

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali - Chlef

Faculté d'Architecture et de Génie civil

Département Hydraulique



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT

Filière : Hydraulique

Spécialité : Aménagement hydraulique

Par

**Abdenmour KASTALI**

Thème :

---

### **Gestion dynamique des relations 'Hauteurs-débits' des stations d'hydrométrie : Cas des bassins versants de Allala et Rouina.**

---

Soutenue le 26/07/2021 devant le jury composé de :

EZZIANE Karim	Professeur	UHB Chlef	Président
REMINI Boualem	Professeur	USD Blida 1	Examineur
BOUFEKANE Abdelmadjid	MCA	USTHB Alger	Examineur
RIABI Mohamed	MCA	UHB Chlef	Examineur
ZEROUAL Ayoub	MCA	ENSH Blida	Rapporteur
CHENAOUI Bakhta	MCB	UHB Chlef	Co- Rapporteur

## Remerciements

Dans le cadre de la réalisation de ce travail de recherche, nombreux sont ceux qui nous ont apporté une contribution scientifique, logistique ou morale. Nous leurs sommes redevables à ce que la thèse a pu connaître un aboutissement. Que chacun trouve dans l'accomplissement de cette thèse, l'expression de ma reconnaissance pour sa contribution quelle qu'elle soit.

Mes plus vifs remerciements vont en premier lieu à mes deux directeurs de thèse de doctorat, monsieur ZEROUAL Ayoub et Madame CHENAOUI Bakhta. J'ai toujours trouvé dans votre encadrement de la bienveillance et de l'enthousiasme. Monsieur ZEROUAL, qui fut pour moi un directeur de thèse attentif et disponible malgré ses nombreuses charges. Merci pour tout ! Merci de m'avoir accordé votre confiance pour mener ce travail de recherche, votre encadrement efficace et exceptionnel, votre soutien dans mes démarches et vos encouragements lors des moments les moins motivants, pendant les cinq années de la thèse. Vous avez mon éternelle reconnaissance.

Je tiens également à exprimer mes profondes gratitude, mes sincères remerciements et pieux pensés à Monsieur REMAOUN Mohamed 'RABI YERHMOU' professeur à l'université de Chlef, qui, par sa compétence, sa rigueur scientifique et sa clairvoyance m'a beaucoup appris.

Je remercie également vivement le Professeur Tommaso MORAMARCO, Directeur à l'institut de recherche pour la protection géo-hydrologique (CNR IRPI) en Italie, et Monsieur Roberto SERRANO-NOTIVOLI Professeur à l'université de Autónoma de Madrid en Espagne, d'avoir contribué par leurs conseils et commentaires, toujours pertinents, à cette recherche tout au long de ses différentes étapes. Ils m'ont fait bénéficier de leurs savoirs, expériences et de la clairvoyance de leurs opinions dans le domaine de la modélisation hydraulique.

Je remercie Monsieur BOUKHLIFA Mustapha, Maître de conférences à l'ENSH, pour sa collaboration et ses conseils. Je remercie également Melle. HAMITOUCHE Yasmine, Doctorante à l'ENSH de Blida, pour sa sympathie et pour la qualité de sa collaboration.

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur EZZIANE Karim, Professeur à l'université de Chlef, pour l'honneur qu'il m'a fait d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance.

Mes remerciements vont également au professeur REMINI Boualem de l'université de Blida, Docteur BOUFEKANE Abdelmadjid Maitre de Conférences à l'université de Bab Ezzouar, Docteur RIABI Mohamed Maitre de Conférences à l'université de Chlef, de m'avoir honoré en acceptant d'être examinateurs de ce travail.

Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale des Ressources hydrauliques (A.N.R.H) de Blida, pour nous avoir fourni les données nécessaires pour mener à bien ce travail, en particulier Mr Said AIT MESSOUDANE, chef de service à l'A.N.R.H, qui m'a chaleureusement accueilli plusieurs fois dans son bureau pour consulter l'archive des jaugeages. Enfin, j'aimerais remercier mes parents, pour leur patience et leur encouragement soutenu tout au long de ces années.

**Abdennour KASTALI**

## **Dédicaces**

Je dédie ce travail à mon épouse Hanane et ma chère enfant Amani qui ont énormément donné de leur temps (et ce n'est rien de le dire : vacances, weekend, fêtes...) au profit de mes interminables heures de simulation et de rédaction. Je ne te remercierai jamais assez Hanane pour ton soutien indéfectible, tes encouragements répétés, ton aide permanente, ton accompagnement et les sacrifices que tu as consenti. Je te suis à jamais reconnaissant.

Je dédie également ce travail à mes chers parents Kouider et Aicha qui m'ont soutenu dans tous les sens du terme au cours de mon parcours scolaire et universitaire. Merci de vous être préoccupés de mes études de la sixième, du BEM, du BAC, de Licence, du Master et enfin du doctorat. Vous avez mon éternelle gratitude.

Enfin, et comment oublier tous les membres de ma famille, je dédie ce travail à mes chers frères Mohamed, Moussa, Bilal, Ahmed, Maamar, Abdelkader et Zahia, et à mon cher ami Abdellatif et tous les autres que je ne cite pas, qu'ils ne m'en tiennent pas rigueur.

