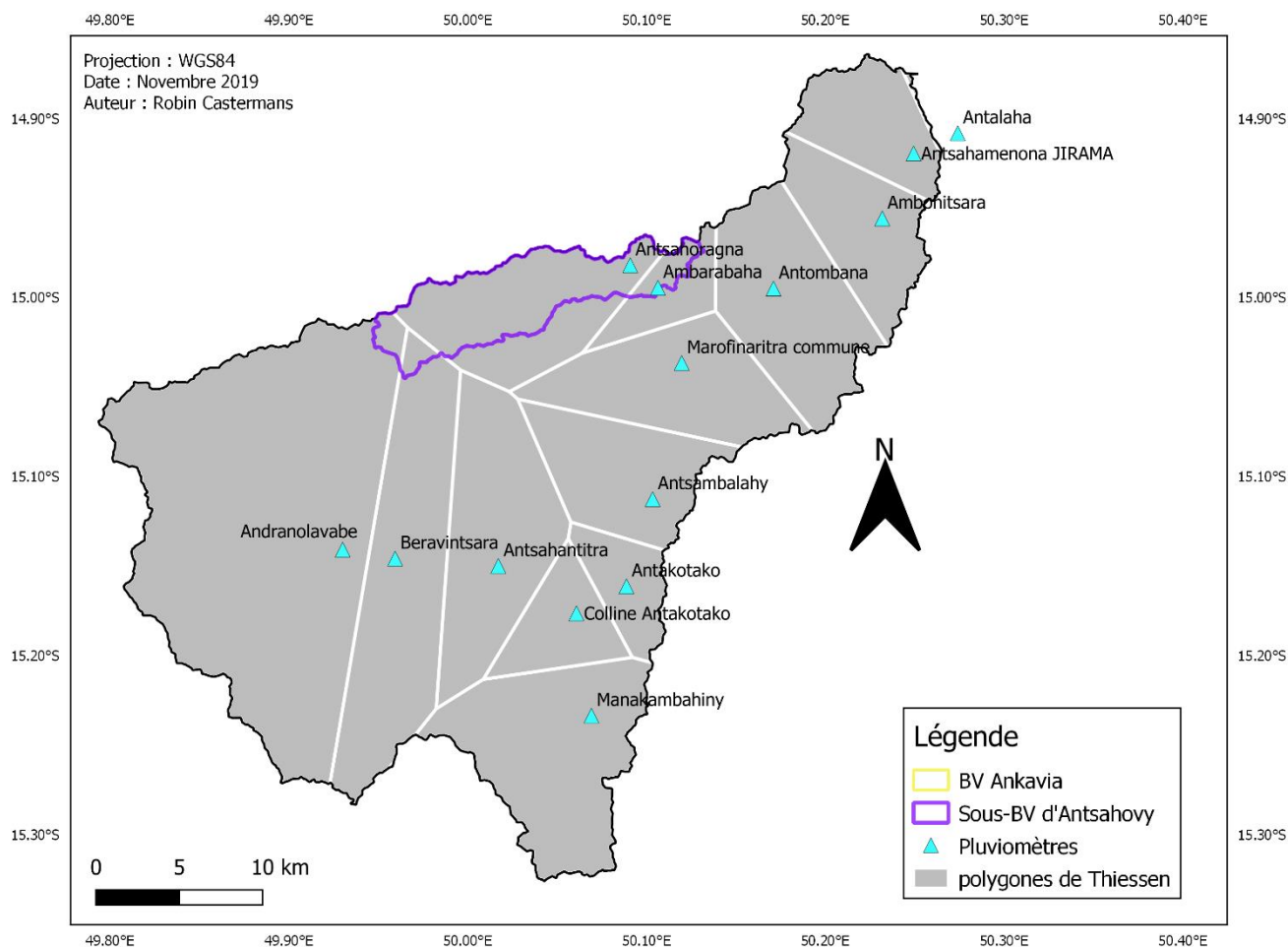


Figure 11: Réseau de pluviomètres et disposition des polygones de Thiessen au sein du bassin versant d'Ankavia

2.2. Données satellites

L'ensemble des données satellites sont téléchargées depuis le site GIOVANNI. Il s'agit d'une plateforme développée par le GES DISC (The Goddard Earth Sciences Data and Information Services Center) permettant d'avoir accès et d'analyser toute une série de données climatologiques de la NASA provenant de différents satellites et d'observations au sol. Cet outil permet à l'utilisateur d'avoir accès à un large choix de présentation des données telles que des séries temporelles, des représentations spatiales, ...

Dans le cadre de mon étude, les séries temporelles commencent le 23 février 2018 et d'achèvent le 26 avril 2019 et les coordonnées géographiques utilisées correspondent aux cellules se trouvant en contact avec le bassin versant d'Ankavia.

Il est ensuite possible d'affiner encore les recherches en définissant la résolution spatiale (en degrés), la résolution temporelle, le type de plateforme/Instrument de mesures. Je me suis tourné vers des données journalières mesurées à l'aide des outils GPM et LDAS dont les résolutions spatiales sont de 0.1° sur 0.1° (11km x 11km).

2.2.1 Global precipitation measurement (GPM)

L'Observatoire principal de mesure des précipitations mondiales ou GPM Core Observatory, est un réseau international de satellites géré par l'agence spatiale Américaine NASA dont l'objectif est de fournir des observations sur les précipitations à l'échelle de la planète (Ostrenga, 2017). Il s'agit du successeur du satellite TRMM Tropical Rainfall Measuring Mission qui a fait ses preuves depuis 1997 et utilisaient des radars micro-ondes à la fois actif et passif pour mesurer les précipitations au niveau des tropiques (Caracciolo et al., 2018). Le concept GPM, lancé en février 2014, est centré sur le déploiement d'un satellite principal « core » doté d'un radar bifréquence et d'un radiomètre permettant de mesurer les précipitations depuis l'espace et servant de référence dans le but d'unifier et de rendre cohérentes les mesures de précipitations effectuées par une constellation de satellites opérationnels (Fang et al., 2019).

Tableau 2 : Caractéristiques des données GPM

Nom	Couverture spatiale	Couverture temporelle	Résolution spatiale	Résolution temporelle	Unités
GPM IMERG Late Precipitation L3 1 day 0.1 degree x 0.1 degree V06	Latitude : 90°S – 90°N Longitude : 180°O – 180°E	Du 01-06-2000 au 28-11-2019	0.1 ° x 0.1 °	Journalier	mm

2.2.1 Land data assimilation systems (LDAS)

Le LDAS développé par le CNRM utilise des modèles numériques complexes de processus physiques pour intégrer des données provenant de systèmes d'observations terrestre et spatial (P.Singh et al., 2015). L'analyse fournie par le LDAS fournit des statistiques et des informations concernant les flux d'eau et d'énergie spatialement et temporellement continus. Ces informations permettent notamment de quantifier les précipitations. Il existe différents systèmes d'assimilation des données en fonction de la source des données, des modèles et de la couverture spatiale. Dans le cas de l'étude des précipitations à Madagascar seules les données FLDAS seront utilisées. Les unités des données déchargées sont sous forme de $\text{kg/m}^2\text{s}^{-1}$ ce qui équivaut à des mm/s.

Tableau 3 : Caractéristiques des données FLDAS

Nom	Couverture spatiale	Couverture temporelle	Résolution spatiale	Résolution temporelle	Unités
FLDAS Noah Land Surface Model L4 Global Daily 0.1 x 0.1 degree	Latitude : 60°S – 90°N Longitude : 180°O – 180°E	Du 01-01-1982 au 31-10-2019	0.1 ° x 0.1 °	Journalier	$\text{kg/m}^2\text{s}^{-1}$

2.3. Comparaison et validation des données

Dans un premier temps, il est nécessaire de construire un inventaire reprenant les coordonnées géographiques des 14 stations pluviométriques. Ces dernières sont ensuite rentrées dans la plateforme GIOVANNI, chaque coordonnée correspond à une cellule de 0.1 ° x 0.1 °, soit une surface de 11 km sur 11 km (121 km²). Les données satellites GPM et LDAS sont téléchargées en format .CSV lisible sur Excel.

Tableau 4 : liste et coordonnées des pluviomètres situés dans le bassin d'Ankavia (les deux stations encadrées sont situées dans le sous-bassin d'Antsahovy)

N°	Stations pluviométrique	Coordonnées géographiques (longitude, latitude)
1	Ambarabaha	50.10634722, -14.994391670
2	Antakotako	50.088716670, -15.161147220
3	Antalaha	50.273991670, -14.908055560
4	Antombana	50.170947220, -14.994802780
5	Antsahamenona	50.27399167, -14.908055560
6	Antsahoragna	50.090816670, -14.981808330
7	Antsambalahy	50.103380560, -15.112413890
8	Beravintsara	49.959350000, -15.145638890
9	Colline Antakotako	50.060738890, -15.176219440
10	Manakambahiny	50.069141670, -15.233397220
11	Marofinatra	50.119608330, -15.036405560
12	Andranolavabe	49.930027780, -15.140647220
13	Antsahantitra	50.01704722, -15.149800000
14	Ambohitsara	50.23177222, -14.955647220

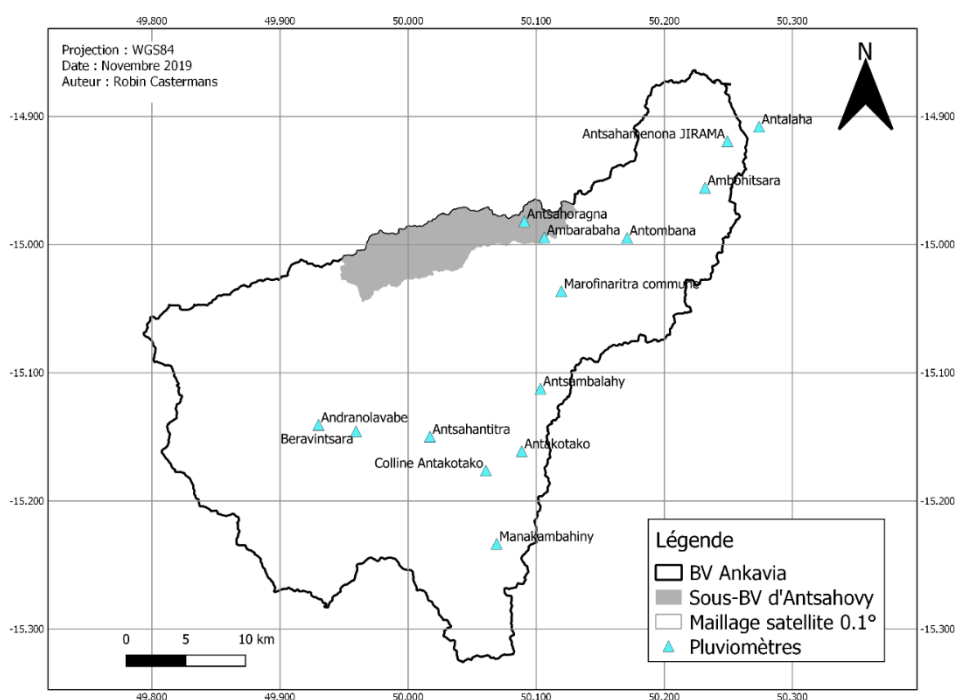


Figure 12 : Maillage satellite (0.1° = 11km) et réseau satellite au sein du bassin versant d'Ankavia

Les données journalières mesurées par les stations pluviométriques sont comparées avec les données satellites journalières FLDAS et GPM. Pour ce faire, les données mesurées par les pluviomètres sont mises en lien avec les données satellites organisés en mailles ($0.1^\circ \times 0.1^\circ$). Des analyses bivariées sont utilisées pour mesurer les niveaux de corrélations entre les différentes sources de données.

3. Données de terrain

Un séjour sur le terrain a été organisé du 25 janvier au 3 mars 2019 en collaboration avec le CURSA. Durant ce séjour, trois missions de 4, 5 et 2 jours ont été menées au sein du sous-bassin d'Antsahovy dans le village d'Ambarabaha. Ces missions avaient pour objectif de collecter des données hydrométriques nécessaires au bon déroulement de ce mémoire. Ces mesures concernaient surtout le jaugeage des hauteurs d'eau et des débits au moyen de différentes méthodes développées plus loin.

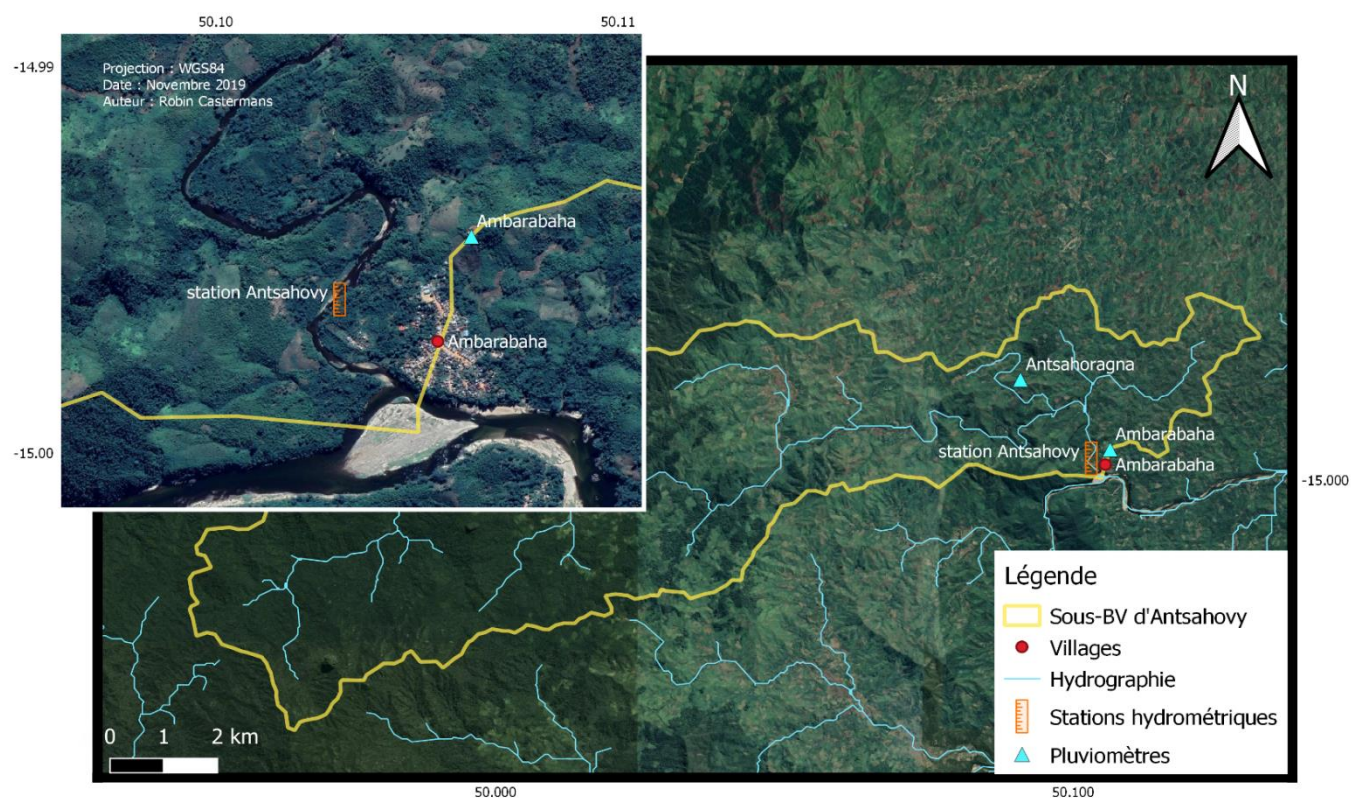


Figure 13 : Image satellite du sous-bassin d'Antsahovy avec zoom sur le village d'Ambarabaha. Représentation du réseau hydrologique, des deux pluviomètres situés au sein du sous-bassin et de la station hydrométrique (section de référence pour la prise de mesure)

3.1. Choix du site de mesure

Les différentes stations hydrométriques au sein du bassin d'Ankavia ont été sélectionnées et aménagées lors de différentes missions sur le terrain menées par le projet GIRE-SAVA. Elles sont composées d'un limnimètre et d'une sonde de pression pour la mesure des hauteurs d'eau et elles ont été placées sur des sites faciles d'accès et aménagés pour permettre le jaugeage optimal des hauteurs d'eau et des débits en toutes conditions. De plus, les sites de mesures sont souvent situés à proximité de villages pour faciliter les missions sur le terrain et permettre un suivi de la part de techniciens vivants à proximité. Au total on compte 4 stations hydrométriques à travers le bassin d'Ankavia dont une au niveau de l'exutoire du sous-bassin d'Antsahovy.



Figure 14 : Localisation de la section de référence et du limnimètre au sein de la rivière

La station hydrométrique d'Antsahovy présente les avantages suivants :

- Elle est facile d'accès depuis le village d'Ambarabaha
- La sonde à pression est fixée sur la rive gauche de la rivière (à côté du limnimètre) et est placée de telle sorte à pouvoir fournir des mesures de hauteur d'eau quelles que soient les conditions.
- La section en travers est orientée perpendiculairement à l'écoulement et est située sur un tronçon de rivière rectiligne et uniforme.
- La géométrie de la section en travers permet des hauteurs d'eau suffisantes pour l'immersion du courantomètre et le transport de flotteurs.

Et les inconvénients suivants :

- Le site de mesure est difficile d'accès lorsque le niveau d'eau est très élevé lors de grosses crues.
- Le tronçon de rivière à une dizaine de mètres en aval du site de mesure forme un méandre à 90° pouvant être à l'origine d'effets de retour et d'accumulation d'eau. On distingue d'ailleurs des remous et des turbulences en amont de la section de référence qui ne sont plus visibles en aval de celle-ci.

- Le lit et les berges au niveau de la section sont constitués de matériaux instables (graviers, pierres et végétation dense) qui participent à la variabilité de la morphologie de la section au cours du temps.

3.2. Mesure des hauteurs d'eau

Les instruments de mesure de niveau d'eau sont installés sur la rive gauche à l'exutoire du sous-bassin d'Antsahovy. On compte 2 limnimètres qui forment une échelle continue : le premier va de 0 à 2 m et le deuxième va jusque environ 3 m. La distance verticale entre le niveau zéro de l'échelle limnimétrique et le point le plus profond de la section en travers est d'environ 0.47 m (variable selon les variations du lit de la rivière). Des mesures ponctuelles sont prises par un villageois tous les matins vers 7h. A côté se trouve une sonde à pression qui enregistre des données horaires de pressions qui sont converties en centimètres de colonne d'eau. La validation des mesures de la sonde à pression se fait en les comparant avec les hauteurs d'eau lues sur le limnimètre.



Figure 15 : Limnimètre installé au niveau de la section de référence.

3.3. Mesure des débits

3.3.1 Méthode des flotteurs

a) Site de mesure et matériel

Un tronçon rectiligne de 50 m de longueur est délimité en amont de la section au niveau du limnimètre. Cette distance permet un temps de parcours des flotteurs suffisamment long pour limiter les erreurs de mesure. 3 sections en travers sont définies ; une section en amont du tronçon A, une section de départ B et une fonction d'arrivée C. C'est à partir de la section en amont que le flotteur est lâché afin de lui laisser le temps d'atteindre la vitesse de l'écoulement avant de franchir la section de départ B.

Le flotteur utilisé est une bouteille en plastique de 1L lestée avec des graviers qui permettent à la bouteille d'être immergée sur une profondeur de 20 cm. Celui-ci possède les caractéristiques d'un flotteur lesté.

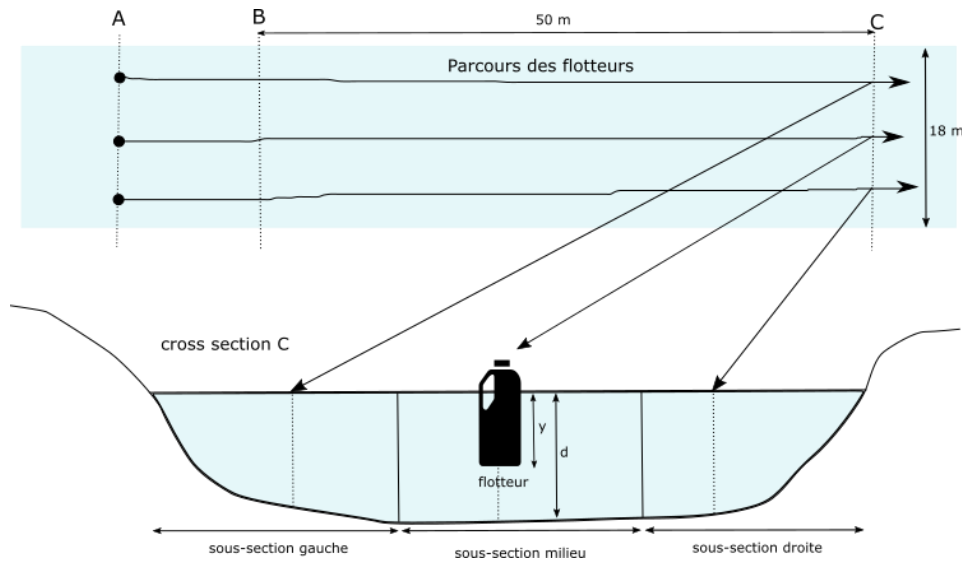


Figure 16 : Représentation schématique du principe de la méthode des flotteurs

b) Mode opératoire

- La section d'étude a été divisée en 3 sous-sections présentant des profondeurs et des vitesses d'écoulement différentes ; la sous-section gauche (SSG), la sous-section du milieu (SSM) et la sous-section droite (SSD). Ces trois sous-sections représentent respectivement 30%, 40% et 30% de la largeur totale de la section mouillée.
- Lâcher le flotteur au milieu de la section A et mesurer son temps de parcours entre la section B et la section C. Réitérer la mesure 5 fois en prenant soin de vérifier que le flotteur reste bien au milieu de l'écoulement jusqu'à son arrivée.
- Réitérer les mesures pour les deux autres sous-sections (gauche et droite) à proximité des berges.

La vitesse moyenne du flotteur au sein de la sous-section i est calculé comme suit :

$$v_{imoyflotteur} = L/t_{imoy} \quad \text{Eq.24}$$

Avec $v_{imoyflotteur}$, la vitesse moyenne du flotteur dans la section i [m/s] ; L, la distance parcourue [m] ; et t_{imoy} , la moyenne des temps de parcours du flotteur dans la section i [s]. La vitesse moyenne de l'écoulement au sein de la section i peut ensuite être calculé :

$$v_{imoy} = k * v_{imoyflotteur} \quad \text{Eq.25}$$

Avec v_{imoy} , la vitesse moyenne de l'écoulement dans la section i [m/s] ; et k, le facteur de correction fonction du rapport profondeur d'immersion du flotteur sur la profondeur de la

section (y/d) [m/m] (voir Tableau 1). Finalement, le débit total est mesuré grâce à l'équation suivante :

$$Q_{tot} = \sum_{i=1}^n S_i * v_{imoy} \quad \text{Eq.26}$$

Avec Q_{tot} , le débit total de la section C [m^3/s] ; et S_i , l'aire de la sous-section i [m^2].

Au cours de mon séjour sur le terrain, des mesures de débit ont été effectuées à trois dates différentes à l'aide de cette méthode.

3.3.2 Jaugeage à gué au courantomètre

a) Site de mesure et matériel

Des mesures de vitesses ont été effectuées à l'aide d'un courantomètre électromagnétique appartenant au projet GIRE-SAVA. Il s'agit d'un courantomètre à induction magnétique OTT MF pro.



Figure 17 : sonde du courantomètre électromagnétique (à gauche) et appareil d'affichage des résultats (à droite)

Les débits sont mesurés dans la section d'étude au niveau du limnimètre. Cette section présente une structure irrégulière, il est donc conseillé de la diviser en sous-sections différentes suivant les gammes de profondeurs. Dans notre cas, 3 sous-sections sont choisies. Les verticales sont resserrées lorsqu'il y a une variation importante de la profondeur et les méthodes de mesure de vitesse le long des verticales sont sélectionnées en fonction de la profondeur. En effet, pour une faible profondeur, la méthode en 1 point est suffisante pour estimer la vitesse le long de la verticale alors que, lorsque la profondeur est plus importante, la méthode en 2 points permet une meilleure estimation de la vitesse.

Tableau 5 : tableau récapitulatif des intervalles de mesure de vitesses d'écoulements ponctuelles à l'aide du courantomètre électromagnétique

Sous-section	Rive gauche	Milieu	Rive droite
Profondeur	< 40 cm	> 40 cm	< 40 cm
Intervalles de mesure	50 cm	1 m	50 cm
Méthode de mesure	1 point	2 points	1 point

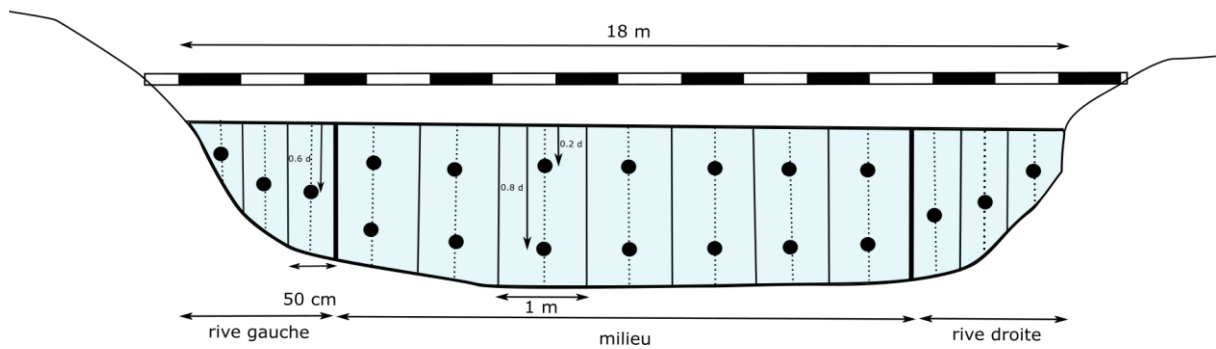


Figure 18 : représentation de la section en travers avec intervalles et méthodes de mesure des vitesses ponctuelles d'écoulement (1 ou 2 points) au courantmètre électromagnétique.

b) Mode opératoire

- Fixer un mètre ruban parallèlement à la surface de l'eau et mesurer la largeur totale de la surface de l'eau.
- Définir les intervalles et les méthodes de mesures adéquats selon les conditions citées plus haut (voir Tableau 5).
- A partir d'une des deux berges, déplacer la perche de jaugeage sur la première verticale en respectant les intervalles de mesure.
- Mesurer la hauteur d'eau au niveau de la première verticale à l'aide de la perche graduée.
- Positionner le capteur électromagnétique à la bonne hauteur le long de la verticale - en un point (0.6d) ou en deux points (0.2d et 0.8d). En suivant les indications du Tableau 5.
- Commencer la mesure de vitesse en gardant la perche verticale et le capteur parallèle à la direction de l'écoulement.
- Déplacer le courantmètre et répéter l'opération à chaque verticale jusqu'à atteindre le bord de l'eau sur la rive opposée.
- Noter la valeur de débit moyen calculée par le courantmètre.



Figure 19 : photographie de la section de référence lors d'un jaugeage au courantmètre électromagnétique

3.3.3 Jaugeage par dilution

a) Site de mesure et matériel

Comme pour les autres méthodes de jaugeage, le site de mesure se trouve dans la section en travers au niveau du limnimètre.

Le traceur utilisé est la fluorescéine sodique, également appelée Uranine. Il s'agit d'un composé fluorescent très couramment employé en hydrométrie en raison de sa sensibilité de détection élevée et sa faible tendance à l'adsorption. La fluorescéine est vendue sous forme d'une poudre de couleur rouge-brune qui devient jaune-verte fluo lorsqu'elle est mélangée à l'eau. Elle a l'avantage d'être très soluble dans l'eau (+ 500g/l) et d'être visible à l'œil nu une fois solubilisée.

L'appareil utilisé pour mesurer les concentrations de fluorescéine est la sonde à capteur optique AP-Lite. Cette sonde présente un seuil de détection de fluorescéine de $0.1 \mu\text{g/L}$ et peut mesurer des concentrations allant jusqu'à $500 \mu\text{g/L}$. La sonde doit être calibrée en deux points afin de régler la sensibilité relative de l'électrode. Le premier doit être effectué quelques fois par an à l'aide d'une solution de fluorescéine dosée à $100 \mu\text{g/L}$. Le deuxième doit avoir lieu avant chaque prise de mesure, il s'agit du point zéro mesuré avec de l'eau claire du cours d'eau (Box and Giesbeek, 2015)



Figure 20 : Nuage de fluorescéine après injection dans la rivière Antsahovy en amont de la section de mesure

b) Mode opératoire

La technique d'injection utilisée est l'injection instantanée d'une quantité de traceur connue au milieu du cours d'eau à une distance L_{BM} en amont du site de mesure.

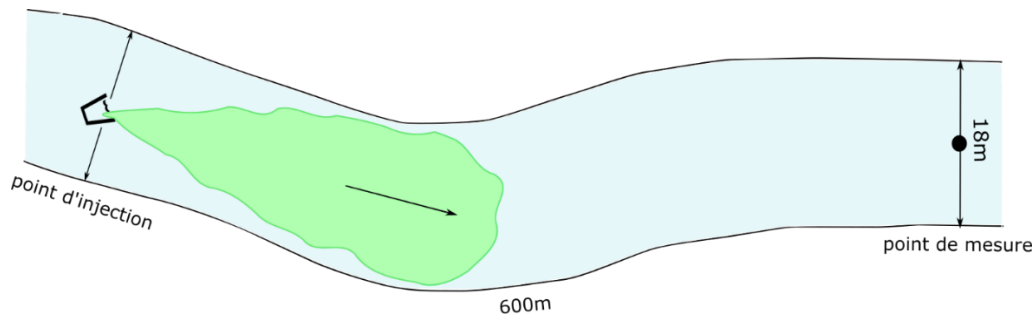


Figure 21 : représentation schématique du jaugeage par dilution au sein de la rivière Antsahovy

Avant de commencer les mesures, il est important de déterminer la longueur de bon mélange ainsi que la quantité de traceur à injecter (voir Equations 16, 17 et 18).

- La longueur de bon mélange :

La longueur de bon mélange est la distance entre le point d'injection du traceur et le point de mesure nécessaire pour avoir un mélange bien homogène sur toute la section du cours d'eau. Dans le cas de la rivière Antsahovy, la plus grande distance hydraulique correspond à sa largeur qui vaut environ 18 m. La formule nous donne alors une distance de 1350 m. Cependant, au-delà de 600 m en amont du point de mesure, les eaux sont très calmes et participent donc peu au mélange du traceur. Par ailleurs, une autre source (Boiten, 2005) affirmait que la distance pouvait être revue à la baisse si les remous étaient importants (jusqu'à $L_{BM} = 25 * H$ dans les torrents). Vu que le tronçon de rivière de 600 m en amont du point de mesure présente plusieurs zones d'écoulements turbulents, il a été choisi de conserver cette distance comme longueur de bon mélange.



Figure 22 : photographie d'une zone de turbulence dans le tronçon de mélange sélectionné

- La masse de traceur à injecter

Il s'agit de la masse de traceur à injecter en amont afin d'obtenir une concentration optimale pour la détection au niveau du point de mesure.

L'objectif est d'obtenir une concentration maximale en traceur dans la section de mesure de minimum $40 \mu\text{g}/\text{L}$, qui est un pic de concentration optimal pour la mesure. Pour calculer la masse de traceur à injecter il faut commencer par déterminer l'ensemble des valeurs des équations [Eq.13] et [Eq.14]. La pente du radier a été mesurée à l'aide du GPS trimble R2 (0.005), la hauteur d'eau moyenne lors des mesures était de 0.71 m et l'aire de la section valait donc 9 m^2 . La vitesse d'écoulement a été estimée à environ 0.50 m/s et le temps de passage pour parcourir 600 m était approximativement 20 min. Dans ces conditions, la masse à injecter obtenue est de 37g mais il a été décidé d'injecter une masse de traceur d'environ 80 g afin de pouvoir mesurer des débits deux fois plus importants. La masse de traceur calculée est ensuite mélangée à de l'eau et injectée de manière instantanée dans le cours d'eau en respectant bien la longueur de bon mélange. Le débit est ensuite calculé à l'aide de l'équation 19.

3.3.4 Application « Discharge »

L'application smartphone Discharge est un outil de mesure optique des débits. Elle permet d'estimer avec précision le débit de cours d'eau naturels ou artificiels au niveau d'un site de mesure prédéfini. En utilisant la caméra du smartphone, l'application mesure la vitesse de surface de l'écoulement sur base des remous et des débris flottants. Cette vitesse est ensuite intégrée sur l'ensemble de la section afin de déterminer le débit de l'écoulement total.

Dans un premier temps, il est nécessaire de définir un site de mesure. Il s'agit d'une section du cours d'eau qui respecte les conditions suivantes :

- Le profil de la section doit être constant et bien défini
- Au moins une berge de la rivière doit être facilement accessible
- Il doit y avoir suffisamment d'aspérités de surface permettant de mesurer l'écoulement (bulles, courant, vagues, feuilles etc...)

Après avoir sélectionné une section répondant aux critères ci-dessus, un nouveau site de mesure doit être créé. S'il s'agit d'un profil standard, il suffit de mesurer la largeur et la profondeur entre le dessus des berges et le lit. S'il s'agit d'un profil spécifique, la section doit être mesurée de façon précise. La valeur de la rugosité du lit de la rivière doit être estimée sur base d'un tableau proposé par l'application. 4 marqueurs doivent être installés de part et d'autre des berges. Ceux-ci serviront de point de repère lors de la mesure faite à l'aide du smartphone. Il faut ensuite mesurer de façon précise les coordonnées des marqueurs ainsi que de 2 points situés sur la ligne de rivage et de rentrer toutes ces informations dans l'application. L'ensemble de ces points de repère doivent être inscrits dans l'espace XYZ. Cette étape ne doit être réalisée qu'une seule fois. Lorsque la section a été mesurée et que les marqueurs sont installés, la prise de mesure avec le smartphone est quasi instantanée.

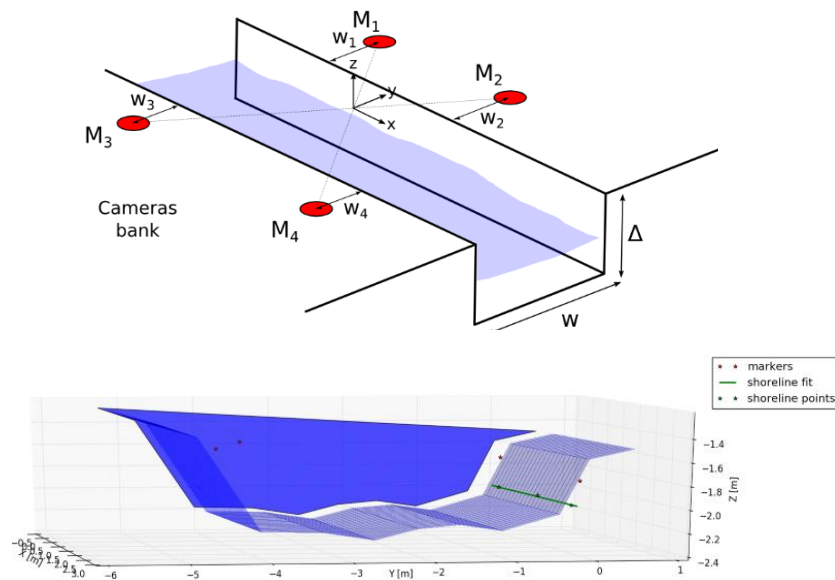


Figure 23 : (Au-dessus) positions des 4 marqueurs sur les berges de la section de mesure. (En dessous) représentation en 3D des mesures d'une section irrégulières nécessaires à la mesure du débit à l'aide de l'application Discharge (Dischage Manual, 2017)

Problème rencontré :

Le matériel disponible sur place n'a pas été suffisant pour mesurer la position précise des points de repère dans l'espace. Le mètre ruban nous a permis de mesurer la géométrie de la section en travers mais pas de la situer dans l'espace XYZ par rapport aux marqueurs et à la ligne de rivage. Ces mesures sont impossibles à réaliser manuellement et nécessitent l'utilisation d'un télémètre laser. Malgré cela, des essais ont quand même été menés au sein de la section de référence mais les résultats peu concluants nous ont contraint d'abandonner cette méthode qui paraissait prometteuse.



Figure 24 : Capture d'écran de l'application Discharge sur smartphone

4. Modélisation hydraulique

Les méthodes de jaugeage des hauteurs d'eau et des débits au sein des rivières ainsi que l'établissement des courbes de tarages dans les gammes de mesures sont des notions qui sont bien établies et largement documentées. Cependant, l'extrapolation des courbes de tarages pour des débits plus élevés est une tâche beaucoup moins aisée à cause de la difficulté de la prise de mesures lors d'événements exceptionnels pouvant servir à vérifier les extrapolations. En effet, le caractère exceptionnel de ces événements, du fait de leur rareté et leur intensité, peut constituer un réel danger pour le technicien et nécessite un timing de mesure parfait pour coïncider avec le pic de débit. C'est pourquoi, la modélisation hydraulique est souvent utilisée pour extrapoler les courbes de tarage dans des gammes de débit beaucoup plus élevées propres à des événements exceptionnels. Ces méthodes sont généralement fidèles lorsque les sections sont régulières et que le cours d'eau reste confiné entre les deux berges. En revanche, l'extrapolation peut rapidement devenir inexacte lorsque les sections sont irrégulières et que le cours d'eau sort de son lit. L'objectif de la modélisation hydraulique dans le cadre de ce mémoire sera, dans un premier temps, de simuler des courbes hauteur-débit correspondants au mieux aux mesures effectuées dans la station de jaugeage. Et dans un second temps, ces courbes seront extrapolées en simulant des événements exceptionnels caractérisés par des hauteurs d'eau exceptionnelles. Cette courbe de tarage extrapolée est essentielle pour pouvoir convertir la série temporelle de hauteurs d'eau mesurée au sein de la section de référence en série temporelle de débit (hydrogramme).

4.1. Méthode de « Slope-Area »

La méthode de « Slope-Area » est basée sur l'équation de Manning ;

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A \quad \text{Eq.27}$$

Avec Q, le débit [m^3/s]; n, le coefficient de Manning [$m^{-1/3}.s$]; P, le périmètre mouillé de la section [m] ; A, l'aire de la section en travers [m^2] ; R, le rayon hydraulique ($R = A/P$) [m] ; et S, le gradient de pente de la surface d'écoulement (supposée parallèle au lit de la rivière) [m/m].

Les valeurs des différents paramètres intervenant dans l'équation « Slope-Area » sont estimés pour la section d'étude au niveau du limnimètre et le tronçon de rivière en amont.

La pente est mesurée de façon approximative via un GPS trimble R2. Sur 50 m, une différence d'élévation de terrain de 0.2 m a été mesurée au niveau du lit de la rivière, ce qui correspond à une pente de 0.005. Le rayon hydraulique et l'aire de la section en travers sont fonction de la hauteur d'eau et ont été calculées sur base de la géométrie de la section.

4.1.1 Estimation du coefficient de Manning

a) Lit mineur de la rivière

Le coefficient de rugosité n est évalué sur base des observations de terrain et via les tables du guide USGS (Annexe 1). Pour rappel, l'équation permettant d'estimer le coefficient de Manning n est la suivante :

$$n = (nb + n1 + n2 + n3 + n4) * m$$

Tableau 6 : Valeurs attribuées aux différentes composantes du coefficient de Manning du lit mineur de la rivière Antsahovy

Channel conditions		n value ajustement
nb	Cobble (d50) = 64-256 mm	0.028 – 0.035
Degree of irregularity (n1)	Minor	0.001 – 0.005
Variation in channel cross section (n2)	Gradual	0.000
Effect of obstruction (n3)	Negligeable	0.000 – 0.004
Amount of vegetation (n4)	Small	0.002 – 0.010
Degree of meandering (m)	Minor	1
n (lit mineur)		0.031 – 0.054

b) Lit majeur de la rivière

Tableau 7 : Valeurs attribuées aux différentes composantes du coefficient de Manning du lit majeur de la rivière Antsahovy

Channel conditions		n value ajustement
nb	Cobble (d50) = 64-256 mm	0.028 – 0.035
Degree of irregularity (n1)	Moderate	0.006 – 0.010
Variation in channel cross section (n2)	Not applicable	0.0
Effect of obstruction (n3)	Minor	0.005 – 0.019
Amount of vegetation (n4)	Medium	0.011 – 0.025
Degree of meandering (m)	Not applicable	1.0
n (lit majeur)		0.05– 0.089

4.2. HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers - River Analysis System) est un logiciel de modélisation hydraulique développé par l'US Army Corp of Engineers servant à simuler des écoulements à surface libre. Pour les écoulements permanents, le logiciel HEC-RAS estime les profils de surface de l'eau sur base de l'équation de conservation d'énergie à une dimension. Les pertes de charges des écoulements dues aux forces de frottement sont estimées à l'aide de l'équation de Manning (Quirogaa et al., 2016).

Dans le cas de cette étude, le logiciel HEC-RAS a été utilisé afin de modéliser la surface de l'eau au niveau de la station de jaugeage et de générer des courbes de tarages. Pour ce faire, il est nécessaire de modéliser l'ensemble du tronçon de rivière ayant un impact sur l'écoulement au niveau de la station de jaugeage.

Dans un premier temps, un tronçon de la rivière de près de 700 m a été créé sur HEC RAS. La morphologie de celui-ci est caractérisée par l'ajout d'une série de sections en travers (cross-section) présentant des géométries bien définies. La station de référence, mesurée de façon précise, est la première cross-section à être implémentée dans le programme (cross section n°10).

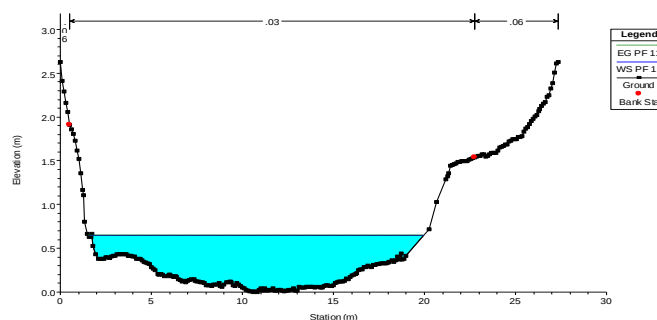


Figure 25 : Géométrie de la section en travers de référence sur le logiciel HEC-RAS

Les sections en amont et en aval, construites sur base d'images satellites (SRTM) et de données collectées sur le terrain, ont été rajoutées le long du tronçon. On en compte 3 en amont de la section de référence et 2 en aval. Vu le manque de données de terrain et la faible résolution du modèle numérique de terrain, ces sections n'ont pas le même degré de précision que la géométrie de la section de référence qui a été mesurée de façon minutieuse avec un mètre ruban.

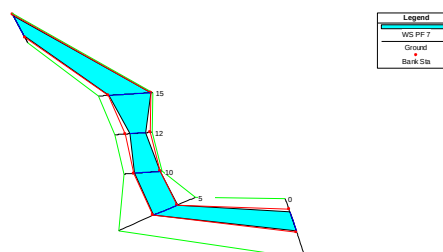


Figure 26 : représentation du tronçon de rivière modélisé sur HEC-RAS. La section 10 est la section jaugée.

Des coefficients de rugosité, évalués sur base des observations de terrain et des tables USGS, ont été attribués aux lits mineur et majeur des différentes sections en travers. Il a été décidé de leur attribuer les valeurs de 0.03 et 0.06.

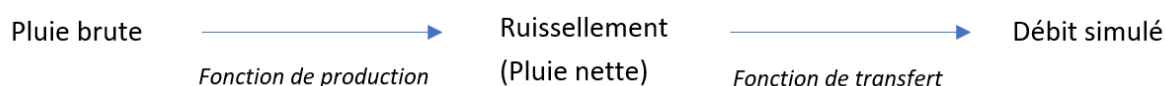
Les conditions aux limites ont en dernier lieu été définies. Parmi celles-ci, la pente moyenne (0.005) (*Normal Depth limit condition*) était celle qui était la plus facile à estimer.

Différents débits sont ensuite définis en amont du tronçon modélisé et la courbe de tarage au niveau de la section de référence est générée pour l'ensemble des débits définis en amont.

5. Modélisation hydrologique

5.1. HEC-HMS

La modélisation hydrologique a pour but d'apporter des prédictions sur le comportement hydrologique du bassin lors d'évènements pluvieux exceptionnels (Environment Agency, 2003). HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System) est un logiciel développé par l'*US army corps of engineers*. Ce système de modélisation hydrologique permet de simuler des pluies sur un bassin versant dans le but de calculer des débits à l'exutoire de celui-ci (Rakotorisoa et al, 2014). La transformation des pluies en hydrogramme des crues nécessite l'intervention de deux fonctions successives ; la fonction de production et la fonction de transfert. La fonction de production permet de déterminer le hyétogramme des pluies nettes à partir des pluies brutes (la pluie nette est la fraction de pluie brute ne s'infiltrant pas dans le sol et participant à l'écoulement). La fonction de transfert sert à calculer l'hydrogramme des crues résultant de ces pluies nettes. Le programme permet d'utiliser différentes fonctions de production comme de transferts et de jouer sur leurs différents paramètres afin de coller au mieux à la réalité.



Les données de précipitations utilisées dans le modèle sont des données journalières provenant des mesures sur le terrain (pluviomètres) ou de données satellites (GPM).

L'ensemble des éléments hydrologiques qui composent le modèle sont ajoutés dans le logiciel. L'ensemble du sous-bassin est représenté par l'élément *subbasin Antsahovy* dont l'exutoire est relié à la rivière Ankavia.

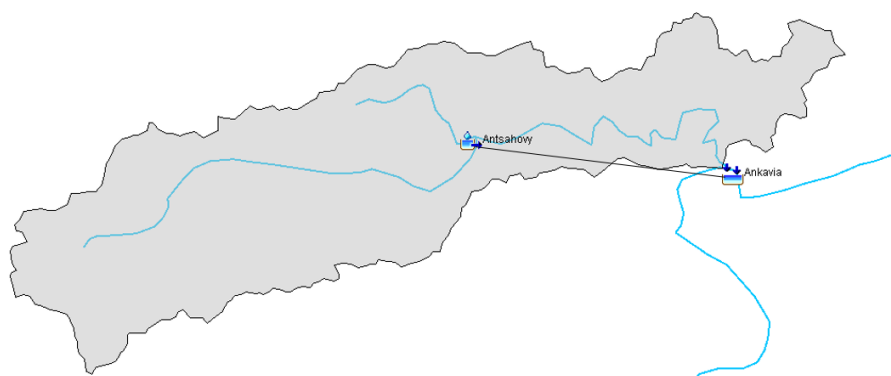


Figure 27 : Représentation du sous-bassin versant d'Antsahovy et des éléments hydrologiques qui le composent sur HEC-HMS

5.1.1 La fonction de production de type SCS-CN

Le modèle de production *Curve Number* développé par le Soil Conservation Service (SCS) de l'USDA (United States Department of Agriculture) permet de déterminer la proportion de ruissellement et d'infiltration du volume de pluie brute selon l'équation suivante :

$$P_n = \frac{(P_B - I_a)^2}{(P_B - I_a + S)} \quad \text{Eq.28}$$

Avec ; P_n , la pluie nette [mm] soit la fraction d'eau qui ruisselle ; P_B , la pluie brute [mm] ; I_a , l'interception initiale [mm] soit la part de l'averse qui s'infiltré en totalité avant le début du ruissellement ; et S , la rétention potentielle du bassin [mm].

Les paramètres d'ajustement du modèle I_a et S peuvent être calculés à l'aide des relations suivantes :

$$I_a = 0.2 * S \quad \text{Eq.29}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Eq.30}$$

Le CN ou Curve Number dépend type du type de sol, de la capacité d'infiltration et de l'occupation du sol. La valeur du CN varie de 30 à 100. Plus la valeur du CN est haute plus le sol possède un haut potentiel de ruissellement et plus il est imperméable et inversement.

Dans un premier temps, les sols sont divisés en 4 groupes hydrologiques suivant leurs capacités d'infiltration lorsqu'ils sont saturés en eau :

- Le groupe A : sols avec une haute capacité d'infiltration (>7.6 mm/heure)
- Le groupe B : sols avec une capacité d'infiltration moyenne (3.8 – 7.6 mm/heure)
- Le groupe C : sols avec une faible capacité d'infiltration (1.3 – 3.8 mm/heure)
- Le groupe D : sols avec une très faible capacité d'infiltration (< 1.3 mm/heure)

Le USDA a développé une carte mondiale des sols d'une résolution de 250 m définissant les différents groupes hydrologiques. La carte (figure 28) nous indique que les principaux groupes hydrologiques présents au sein du sous-bassin d'Antsahovy sont les groupes C et D. La capacité globale d'infiltration des sols du sous-bassin est donc comprise entre faible et très faible.

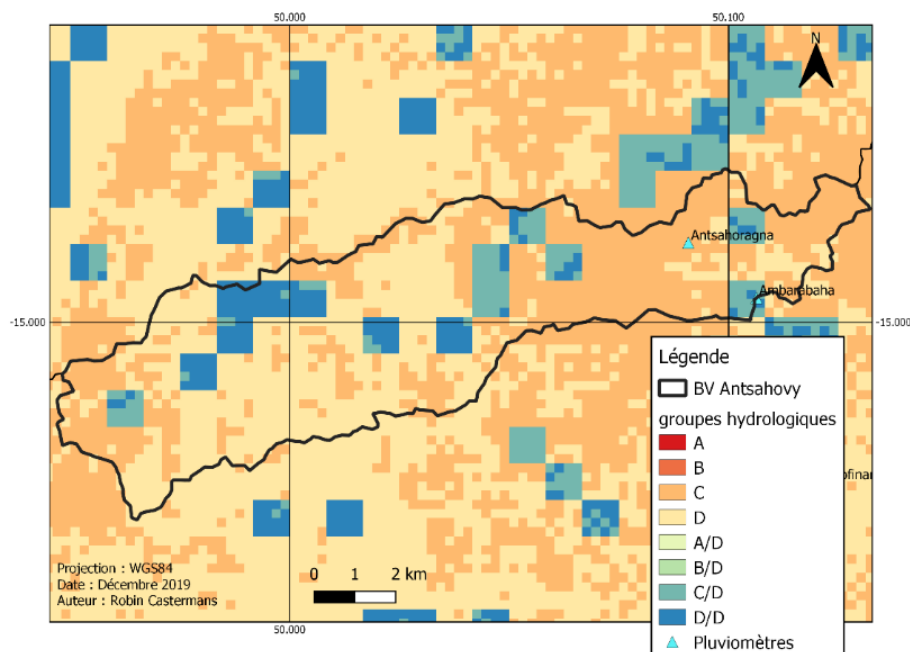


Figure 28 : carte des groupes hydrologiques des sols au sein du sous-bassin versant d'Antsahovy (Ross et al., 2018).

Une deuxième étape consiste à déterminer l'occupation générale des sols dans la zone d'étude. Dans le cas du sous-bassin d'Antsahovy, l'occupation du sol est dominée d'une part par des couvertures herbacées et des cultures (surtout dans la partie Est) et d'autre part par des forêts (surtout à l'Ouest) (voir figure 29).

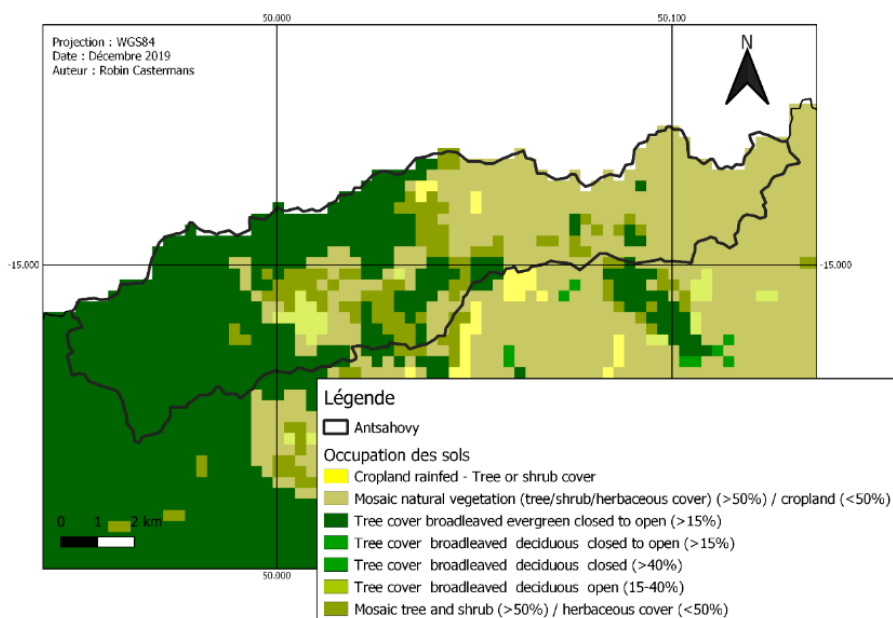


Figure 29 : carte de l'occupation des sols au sein du sous-bassin versant d'Antsahovy (European Space Agency, 2015).