En dernier mais non des moindres, à mes beaux-parents Mohamed et Fatima pour leur soutien permanent, ainsi que l'ensemble de ma belle-famille, Miloud, Ahmed, Djellali Soria, Chaima, Naima et Fatiha : merci pour toutes les autres fois aussi.

**Abdennour**

## ملخص

تعتبر القيم الدقيقة لتدفق المياه في الأنهار بالغة الأهمية لمعظم التحليلات الهيدرولوجية. تُستخدم هذه البيانات لعددٍ من الأغراض، مثل اتخاذ القرارات الهامة، تحديد الحالة الهيدرولوجية لمستجمعات المياه، المحاكات باستعمال النماذج الهيدروليكية والهيدرولوجية، إدارة المخاطر، حساب الترسبات، وكذا تصميم الهياكل الهيدروليكية وغيرها من الأنظمة المائية. ومع ذلك، فإن القياس المباشر للتدفق في الأنهار يتطلب الكثير من الوقت والجهد. لذلك، يتم تطوير معظم قواعد بيانات التدفق من تحويل مستويات المياه المسجلة إلى تدفقات، من خلال استخدام منحنيات التصريف "الارتفاع-التدفق". وتستند معايرة هذه العلاقة على مستوى المحطة الهيدرومترية على قياسات محددة تسمى "القياس الهيدرومتري". غالبًا ما ترتبط معدلات التدفق المقدر من منحنى التصنيف بمجال ترتيب يأخذ في الاعتبار أوجه عدم اليقين المرتبطة بحساسية المقطع العرضي للقياس، التغيرات الطبوغرافية، وخاصة تلك المرتبطة بدقة قياس مستوى المياه

يتعلق الجزء الأول من هذا المذكرة أساسًا بالإدارة الديناميكية والارتياح في علاقة "مستوى المياه بالتدفق" من خلال استخدام إجراءات التجزئة وتحليل البايزي. وقد تم تطبيق هذه الإجراءات على مستوى محطتين هيدرومتريتين بشمال الجزائر، وهما: محطة بئر أولاد طاهر (حوض واد الروينة) ومحطة سيدي عكاشة (حوض واد علالة). بالإضافة إلى ذلك، تتيح هذه الإجراءات تقسيم مجموعة القياسات الأولية لكل محطة إلى مجموعات متجانسة هيدروليكيًا. بعد ذلك، تم استخدام طريقة التحليل البايزي BaRatin ومحاكاة مونت كارلو MCMC لتحديد الارتياح في منحنى التصريف الأكثر احتمالًا عند مستوى 95%. تكشف المقارنة بين منحنى التدفق لـ ANRH والمنحنى لـ BaRatin على مستوى المحطة الهيدرومترية سيدي عكاشة أن المنحنيين متطابقان تقريبًا بالنسبة لتدفقات المنخفضة. من ناحية أخرى، بالنسبة لتدفقات العالية، فإن منحنى التدفق الأكثر احتمالًا (MaxPost) مع مجال الارتياح الخاص به (2.5% و 97.5%)، ينحرف بشكل كبير عن منحنى التدفق (ANRH) يرجع هذا الاختلاف بشكل أساسي إلى حقيقة أن منحنى التدفق الناتج عن BaRatin يستند إلى التحليل الهيدروليكي للمحطة (الخشونة، ومراقبة هندسة القناة، والتحليل الطبوغرافي ومحاكاة التدفق)، والتي يتم تجاهلها غالبًا في رسم منحنى التدفق (ANRH) وكذا نفس الشيء بالنسبة لمحطة القياس لبئر أولاد الطاهر

الجزء الثاني من عملنا مخصص لدراسة تأثير الارتياح الخاص بمنحنى التدفق، ليس فقط على تحليل احتمال الفيضانات فقط (AFC)، ولكن أيضًا على إنشاء خرائط غمر الفيضان على مستوى مدينة تنس الواقعة بمصب واد علالة. في هذا الجزء، تم اقتراح طريقة تحليلية كاملة. يتكون الإطار المنهجي لهذه الطريقة من ثلاث مراحل. (1) تتمثل الخطوة الأولى في إنشاء منحنى التدفق الأكثر احتمالًا (MaxPost) مع مجال الثقة 95% لمحطة سيدي عكاشة باستخدام طريقة BaRatin بناءً على المعرفة المسبقة بالضوابط الهيدروليكية وقياس بيانات التدفق مع الارتياحات الخاصة بها. لذلك، تم استخدام منحنى التدفق بحدود ثقة 2.5% و 97.5% لمحاكاة ثلاث سلاسل زمنية من التدفقات السنوية القصوى (MaxPost)، 2.5% و 97.5% بالاعتماد على تسجيلات مستويات المياه (limnigramme) بين سنتي 1973 و 2017 بمحطة سيدي عكاشة. (2) بناءً على هذه السلسلة، تم استخدام AFC لتقدير التدفقات القصوى لفترات عودة محددة مستقبلاً (5، 10، 50، 100 سنة). (3) يتم استخدام التدفق الأعظمي الخاص بـ 100 سنة (2.5% و MaxPost و 97.5%) والبيانات الطبوغرافية كبيانات إدخال للنموذج الهيدروليكي HEC-RAS. يسمح النموذج الهيدروليكي HEC-RAS بمحاكاة مستويات المياه لتدفقات الأعظمية لـ 100 سنة المشتقة من منحنى التدفق (MaxPost) بالإضافة إلى حدود الارتياح (2.5% و 97.5%) ثم سيتم عرض مستويات المياه في شكل خرائط لنطاق توسع الفيضانات.