Le tableau 8 reprend les groupes hydrologiques et l'occupation du sol. On peut estimer la valeur du Curve Number après avoir spécifié ces 2 catégories. Dans le cas de notre zone d'étude, le CN est compris entre 57 et 89.

Tableau 8 : Estimation du CN sur base des groupes hydrologiques et de l'occupation des sols (Harlow and Hagedorn, 2018)

NLCD LandUse Code	Description	Curve Number			
		A	B	C	D
11	Open water	98	98	98	98
21	Developed, Open Space	72	82	87	89
22	Developed, Low Intensity	77	85	90	92
23	Developed, Medium Intensity	81	88	91	93
24	Developed, High Intensity	98	98	98	98
31	Barren Land	77	86	91	94
42	Evergreen Forest	39.1	48	57	63
43	Mixed Forest	39.1	48	57	63
52	Shrub /Scrub	63	77	85	88
71	Grassland/Herbaceous	68.9	71	81	89
81	Pasture/Hay	68.9	71	81	89
90	Woody Wetlands	87.4	89	90.4	90.7
91	Emergent Herbaceous Wetlands	98	98	98	98

5.1.2 La fonction de transfert SCS Unit Hydrograph

La fonction de transfert permet de spécifier le régime de transport du ruissellement vers l'exutoire du bassin versant. Le modèle de l'hydrogramme unitaire est basé sur une relation linéaire entre les pluies unitaires de différentes intensités et les débits résultants. Cette relation dépend d'une série de facteurs comme la taille, la longueur, la pente, la capacité de stockage du bassin, etc...

L'hydrogramme unitaire peut être approximé par un triangle dont l'aire correspond au volume total du ruissellement atteignant l'exutoire du bassin. La forme de l'hydrogramme va dépendre du paramètre *Peak Rate Factor*. Celui-ci exprime le comportement de l'hydrogramme en fonction de l'aire de drainage total et de la pente moyenne du cours d'eau principal du bassin (J. M. Sheridan et al., 2002). Plus celui-ci va avoir une valeur élevée, plus le pic de débit va être élevé. L'aire de l'hydrogramme, quant à elle, restera inchangée. La gamme de Peak rate factor varie de 100 à 600 mais dans la plupart des cas, c'est la PRF 484 standard qui est utilisé.

Le pic de débit peut être calculé grâce à l'équation suivante ;

$$Q_p = C \frac{A * PRF}{(\frac{\Delta t}{2} + t_{lag})} \quad \text{Eq.31}$$

Avec ; Q_p , pic de débit à l'instant t [m^3/s] ; A , la superficie du bassin versant [km^2] ; C , la constante de conversion (0.208 pour le S.I.) ; Δt , la durée de l'excès de précipitation [h] ; PRF, le peak rate factor ; et, t_{lag} , délais entre l'évènement pluvieux et le pic de l'hydrogramme à l'exutoire [h].

Le lag time peut être calculé comme suit ;

$$t_{lag} = \frac{(L^{0.8})(\frac{S}{2.54} + 1)^{0.7}}{735Y^{0.5}} \quad \text{Eq.32}$$

Avec ; L , longueur hydraulique du bassin (la longueur du cours d'eau principal du bassin) [m] ; S , la rétention maximale potentielle du bassin [mm] ; et Y , la pente moyenne du bassin [%]

V. RESULTATS ET DISCUSSION

1. Analyse des précipitations

1.1. Pluviomètres

1.1.1 Variabilité spatiale des précipitations inter-pluviométriques

Tout d'abord, les données mesurées par les 14 pluviomètres déployés au sein du bassin Ankavia, sur une surface de près de 1150 km², ont été analysées. La base de données contient des mesures de pluies journalières allant du 23 juillet 2018 au 29 juillet 2019. Cependant, il existe plusieurs trous dans les données à imputer à des erreurs de maintenance des pluviomètres. Une matrice de corrélation comparant les séries temporelles des 14 pluviomètres 2 à 2 est générée (Annexe 2). Ensuite, une matrice des distances entre les pluviomètres est construite à l'aide du logiciel QGIS (Annexe 3). Une relation a pu être établie entre les corrélations des pluies mesurées par les pluviomètres et les distances qui les séparent. Dans le graphe ci-dessous, on observe une tendance significative qui indique que la corrélation entre les données des pluviomètres diminue au fur et à mesure que la distance entre eux augmente. En effet, les précipitations sont rarement homogènes sur l'ensemble du bassin, il est donc logique d'observer de plus grandes variabilités au niveau de données mesurées par des pluviomètres fortement éloignés. Ce graphe permet également de se rendre compte de la validité globale des mesures. En effet, on ne remarque pas de corrélations anormalement basses entre les pluviomètres, ni de relations incohérentes entre les corrélations et les distances de séparation inter-pluviométriques.

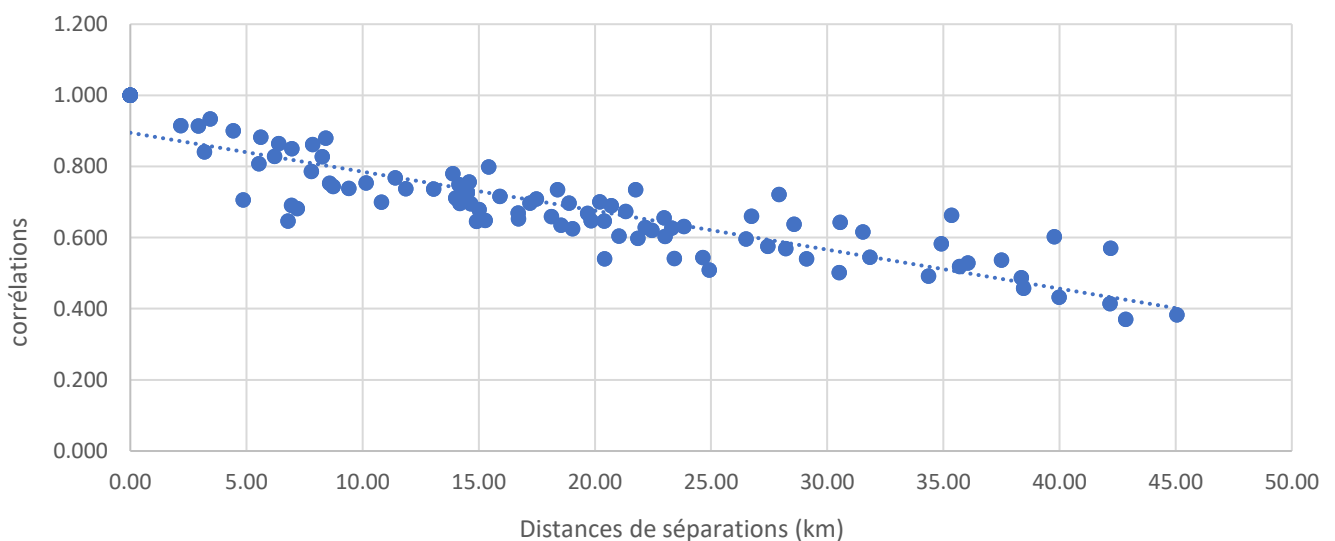


Figure 30 : Relation entre les coefficients de corrélations des pluviomètres pris deux à deux et les distances inter-pluviométriques.

1.1.2 Mise en évidence d'un gradient pluviométrique directionnel (Nord-Est → Sud-Ouest) potentiel

Un gradient partant de la côte (Nord-Est) et allant vers les reliefs (Sud-Ouest) a été créé. Les distances sont mesurées entre les pluviomètres et une ligne imaginaire représentant la côte et perpendiculaire au gradient (figure 31). Les pluviomètres sont ensuite classés en fonction de leur distance avec la côte et des cumuls des données de pluie sont calculés pour chacun des pluviomètres (dans un intervalle de temps commun dénué de données manquantes). Ces données se retrouvent dans le tableau 9. Un graphe mettant en relation les cumuls de pluies et les distances de pluviomètres le long du gradient est ensuite créé.

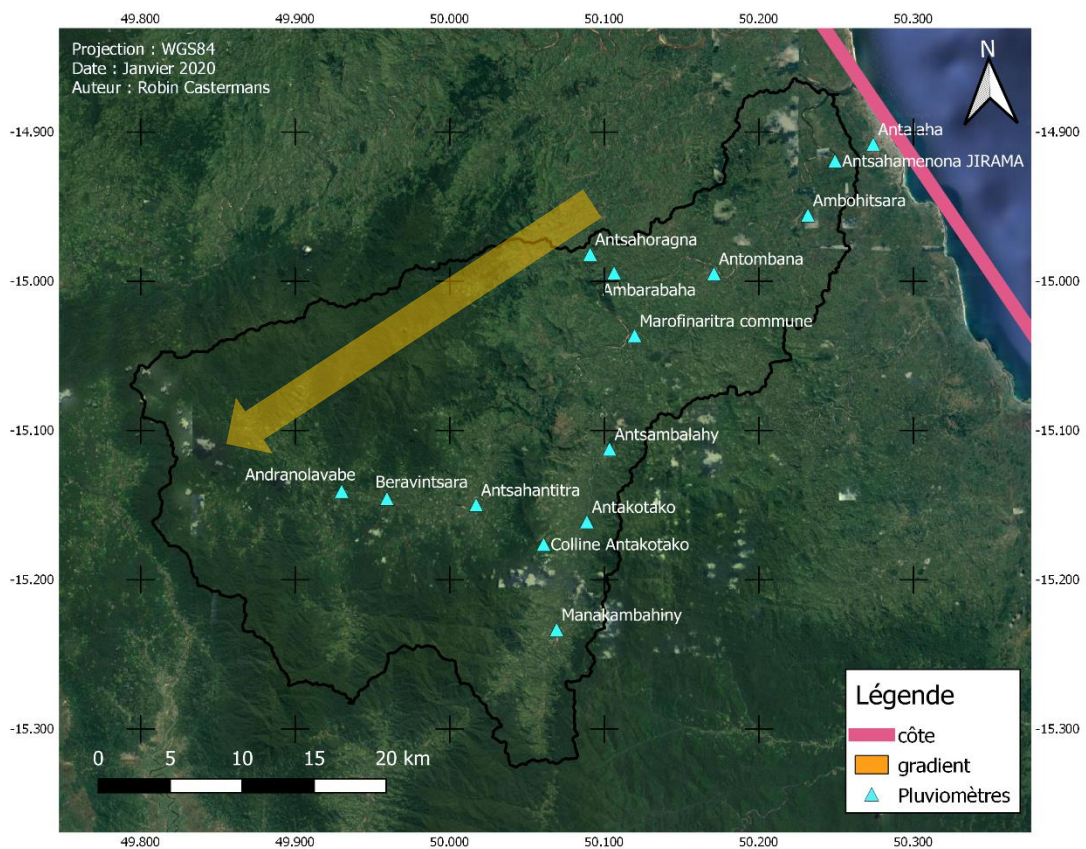


Figure 31 : réseau de pluviomètres au sein du bassin d'Ankavia et gradient pluviométrique Nord-Est → Sud-Ouest.

Tableau 9 : cumuls des pluies des pluviomètres et classification selon leur distance de la côte

Pluviomètres	Cumuls de pluie (mm) (20/12/18 – 30-07-2019)	Distances pluviomètre-côte (km)
Antalaha	1696.00	2
Antsahamenona JIRAMA	1777.00	5
Ambohitsara	1859.00	9
Antombana	1904.40	17
Ambarabaha	1622.60	22
Antsahoragna	1828.00	23
Marofinaritra commune	1653.20	24
Antsambalahy	1922.00	30
Antakotako	1791.00	34
Colline Antakotako	1893.80	38
Antsahantitra	1673.60	40
Manakambahiny	1700.00	40
Beravintsara	1813.40	45
Andranolavabe	1696.80	47

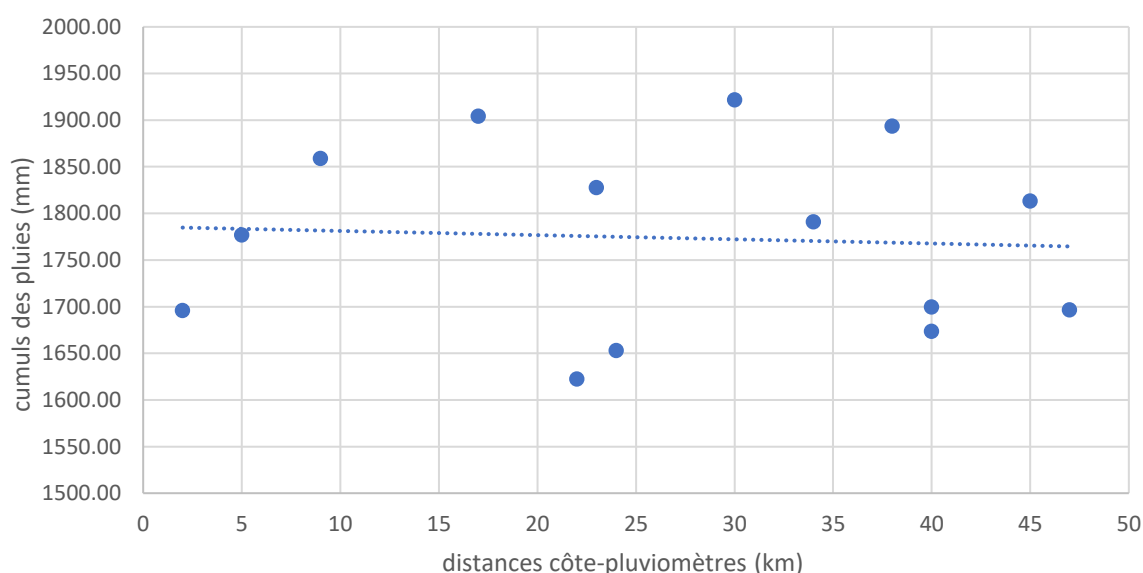


Figure 32 : Relation entre les cumuls de pluies des pluviomètres et leurs distances par rapport à la côte.

Le graphe ci-dessus nous indique qu'il n'existe pas de relation significative entre les cumuls de données mesurées par les pluviomètres et les distances entre la côte et les pluviomètres. On peut donc dire que, dans le cas de notre étude, le gradient perpendiculaire à la côte n'a pas un réel impact sur les données pluviométriques.

1.1.3 Mise en évidence d'un gradient pluviométrique altitudinal potentiel

De la même manière que dans la section précédente, les cumuls des pluies de chaque pluviomètre sont comparés avec leur altitude afin de mettre en évidence un gradient pluviométrique altitudinal potentiel. Les stations pluviométriques sont donc classées par ordre d'altitude.

Tableau 10 : Cumuls des pluies des pluviomètres et classification selon leur altitude

Pluviomètres	Cumuls des pluies (mm)	Altitudes (m)
Antalaha	1696.00	83
Antsahamenona JIRAMA	1777.00	25
Ambohitsara	1859.00	26
Antombana	1904.40	35
Ambarabaha	1622.60	91
Antsahoragna	1828.00	152
Marofinaritra commune	1653.20	62
Antsambalahy	1922.00	151
Antakotako	1791.00	153
Colline Antakotako	1893.80	683
Antsahantitra	1673.60	165
Manakambahiny	1700.00	284
Beravintsara	1813.40	208
Andranolavabe	1696.80	233

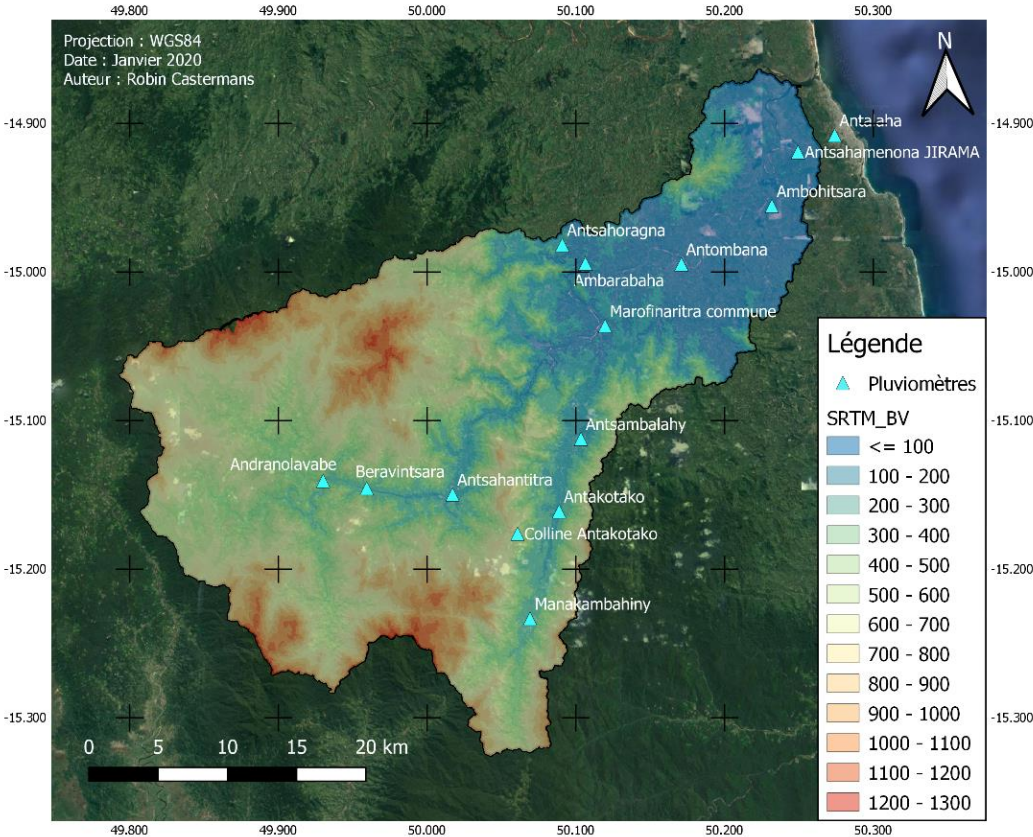


Figure 33 : Réseau de pluviomètre au sein du bassin d'Ankavia et représentation des altitudes.

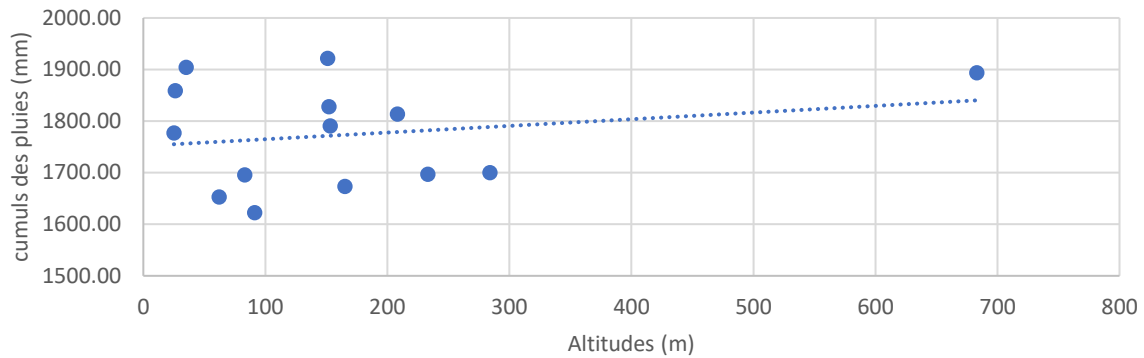


Figure 34 : Relation entre les cumuls de pluies des pluviomètres et leur altitude.

Le graphe ci-dessus nous indique que 13 des 14 pluviomètres se situent entre 0 et 300 m d'altitude. Au sein de ce groupe on n'observe pas de tendance significative, les différences d'altitudes étant trop faibles. Le 14ème pluviomètre se démarque des autres par une altitude plus élevée (684 m) et une pluviométrie totale plus élevée que la moyenne. De manière générale, on observe un gradient pluviométrique altitudinal très léger qui est principalement causé par le pluviomètre qui se démarque des autres étant donné son altitude plus élevée. On ne peut donc pas certifier que, dans le cas de notre étude, l'altitude ait un impact sur les données pluviométriques.

1.1.4 Précipitations surfaciques moyennes sur base du réseau de pluviomètres

La méthode de pondération basée sur les polygones de Thiessen a été utilisée afin d'estimer la pluviométrie moyenne au sein du bassin d'Ankavia sur base du réseau de pluviomètres.

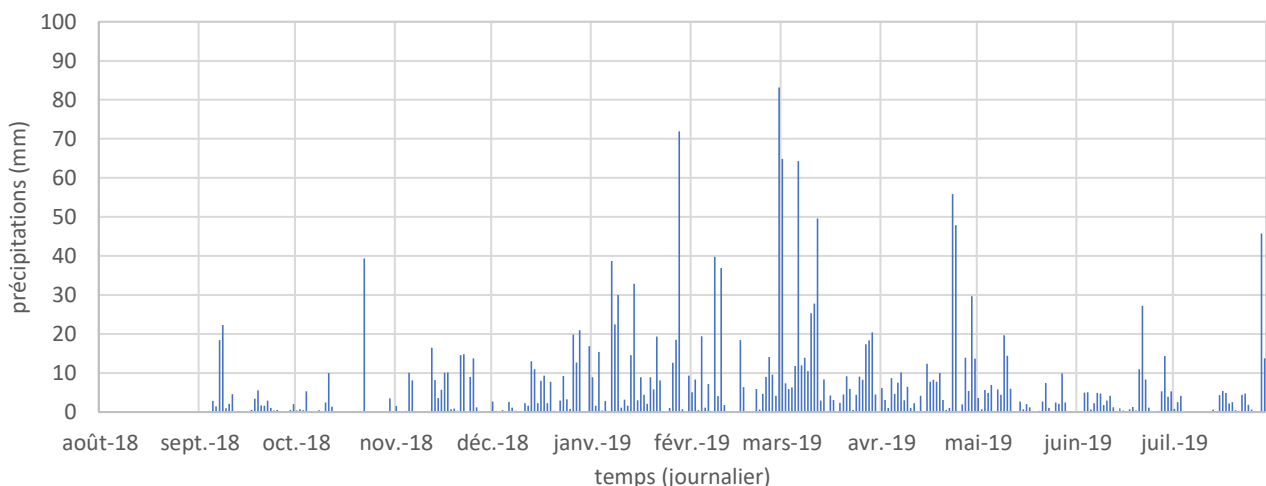


Figure 35 : Série temporelle des pluies dans le bassin d'Ankavia mesurées par le réseau de pluviomètre et extrapolé avec la méthode de Thiessen

La série temporelle des précipitations débute le 5 septembre 2018 et non le 23 juillet 2018 à cause du manque de données de certains pluviomètres au début du projet. La moyenne des pluies journalières est de 6.32 mm et la pluie journalière maximale est de 83.2 mm (28 février 2019).

La même méthode est ensuite reproduite à l'échelle du sous-bassin versant d'Antsahovy sur base de 4 pluviomètres différents. La moyenne des pluies journalières est de 6.2 mm et la pluie journalière maximale est de 97.5 mm (28 février 2019).

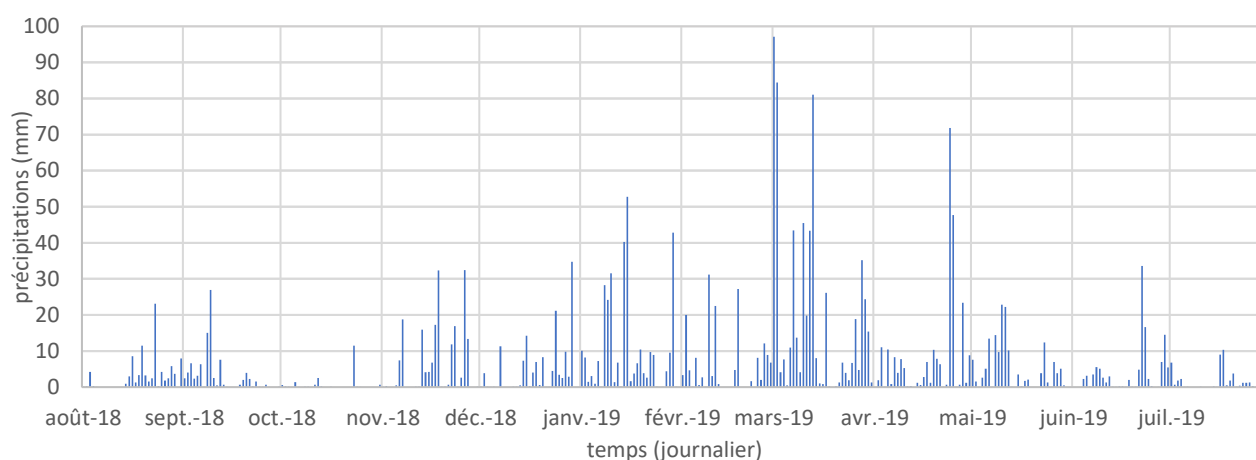
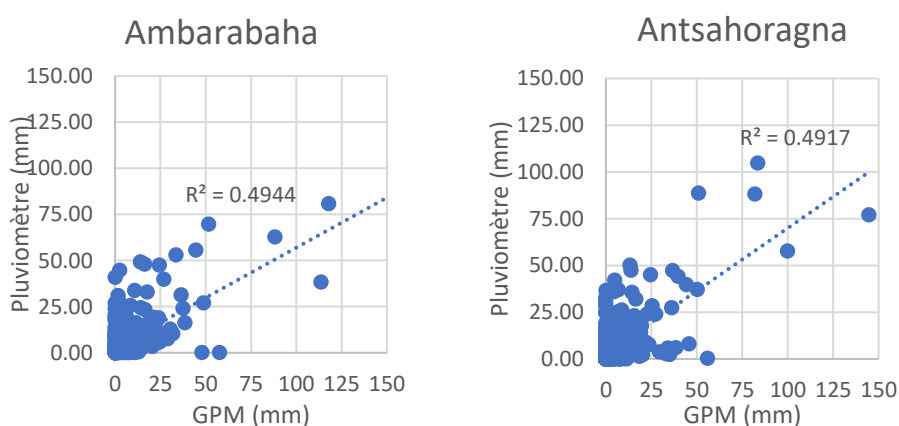


Figure 36 : Série temporelle des pluies dans le sous-bassin d'Antsahovy mesurées par le réseau de pluviomètre et extrapolé avec la méthode de Thiessen

1.2. Comparaisons des données de terrain et des données satellites

1.2.1 Comparaison à l'échelle des pluviomètres

Les données des 14 pluviomètres présents dans le sous-bassin d'Ankavia ont été comparées avec les données satellites des mailles ($0.1^\circ \times 0.1^\circ$) correspondantes (Annexe 4). Ci-dessous, à titre d'exemple, 4 figures comparant les données provenant des pluviomètres du sous-bassin d'Antsahovy (Ambarabaha et d'Antsahoragna) avec les données FLDAS et GPM.



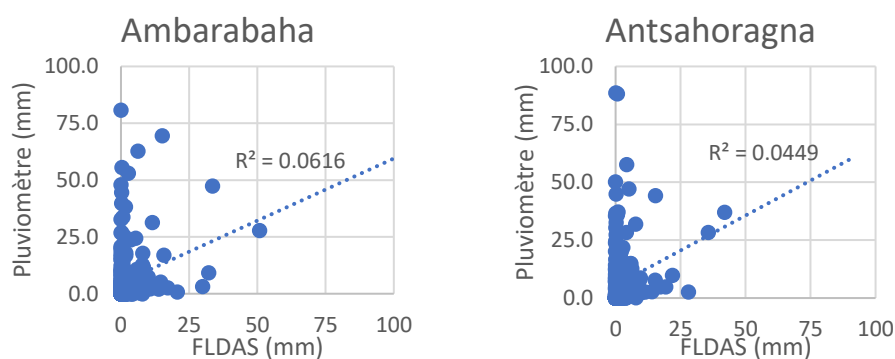


Figure 37 : analyses comparatives des données mesurées par les pluviomètres d'Ambarabaha et d'Antsahoragna avec les données satellites FLDAS et GPM

Au niveau de la relation entre les données de terrain et les données GPM, on observe que les R^2 ont des valeurs de 0.4944 et 0.4917. Pour ce qui est des R^2 entre les données pluviométriques et les données FLDAS on observe qu'ils ont des valeurs très faibles, 0.0616 et 0.0449. Ceci peut s'expliquer par un problème dans la qualité et la maintenance des données journalières FLDAS. La plateforme Giovanni a d'ailleurs prévenu les utilisateurs que ces données avaient été déclassées le 01/11/2019.

Ces analyses ont été établies pour l'ensemble des 14 stations du bassin versant d'Ankavia. De manière générale, il en ressort que les données FLDAS ont une très faible corrélation avec les données de terrain et seront donc écartées. Les données GPMfinal, quant à elles, montrent une meilleure relation linéaire, bien qu'imparfaite, et seront donc préférées pour l'analyse temporelle des précipitations. Le résumé de l'analyse comparative des données mesurées par les 14 pluviomètres du bassin d'Ankavia avec les données satellites GPM se retrouve dans le tableau ci-dessous.

Tableau 11 : Liste des 14 pluviomètres du bassin d'Ankavia, altitudes et corrélations entre les données mesurées par les pluviomètres avec les données satellites GPM

Pluviomètres		Corrélations entre données GPM et pluviométriques individuels
1	Ambarabaha	0.4944
2	Antakotako	0.4288
3	Antalaha	0.4708
4	Antombana	0.368
5	Antsahamenona (=Jirama)	0.5177
6	Antsahoragna	0.4917
7	Antsambalahy	0.4336
8	Beravintsara	0.2902
9	Colline Antakotako	0.5239
10	Manakambahiny	0.5233
11	Marofinatra	0.3727
12	Andranolavabe	0.3099
13	Antsahantitra	0.2911
14	Ambohitsara	0.539

1.2.2 Comparaison à l'échelle des mailles GPM

La section précédente visait à comparer les mailles ($0.1^\circ \times 0.1^\circ$) des données satellites GPM avec les données des pluviomètres individuels qui étaient localisés au sein de ces mailles. À présent, l'objectif sera d'utiliser les polygones de Thiessen entre les pluviomètres afin de pouvoir estimer les précipitations moyennes au sein de mailles identiques à celles des données GPM. Pour ce faire, les données de pluies sont pondérées à l'intérieur de chaque maille en fonction du pourcentage de la surface de chaque polygone au sein de cette maille. Seules les mailles contenant des pluviomètres ont été sélectionnées et classées par ordre alphabétique (ABCDEFGH). Les corrélations sont ensuite calculées entre les données GPM et pluviométriques à l'échelle des mailles (tableau 12).

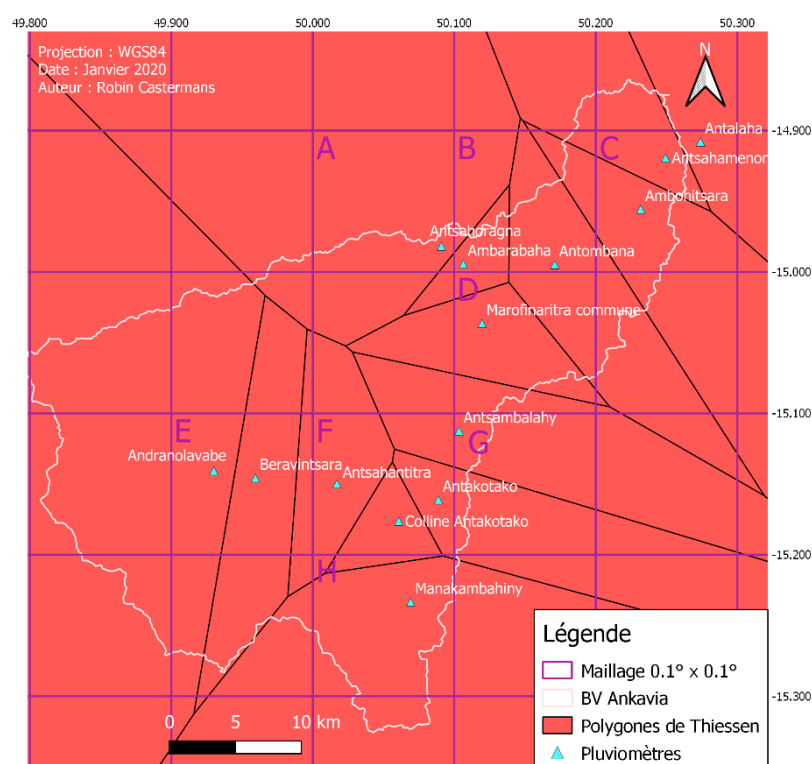


Figure 38 : Représentation des polygones de Thiessen et des différents pluviomètres inclus dans les mailles (ABCDEFGH)

Tableau 12 : Liste des corrélations entre les données GPM et pluviométriques à l'échelle de mailles ($0.1^\circ \times 0.1^\circ$)

Mailles	Corrélations entre mailles GPM et pluviométriques
A	0.4921
B	0.4593
C	0.562
D	0.5192
E	0.3288
F	0.4153
G	0.4548
H	0.581

Après avoir obtenu les corrélations entre les données GPM et pluviométriques à l'échelle des mailles, il est nécessaire de les comparer aux corrélations entre les données GPM et pluviométriques individuels calculées dans la section précédente. À cet effet, les pluviomètres montrant les meilleures corrélations et se trouvant à l'intérieur des mailles ABCDEFGH ont été sélectionnés.

Tableau 13 : Comparaison entre les corrélations des données GPM/pluviomètres à l'échelle de mailles avec les corrélations entre les données GPM/pluviomètres individuels.

Mailles	Corrélations entre données GPM et pluviométriques à l'échelle de mailles (0.1° x 0.1°)	Pluviomètres	Corrélations entre données GPM et pluviométriques individuels
A	0.4921	Antsahoragna	0.4917
B	0.4593	Ambarabaha	0.4944
C	0.562	Ambohitsara	0.539
D	0.5192	Marofinatra	0.3727
E	0.3288	Andranolavabe	0.3099
F	0.4153	Colline Antakotako	0.5239
G	0.4548	Antsambalahy	0.4336
H	0.581	Manakambahiny	0.5233
Moyenne des corrélations	0.4765		0.4610

De manière générale on remarque que les corrélations à l'échelle des mailles sont légèrement meilleures que les corrélations ponctuelles. Il est donc intéressant d'effectuer une moyenne surfacique des données issues d'un réseau de pluviomètres. En effet, cela permet d'apprécier une meilleure répartition des pluies au sein du bassin. Cela se traduit d'ailleurs par une meilleure corrélation avec les données satellites GPM qui sont déjà des données de précipitations surfaciques.

1.2.3 Comparaisons à l'échelle du sous-bassin d'Antsahovy

Les précipitations surfaciques moyennes dans le sous-bassin d'Antsahovy ont été calculées sur base des données GPM. La figure 39 représente l'évolution temporelle des précipitations mesurées par GPM et par les différents pluviomètres à l'échelle du sous-bassin d'Antsahovy.

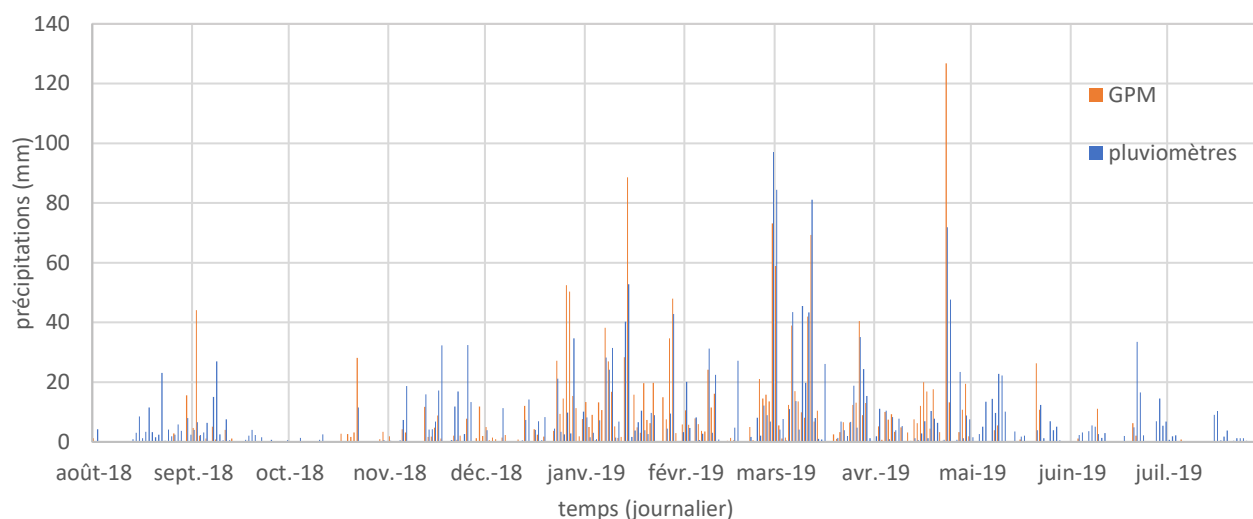


Figure 39 : séries temporelles des pluies spatialisées par la méthode de Thiessen et des pluies GPM dans le sous-bassin d'Antsahovy

Une analyse bivariée est ensuite réalisée à l'échelle du sous-bassin d'Antsahovy entre les précipitations calculée à l'aide des polygones de thiessen sur base du réseau de pluviomètre et celles calculées sur base des données GPM. Le R^2 calculé est de 0.5167 ce qui marque une légère amélioration par rapport aux comparaisons effectuées à l'échelle des pluviomètres individuels.

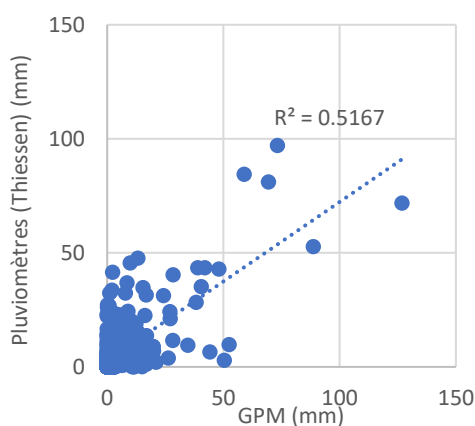


Figure 40 : Analyse comparative des pluies mesurées à l'échelle du sous-bassin d'Antsahovy par la méthode de Thiessen et avec les données satellites GPM

- Pluviomètres (Thiessen)

Tableau 14 : Résultats de l'analyse statistique de la série temporelle des précipitations journalières mesurées à l'aide du réseau de pluviomètre à l'échelle du sous-bassin d'Antsahovy

Quantiles %	25	50	75	90	97.5	99.5
Précipitations journalières (mm)	0.04	1.3	6.9	17.1	43.2	86.1
Moyenne	6.2 mm					
Ecart-type	12.3 mm					
Maximum	97.1 mm					

- GPM

Tableau 15 : Résultats de l'analyse statistique de la série temporelle des précipitations journalières GPM à l'échelle du sous-bassin d'Antsahovy

Quantiles %	25	50	75	90	97.5	99.5
Précipitations journalières (mm)	0.0	0.03	5.06	14 .54	47.30	83.95
Moyenne	5.15 mm					
Ecart-type	12.65 mm					
Maximum	126.76 mm					

On observe que les moyennes des précipitations journalières issues des deux sources sont assez équivalentes. Il existe cependant des différences notables d'intensités comme par exemple ce pic très élevé de 126.76 mm de pluie tombée en une journée (23/04/2019) mesuré par les satellites alors que celui-ci n'atteint que 71.84 mm selon les pluviomètres ce même jour. Il s'agit d'une différence conséquente qu'il est possible d'expliquer par ce coefficient de détermination de 0.5167 assez faible. De manière générale on peut quand même se rendre compte de l'intensité et de la fréquence des événements pluvieux qui sont à l'origine d'importantes crues et inondation dans la région.

2. Analyses des mesures de terrain

2.1. Géométrie de la section de mesure

La géométrie de la section a été mesurée à deux reprises, au début et à la fin du séjour sur le terrain (le 30/01/2019 et le 26/02/2019), l'objectif étant de comparer les deux mesures afin de pouvoir quantifier l'instabilité du lit au cours du temps à prendre en compte dans les calculs d'incertitudes de caractérisation des écoulements. Pour construire ces profils en travers, des hauteurs ont été mesurées tous les 10 cm le long de la largeur de la section à l'aide d'un mètre ruban tendu au-dessus de la surface de l'eau et d'un mètre rigide vertical.

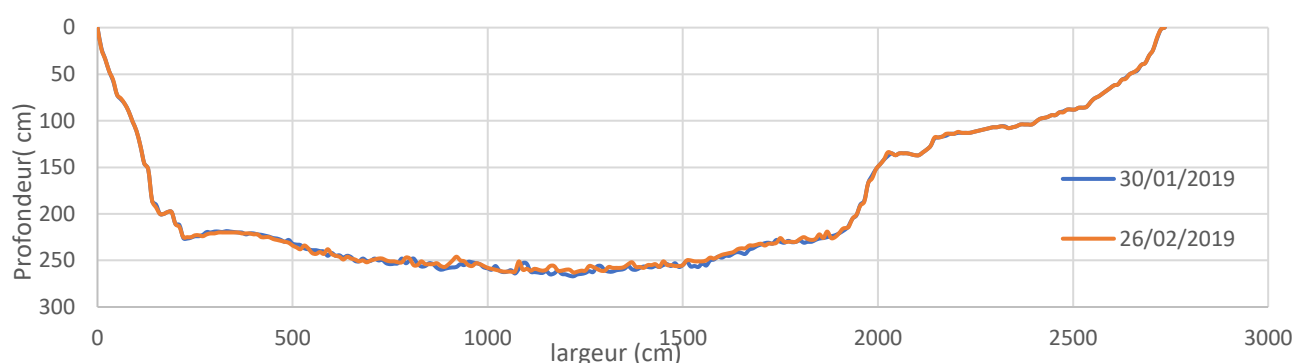


Figure 41 Géométries de la section de référence mesurées le 30/01 et le 26/02/2019

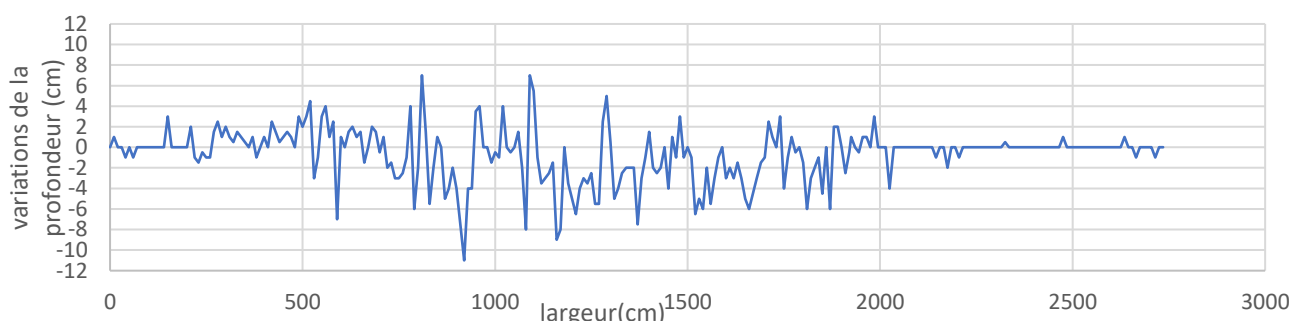


Figure 42 : Variations entre les géométries des sections du 30/01 et du 26/02/2019

Les résultats montrent que les variations de la géométrie des sections sont les plus marquées au niveau du lit mineur et plus spécifiquement dans le fond du lit. Une variation globale de la profondeur de 0.3 % a été calculée entre les deux sections, les différences globales de géométrie sont donc minimales et les impacts sur la courbe de tarage le seront également dans le cas d'une étude à court terme. Un suivi sera quand même utile ultérieurement afin de déterminer si une recalibration de la courbe de tarage est nécessaire ou pas. Cette recalibration sera cependant minimale car le lit de la rivière au niveau de la section de référence est constitué d'un substrat rocheux qui n'est pas enclin à subir de grandes modifications morphologiques au cours du temps à cause de la sédimentation. Un suivi rapproché est surtout conseillé dans le cas de rivières sur sol alluvial (Westerberg et al., 2011).

2.2. Limnimétrie

Les mesures de hauteur d'eau dans la section d'étude sont mesurées de deux manières différentes ; (1) la sonde à pression mesure les hauteurs d'eau de façon horaire, (2) un agent relève les hauteurs d'eau sur le limnimètre de façon journalière en veillant à bien prendre note de l'heure de mesure. Ces deux séries temporelles se retrouvent dans le graphe ci-dessous (figure 43).

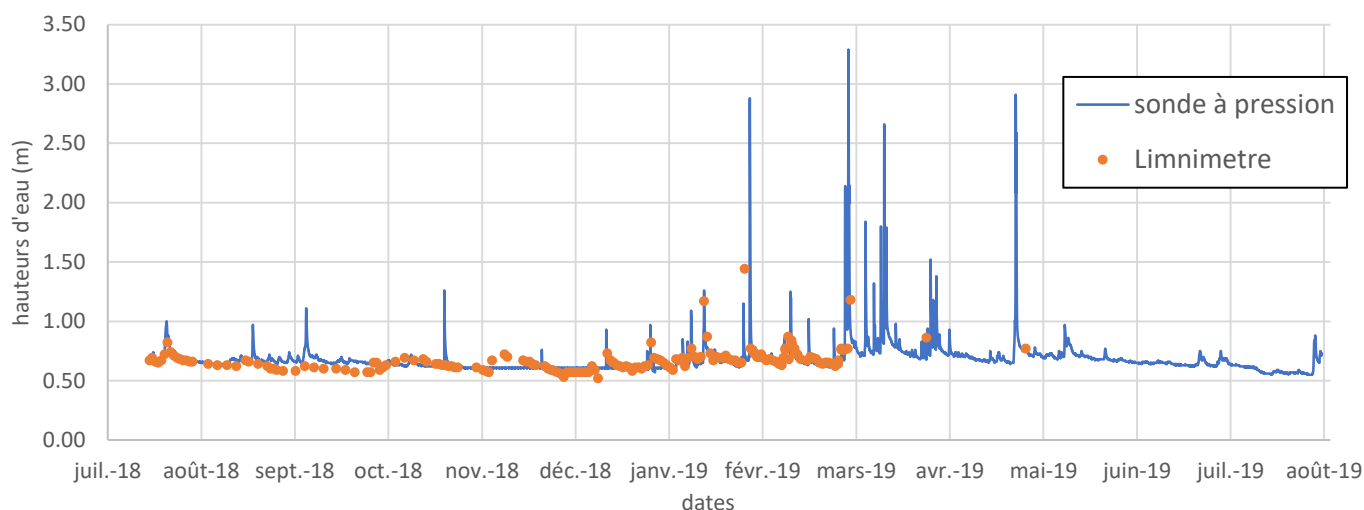


Figure 43 : Séries temporelles des hauteurs d'eau dans la section d'Antsahovy mesurées à l'aide d'une sonde à pression (horaire) et d'un limnimètre (journalier)

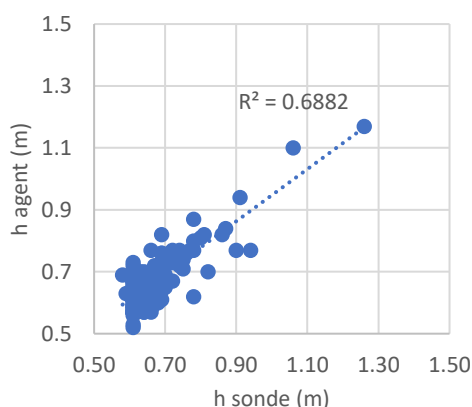


Figure 44 : Analyse comparative bivariable entre les hauteurs d'eau mesurées à la sonde à pression et au limnimètre

Le graphe ci-dessus met en évidence la relation existante entre les deux sources de mesure de hauteur d'eau. Le coefficient de détermination a une valeur de 0.6882, ce qui est plutôt décevant et pourra représenter une source d'incertitudes pour la suite des mesures si les capteurs de pression venaient à tomber en panne. On remarque également que la gamme des hauteurs d'eau mesurées à l'aide du limnimètre reste assez basse. En effet, la valeur maximale pour les hauteurs d'eau mesurées par la sonde est de 3.29 m contre 1.44 m avec le limnimètre. Ceci peut s'expliquer par le fait que les événements orageux ont surtout lieu en fin de journée alors que l'agent a l'habitude de venir relever les hauteurs d'eau le matin quand il fait clair et que les berges sont faciles d'accès.

On remarque également que la fréquence des observations a chuté drastiquement. Pour la suite des observations, les données horaires de hauteur d'eau mesurées par la sonde à pression ont été converties en données journalières en effectuant une moyenne de celles-ci.

2.3. Mesures de débits

2.3.1 Méthode des flotteurs

a) Résultats

Dans un premier temps, les moyennes de vitesses de surface de chaque sous-section sont calculées. Les incertitudes relatives aux prises de mesure, au caractère imprévisible des écoulements et à l'influence du vent sur le flotteur sont calculées sur base des différentes vitesses de parcours des flotteurs. Chaque mesure de vitesse a été répétée 5 fois au sein de chacune des 3 sous-sections. Il est dès lors possible d'estimer l'incertitude de ces mesures de vitesse en calculant leurs écarts types.

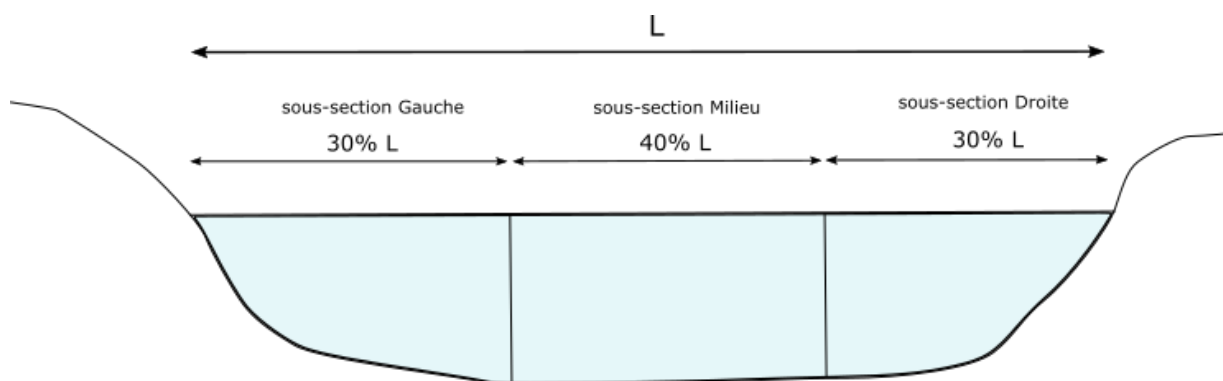


Figure 45 : schéma représentant 3 sous-sections définies pour la méthode des flotteurs

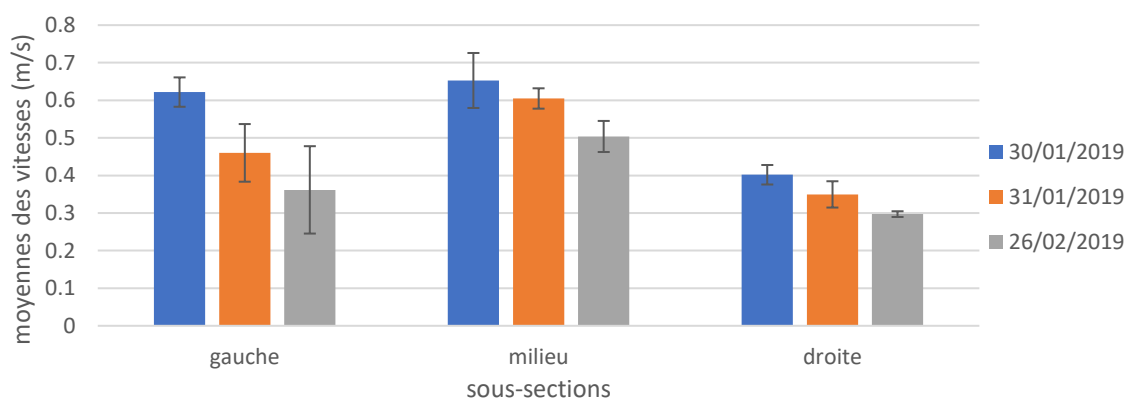


Figure 46 : Moyennes des vitesses de parcours du flotteur dans les différentes sous-sections avec prise en compte de l'écart type.

Les vitesses moyennes de surface de chaque sous-section sont corrigées à l'aide du coefficient de correction dans le but d'approximer au mieux la vitesse moyenne de la sous-section.

Ces dernières sont ensuite multipliées par l'aire de la sous-section correspondante afin d'obtenir les débits moyens (tableau 16). En additionnant les débits de chaque sous-section on obtient le débit total de la section de référence. Les couples hauteurs/débits sont ensuite représentés sur un graphe pour établir la courbe de tarage (figure 47).