اثبتت النتائج أن مساحة منطقة الفيضان المحاكاة باستعمال منحنى التدفق (MaxPost) أظهرت زيادة قريبة من 15% باستخدام الحد الأعلى للارتياح لمنحنى التدفق (97.5%) وانخفاض بـ 18% بالنسبة للحد الأدنى (2.5%).

**الكلمات المفتاحية:** منحنى التصريف، التدفق الاعظمي، تحليل احتمال الفيضانات، نموذج هيكراس، مناطق عرضة للفيضانات.

## Résumé

Les valeurs exactes du débit d'eau dans les cours d'eau sont nécessaires à la plupart des analyses hydrologiques. Les données du débit sont utilisées pour un certain nombre d'applications, telles que la prise de la décision opérationnelle, la définition de l'état hydrologique du bassin-versant, une grandeur d'entrée pour tous les modèles hydrauliques et hydrologiques, la gestion des risques, le calcul des charges du transport du sédiment, la conception des structures hydrauliques et pour d'autres constituants de qualité aquatique. Cependant, la mesure directe du débit dans les cours d'eau nécessite beaucoup de temps et d'efforts. Par conséquent, la plupart des banques des données du débit sont développées à partir de la conversion des hauteurs d'eau enregistrées en débit, par l'utilisation des courbes de tarage "Hauteur-Débit". Le calage de cette relation au niveau de la station hydrométrique est basé sur des mesures ponctuelles nommées « jaugeages ». Les débits estimés à partir de la courbe de tarage sont souvent associés à un intervalle de confiance qui tient en compte les incertitudes liées à la sensibilité de la section de jaugeage, la variabilité du contrôle hydraulique, hauteur d'eau mesurée et surtout celles associées à la précision des jaugeages et la façon dont les contrôles se succèdent ou s'ajoutent les uns aux autres.

La première partie de ce travail concerne la gestion dynamique et l'incertitude de la relation "Hauteur-Débit" par l'utilisation des procédures de segmentations et l'analyse Bayésienne. Ces procédures sont appliquées sur deux stations hydrométriques dans le nord de l'Algérie à savoir : la station de Bir Ouled Tahar (Bassin de l'Oued Rouina) et la station de Sidi Akkacha (Bassin de l'Oued Allala). En outre, ces procédures permettent de diviser le nuage de jaugeages initiaux de chacune des stations en populations hydrauliquement homogènes. Ceci permet de ré-échantillonner pour chaque jaugeage un ensemble d'autres jaugeages provenant de la même population pour caler le tracé de la courbe de tarage. Par la suite, la méthode de l'inférence Bayésienne et des simulations de Monte-Carlo et les chaînes de Markov (MCMC) [BaRatin] ont été utilisées pour déterminer l'incertitude de la courbe de tarage ; la courbe la plus probable, et l'incertitude associée, au niveau de crédibilité de 95%. La comparaison entre la courbe de tarage de l'ANRH (déterministe) et celle issue de BaRatin au niveau de la station hydrométrique de Sidi Akkacha révèle que les deux courbes sont presque identiques pour les écoulements à faible débit. En revanche, pour les écoulements à grand débit, la courbe de tarage la plus probable (MaxPost) avec son enveloppe d'incertitude (2,5% et 97,5%), s'écartent sensiblement de la courbe de tarage déterministe de l'Agence Nationale des Ressources Hydrique (ANRH). Cet écart est dû essentiellement au fait que la courbe de tarage issue de BaRatin est basée sur une connaissance préalable de la configuration de la station

appuyée par une analyse hydraulique (rugosité, observation de la géométrie du canal, analyse topographique et simulation du débit). Ces derniers facteurs sont généralement ignorés dans l'ajustement de la courbe déterministe (ANRH). Les mêmes constatations ont été révélées au niveau de la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar.

La deuxième partie de notre travail est consacrée à l'étude de l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage, non seulement sur l'analyse fréquentielle des crues (AFC), mais aussi sur la cartographie de la superficie de la zone inondable de la ville de Vieux-Ténès située à l'embouchure de l'Oued Allala. Dans cette partie, une méthode analytique complète est proposée. Le cadre méthodologique de cette démarche comprend trois étapes. (1) La première étape consiste à construire la courbe de tarage la plus probable (Max Post) avec ces intervalles de crédibilité de 95% de la station hydrométrique de Sidi Akkacha en utilisant la méthode BaRatin et en se basant sur la connaissance préalable des contrôles hydrauliques et des données de jaugeage avec leurs incertitudes individuelles. Par conséquent, la courbe de tarage avec les limites de la crédibilité de 2,5 % et 97,5 % ont été utilisées pour simuler trois séries chronologiques de débits maxima annuels (MaxPost, 2,5% et 97,5%) sur la base du limnigramme enregistré entre 1973 et 2017 au niveau de la station de Sidi Akkacha. (2) Sur la base de ces séries, l'AFC a été utilisée pour estimer les débits de projet maximaux pour des périodes de retour spécifiques (5, 10, 50, 100 ans) et calculer l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage sur les crues estimés. Afin de trouver le meilleur modèle de distribution fréquentiel et son type qui donne la plus grande probabilité de reproduire les débits maxima, l'adéquation de l'AFC a été validée en utilisant le coefficient de détermination ( $R^2$ ), l'erreur quadratique moyenne (MSE) et l'erreur absolue moyenne (MAE). (3) La crue de projet de 100 ans (2,5%, MaxPost et 97,5%) et les données topographiques sont utilisées comme données d'entrée du modèle hydraulique HEC-RAS. Le modèle hydraulique HEC-RAS fournit les niveaux d'eau qui correspondent à la crues de conception centennale dérivées de la courbe de tarage la plus probable (MaxPost) ainsi que de ces intervalles de crédibilité de (2,5% et 97,5%). Ensuite, les niveaux d'eau seront affichés sous forme de cartes de profondeur d'écoulement. Nous avons constaté que la superficie de la zone inondable simulée avec la courbe de tarage la plus probable (MaxPost) a montré une augmentation proche de 15 % en utilisant la limite supérieure de l'incertitude de la courbe de tarage (97,5%) et une diminution de 18 % pour la limite inférieure (2,5%).