Tableau 16 : Récapitulatif des débits mesurés avec la méthode des flotteurs (moyennes et écarts-types)

Dates et heures de mesure	Débit SSM (m^3/s)	Débit SSD (m^3/s)	Débit SSG (m^3/s)	Débit total	Hauteur d'eau max (m)
30/01/2019 10h00	1.77±0.1	0.55±0.03	0.83±0.1	3.15±0.08	0.72
31/01/2019 10h00	1.5±0.02	0.26±0.03	0.41±0.2	2.17±0.07	0.67
26/02/2019 16h00	1.18±0.03	0.24±0.006	0.29±0.3	1.71±0.09	0.63

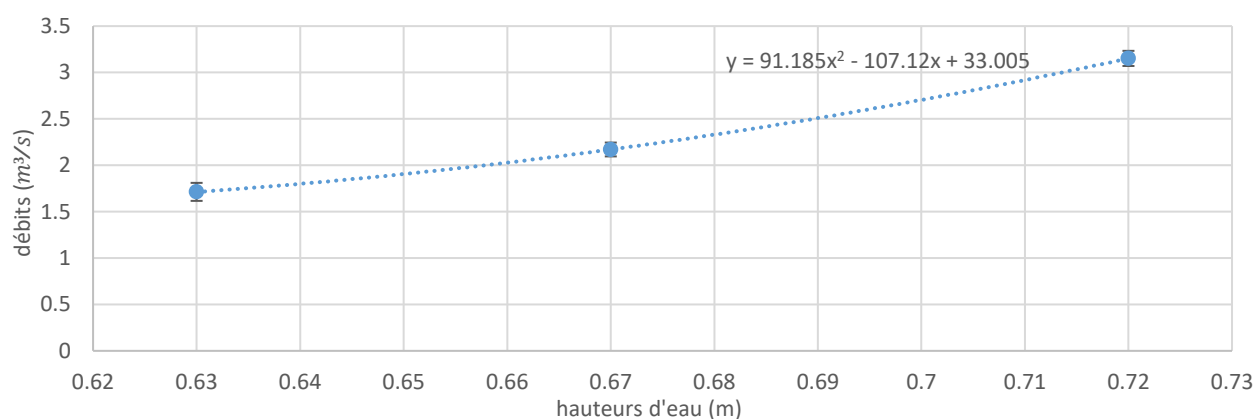


Figure 47 : courbe de tarage établie sur base de la méthode des flotteurs (courbe de tendance polynomiale de degré 2). Les barres d'erreur correspondent aux écarts types des débits

2.3.2 Courantomètre électromagnétique

Des mesures de débits à l'aide du courantomètre ont été menées tout au long du séjour sur le terrain en utilisant la méthode de base décrite précédemment (Tableau 5) (le récapitulatif des mesures se trouve en Annexe 5). Ci-dessous le graphique représentant les couples débits mesurés/hauteurs d'eau correspondantes.

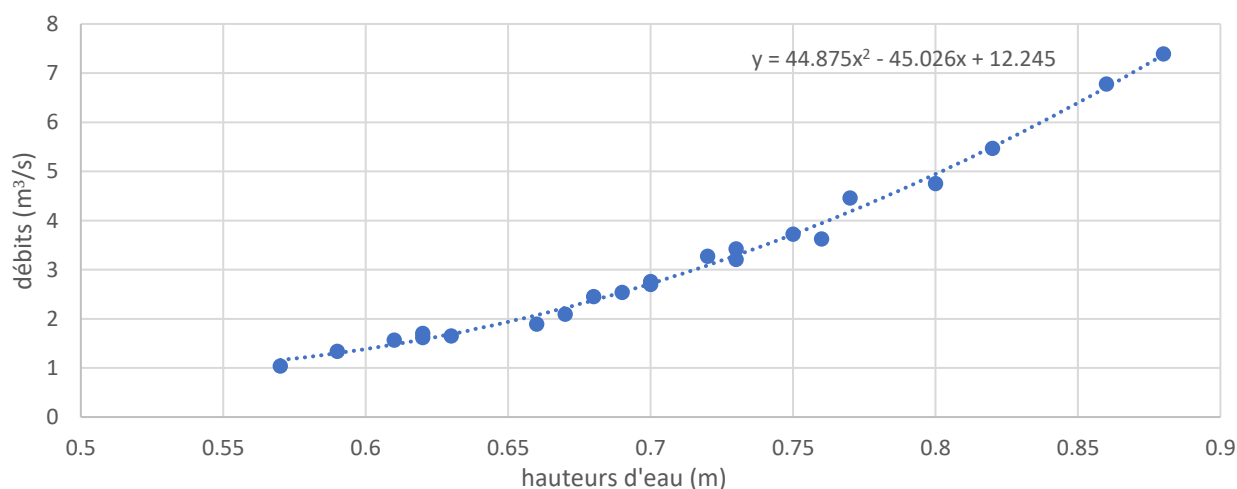


Figure 48 : courbe de tarage établie à l'aide de la méthode du courantomètre électromagnétique

Différentes mesures de débits ont été réalisées pour des hauteurs d'eau identiques. Ces débits ont ensuite été comparés afin de pouvoir se rendre compte des incertitudes inter-mesures (figure 49).

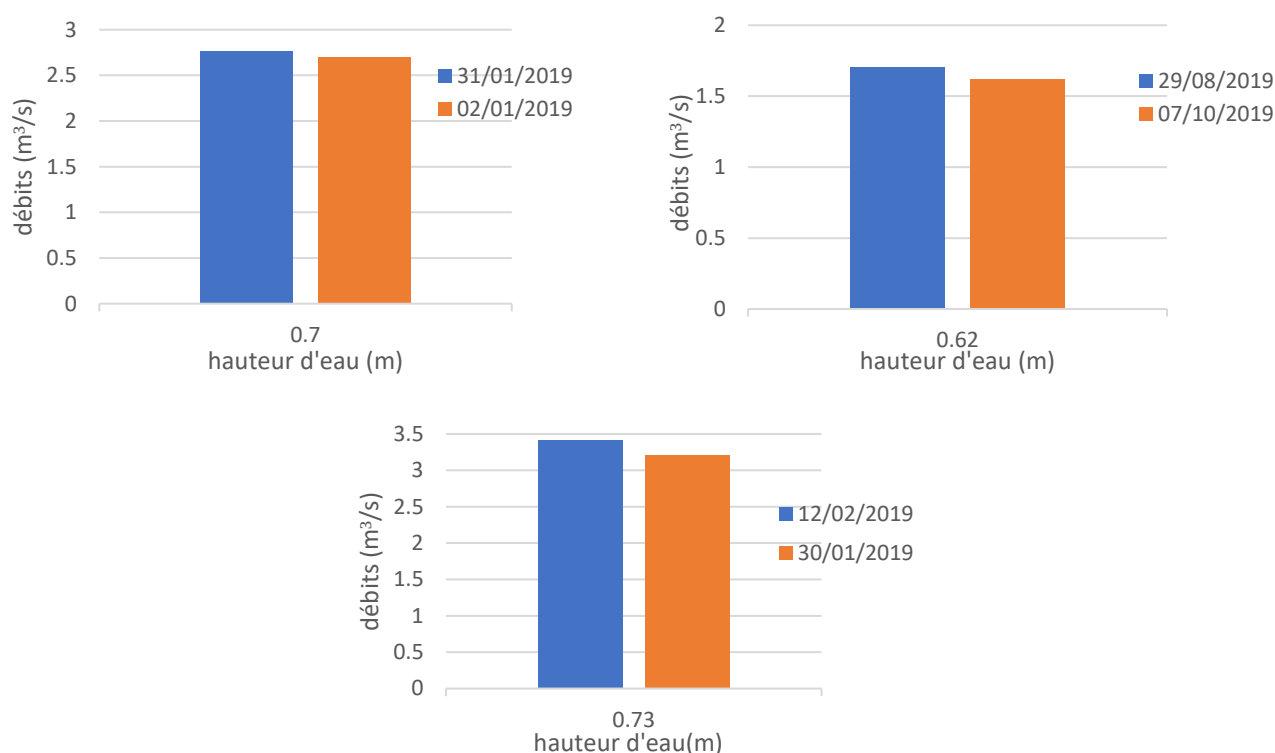


Figure 49 : Analyses comparatives des mesures de débits pour des hauteurs d'eau identiques.

2.3.3 Jaugeage par dilution

Au total 400 grammes de fluorescéine étaient disponibles pour le jaugeage chimique. Il a été défini que la masse de traceur à injecter par opération était de 80 grammes ce qui permettait donc d'effectuer 5 mesures. 3 d'entre elles n'ont pas montré de pic de concentration distinct et ont donc été écartées. La première raison était due à la longueur de bon mélange. Celle-ci était définie à 1200 m, cependant, au delà de 600 m en amont de la section de référence, des retenues empêchent une bonne circulation de l'eau et donc un bon mélange du traceur. La deuxième raison vient de la prise de mesure. Il avait été décidé de prendre des échantillons d'eau toutes les 30 secondes et de mesurer la concentration en fluorescéine par après. Malheureusement aucun pic de concentration bien défini n'a été observé et la méthode de mesure a dû être repensée. La longueur de bon mélange a été réduite à 600 m et les mesures de concentration ont été prises en plongeant la sonde directement dans l'écoulement et en définissant un pas de temps de mesure toutes les 5 secondes. Les mesures de concentrations de fluorescéine ($\mu\text{g/l}$) au cours du temps effectuées le 26/02/2019 et le 27/02/2019 se retrouvent dans les graphes suivants :

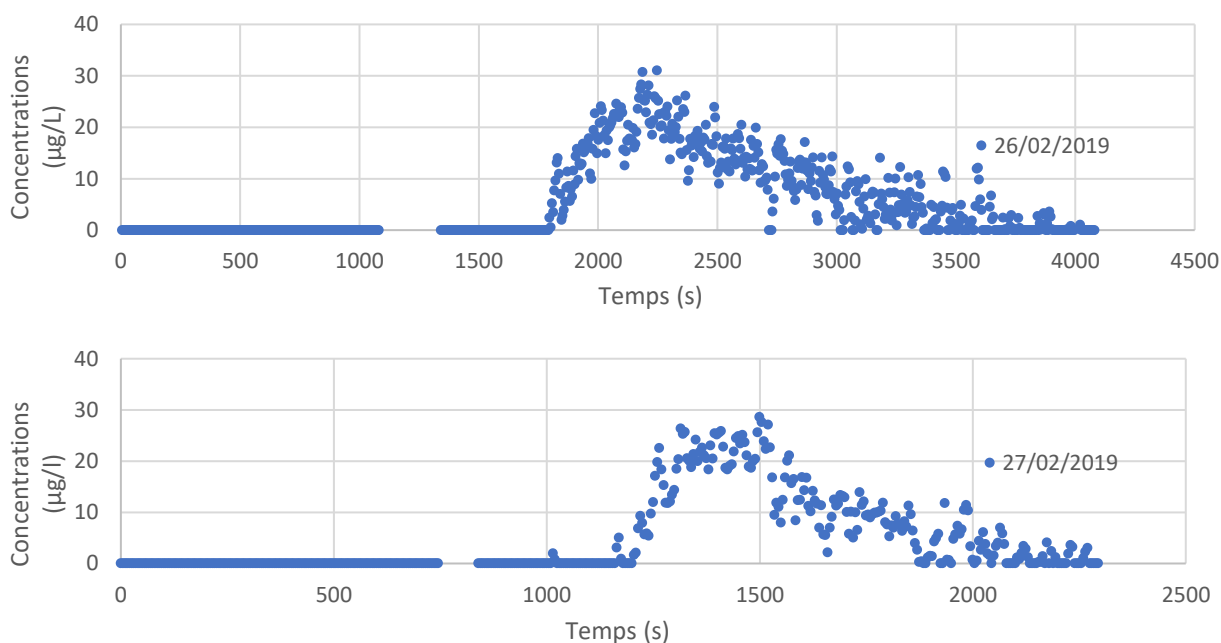


Figure 50 : évolution des concentrations de fluorescéine au cours du temps dans la section de référence effectuée le 26/02 et le 27/02/2019

Tableau 17 : récapitulatif des débits mesurés à l'aide de la méthode de jaugeage par dilution

Dates et heures de mesure	Débits mesurés (m^3/s)	Hauteurs d'eau (m)
26/02/2019	3.8	0.67
27/02/2019	7.48	0.76

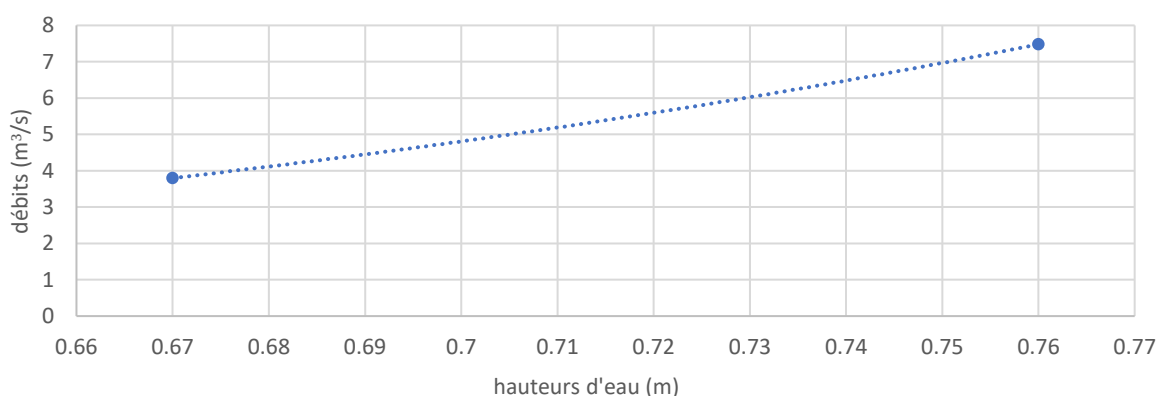


Figure 51: courbe de tarage établie à l'aide de la méthode de jaugeage par dilution

Au cours des prises de mesures avec la sonde dans la rivière, une instabilité importante a été observée au sein de l'évolution des concentrations en fluorescéine, celle-ci se caractérise par un nuage de point (figure 50). En principe, cette évolution aurait dû être représentée par une courbe beaucoup plus régulière. Un autre élément qui mérite notre attention est le fait que la sonde affichait des gammes de valeurs différentes en fonction du fait qu'elle se trouvait à l'ombre ou au soleil. La cause de ces deux observations pourrait être due à une utilisation inadéquate de la sonde. Celle-ci peut ne pas être destinée à mesurer une évolution temporelle rapide de concentrations au sein d'un écoulement. Il n'est d'ailleurs pas spécifié, ni dans la

littérature ni dans le manuel d'utilisation que ce modèle de sonde (AP-Lite) puisse être utilisé dans le but de faire des jaugeages par dilution.

Au vu des résultats et des problèmes rencontrés lors de la prise de mesure, la méthode de jaugeage ne sera pas prise en compte pour l'établissement de la courbe de tarage au sein de la section de référence.

2.3.4 Comparaison des méthodes de mesure des débits

Une fois avoir créé les courbes de tarages propres aux différentes méthodes de mesure des débits, il est judicieux d'effectuer une comparaison entre elles. La représentation des courbes de tarage sur un même graphe permet de mettre leurs corrélations en évidence. On remarque que les courbes de tarages établies à l'aide de la méthode des flotteurs et du jaugeage au courantomètre électromagnétique se superposent presque parfaitement. La courbe de tarage obtenue à l'aide du jaugeage par dilution, quant à elle, montre une allure tout à fait différente et une surestimation des débits par rapport aux deux autres méthodes.

Au vu des résultats, la méthode de mesure de débits avec le courantomètre électromagnétique sera préférée aux autres méthodes et servira de référence pour l'extrapolation de la courbe de tarage.

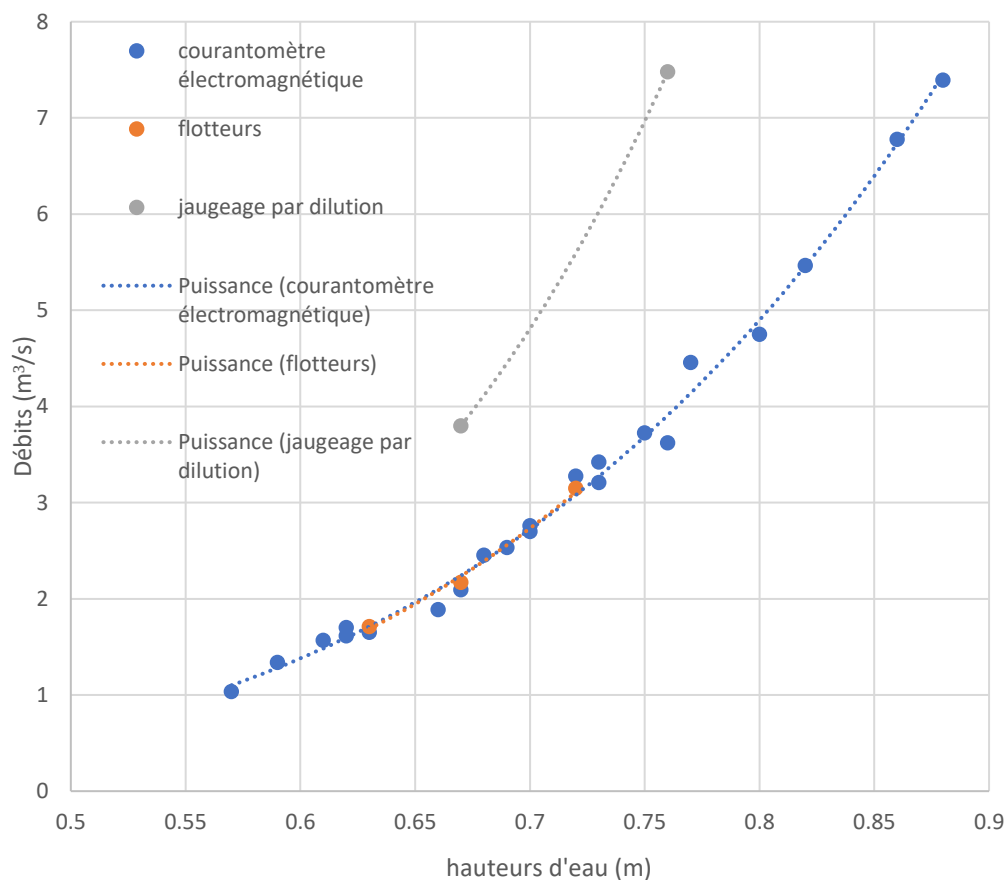


Figure 52 : graphe comparatif des courbes de tarage établies sur base des différentes méthodes de mesure.

3. Modélisation hydraulique

3.1. Méthode « Slope-Area »

Les valeurs des coefficients de Manning pour le lit mineur et le lit majeur de la section de référence ont déjà été estimées. Ils valent entre 0.031 – 0.054 et 0.05– 0.089 respectivement. Les intervalles de valeur de coefficients de Manning étant relativement larges il a été décidé d'utiliser un coefficient de Manning de 0.04 comme première observation. La surface et le périmètre de la section mouillée varient avec le temps car ils sont dépendants de la hauteur d'eau (Annexe 6).

Une courbe de tarage est ensuite tracée sur base de ces relations hauteurs/débits (figure 53). Les débits mesurés à l'aide du courantomètre sont également représentés sur le graphe. La courbe de tarage une fois construite on remarque que celle-ci ne passe pas du tout par les points de mesures au courantomètre.

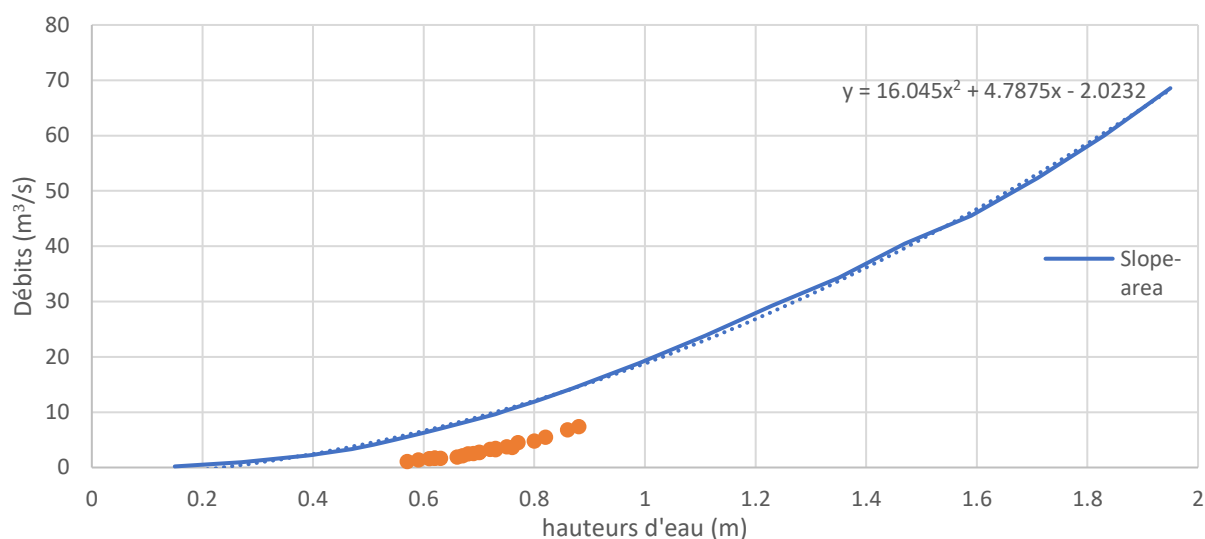


Figure 53 : courbe de tarage obtenue à l'aide de la méthode "Slope-Area"

Au vu des résultats peu concluants, une série de tests a été menée avec comme objectif de déterminer s'il était possible de faire passer une courbe de tarage par les points mesurés au courantomètre. Pour ce faire, de nouvelles courbes de tarage ont été créées via la méthode « Slope-area » pour des coefficients de Manning (n) et des pentes (p) différents (figure 54). Chacune de ces variables ont été modifiées alors que l'autre variable restait fixe de sorte à pouvoir observer l'impact de chacune d'entre elle indépendamment de l'autre.

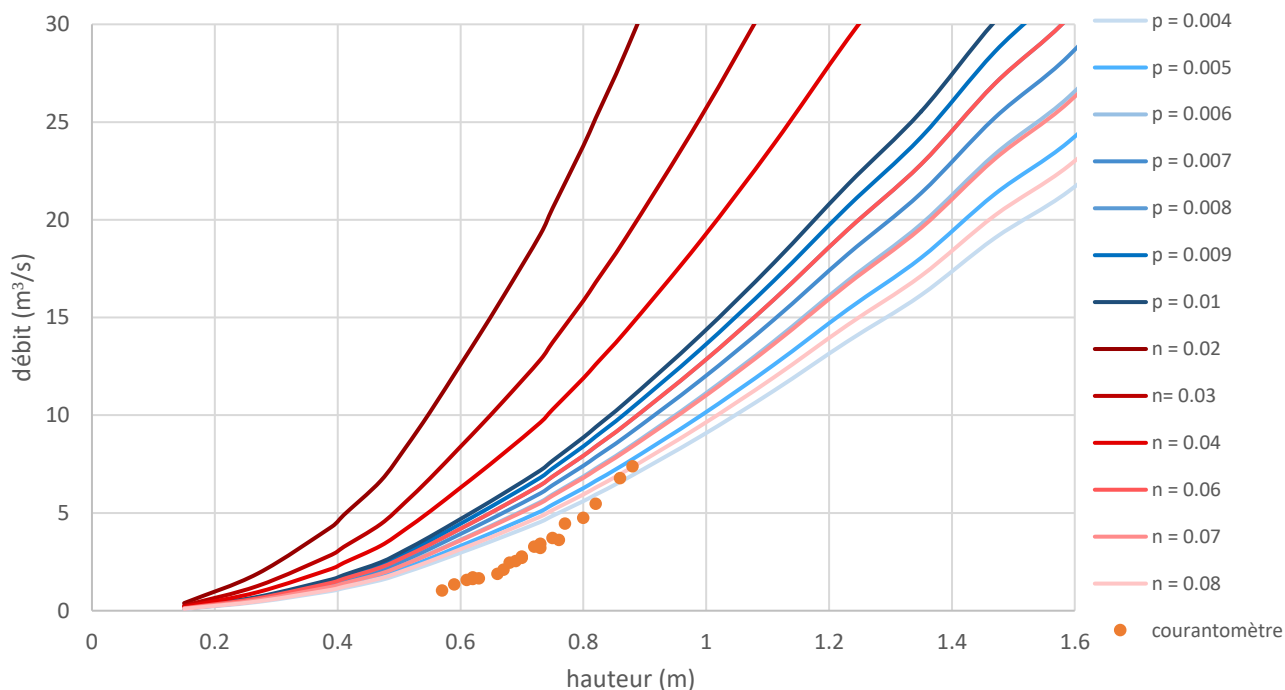


Figure 54 : courbes de tarages obtenues par incrémentation des paramètre n et p de la méthode « Slope-Area »

Le graphe ainsi créé nous apprend que, malgré les variations des coefficients de Manning et des pentes dans l'équation « Slope-Area », aucune courbe de tarage ne passe par la série de débits mesurés au courantomètre. Cette méthode n'est donc pas adaptée pour établir une courbe de tarage dans le cas de notre étude. En effet, le tronçon de rivière étudié possède une morphologie relativement complexe avec des rétrécissements et des élargissements de sections ainsi que des variations de pentes pouvant occasionner des retenues d'eau. Cette équation ne permet pas d'exprimer toutes ces informations et est destinée à des cas de figures beaucoup plus simples tels que des chenaux rectilignes à pente constante.

3.2. HEC-RAS

Une gamme de débit allant de 0 à 60 (m^3/s) a été injectée en amont du tronçon modélisé. Les paramètres et les géométries des sections en amont et en aval de la section de référence ont été modifiés par incrémentation afin de faire passer la courbe de tarage par les points de mesure du courantomètre (figure 55).

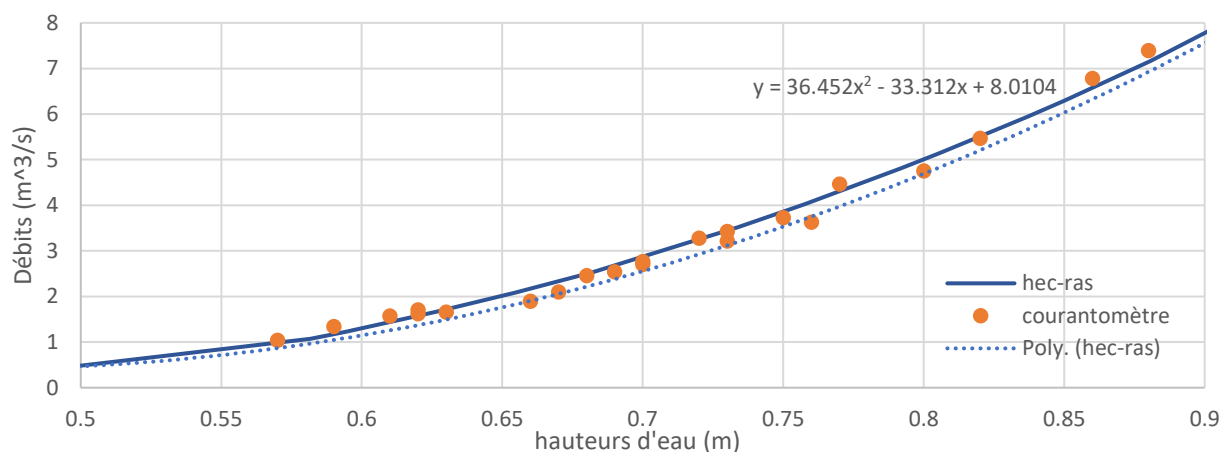


Figure 55 : Courbe de tarage modélisée par HEC-RAS et comparaison avec les mesures au courantomètre

Une courbe de tarage faisant le rapport hauteur-débit dans la section de référence est ainsi simulée et elle permet d'extrapoler la courbe de tarage mesurée à l'aide du courantomètre (figure 56). L'équation de cette courbe extrapolée peut être obtenue à l'aide d'une courbe de tendance polynomiale de degré 2. Un écart s'observe entre la courbe extrapolée et sa courbe de tendance à partir d'un débit d'environ 55 m^3/s pour une hauteur d'eau de 1.7m. Il est donc important de prendre en compte cette incertitude lors de l'utilisation de la courbe de tarage pour des événements exceptionnels supérieurs à cette limite.

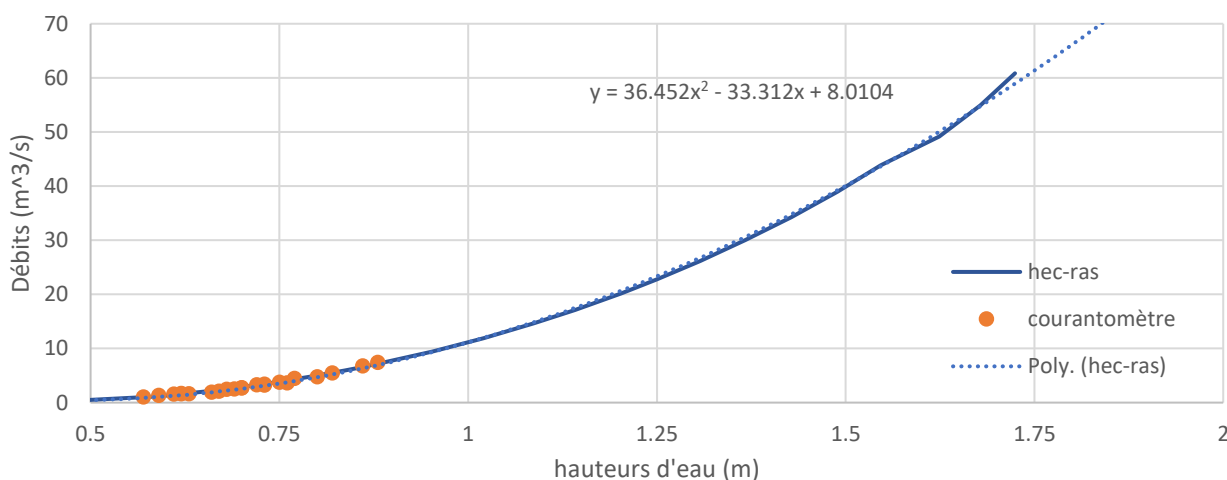


Figure 56 : courbe de tarage modélisée par HEC-dans une gamme de débits supérieurs

4. Modélisation hydrologique

4.1. HEC-HMS

4.1.1 Inputs et paramètres prédéfinis du modèle

Les propriétés morphologiques du bassin d'Antsahovy ont été déterminées à l'aide du programme QGIS sur base d'images satellites et de modèles numériques de terrain. La pente moyenne du bassin a été estimée à 3%, la superficie totale du bassin à 69.9 km² et la longueur hydraulique du bassin à 25 km.

Ces données ont ensuite servi à calculer les différents paramètres d'entrées propres aux fonctions de production (SCS Curve Number) et de transfert (SCS Unit Hydrograph).

Tableau 18 : Valeurs des paramètres prédéfinis sur HEC-HMS

Paramètres		Valeurs
Curve Number	CN	57-89
Peak Rate Number	PRF	484
Lag time	t_{lag}	495 min

Les séries temporelles de précipitations moyennes du bassin d'Antsahovy (GPM et Pluvios) ont été implémentées dans le modèle. Celles-ci correspondent à des hauteurs d'eau (mm) réparties sur l'ensemble du bassin. La série temporelle des débits « observés » au niveau de l'exutoire du bassin (section de référence) à l'aide de la courbe de tarage construite sur HEC-RAS est également implémentée dans le programme dans l'objectif de la comparer avec les séries temporelles de débits simulés.

4.1.2 Résultats

a) Modélisation sur base de la série temporelle pluviométrique

- Première simulation avec paramètres prédéfinis

Un premier essai a été effectué sur base des séries de pluies pluviométriques et des paramètres prédéfinis initialement sur base des observations. L'intervalle de temps sélectionné pour cette modélisation s'étend du 1 août 2018 jusqu'au 26 Avril 2019. La série temporelle des débits mesurés sur le terrain (déterminée à l'aide de l'extrapolation de la courbe de tarage construite avec HEC-RAS) est représenté par la courbe bleue. La série temporelle des débits simulés sur base des pluies ruisselées dans le bassin est représentée par la courbe orange (figure 57).

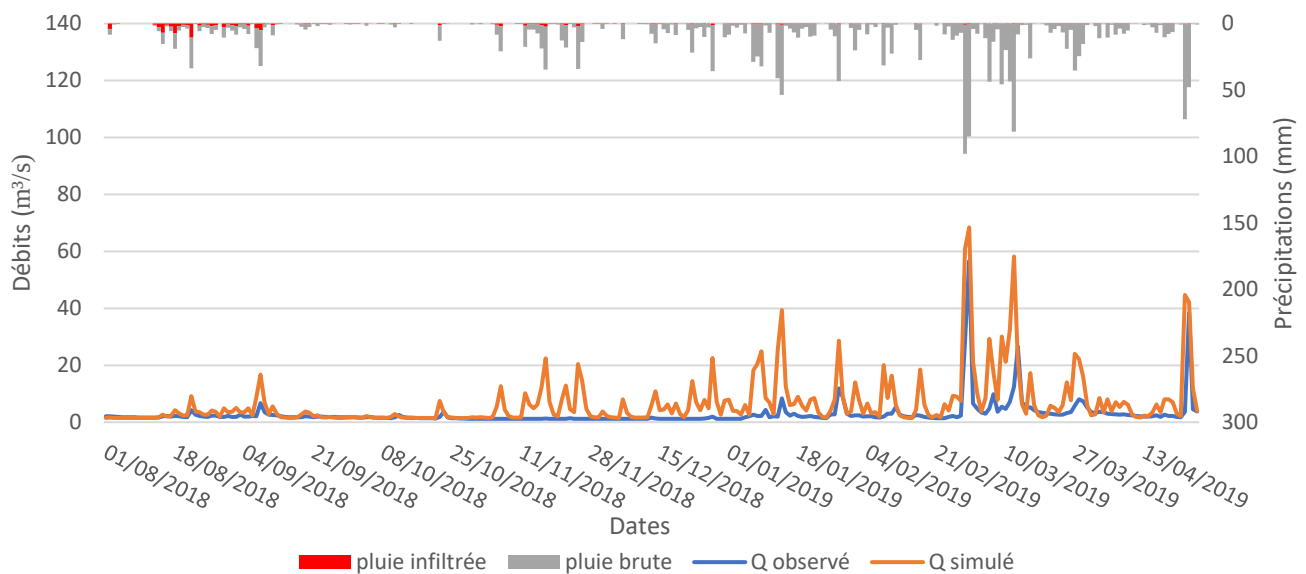


Figure 57 : hydrogramme modélisé sur HEC-HMS sur base du hyétogramme pluviométrique du 01/08/2018 au 26/04/2019 (pluies = pluviomètres, CN = 70, PRF = 484, Lag Time = 495)

La qualité de la simulation des débits avec HEC-HMS par rapport aux débits observés est appréciée via l'utilisation des indicateurs suivants : le coefficient de détermination (R^2), le coefficient d'efficacité de Nash and Sutcliffe (NSE), et l'écart quadratique moyen (RMSE). Ceux-ci apportent des informations complémentaires quant à la qualité de la relation entre les deux sources de données.

Le R^2 varie de 0 à 1, au plus sa valeur tend vers 1 au plus la relation linéaire entre les données simulées et observées tend vers une droite 1:1. Le NSE varie de $-\infty$ à 1. Si le NSE = 1, les données modélisées sont parfaitement identiques aux données observées. Si le NSE = 0, les prédictions du modèle sont aussi précises que la moyenne des observations. Et enfin, si $-\infty < NSE < 0$, la moyenne des observations est un meilleur prédicteur que la modèle. Le RMSE mesure l'erreur moyenne de la prédiction des données modélisées par rapport aux données observées (en m³/s dans ce cas-ci). On cherche donc à le minimiser.

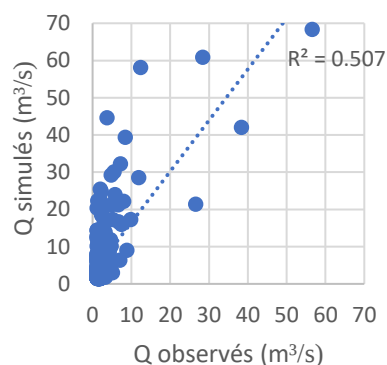


Figure 58 : Analyse comparative des débits observés et simulés (simulation avec paramètres prédéfinis)

Tableau 19 : Valeurs des indicateurs de la qualité de la prédiction des débits simulés par rapport aux débits observés (simulation avec paramètres prédéfinis)

Indicateurs	Qualité de la prédiction
R ²	0.507
NSE	-1.618
RMSE	7.738

En comparant les deux séries temporelles de débit on remarque que le timing de certains pics des deux séries semble correspondre mais les débits simulés sont surestimés par rapport aux débits observés. Cet écart dans les débits simulés et les débits observés peut provenir d'une surestimation de la proportion des pluies ruisselées par rapport aux pluies infiltrées. Une augmentation de l'infiltration pourrait diminuer ce volume d'eau ruisselé arrivant au niveau de l'exutoire du bassin versant et donc diminuer le débit simulé. Dans HEC-HMS, le taux d'infiltration peut être augmenté en diminuant la valeur du paramètre CN. Une autre raison qui pourrait causer cet écart entre les débits observés et les débits simulés pourrait être expliqué par une mauvaise estimation du comportement hydrologique du bassin. Une diminution du PRF permettrait de diminuer les pics de débits simulés.

Une deuxième observation concerne cette fois les débits compris entre début août et fin décembre. Au cours de cet intervalle de temps, les débits observés restent très réguliers et montrent très peu de pics tandis que les débits simulés montrent beaucoup de variations. L'intensité et la fréquence des événements pluvieux paraissent d'ailleurs moins importants durant cette période qui s'apparente à la saison « sèche » ou la saison où il pleut moins. Le modèle créé sur HEC-HMS est construit sur base de paramètres hydrologiques propres à un seul type de condition météorologique. En effet, le taux d'infiltration d'eau dans le sol est dépendant de la saturation en eau du sol initiale. Or celle-ci sera différente suivant les conditions météorologiques. Il a dès lors été choisi de se focaliser sur la saison dite humide (de janvier à mars) caractérisées par des événements pluvieux beaucoup plus intenses à l'origine de pics de débits plus élevés.

- Deuxième simulation plus ciblée avec modification du PRF

Une seconde simulation a donc été effectuée, cette fois en se focalisant sur la période marquée par des événements pluvieux plus importants et s'étendant du 01 janvier 2019 au 30 mars 2019. Les paramètres restent inchangés sauf le PRF qui a été descendu à 284.

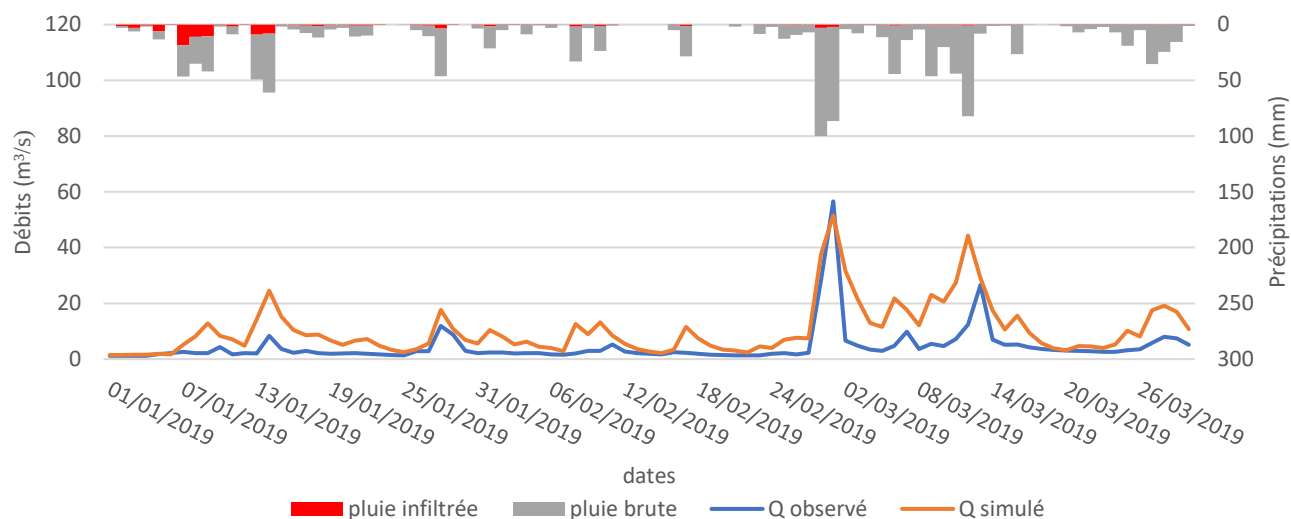


Figure 59 : hydrogramme modélisé sur HEC-HMS sur base du hyétogramme pluviométrique du 01/01/2019 au 30/03/2019 (pluies = pluviomètres, CN = 70, PRF = 284, Lag Time = 495)

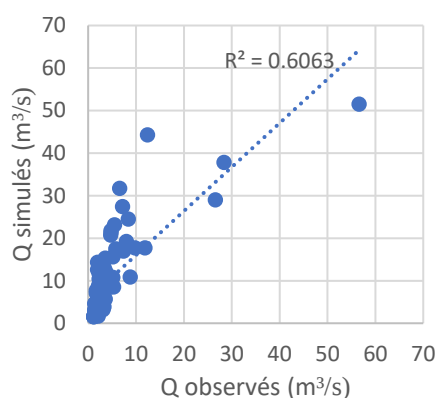


Figure 60: Analyse comparative des débits observés et simulés (simulation avec modification du PRF)

Tableau 20 : Valeurs des indicateurs de la qualité de la prédiction des débits simulés par rapport aux débits observés (simulation avec modification du PRF)

Indicateurs	Qualité de la prédiction
R ²	0.606
NSE	-0.393
RMSE	8.252

- Troisième simulation plus ciblée avec modification conjointe du PRF et du CN

Cette simulation reprend les mêmes conditions que la simulation précédente à l'exception du CN qui est revu à la baisse et qui passe de 70 à 30. Cette dernière valeur a été déterminée de manière expérimentale en essayant de faire coïncider les débits simulés avec les débits observés le mieux possible.

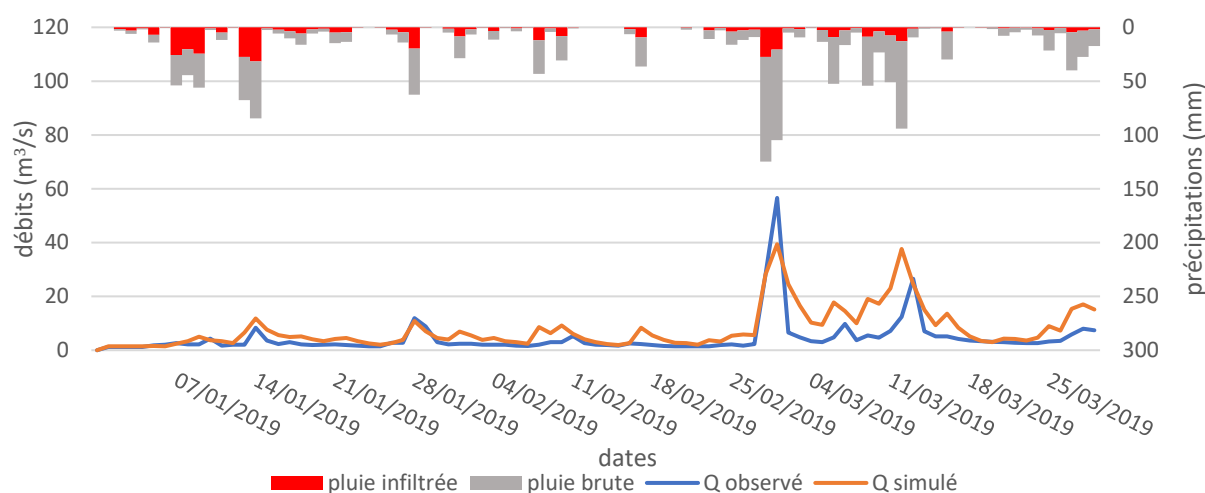


Figure 61 : hydrogramme modélisé sur HEC-HMS sur base du hyétogramme pluviométrique du 01/01/2019 au 30/03/2019 (pluies = pluviomètres, CN = 30, PRF = 284, Lag Time = 495)

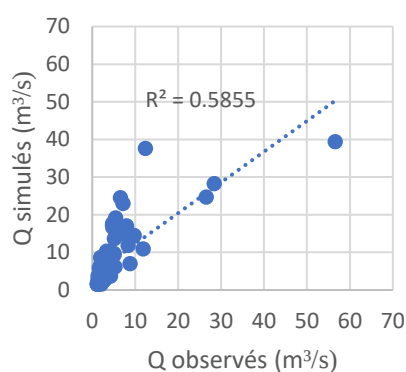


Figure 62 : Analyse comparative des débits observés et simulés (simulation avec modification du PRF et du CN)

Tableau 21 : Valeurs des indicateurs de la qualité de la prédiction des débits simulés par rapport aux débits observés (simulation avec modification du PRF et du CN)

Indicateurs	Qualité de la prédiction
R^2	0.585
NSE	0.276
RMSE	5.948

Pour obtenir ces résultats de nombreuses simulations ont été effectuées en faisant varier les paramètres PRF et CN par incrémentation. Bien que la qualité des prédictions soit plutôt décevante, on remarque une certaine synchronisation dans l'apparition des pics de débits simulés et observés. Le problème de ces estimations par rapports aux observations réside dans leurs différences d'intensité. Ce phénomène est d'ailleurs renforcé pour l'estimation des

pics de débits élevés. Au niveau des indicateurs de qualité des simulations 2 et 3, on remarque que le R^2 est supérieur pour la simulation 2 mais que le NSE et le RMSE sont meilleurs pour la simulation 3. Ceci peut s'expliquer par une meilleure estimation globale des débits inférieurs à 20 m³/s via la simulation 3 mais une meilleure estimation du grand pic de débit du 1^{er} Mars via la simulation 2 qui va impacter la tendance de la régression à l'origine de l'augmentation de la valeur du R^2 .

b) Modélisation sur base de la série temporelle de précipitations GPM

Les simulations précédentes ont permis de calibrer au mieux le modèle sur base de la série temporelles pluviométrique mesurées au sein du sous-bassin d'Antsahovy. La simulation suivante utilise les données de précipitations GPM tout en conservant les mêmes valeurs des paramètres PRF et CN définis précédemment.

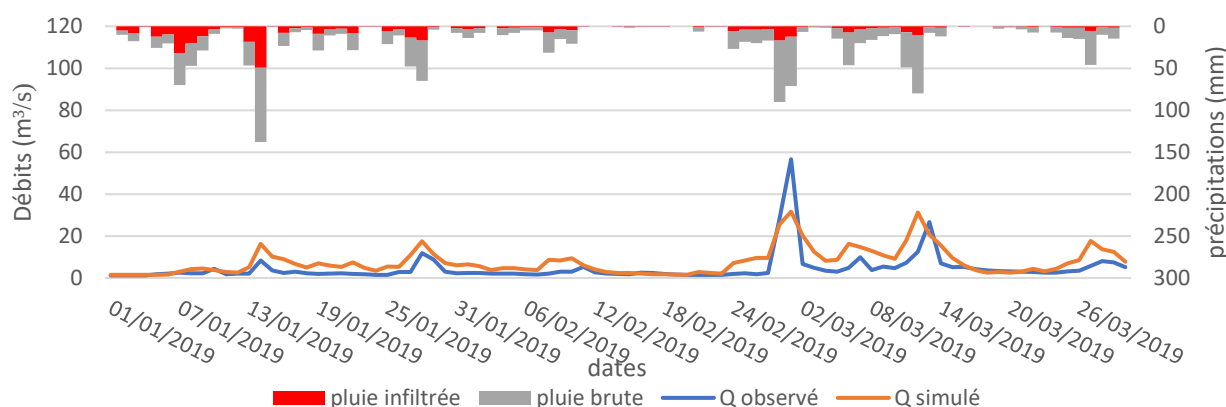


Figure 63 : hydrogramme modélisé sur HEC-HMS sur base du hyétogramme GPM du 01/01/2019 au 30/03/2019 (pluies = GPM, CN = 30, PRF = 284, Lag Time = 495)

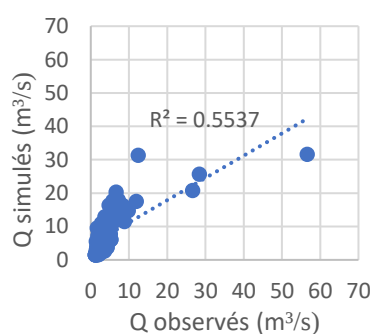


Figure 64 : Analyse comparative des débits observés et simulés (simulation avec données GPM et modification du PRF et du CN)

Tableau 22 : Valeurs des indicateurs de la qualité de la prédiction des débits simulés par rapport aux débits observés (simulation avec données GPM et modification du PRF et du CN)

Indicateurs	Qualité de la prédiction
R^2	0.554
NSE	0.336
RMSE	5.677

Cette dernière simulation nous apprend que, dans notre cas, l'utilisation de séries temporelles de précipitations GPM ou pluviométriques n'a pas un impact conséquent sur la qualité de la série temporelle de débits simulés par rapport aux débits observés.

4.1.3 Analyse de sensibilité

Cette analyse permet d'apprécier la sensibilité du modèle par rapport aux différents paramètres modifiés par incrémentation (les autres paramètres restent fixes). Celle-ci est réalisée sur base du pic de débit ayant eu lieu le 01/03/2019. Les marqueurs rouges représentent les valeurs des paramètres déterminées pour obtenir la meilleure qualité de prédiction des débits simulés par rapport aux débits observés (CN = 30, Lag Time = 495 et PRF = 284).

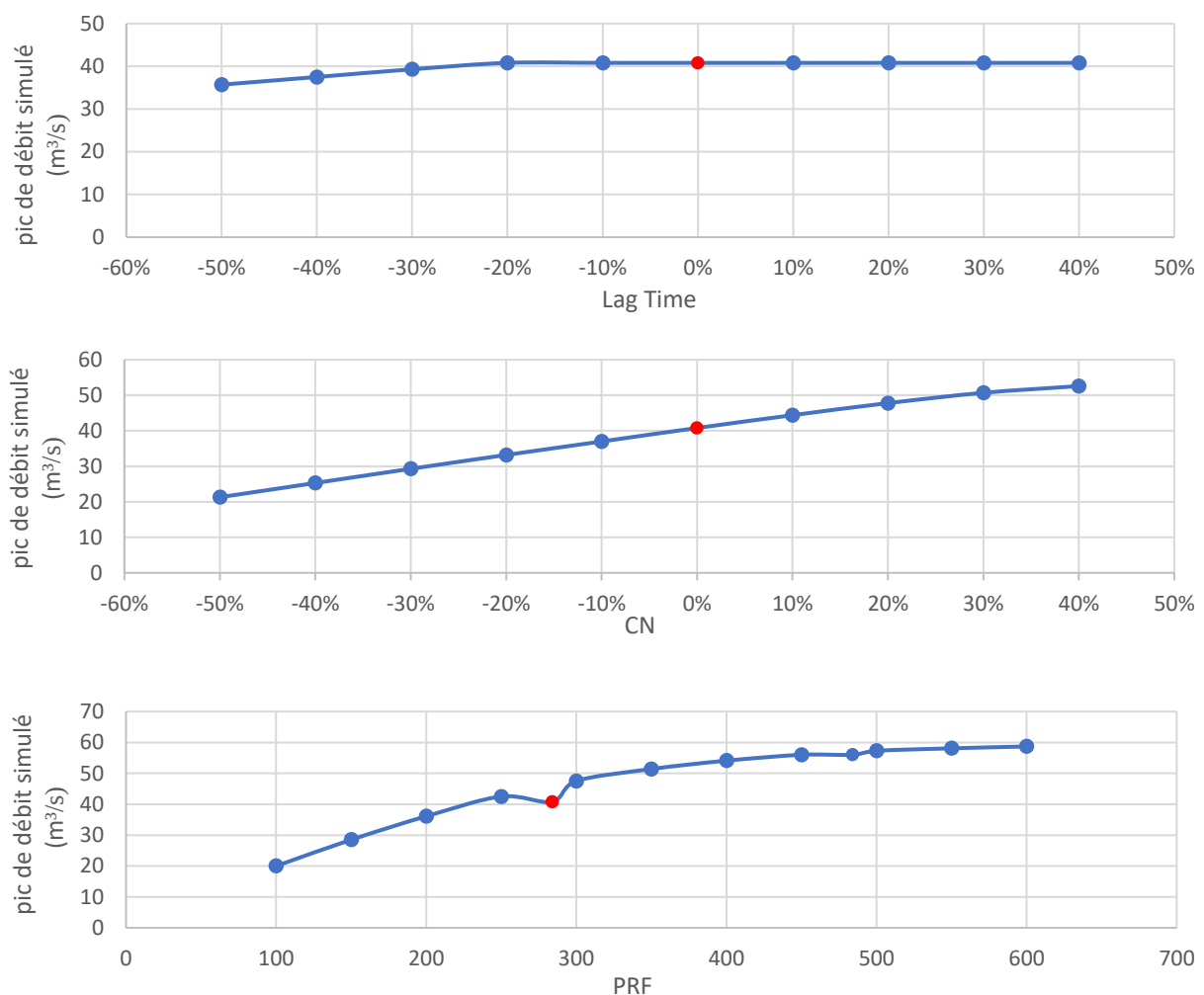


Figure 65 : Analyse de sensibilité du modèle par rapport à l'incrément des paramètres Lag Time (au-dessus), Curve Number (au milieu) et Peak Rate Factor (en dessous)

On observe que ce sont bien les paramètres CN et PRF qui ont le plus d'impact sur les débits simulés. Le Lag Time, quant à lui, ne semble pas avoir un réel impact sur ces derniers. Ceci peut s'expliquer par le fait que la simulation soit définie par intervalles de temps journaliers et que le Lag Time est exprimé en minutes, son influence est donc minime.