**Mot clé :** Courbe de tarage; Débit de projet de conception ; Analyse fréquentielle des crues ; HEC-RAS ; zone inondable

## **Abstract**

Exact values of water discharge in rivers are necessary for most hydrological analysis. Discharge data are used for a number of purposes, such as operational decision-making, defining the hydrological status of the watershed, considered as an input quantity for all hydraulic and hydrological models, risk management, calculation of sediment transport loads, design of hydraulic structures, and for other aquatic quality components. However, the direct measurement of discharge in rivers requires a great deal of time and effort. Therefore, most flow databases are developed by converting the recorded water level into discharge by using the "stage-discharge" rating curves. The calibration of this relationship at hydrometric station is based on punctual measurements called gauging's. Such discharge is subject to several sources of uncertainty including: 1) the computation of the cross-sectional area; 2) velocity measurements; 3) water level; 4) width measurement of the river cross-section; and 5) changes in the channel due to erosion or deposition of sediment caused by alluvial stream after flood events, amongst others.

The first part of this work relates to the dynamic assessment of rating curves and their associated uncertainties of the "stage-discharge" relationship through the existing segmentation procedures and bayesian analysis. These procedures were applied on two hydrometric stations of Northern Algeria, namely: the Bir Ouled Tahar station (Oued Rouina Basin) and the Sidi Akkacha station (Oued Allala Basin). In addition, these procedures make it possible to divide the initial gauging cloud of each station into homogeneous hydraulic populations. This allows resampling for each gauge a set of other gauges coming from the same population to adjust the plot of the rating curve.

Subsequently, Bayesian inference and Monte Carlo and Markov chain (MCMC) simulations [BaRatin] were used to determine the rating curve uncertainty; the most probable rating curve, and the associated uncertainty at the 95% confidence level. The comparison between the MaxPost rating curve estimated using BaRatin and the deterministic rating curve established by National Agency of Water Resources (NAWR) (deterministic) at the hydrometric station of Sidi Akkacha reveals that the two curves are converging for low discharges. However, for high discharge measurements, the most probable rating curve (MaxPost) with its uncertainty envelope (2.5% CL and 97.5% CL) highly deviates from the deterministic rating curve (NAWR). This contrast is due to the fact that the MaxPost rating curve estimation is based on an initial prior knowledge of the configuration of the station supported by hydraulic analysis (roughness, channel geometry observation, topographic analysis, and flow simulation), which

are commonly ignored in the fitting of deterministic rating curve (NAWR). In addition, the deterministic rating curve fitting by NAWR uses single power function, despite the fact that the stage-discharge relationship can be different at different water level ranges.

The second part of our work is concerned with studying the effect of the rating curve uncertainty, not only on the flood frequency analysis (FFA), but also on the flood extent area at Vieux-Ténès city in the mouth of the Allala River. In this paper, a comprehensive analytical method is proposed to investigate the effect of rating curve uncertainty, not only on FFA of flood design but also to map the flood extent area at Vieux-Ténès city in the mouth of the Allala River. In this section, a comprehensive analytical method is proposed. The Methodological framework included three steps: (1) Creation of the rating curve and its uncertainty at the Sidi Akkacha gauging station using the BaRatin method, which is based on the prior knowledge of hydraulic controls and the gauging data with their individual uncertainties. This allowed us generate the most probable rating curve (MaxPost) with its confidence interval limit (CL) at a level probability of 95%. Then, the rating curve with the confidence limits of 2.5% and 97.5% were used to simulate three time series of annual maximum discharge (MaxPost, 2.5% CL and 97.5% CL) using the water-level hydrograph recorded at Sidi Akkacha station from 1973 to 2017. (2) Based on these series, the FFA served to estimate the flood design for specific return periods (5, 10, 50, 100-years) and compute the effect of rating curve uncertainty on the estimated flood quantiles. The suitability of FFA was tested using the coefficient of determination ( $R^2$ ), the Root Mean Square Error (RMSE) and the Mean Absolute Error (MAE), error statistics that were also useful to find the best type distribution model providing the highest probability of reproducing the observed discharge. (3) Taking as input the 100-years design flood (2.5% CL, MaxPost and 97.5% CL) and the topographic data, we used the HEC-RAS hydraulic model to provide the water levels, which were displayed as flow depth maps. We have found that at the river's mouth (3.590 km), the flooded area is 58.3 ha for MaxPost rating curve. The 97.5% CL rating curve increases flooded area by 8.55 ha (14.65 %). However, the 2.5% CL decreases flooded area with about 10.43 ha (18.04 %).