5. Discussion générale

5.1. Analyse des précipitations

Une étude chronologique des précipitations a été réalisée sur base des données mesurées de façon horaire par le réseau de 14 pluviomètres situé au sein du bassin et des données satellites GPM et FLDAS journalières exprimées sous forme de mailles. Les données pluviométriques ont été comparées aux données satellites à l'aide d'analyses bivariées. Ces analyses ont permis d'exclure la source de donnée FLDAS qui montrait de très faibles corrélations avec les données pluviométriques ($R^2 \approx 0.05$). De manière générale, les données pluviométriques montrent des corrélations assez décevantes avec les données GPM mais on remarque une légère amélioration lorsque les comparaisons se font sur base de données pluviométriques extrapolées spatialement grâce à la méthode de Thiessen. L'analyse comparative des deux séries temporelles de précipitations (pluviomètres et GPM) définies sur l'ensemble du sous-bassin d'Antsahovy donne un $R^2 = 0.516$. Il est utile de mettre en avant les différentes sources d'incertitudes et les limites de ces deux sources de données pouvant expliquer cet écart. Au niveau de l'extrapolation des données pluviométriques, le recouvrement spatial des pluviomètres au sein du sous-bassin d'Antsahovy n'est pas vraiment optimal et ne permet pas une bonne extrapolation des données. En effet, seuls deux pluviomètres sont présents à l'extrémité Est du sous-bassin ce qui ne constitue pas un recouvrement spatial optimal. Au niveau des données GPM, la source d'incertitude provient de la faible résolution spatiale des mesures (mailles de 11km x 11km) qui ne permet pas de représenter précisément la variabilité des événements pluvieux au sein du sous-bassin.

5.2. Construction de la courbe de tarage

Des mesures précises de la section de référence ont été mesurées au début (30/01/2019) et à la fin du séjour sur le terrain (26/02/2019). La comparaison de ces deux mesures a montré une variation globale des profondeurs de 0.3%. Celle-ci est donc considérée comme négligeable et n'aura pas d'impact sur la courbe de tarage dans le court terme. Un suivi de la validité de cette dernière dans le long terme sera quand même recommandé dans le long terme.

Pour ce qui est de la limnimétrie, la comparaison des données mesurées par la sonde à pression et par la lecture du limnimètre donne un $R^2 = 0.688$, les données ne sont donc pas parfaitement corrélées. Une recalibration de la sonde à pression ainsi que des prises de mesure plus rapprochées de l'échelle limnimétrique pourrait permettre de diminuer cet écart entre les deux sources de données.

Différentes méthodes de mesure de débit ont été appliquées durant la mission sur le terrain. La mesure de débit à l'aide des flotteurs est la méthode la plus facile à mettre en place mais elle est sujette à de nombreuses sources d'incertitudes (prises de mesure, influence du vent

sur le flotteur, imprévisibilité de l'écoulement...). Une autre méthode qui a montré de bons résultats est le jaugeage au courantomètre électromagnétique. Il s'agit d'un appareil doté d'une grande précision ($\pm 2\%$ de la valeur estimée selon le constructeur (Hydromet OTT, 2015)) qui a permis de mesurer une vingtaine de débits allant de 1.04 à 7.4 m³/s. La comparaison entre les débits mesurés à l'aide de ces deux méthodes a montré de très bons résultats, illustrés par la superposition quasi parfaite de leurs courbes de tarages. Une troisième méthode mise en place sur le terrain est le jaugeage pas dilution d'un traceur chimique fluorescent. Cette méthode a l'avantage de pouvoir être appliquée lorsque les débits sont très importants. Malheureusement une grande instabilité a été observée au niveau de la prise de mesure, ces données n'ont donc pas été prises en compte pour la suite du travail. Une dernière méthode à avoir été mise en place est l'application Discharge. Celle-ci permet de calculer de façon presque instantanée le débit du cours d'eau en mesurant la vitesse d'écoulement de l'eau de surface. Malheureusement le projet ne disposait pas de télémètre laser, instrument indispensable pour la calibration initiale du site de mesure. L'investissement dans un tel appareil représenterait une plus-value car cette méthode de mesure permettrait de prendre des mesures très rapidement et cela même en cas de crue.

Au vu du nombre et de la précision des mesures, ce sont les débits mesurés à l'aide du courantomètre électromagnétique qui ont servi à construire la courbe de tarage de référence. Cependant, celle-ci ne s'étendait que dans la gamme de débits mesurée dont le couple le plus élevé est un débit de 7.4 m³/s pour une hauteur d'eau de 0.88 cm. Or, la hauteur d'eau journalière maximale mesurée par la sonde à pression est de 1.69 mètres. Une extrapolation de la courbe de tarage était donc nécessaire afin de convertir ces hauteurs d'eau en débits. Deux méthodes ont alors été utilisées pour extrapoler la courbe de tarage, la méthode de « Slope-Area » et le programme de modélisation hydraulique HEC-RAS. La méthode « Slope-Area » a montré ses limites et n'était pas adaptée pour établir une courbe de tarage au sein d'une section de tarage irrégulière. Le programme HEC-RAS, quant à lui, a permis de modéliser l'ensemble du tronçon de rivière étudié permettant ainsi de prendre en compte les rétrécissements et les élargissements de section et les variations de pentes pouvant occasionner des retenues d'eau. Une courbe de tarage a donc été simulée dans des gammes de valeurs bien supérieures à celles mesurées sur le terrain. Différentes sources d'incertitudes doivent cependant être prises en compte. En effet, de nombreuses estimations ont été faites au niveau de la géométrie des sections en amont et en aval à cause du manque de données et de la faible résolution du MNT (SRTM) disponible. Pour la suite du projet, il pourrait être intéressant d'avoir recours à la photogrammétrie par drone pour élaborer un MNT de grande précision. En ce qui concerne la courbe de tarage, aucuns débits exceptionnels n'ont pu être mesurés. Sans eux, il est impossible de pouvoir valider l'exactitude de cette courbe de tarage extrapolée. Des mesures supplémentaires de débits seront donc nécessaires dans ultérieurement pour pouvoir affiner cette courbe et valider son extrapolation.

5.3. Analyse de la modélisation hydrologique sur HEC-HMS

Une modélisation hydrologique permet d'estimer des séries temporelles de débits à l'exutoire d'un bassin versant sur base de séries temporelles de pluies. L'objectif de cette section est en partie de comparer les séries temporelles de débits simulés sur base des pluies avec la série temporelle des débits obtenue en convertissant la série temporelle des hauteurs d'eau à l'aide de la courbe de tarage construite sur HEC-RAS.

Dans un premier temps, il a été nécessaire d'estimer la valeur des paramètres du modèle propres aux propriétés intrinsèques du sous-bassin versant d'Antsahovy. Deux séries temporelles de précipitations à l'échelle du sous-bassin ont été utilisées, les pluies pluviométriques et les pluies GPM. Une première simulation effectuée sur base des données pluviométriques et des paramètres prédéfinis a montré que ces derniers n'étaient pas optimaux. Les paramètres ont donc été modifiés par incrémentation. L'intervalle des simulations a été raccourci afin de pouvoir se focaliser sur les périodes plus pluvieuses. De manière générale, les simulations obtenues sur base des données pluviométriques montrent des corrélations plutôt mitigées avec les séries de débits obtenus à l'aide de la courbe de tarage ($R^2 = 0.585$, $NSE = 0.276$, $RMSE = 5.948$). On remarque cependant une certaine synchronisation dans l'apparition des pics de débits simulés et observés. Des simulations ont ensuite été réalisées sur base des séries de pluies GPM en utilisant les mêmes paramètres. Les corrélations avec les débits « observés » ont montré des résultats légèrement supérieurs tout en restant imparfaits ($R^2 = 0.554$, $NSE = 0.336$, $RMSE = 5.677$). Les raisons de ces écarts peuvent être multiples en raison des nombreux facteurs intervenants dans ce modèle qui contribuent à augmenter l'incertitude de celui-ci. On répertorie les données mesurées comme les précipitations, les débits, les hauteurs d'eau mais aussi l'extrapolation de la courbe de tarage. Une validation ultérieure de cette dernière sur base de mesures de débits supérieurs est fortement recommandée. De plus, le modèle en lui-même ainsi que tous les paramètres estimés (taux d'infiltration, pente moyenne, ...) nous amènent à faire des approximations concernant les processus hydrologiques et constituent une source d'erreur. C'est pourquoi, une discrétisation du bassin en sous-bassins présentant des caractéristiques hydrologiques différentes permettrait d'affiner le comportement hydrologique du bassin global permettant ainsi une réponse plus appropriée face aux événements pluviométriques.

VI. CONCLUSION

La région SAVA, située au Nord-Est de Madagascar, enregistre une pluviométrie importante caractérisée par une grande variabilité spatio-temporelle et est d'ailleurs régulièrement frappée par des cyclones violents et des périodes de sécheresses. Tous ces processus engendrent des crues, des inondations, de l'érosion et des pertes importantes de biodiversité. C'est dans le but de faire face à cette problématique que le projet GIRE SAVA a été mis en place depuis 2017 au sein du bassin pilote d'Ankavia.

Le présent mémoire a été effectué dans le cadre de ce projet et a pour objectif principal la caractérisation des débits et la mise en place d'un système de suivi du comportement hydrologique du sous-bassin versant d'Antsahovy situé dans le nord du bassin d'Ankavia.

Le premier objectif de ce mémoire consiste en la quantification et à l'analyse des précipitations au sein du bassin d'Ankavia. Il s'agit d'un facteur clé dans l'étude hydrologique à l'échelle d'un bassin versant. En effet, ce sont les événements pluvieux fréquents et de grande intensité qui sont à l'origine des crues et des inondations dans la région. Une étude des précipitations a donc été menée dans l'objectif d'obtenir des séries temporelles de pluies exploitables issues de données mesurées par un réseau de pluviomètres installés au sein du bassin et de données satellites. Cette étude comprend notamment la spatialisation des données et la comparaison des sources de données.

Un second objectif vise à la construction d'une courbe de tarage propre à une section de référence située au niveau de l'exutoire du sous-bassin d'Antsahovy. Celle-ci doit permettre la conversion des séries temporelles de hauteur d'eau en séries temporelles de débits. Les hauteurs d'eau sont mesurées de manière automatisée à l'aide d'une sonde à pression située au niveau de la station de référence. Les débits, quant à eux, ont été mesurés au cours d'une campagne de mesure menée sur le terrain. Différentes méthodes de mesure ont été mises en place. Celles-ci présentent chacune des avantages et des inconvénients ainsi que des niveaux de complexités différents. Certaines nécessitent l'estimation de la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau sur base de la vitesse de surface (méthode des flotteurs, application discharge), d'autres nécessitent une exploration plus approfondie du champ de vitesse (jaugeage au courantomètre électromagnétique) ou encore se basent sur le principe de la conservation de la masse (Jaugeage par dilution). L'obtention de couples hauteurs-débits correspondants ont permis la construction d'une courbe de tarage. Celle-ci s'étendait cependant sur une gamme de débit relativement restreinte. Une extrapolation a donc été nécessaire pour étendre la courbe de tarage dans l'objectif de convertir des hauteurs d'eau mesurées automatiquement en débits correspondants lors d'événements exceptionnels. La méthode « Slope-Area » utilise des paramètres comme la rugosité ou la géométrie de la section pour exprimer un débit en fonction d'une hauteur d'eau. Cette méthode n'a cependant pas pu prendre en compte l'ensemble de la complexité du tronçon de rivière et a

été écartée. Le programme HEC-RAS, quant à lui, a permis de modéliser l'ensemble du tronçon de rivière et a rendu possible l'extrapolation de la courbe de tarage. Aucune validation de cette extrapolation n'a cependant pu être possible. En effet, celle-ci aurait nécessité la mesure de débits supérieurs à ceux rencontrés sur le terrain.

Le troisième et dernier objectif vise à simuler des séries temporelles de débits journaliers à l'exutoire du bassin versant d'Antsahovy sur base de séries temporelles pluviométriques à l'aide d'un modèle hydrologique. Les deux séries temporelles de pluies issues du réseau pluviométrique et des données satellites GPM ont été implémentées dans le modèle. Des analyses comparatives ont été effectuées entre les séries temporelles de débits simulés sur base des pluies et les séries temporelles des débits obtenus sur base des séries temporelles de hauteurs d'eau. Ces comparaisons ont montré des corrélations assez moyennes malgré la présence d'une synchronisation dans l'apparition des pics de débits. Les différences résidaient donc surtout dans l'intensité des pics. L'implémentation des données de pluies GPM plutôt que des données pluviométriques dans le modèle hydrologique n'a pas permis une amélioration notable sur le résultat final.

À la fin de ce mémoire, il est possible d'affirmer que l'ensemble de ce travail ainsi que les missions sur le terrain auront permis de construire une base de données solide et de développer les fondations d'un système d'observation des débits pour le sous-bassin d'Antsahovy. Les missions de terrains et les prises de mesures doivent cependant être poursuivies dans l'objectif d'étoffer cette base de données, de valider la courbe de tarage extrapolée et de pouvoir appliquer cette étude aux autres sous-bassins. L'utilisation de méthodes de mesure applicables lors de crues telles que l'application Discharge constituerait un réel atout dans le cadre de ce projet en facilitant les mesures et en élargissant la gamme de débits mesurés. Pour ce qui est de la modélisation hydraulique, l'acquisition de données MNT de meilleures résolutions (via photogrammétrie) permettrait d'affiner la géométrie des modélisations morphologiques et ainsi affiner l'extrapolation de la courbe de tarage. Pour finir, la discrétisation du bassin d'Antsahovy en plusieurs sous-bassins caractérisés par des paramètres hydrologiques variables, permettrait de perfectionner le comportement hydrologique du bassin global en améliorant ainsi les simulations des débits.

VII. BIBLIOGRAPHIE

- Ahmadi, A., Kavousizadeh, A. & Maghrebi, M.F. (2017). Setting-up rating curves in natural rivers using an efficient method.
- Aquaread Ltd (Ed.). (2015). Instruction Manual for the Aquabrobe Lite Optical Water Quality Probe and associated (Document No. 10401-00976, Revision : F).
- Arcement, G.J.& Schneider, V.R. (1989). Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains.
- Bielders, C.& Vanclooster, M. (2014). Hydrologie générale : Hydrométrie et interprétation des mesures de débits. Unpublished document, Université Catholique de Louvain-la-Neuve, Louvain-la-Neuve.
- Boiten, W. (2005). Hydrometry: IHE Delft Lecture Note Series. Lisse, Netherlands.
- Caracciolo, D., Francipane, A., Viola, F., Noto, L.V., & Deidda, R. (2018). Performances of GPM satellite precipitation over the two major Mediterranean islands. 213, pp.309–322.
- Chaperon, P., Danloux, J., & Ferry, L. (1993). Fleuves et rivières de Madagascar. Edition de l'Orstom: 855.
- Coon, W.F., (1998). Estimation of roughness coefficients for natural stream channels with vegetated banks, U.S. Geological Survey water-supply paper. U.S. Geological Survey, Denver, CO.
- Dingman, S.L. (2015). Physical hydrology, 3. ed. Waveland Press, Long Grove, Ill.
- Discharge user manual (2017). Unpublished document.
- Diskin, M.H., (1970). On the computer evaluation of Thiessen weights. J. Hydrol. 11, 69–78. [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(70\)90116-2](https://doi.org/10.1016/0022-1694(70)90116-2)
- Dramais, G., Coz, J.L., Camenen, B., Hauet, A., & Duby, P. (2011). Utilisation des mesures sans contact pour quantifier le débit des rivières torrentielles.
- Environment Agency, (2003). Extension of rating curves at gauging stations : best practice guidance manual. Environment Agency, Bristol.
- European Space Agency. (2015). Land Cover State products in GTiff and NETCDF formats.
- Fang, J., Yang, W., Luan, Y., Du, J., Lin, A., & Zhao, L. (2019). Evaluation of the TRMM 3B42 and GPM IMERG products for extreme precipitation analysis over China. Atmospheric Res. 223, 24–38. <https://doi.org/10.1016/j.atmosres.2019.03.001>

- Fiedler, F.R. (2003). Simple, Practical Method for Determining Station Weights Using Thiessen Polygons and Isohyetal Maps. *J. Hydrol. Eng.* 8, 219–221. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0699\(2003\)8:4\(219\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2003)8:4(219))
- Genç, O., Ardiçlioğlu, M., & Ağralioğlu, N. (2015). Calculation of mean velocity and discharge using water surface velocity in small streams. *Flow Meas. Instrum.* 41, 115–120. <https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2014.10.013>
- Bertrand-Krajewski J.-L., Laplace D., Joannis C., & Chebbo G. (2000). Mesures en hydrologie urbaine et assainissement. Paris (France) : éditions Tec&Doc, 808 p., ISBN : 2-7430-0380-4. Partie 4 : Mesurage des flux polluants - Chapitre 13 : Mesurage du débit par traçage
- Guillon, A., Audinet, M., Bouye, J.M., Colin, E., De Saint Seine, J., Hocq, J.P., & Moine, B. (1987). Limnimétrie: connaissance des techniques, utilisation et expérimentation des appareils. *Houille Blanche* 293–304. <https://doi.org/10.1051/lhb/1987024>
- Hauer, F.R., & Lamberti, G.A. (Eds.) .(2006). *Methods in stream ecology*, 2nd ed. ed. Academic Press/Elsevier, San Diego, Calif.
- Hauet, A. (2009). Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-scale particle image velocimetry. *Houille Blanche* 80–85. <https://doi.org/10.1051/lhb:2009009>
- Hutchinson, P. (1969). Estimation of rainfall in sparsely gauged areas. *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Bull.* 14, 101–119. <https://doi.org/10.1080/02626666909493705>
- Hydromet OTT (Ed.). (2015). OTT MF Pro DOC026.53.80211 : Mode d'emploi (6è éd.).
- J. M. Sheridan, W. H. Merkel, & D. D. Bosch .(2002). Peak rate factors for flatland watersheds. *Appl. Eng. Agric.* 18. <https://doi.org/10.13031/2013.7712>
- Kleppe, T.S., & McKelvey, V.E. (1979). United states departement of the interior 132.
- Le Coz, J., Chastan, B., Védie, & F., Dramais, G. (2007). Emplois de l'aDcp en rivière : une revue de synthèse. *Houille Blanche* 119–130. <https://doi.org/10.1051/lhb:2007042>
- Lepot, M., Lipeme Kouyi, G., & Bertrand-Krajewski, J.-L. (2011). Verification des mesures de débit en réseau d'assainissement par traçage à la Rhodamine WT. *Houille Blanche* 43–48. <https://doi.org/10.1051/lhb/2011045>
- Minten, B. (2003). Agriculture, pauvreté rurale et politiques économiques à Madagascar.
- Molinari, J. (1976). Interactions avec le milieu et développements récents dans l'emploi des traceurs artificiels. *Houille Blanche* 197–204. <https://doi.org/10.1051/lhb/1976009>
- Muste, M., Yu, K., Spasojevic, M. (2004). Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part I: moving-vessel measurements. *Flow Meas. Instrum.* 15, 1–16. <https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2003.09.001>

- Musy, A., Higy C. (2003). Hydrologie : Vol. 1. Une science de la nature. Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes.
- Nematchoua, M.K., Ricciardi, P., Orosa, J.A., Buratti, C. (2018). A detailed study of climate change and some vulnerabilities in Indian Ocean: A case of Madagascar island. *Sustain. Cities Soc.* 41, 886–898. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2018.05.040>
- OBHI, (2007) Formation en hydrologie http://www.whycos.org/fck_editor/upload/File/Volta-pdfs/mesure_debits_ADCP
- Ostrenga, D. (2017). Goddard Earth Sciences Data and Information Services Center (GES DISC), <http://disc.gsfc.nasa.gov>
- Pauwels, H. (1995). Evaluation des traceurs artificiels pour l'étude du transport de solutés dans les eaux souterraines : Rapport BRGM R 38323.
- Perzyna, Dr.G. (2016). Jaugeage à gué au moulinet hydrométrique. ECREE. Praia, Cabo Verde
- P.Singh, V. (2015). Handbook of Applied Hydrology. 2nd Edition, McGrawHill Education
- Quirogaa, V.M., Kurea, S., Udoa, K., Manoa, A., (2016). Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: Application of the new HEC-RAS version 5. *Ribagua* 3, 25–33. <https://doi.org/10.1016/j.riba.2015.12.001>
- Rakotoarisoa, M., & Davranche, Ay. (2014). Un modèle pluie-débit pour l'aide à la quantification des transferts de pesticides dans un petit bassin versant viticole du Layon. Ross, C.W., Prihodko, L., Anchang, J., Kumar, S., Ji, W., Hanan, N.P., 2018. HYSOGs250m: Global gridded hydrologic soil groups for curve number-based runoff modeling.
- Sadio, S. (1987). Les sols rouges : étendue, caractéristiques physico-chimiques, classification et évaluation pour la mise en valeur agricole 36.
- SaryTany, SOMEAH (Ed). (2012). Atlas de la vulnérabilité sectorielle de la région SAVA. Madagascar.
- Schnegg, P.-A. (2013). Fluorimètre portable et dispositif d'injection de traceur pour les suivis des variations rapides des débits de cours d'eau
- Tabios, G.Q., Salas, J.D. (1985). A comparative analysis of techniques of techniques for spatial interpolation of precipitation. *J. Am. Water Resour. Assoc.* 21, 365–380. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1985.tb00147.x>
- Turnipseed, D.P., Sauer, V.B., (2010). Discharge Measurements at Gaging Stations 106.
- UPDR. (2003). Unité de politique pour le développement rurale Madagascar (UPDR) .
- USDA. (2004). Hydrology National Engineering Handbook.

- Valle Junior, L.C.G. do, Rodrigues, D.B.B., Oliveira, P.T.S. de, (2019). Initial abstraction ratio and Curve Number estimation using rainfall and runoff data from a tropical watershed. RBRH 24. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.241920170199>
- Vienken, T., Huber, E., Kreck, M., Huggenberger, P., Dietrich, P., (2017). How to chase a tracer combining conventional salt tracer testing and direct push electrical conductivity profiling for enhanced aquifer characterization. Adv. Water Resour. 99, 60–66. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2016.11.010>
- Watral, Z., Jakubowski, J., Michalski, A., (2015). Electromagnetic flow meters for open channels: Current state and development prospects. Flow Meas. Instrum. 42, 16–25. <https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2015.01.003>
- Westerberg, I., Guerrero, J.-L., Seibert, J., Beven, K.J., Halldin, S. (2011). Stage-discharge uncertainty derived with a non-stationary rating curve in the Choluteca River, Honduras. Hydrological Processes 25, 603–613. <https://doi.org/10.1002/hyp.7848>
- Zoaharimalala , R., Randriamarolaza, A., (2008). Changements climatiques à madagascar

VIII. ANNEXES

Annexe 1 : Ajustement de la valeur des facteurs affectant la rugosité de la section

- Valeurs de n_b

[Modified from Aldridge and Garrett, 1973, table 1; —, no data]

Bed material	Median size of bed material (in millimeters)	Base n value	
		Straight uniform channel ¹	Smooth channel ²
Sand channels			
Sand ³	0.2	0.012	—
	.3	.017	—
	.4	.020	—
	.5	.022	—
	.6	.023	—
	.8	.025	—
	1.0	.026	—
Stable channels and flood plains			
Concrete	—	0.012–0.018	0.011
Rock cut	—	—	.025
Firm soil	—	0.025–0.032	.020
Coarse sand	1–2	0.026–0.035	—
Fine gravel	—	—	.024
Gravel	2–64	0.028–0.035	—
Coarse gravel	—	—	.026
Cobble	64–256	0.030–0.050	—
Boulder	>256	0.040–0.070	—

¹ Benson and Dalrymple (1967).

² For indicated material; Chow (1959).

³ Only for upper regime flow where grain roughness is predominant.