**keywords:** Rating curve uncertainty; Design flood estimation; Flood frequency analysis (FFA); Hydrologic Engineering Center's river analysis system (HEC-RAS) model; Flood-prone areas.



## Table des matières

Introduction générale.....	2
----------------------------	---

### Chapitre I: Généralité sur l'hydrométrie

<b>1. Généralité sur l'hydrométrie.....</b>	<b>11</b>
1.1. Définitions et notions .....	11
<b>1.2. Méthodes de mesures des hauteurs d'eau .....</b>	<b>13</b>
1.2.1. Limnimètre .....	13
1.2.2. Limnigraphe à flotteur.....	14
1.2.3. Limnigraphe bulle à bulle .....	14
1.3. Méthodes de mesures des débits .....	15
1.3.1. Jaugeage volumétrique ou capacitif .....	15
1.3.2. Seuils-jaugeurs .....	16
1.3.3. Dilution chimique.....	16
1.3.4. Jaugeage par exploration du champ des vitesses.....	18
<b>1.4. Les stations permanentes de débit .....</b>	<b>23</b>
1.4.1. Condition d'installation d'une station hydrométrique .....	23
1.4.2. Stations hydrométriques classiques et courbe de tarage .....	23
<b>2. Introduction à la gestion dynamique des relations hauteur-débit.....</b>	<b>24</b>
2.1. Origine de la courbe de tarage.....	24
2.2. Le problème de l'extrapolation des courbes de tarage.....	25
2.3. La stabilité des courbes de tarage.....	26
2.4. Les courbes de tarage par morceaux .....	27
<b>3. Les incertitudes des courbes de tarage .....</b>	<b>27</b>
3.1. Les différentes sources d'incertitudes.....	28
3.2. Classification des méthodes d'estimation de l'incertitude .....	28
3.3. L'effet de l'incertitude des débits sur la modélisation pluie-débit.....	32

3.4. L'effet de l'incertitude sur l'analyse fréquentielle des crues .....	33
3.5. L'effet de l'incertitude sur la délimitation des zones inondables par la modélisation hydraulique.....	34
<b>4. Conclusion.....</b>	<b>35</b>

## **Chapitre II : Matériels et méthodes**

<b>1. Présentation des bassins d'étude.....</b>	<b>37</b>
1.1. Situation géographique.....	37
1.1.1. Bassin de Oued Rouina .....	37
1.1.2. Bassin de Oued Allala .....	37
1.2. Caractéristiques morphométriques .....	38
1.2.1. Caractéristiques de formes .....	39
1.2.2. Caractéristiques topographiques .....	42
1.2.3. Réseau hydrographiques .....	53
1.3. Géologie et lithologie .....	56
1.3.1. Bassin de l'Oued Rouina.....	57
1.3.2. Bassin de l'Oued Allala.....	58
1.4. Présentation des données.....	61
<b>2. Gestion dynamique des courbes de tarage .....</b>	<b>64</b>
2.1. Variabilité des courbes hauteur-débit.....	64
2.1.1. Courbe de tarage moyenne (CM) .....	64
2.1.2. Critique du nuage 0 de jaugeages.....	64
2.1.3. Stabilité des courbes de tarage .....	64
2.2. Segmentation des jaugeages en populations hydrauliquement homogènes .....	67
2.2.1. Procédure de Lee et Heghinian (1977).....	68
2.2.2. Procédure de segmentation de Hubert et al. (1989) .....	69
2.2.3. Courbes de tarage zéros (CT0).....	70

<b>3. Analyse bayésienne des courbes de tarage .....</b>	<b>70</b>
3.1. Incertitudes des courbes de tarage sous BaRatin .....	70
3.1.1. Principe de la méthode BaRatin .....	70
3.1.2. Modèle et hypothèses .....	72
3.1.3. Vraisemblance et la simulation MCMC .....	73
3.1.4. Distribution a priori .....	74
3.1.5. Distribution a posteriori .....	74
3.1.6. Échantillonnage MCMC .....	74
3.1.7. Définition de la configuration hydraulique initiale .....	75
3.1.8. Collecte des données et informations disponibles.....	77
3.2. Propagation des incertitudes aux hydrogrammes .....	77
<b>4. Analyse fréquentielle des crues sous l'effet de l'incertitude des courbes de tarage .....</b>	<b>77</b>
4.1. Analyse fréquentielle des crues (AFC) .....	78
4.1.1. Choix du modèle fréquentiel .....	79
4.1.2. Choix de la loi d'ajustement.....	81
4.2. La méthode du GRADEX .....	81
4.2.1. Description de la méthode.....	81
4.2.2. Principe de la méthode .....	82
4.2.3. Hypothèses de la méthode.....	82
4.2.4. Les étapes de la méthode.....	83
4.2.5. Test d'homogénéité des séries.....	84
4.3. Construction de l'hydrogramme de crue centennial.....	85
<b>5. Modélisation hydraulique.....</b>	<b>88</b>
5.1. Description du modèle HEC-RAS .....	88
5.2. Etapes de simulation par HEC-RAS.....	89
5.3. Choix du coefficient de rugosité .....	90
5.4. Modélisation des inondations sous l'effet de la courbe de targe.....	91