- Valeurs de n_1 , n_2 , n_3 , n_4 et m du lit mineur

Channel conditions		n value adjustment ¹	Example
Degree of irregularity (n_1)	Smooth	0.000	Compares to the smoothest channel attainable in a given bed material.
	Minor	0.001–0.005	Compares to carefully dredged channels in good condition but having slightly eroded or scoured side slopes.
	Moderate	0.006–0.010	Compares to dredged channels having moderate to considerable bed roughness and moderately sloughed or eroded side slopes.
	Severe	0.011–0.020	Badly sloughed or scalloped banks of natural streams; badly eroded or sloughed sides of canals or drainage channels; unshaped, jagged, and irregular surfaces of channels in rock.
Variation in channel cross section (n_2)	Gradual	0.000	Size and shape of channel cross sections change gradually.
	Alternating occasionally	0.001–0.005	Large and small cross sections alternate occasionally, or the main flow occasionally shifts from side to side owing to changes in cross-sectional shape.
	Alternating frequently	0.010–0.015	Large and small cross sections alternate frequently, or the main flow frequently shifts from side to side owing to changes in cross-sectional shape.
Effect of obstruction (n_3)	Negligible	0.000–0.004	A few scattered obstructions, which include debris deposits, stumps, exposed roots, logs, piers, or isolated boulders, that occupy less than 5 percent of the cross-sectional area.
	Minor	0.005–0.015	Obstructions occupy less than 15 percent of the cross-sectional area, and the spacing between obstructions is such that the sphere of influence around one obstruction does not extend to the sphere of influence around another obstruction. Smaller adjustments are used for curved smooth-surfaced objects than are used for sharp-edged angular objects.
	Appreciable	0.020–0.030	Obstructions occupy from 15 to 50 percent of the cross-sectional area, or the space between obstructions is small enough to cause the effects of several obstructions to be additive, thereby blocking an equivalent part of a cross section.
	Severe	0.040–0.050	Obstructions occupy more than 50 percent of the cross-sectional area, or the space between obstructions is small enough to cause turbulence across most of the cross section.
Amount of vegetation (n_4)	Small	0.002–0.010	Dense growths of flexible turf grass, such as Bermuda, or weeds growing where the average depth of flow is at least two times the height of the vegetation; supple tree seedlings such as willow, cottonwood, arrowweed, or saltcedar growing where the average depth of flow is at least three times the height of the vegetation.
	Medium	0.010–0.025	Turf grass growing where the average depth of flow is from one to two times the height of the vegetation; moderately dense stemmy grass, weeds, or tree seedlings growing where the average depth of flow is from two to three times the height of the vegetation; brushy, moderately dense vegetation, similar to 1- to 2-year-old willow trees in the dormant season, growing along the banks, and no significant vegetation is evident along the channel bottoms where the hydraulic radius exceeds 2 ft.
	Large	0.025–0.050	Turf grass growing where the average depth of flow is about equal to the height of the vegetation; 8- to 10-year-old willow or cottonwood trees intergrown with some weeds and brush (none of the vegetation in foliage) where the hydraulic radius exceeds 2 ft; bushy willows about 1 year old intergrown with some weeds along side slopes (all vegetation in full foliage), and no significant vegetation exists along channel bottoms where the hydraulic radius is greater than 2 ft.
	Very large	0.050–0.100	Turf grass growing where the average depth of flow is less than half the height of the vegetation; bushy willow trees about 1 year old intergrown with weeds along side slopes (all vegetation in full foliage), or dense cattails growing along channel bottom; trees intergrown with weeds and brush (all vegetation in full foliage).
Degree of meandering ² (m)	Minor	1.00	Ratio of the channel length to valley length is 1.0 to 1.2.
	Appreciable	1.15	Ratio of the channel length to valley length is 1.2 to 1.5.
	Severe	1.30	Ratio of the channel length to valley length is greater than 1.5.

¹ Adjustments for degree of irregularity, variations in cross section, effect of obstructions, and vegetation are added to the base n value (table 1) before multiplying by the adjustment for meander.

² Adjustment values apply to flow confined in the channel and do not apply where downvalley flow crosses meanders.

- Valeurs de n_1 , n_2 , n_3 , n_4 et m du lit majeur

Flood-plain conditions		n value adjustment	Example
Degree of irregularity (n_1)	Smooth	0.000	Compares to the smoothest, flattest flood plain attainable in a given bed material.
	Minor	0.001–0.005	Is a flood plain slightly irregular in shape. A few rises and dips or sloughs may be visible on the flood plain.
	Moderate	0.006–0.010	Has more rises and dips. Sloughs and hummocks may occur.
	Severe	0.011–0.020	Flood plain very irregular in shape. Many rises and dips or sloughs are visible. Irregular ground surfaces in pastureland and furrows perpendicular to the flow are also included.
Variation of flood-plain cross section (n_2)		0.0	Not applicable.
Effect of obstructions (n_3)	Negligible	0.000–0.004	Few scattered obstructions, which include debris deposits, stumps, exposed roots, logs, or isolated boulders, occupy less than 5 percent of the cross-sectional area.
	Minor	0.005–0.019	Obstructions occupy less than 15 percent of the cross-sectional area.
	Appreciable	0.020–0.030	Obstructions occupy from 15 to 50 percent of the cross-sectional area.
Amount of vegetation (n_4)	Small	0.001–0.010	Dense growth of flexible turf grass, such as Bermuda, or weeds growing where the average depth of flow is at least two times the height of the vegetation, or supple tree seedlings such as willow, cottonwood, arrowweed, or saltcedar growing where the average depth of flow is at least three times the height of the vegetation.
	Medium	0.011–0.025	Turf grass growing where the average depth of flow is from one to two times the height of the vegetation, or moderately dense stemmy grass, weeds, or tree seedlings growing where the average depth of flow is from two to three times the height of the vegetation; brushy, moderately dense vegetation, similar to 1- to 2-year-old willow trees in the dormant season.
	Large	0.025–0.050	Turf grass growing where the average depth of flow is about equal to the height of the vegetation, or 8- to 10-year-old willow or cottonwood trees intergrown with some weeds and brush (none of the vegetation in foliage) where the hydraulic radius exceeds 2 ft, or mature row crops such as small vegetables, or mature field crops where depth of flow is at least twice the height of the vegetation.
	Very large	0.050–0.100	Turf grass growing where the average depth of flow is less than half the height of the vegetation, or moderate to dense brush, or heavy stand of timber with few down trees and little undergrowth where depth of flow is below branches, or mature field crops where depth of flow is less than the height of the vegetation.
	Extreme	0.100–0.200	Dense bushy willow, mesquite, and saltcedar (all vegetation in full foliage), or heavy stand of timber, few down trees, depth of flow reaching branches.
Degree of meander (m)		1.0	Not applicable.

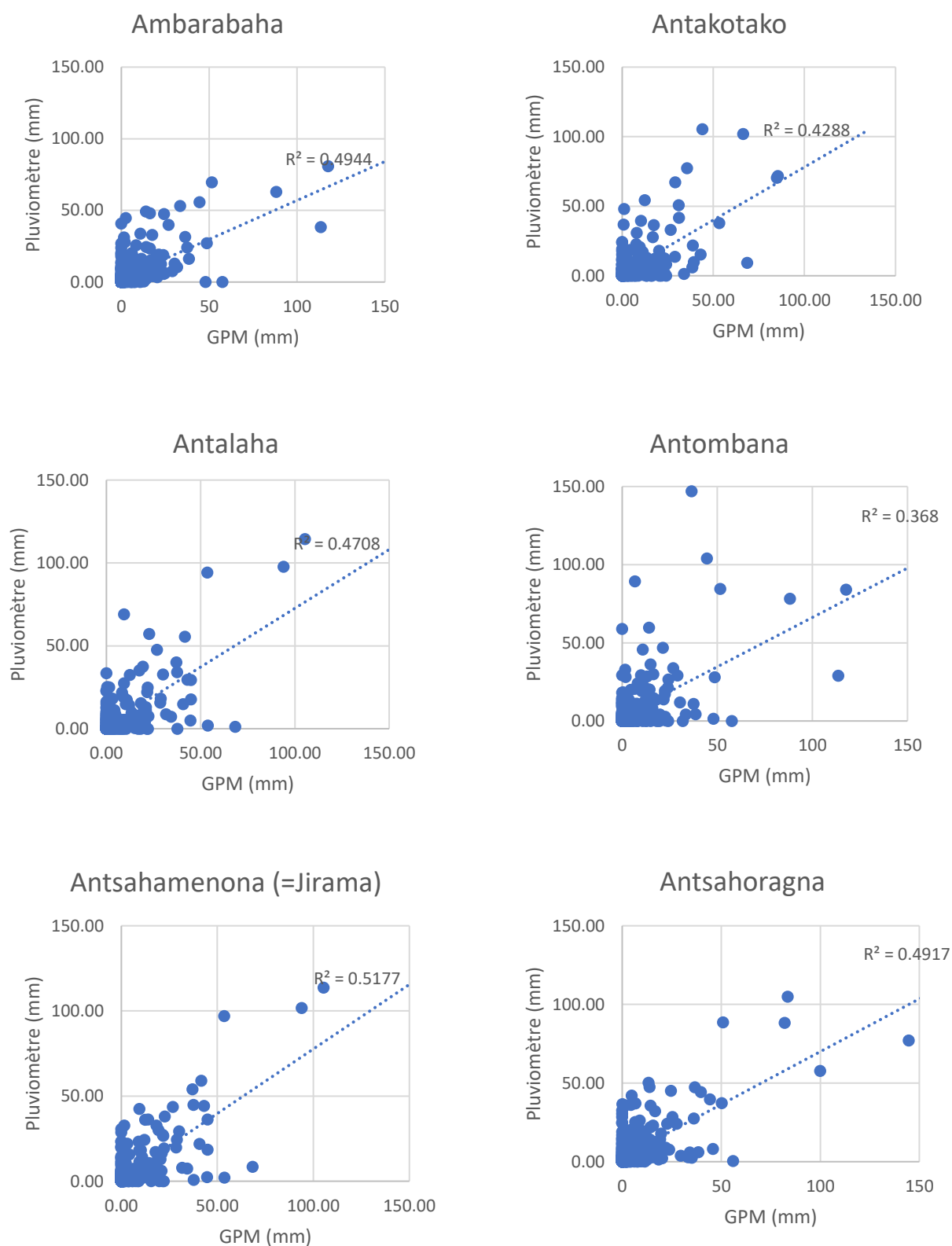
Annexe 2 : Grille de corrélation entre pluviomètres

	AMBARABAHA	AMBOHITSARA	ANDRANOLAVABE	ANTAKOTAKO	ANTALAHA	ANTOMBANA	ANTSAHAMENONA (=jirama)	ANTSAHANTITRA	ANTSAHORAGNA	ANTSAMBALAHY	BERAVINTSARA	COLLINE ANTAKOTAKO	MANAKAMBAHINY	MAROFINATRA
AMBARABAHA	1.000	0.749	0.508	0.635	0.646	0.690	0.708	0.668	0.914	0.736	0.603	0.690	0.659	0.705
AMBOHITSARA	0.749	1.000	0.487	0.575	0.850	0.861	0.900	0.616	0.799	0.628	0.528	0.642	0.663	0.679
ANDRANOLAVABE	0.508	0.487	1.000	0.697	0.382	0.501	0.414	0.738	0.543	0.697	0.841	0.756	0.659	0.541
ANTAKOTAKO	0.635	0.575	0.697	1.000	0.491	0.540	0.545	0.785	0.647	0.882	0.711	0.933	0.827	0.696
ANTALAHA	0.646	0.850	0.382	0.491	1.000	0.694	0.914	0.457	0.673	0.540	0.370	0.536	0.569	0.598
ANTOMBANA	0.690	0.861	0.501	0.540	0.694	1.000	0.737	0.631	0.743	0.646	0.569	0.626	0.637	0.681
ANTSAHAMENONA (=jirama)	0.708	0.900	0.414	0.545	0.914	0.737	1.000	0.518	0.734	0.596	0.432	0.582	0.602	0.624
ANTSAHANTITRA	0.668	0.616	0.738	0.785	0.457	0.631	0.518	1.000	0.700	0.753	0.828	0.807	0.699	0.669
ANTSAHORAGNA	0.914	0.799	0.543	0.647	0.673	0.743	0.734	0.700	1.000	0.724	0.655	0.734	0.721	0.646
ANTSAMBALAHY	0.736	0.628	0.697	0.882	0.540	0.646	0.596	0.753	0.724	1.000	0.715	0.879	0.779	0.752
BERAVINTSARA	0.603	0.528	0.841	0.711	0.370	0.569	0.432	0.828	0.655	0.715	1.000	0.768	0.648	0.603
COLLINE ANTAKOTAKO	0.690	0.642	0.756	0.933	0.536	0.626	0.582	0.807	0.734	0.879	0.768	1.000	0.864	0.653
MANAKAMBAHINY	0.659	0.663	0.659	0.827	0.569	0.637	0.602	0.699	0.721	0.779	0.648	0.864	1.000	0.620
MAROFINATRA	0.705	0.679	0.541	0.696	0.598	0.681	0.624	0.669	0.646	0.752	0.603	0.653	0.620	1.000

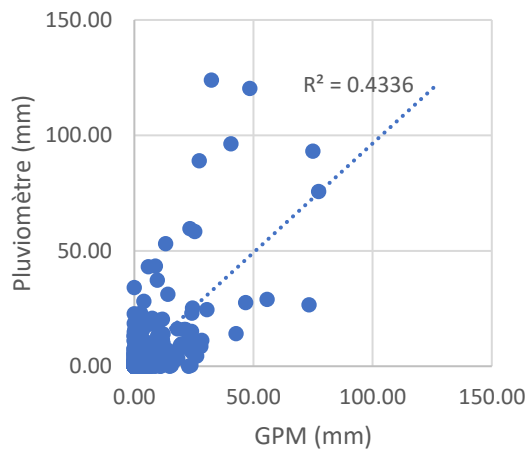
Annexe 3 : Matrice des distances entre les pluviomètres

	AMBARABAHA	AMBOHITSARA	ANDRANOLAVABE	ANTAKOTAKO	ANTALAHA	ANTOMBANA	ANTSAHAMENONA (=jirama)	ANTSAHANTITRA	ANTSAHORAGNA	ANTSAMBALAHY	BERAVINTSARA	COLLINE ANTAKOTAKO	MANAKAMBAHINY	MAROFINATRA
AMBARABAHA	0.00	14.16	24.93	18.55	20.41	6.95	17.48	19.69	2.17	13.06	23.02	20.71	26.75	4.86
AMBOHITSARA	14.16	0.00	38.36	27.45	6.95	7.85	4.44	31.54	15.44	22.17	36.06	30.56	35.36	15.01
ANDRANOLAVABE	24.93	38.36	0.00	17.21	45.06	30.52	42.17	9.41	24.65	18.89	3.20	14.59	18.13	23.42
ANTAKOTAKO	18.55	27.45	17.21	0.00	34.37	20.42	31.84	7.80	19.85	5.62	14.01	3.44	8.27	14.20
ANTALAHA	20.41	6.95	45.06	34.37	0.00	14.66	2.93	38.46	21.33	29.12	42.85	37.50	42.20	21.85
ANTOMBANA	6.95	7.85	30.52	20.42	14.66	0.00	11.87	23.83	8.74	14.90	28.22	23.31	28.58	7.19
ANTSAHAMENONA (=jirama)	17.48	4.44	42.17	31.84	2.93	11.87	0.00	35.69	18.40	26.51	39.99	34.91	39.78	19.04
ANTSAHANTITRA	19.69	31.54	9.41	7.80	38.46	23.83	35.69	0.00	20.21	10.16	6.22	5.53	10.81	16.70
ANTSAHORAGNA	2.17	15.44	24.65	19.85	21.33	8.74	18.40	20.21	0.00	14.51	22.99	21.75	27.94	6.79
ANTSAMBALAHY	13.06	22.17	18.89	5.62	29.12	14.90	26.51	10.16	14.51	0.00	15.91	8.42	13.88	8.59
BERAVINTSARA	23.02	36.06	3.20	14.01	42.85	28.22	39.99	6.22	22.99	15.91	0.00	11.41	15.28	21.05
COLLINE ANTAKOTAKO	20.71	30.56	14.59	3.44	37.50	23.31	34.91	5.53	21.75	8.42	11.41	0.00	6.39	16.71
MANAKAMBAHINY	26.75	35.36	18.13	8.27	42.20	28.58	39.78	10.81	27.94	13.88	15.28	6.39	0.00	22.46
MAROFINATRA	4.86	15.01	23.42	14.20	21.85	7.19	19.04	16.70	6.79	8.59	21.05	16.71	22.46	0.00

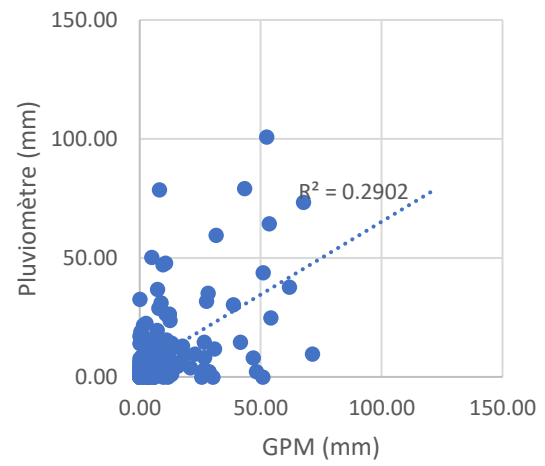
Annexe 4 : Analyses comparatives des données mesurées par les pluviomètres du bassin d'Ankavia avec les données satellites GPM.



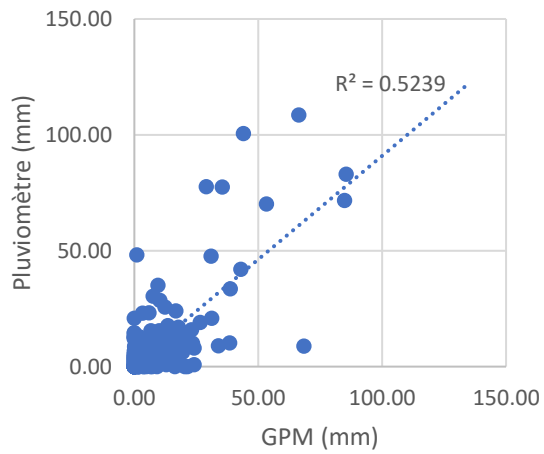
Antsambalahy



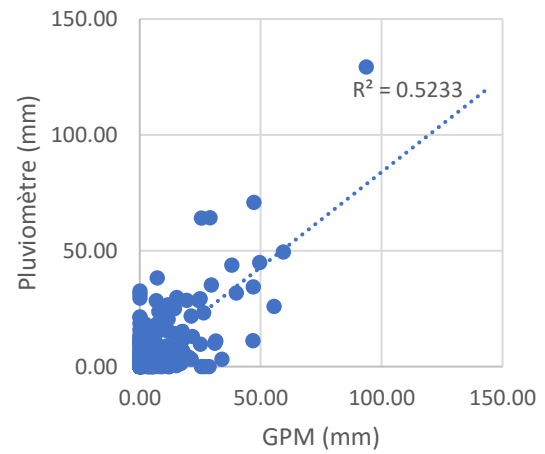
Beravintsara



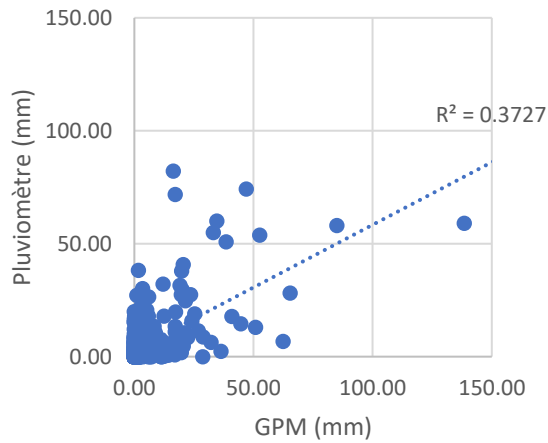
Colline Antakotako



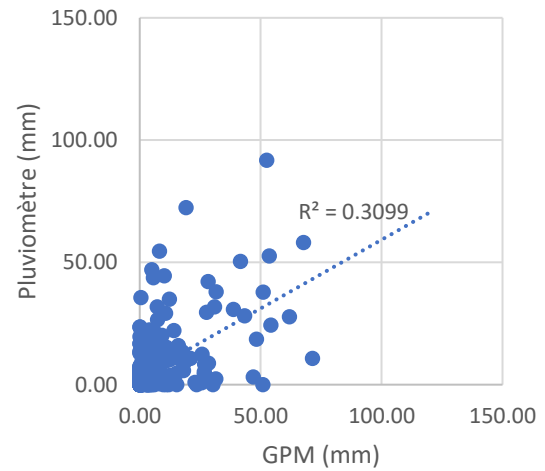
Manakambahiny

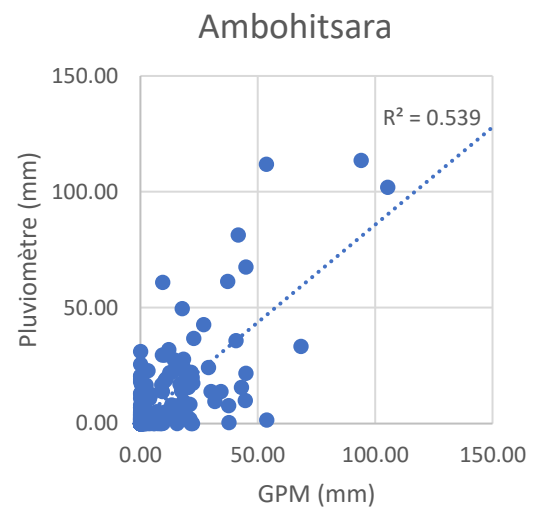
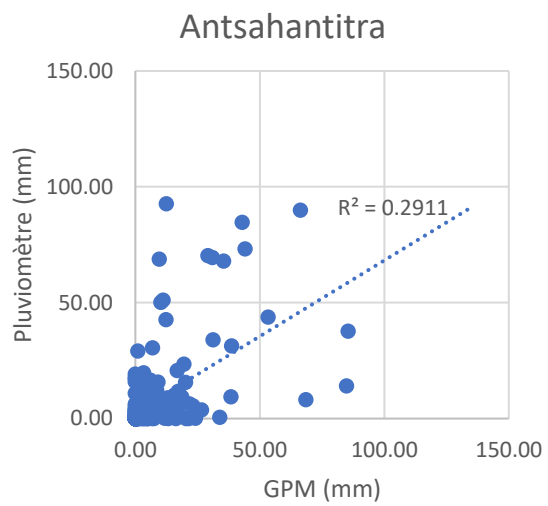


Marofinatra



Andranolavabe





Annexe 5 : Récapitulatif des débits mesurés sur le terrain à l'aide du courantomètre électromagnétique et hauteurs d'eau associées

Dates et heures de mesure		Débits mesurés (m^3/s)	Hauteurs d'eau (m)
21/09/2018	8h22	1.89	0.66
29/10/2018	15h27	1.34	0.59
06/12/2018	6h38	1.04	0.57
30/01/2019	8h18	3.21	0.73
31/01/2019	9h13	2.76	0.70
01/02/2019	12h57	2.70	0.70
01/02/2019	16h01	3.28	0.72
08/02/2019	16h48	2.54	0.69
09/02/2019	8h24	3.62	0.76
10/02/2019	11h25	2.46	0.68
11/02/2019	9h25	5.47	0.82
11/02/2019	11h44	4.75	0.80
12/02/2019	8h39	3.42	0.73
26/02/2019	8h36	2.09	0.67
27/02/2019	6h27	3.73	0.75
26/03/2019	14h51	6.78	0.86
26/03/2019	15h51	7.39	0.88
27/04/2019	11h24	4.46	0.77
09/07/2019	16h56	1.65	0.63
10/07/2019	16h49	1.62	0.62
28/08/2019	14h48	1.57	0.61
29/08/2019	7h01	1.70	0.62
21/09/2018	8h22	1.89	0.66
29/10/2018	15h27	1.34	0.59

Annexe 6 : Tableau des variables et débits calculés via la méthode
« Slope Area »

Niveau d'eau (m)	Aire (m ²) A	Périmètre mouillé (m) P	Rayon hydraulique R	Vitesse moyenne (m/s)	Débit (m ³ /s)
0.3	2.27	12.14	0.186	0.58	1.31
0.6	7.02	18.27	0.38	0.93	6.56
0.7	8.89	19.1	0.465	1.06	9.44
0.72	9.47	19.27	0.49	1.10	10.42
0.75	9.83	19.33	0.50	1.13	11.07
0.8	10.96	19.53	0.56	1.20	13.18
0.85	11.82	19.65	0.60	1.26	14.89
0.9	12.73	19.77	0.64	1.32	16.78
0.95	13.79	19.92	0.69	1.38	19.07
1	14.76	20.05	0.73	1.44	21.27
1.1	16.6	20.33	0.81	1.54	25.63
1.2	18.65	20.71	0.90	1.65	30.74
1.3	20.69	21.06	0.98	1.75	36.14
1.4	22.75	21.42	1.06	1.84	41.86
1.5	24.82	22.55	1.10	1.88	46.77
1.6	26.96	24.29	1.11	1.90	51.09
1.8	31.89	26.03	1.22	2.02	64.54
2	36.54	27	1.35	2.16	79.03
2.11	39.5	27.54	1.43	2.25	88.80

Détermination de la courbe de tarage et essai de modélisation hydrologique de la rivière Antsahovy à Madagascar

Robin Castermans

Résumé :

La région SAVA, située au Nord-Est de Madagascar, fait face à de nombreuses contraintes hydriques (crues, inondations, cyclones, érosion, glissements de terrains, etc.) dont les impacts se font ressentir au niveau sociétal, économique et environnemental. Pour répondre à cette problématique, un important projet (GIRE-SAVA) est lancé en 2017 par l'UCLouvain et le CURSA. Celui-ci a pour objectif global de promouvoir la durabilité de la gestion intégrée des ressources en eau dans la région SAVA et plus particulièrement au sein du bassin pilote d'Ankavia. Ce mémoire, réalisé dans le cadre de ce projet, vise à caractériser les débits et le comportement hydrologique du sous-bassin d'Antsahovy (situé dans le Nord du bassin d'Ankavia).

L'objectif principal de ce travail se décline en trois objectifs spécifiques. Le premier consiste à analyser la validité et comparer les séries temporelles de précipitations mesurées par satellites (GPM) et par un réseau de pluviomètres situé au sein du bassin. Le second consiste en l'élaboration d'une courbe de tarage à l'exutoire du bassin d'Antsahovy. Le dernier objectif vise à simuler des débits sur base de séries temporelles de précipitations au sein du bassin étudié à l'aide d'un modèle hydrologique.

Une campagne sur le terrain a permis de mesurer des débits à l'aide de différentes méthodes de mesures spécifiques. Ces mesures de débits ont été associées à des hauteurs d'eau correspondantes et ont servi d'échantillon pour la construction de la courbe de tarage. Une modélisation hydraulique sur HEC-RAS a ensuite été utilisée afin d'extrapoler cette courbe de tarage pour une gamme de débits supérieurs. Celle-ci a permis la conversion de la série temporelle de hauteurs d'eau en un hydrogramme de débits journaliers. Ce dernier a ensuite été comparé aux hydrogrammes modélisés sur base des précipitations (GPM et pluviomètres) via le logiciel HEC-HMS. De manière générale, les séries temporelles permettent d'apprécier des variations de débits en accord avec les événements pluvieux. Leurs comparaisons avec les débits observés montrent une certaine synchronisation dans l'occurrence d'apparition des pics de débits mais ceux-ci présentent cependant des différences d'intensité non négligeables. Afin d'améliorer ces résultats, il serait nécessaire de valider l'extrapolation de la courbe de tarage et d'affiner les paramètres propres au bassin intervenant dans la modélisation hydrologique des débits sur base des précipitations.