6. Conclusion.....	91
--------------------	----

### **Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage**

<b>1. Application de la gestion dynamique des courbes de tarage .....</b>	<b>93</b>
1.1. Construction de la courbe de tarage moyenne (CM).....	93
1.2. Analyse de stabilité des courbes de tarage .....	95
1.2.1. Variable $\Delta Q\%$ .....	95
1.2.3. Variable d'entrée $\alpha$ .....	97
1.3. Les résultats des procédures de segmentation.....	99
1.4. Comment valider la segmentation ? .....	102
1.5. Les courbes de tarage zéros.....	103
1.5.1. Tracer des courbe de tarage zéros (CT0).....	103
1.5.2. Variabilité autour des courbes de tarage zéros.....	105
<b>2. Application de la méthode BaRatin .....</b>	<b>106</b>
2.1. L'analyse hydraulique des stations hydrométriques .....	106
2.1.1. Identification des contrôles hydrauliques.....	106
2.1.2. Introduction des jaugeages réels .....	112
2.2. Résultat de BaRatin : courbe de tarage a posteriori .....	113
2.2.1. Station de Bir Ouled Tahar.....	113
2.2.2. Station de Sidi Akkacha .....	121
<b>3. Propagation des incertitudes aux hydrogrammes.....</b>	<b>126</b>
<b>4. Conclusion.....</b>	<b>128</b>

### **Chapitre IV : Analyse fréquentielle des crues et modélisation des inondations sous l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage**

<b>1. Analyse fréquentielle des crues .....</b>	<b>131</b>
1.1. Propagation des incertitudes à l'AFC.....	131
1.2. Application de la méthode de GRADEX .....	137
1.2.1. Homogénéité des séries pluviométriques .....	137

1.2.2. Résultats de la méthode .....	138
1.3. Hydrogramme de crue .....	143
<b>2. Propagation de l'incertitude à la modélisation hydraulique des inondations .....</b>	<b>145</b>
2.1. Etat d'Oued Allala à la ville de Ténès .....	145
2.2. Calage du modèle HEC-RAS .....	149
2.3. Modélisation des risques d'inondation .....	152
2.3.1. Propagation des incertitudes aux cartes des profondeurs .....	152
2.3.2. Vitesse d'écoulement et le nombre de Froude .....	156
2.3.3. Cartographie du risque .....	157
<b>3. Mesure de protection contre les inondations dans la ville du Vieux-Ténès .....</b>	<b>161</b>
<b>4. Conclusion.....</b>	<b>162</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>164</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>167</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>181</b>



# Tables des figures

## Chapitre I: Généralité sur l'hydrométrie

<b>Figure I. 1:</b> Les mots clés associés à la thèse en hydrométrie.....	11
<b>Figure I. 2:</b> Échelles limnimétriques verticale et inclinée (Mussy, 2002). .....	13
<b>Figure I. 3:</b> Limnigraphe à flotteur (Mussy, 2002). .....	14
<b>Figure I. 4:</b> Limnigraphe pneumatique. ....	14
<b>Figure I. 5:</b> Jaugeage capacitif. ....	15
<b>Figure I. 6:</b> Seuils-jaugeurs (venturi). ....	16
<b>Figure I. 7:</b> Principe du jaugeage par dilution; mode opératoire. ....	17
<b>Figure I. 8:</b> Les jaugeages par dilution.....	18
<b>Figure I. 9:</b> Jaugeage au saumon.....	19
<b>Figure I. 10:</b> Méthode de mi-section. ....	20
<b>Figure I. 11:</b> Méthode de la section moyenne.....	21
<b>Figure I. 12:</b> Profileur de courant ADCP. ....	22
<b>Figure I. 13 :</b> Zone mesurable par l'ADCP.....	22
<b>Figure I. 14:</b> Jaugeage avec radar.....	22
<b>Figure I. 15:</b> Courbes de tarage à la station de Sidi Akkacha. ....	24
<b>Figure I. 16:</b> Les deux types de contrôles hydrauliques. $h$ est la hauteur d'eau et $Q$ correspond au débit (D'après Le Coz, 2012). ....	27

## Chapitre II : Matériels et méthodes

<b>Figure II. 1 :</b> Situation géographique du bassin versant de Oued Rouina. ....	37
<b>Figure II. 2:</b> Situation géographique du bassin versant d'Oued Allala.....	38
<b>Figure II. 3:</b> Différents types des bassins selon le coefficient de Gravelius.....	40
<b>Figure II. 4:</b> Carte topographique du bassin versant d'Oued Rouina.....	42
<b>Figure II. 5:</b> Carte topographique du bassin d'Oued Allala.....	43
<b>Figure II. 6:</b> Bassin versant d'Oued Rouina on 3D. ....	43
<b>Figure II. 7:</b> Bassin versant d'Oued Alalla on 3D. ....	43
<b>Figure II. 8:</b> Carte hypsométrique du bassin d'Oued Rouina et répartition en classes d'altitude. ....	44
<b>Figure II. 9:</b> Carte hypsométrique du bassin d'Oued Allala et répartition en classes d'altitude. ....	45
<b>Figure II. 10:</b> Courbe hypsométrique et répartition des surfaces du bassin d'oued Rouina. ..	47

<b>Figure II. 11:</b> Courbe hypsométrique et répartition des surfaces du bassin d'oued Allala. ....	48
<b>Figure II. 12:</b> Carte des pentes du bassin d'Oued Rouina. ....	49
<b>Figure II. 13:</b> Carte des pentes du bassin d'Oued Allala. ....	49
<b>Figure II. 14:</b> Classification réseau hydrographique du bassin d'Oued Rouina. ....	53
<b>Figure II. 15:</b> Classification réseau hydrographique du bassin d'Oued Allala. ....	54
<b>Figure II. 16:</b> Schéma lithologique du bassin d'Oued Rouina (Mattaeur, 1958). ....	58
<b>Figure II. 17:</b> Schéma lithologique du bassin d'Oued Allala. (Mattaeur, 1958). ....	59
<b>Figure II. 18:</b> localisation des stations pluviométriques et hydrométriques au bassin Rouina. .....	62
<b>Figure II. 19:</b> localisation des stations pluviométriques et hydrométriques au bassin de Allala. .....	62
<b>Figure II. 20:</b> La Hauteur $h$ est fixe à l'échelle, si le débit a augmenté (gauche) avec le temps donc il y a un creusement au niveau de contrôle hydraulique, et remblaiement si le débit a diminué (droite). ....	66
<b>Figure II. 21:</b> Le débit $Q$ fixe, il y a surement eu remblaiement si la hauteur d'eau $h$ a augmenté (droite), et creusement si la hauteur $h$ a diminué (gauche) dans le temps. ....	67
<b>Figure II. 22:</b> Cheminement et principe de la méthode BaRatin (Le Coz et al., 2014). ....	71
<b>Figure II. 23:</b> Succession de contrôles par sections et chenaux pour une station hydrométrique. Le fond du cours d'eau et les lignes d'eau pour différentes gammes de débits sont représentés sur une section (à gauche) et sur le profil en long (à droite) ( Le Coz et al., 2014). ....	75
<b>Figure II. 24:</b> Principe de prédétermination (Lavabre et Arnaud, 2010). ....	78
<b>Figure II. 25:</b> Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits. ....	83
<b>Figure II. 26:</b> Le modèle HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center). ....	88
<b>Figure II. 27:</b> Introduction du fichier terrain et du fichier de projection dans RAS Mapper... ..	89
<b>Figure II. 28:</b> Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued de Allala. ...	90
<b>Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage</b>	
<b>Figure III. 1:</b> Nuage 0 à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar: à bas débit (a) et à haut débit (b). ....	93
<b>Figure III. 2:</b> Nuage 0 à la station hydrométrique de Sidi Akkacha: à bas débit (a) et à haut débit (b). ....	93

<b>Figure III. 3:</b> Courbe de tarage moyenne (CM) à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar.....	94
<b>Figure III. 4:</b> Courbe de tarage moyenne par morceaux à la station hydrométrique de Sidi Akkacha.....	95
<b>Figure III. 5:</b> Tendance de $\Delta Q\%$ estimée pour la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar (tendances négatives). ....	96
<b>Figure III. 6:</b> Tendance de $\Delta Q\%$ estimée pour la station hydrométrique de Sidi Akkacha (tendances négatives). ....	96
<b>Figure III. 7:</b> Stabilité du contrôle des stations hydrométriques de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha définie en fonction de la variabilité et la  Dérive . ....	97
<b>Figure III. 8:</b> Variation de variable $\alpha$ avec le débit jaugé pour la station de Bir Ouled Tahar (la tendance de $\alpha$ est positive donc il y a un remblaiement). ....	98
<b>Figure III. 9:</b> Variation de variable $\alpha$ avec le débit jaugé pour la station hydrométrique de Sidi Akkacha (la tendance de $\alpha$ est positive donc il y a un remblaiement).....	99
<b>Figure III. 10:</b> Procédures de segmentation de Hubert et al. (1989) et celle de Lee et Heghinian (1977) pour la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar. ....	100
<b>Figure III. 11:</b> Résultats de procédures de segmentation de Lee et Heghinian (1977) (gauche) et celle d'Hubert et al. (11989) (droite) pour la station de Bir Ouled Tahar.....	101
<b>Figure III. 12:</b> Procédures de segmentation d'Hubert et al. (1989) et celles de Lee et Heghinian (1977) pour la station hydrométrique de Sidi Akkacha.....	101
<b>Figure III. 13:</b> Résultats de procédures de segmentation de Lee et Heghinian (1977) (gauche) et celle de Hubert et al. (1989) (droite) pour la station de Sidi Akkacha. ....	102
<b>Figure III. 14:</b> Courbes de tarage 0 à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar.....	104
<b>Figure III. 15:</b> Courbes de tarage 0 à la station hydrométrique de Sidi Akkacha. ....	104
<b>Figure III. 16:</b> Écarts des jaugeages des populations homogènes autour de leurs courbes de leurs courbes de tarage zéros à la station de Bir Ouled Tahar. ....	105
<b>Figure III. 17:</b> Écarts des jaugeages des populations homogènes autour de leurs courbes de leurs courbes de tarage zéros à la station de Sidi Akkacha. ....	106
<b>Figure III. 18:</b> Profil de la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar pour les années 1992, 1999 et 2012. ....	107
<b>Figure III. 19:</b> Profil de la station hydrométrique de Sidi Akkacha pour les années 1992, 2003, et 2012. ....	108

<b>Figure III. 20:</b> la configuration hydraulique initiale ‘‘Contrôles hydrauliques’’ associés au profil de station : (a) Bir Ouled Tahar en 1992, (b) Bir Ouled Tahar en 1999, (c) Bir Ouled Tahar en 2012, (d) Sidi Akkacha en 1992, 2003 et 2012.....	109
<b>Figure III. 21:</b> Interface graphique du modèle BaRatin. ....	109
<b>Figure III. 22:</b> Nuage de jaugeages : (a) à la station de Bir Ouled Tahar ; (b) à la station hydrométrique de Sidi Akkacha. ....	113
<b>Figure III. 23:</b> Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 03/09/1990 au 8/01/1995 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	116
<b>Figure III. 24:</b> Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 2/03/1995 au 25/11/2002 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	117
<b>Figure III. 25:</b> Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 9/01/2003 au 17/10/2003 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	117
<b>Figure III. 26:</b> Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 1/01/2004 au 16/05/2013 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	118
<b>Figure III. 27:</b> « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 03/09/1990 au 8/01/1995 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	119
<b>Figure III. 28 :</b> « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 2/03/1995 au 25/11/2002 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	120
<b>Figure III. 29:</b> « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 9/01/2003 au 17/10/2003 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	120
<b>Figure III. 30:</b> « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 1/01/2004 au 16/05/2013 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	121
<b>Figure III. 31:</b> Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Sidi Akkacha calculés sous BaRatin du 20/02/1982 au 08/02/2000 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). ....	123

<b>Figure III. 32:</b> Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Sidi Akkacha calculés sous BaRatin du 22/01/2002 au 19/04/2016 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). .....	123
<b>Figure III. 33:</b> Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Sidi Akkacha calculés sous BaRatin du 22/01/2017 au 18/01/2018 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). .....	124
<b>Figure III. 34:</b> « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Sidi Akkacha du 20/02/1982 au 08/02/2000 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). .....	125
<b>Figure III. 35:</b> « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Sidi Akkacha du 22/01/2002 au 19/04/2016 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). .....	125
<b>Figure III. 36:</b> « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Sidi Akkacha du 22/01/2017 au 18/01/2018 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b). .....	126
<b>Figure III. 37:</b> Hydrogramme et leur enveloppe d'incertitude à 95% de la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar: crue du 30 septembre 1994 (a); crue du 24 Mai 1998 (b); crue du 25 septembre 2003 (c) et la crue du 22 septembre 2007 (d). .....	127
<b>Figure III. 38:</b> Hydrogramme et leur enveloppe d'incertitude à 95% de la station hydrométrique de Sidi Akkacha: crue du 21 Avril 1997 (a); crue du 16 Décembre 1999 (b); crue du 04 Avril 2007 (c) et la crue du 21 janvier 2017 (d). .....	127
<b>Chapitre IV : Analyse fréquentielle des crues et modélisation des inondations sous l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage</b>	
<b>Figure IV. 1:</b> Débits maxima annuels à la station de Bir Ouled Tahar de 1990 à 2012. ....	131
<b>Figure IV. 2:</b> Débits maxima annuels à la station de Sidi Akkacha de 1973 à 2017. ....	132
<b>Figure IV. 3 :</b> Ajustement des débits maxima à la station de Bir Ouled Tahar :(a) ANRH; (b) 2.5%; (c) MaxPost et (d) 97.5%. .....	133
<b>Figure IV. 4:</b> Ajustement des débits maxima à la station de Sidi Akkacha: (a) ANRH; (b) 2.5%; (c) MaxPost et (d) 97.5%. .....	133
<b>Figure IV. 5:</b> Résultats de l'ajustement à la loi de lois Gumbel à Bir Ouled Tahar. ....	136
<b>Figure IV. 6:</b> Résultats de l'ajustement à la loi de lois log-Pearson type III à Sidi Akkacha. ....	136



<b>Figure IV. 7:</b> Régression entre les pluies journalières maximales annuelles des stations de Touaibia et Toutia El Hassania. ....	137
<b>Figure IV. 8:</b> Régression entre les pluies journalières maximales annuelles des stations de Sidi Akkacha et Abou El Hassen. ....	137
<b>Figure IV. 9:</b> Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de la station pluviométrique d'EL Touaibia (Source: Logiciel HYFRAN). ....	138
<b>Figure IV. 10:</b> Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Touaibia (011901) par la méthode de Gradex. ....	139
<b>Figure IV. 11:</b> Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Toutia El Hassania (011903) par la méthode de Gradex. ....	141
<b>Figure IV. 12:</b> Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Abou El Hassen (20211) par la méthode de Gradex. ....	142
<b>Figure IV. 13:</b> Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Sidi Akkacha (20207) par la méthode de Gradex. ....	142
<b>Figure IV. 14:</b> Hydrogramme de crue avec l'enveloppe d'incertitude associée à la courbe de tarage à station hydrométrique de Bir Ouled Tahar pour les déférentes périodes de retours : (a) 1000 ans; (b) 100 ans; (c) 50 ans et (d) 10 ans. ....	144
<b>Figure IV. 15:</b> Hydrogramme de crue avec l'enveloppe d'incertitude associée à la courbe de tarage à station hydrométrique de Bir Ouled Tahar pour les déférentes périodes de retours : (a) 1000 ans; (b) 100 ans; (c) 50 ans et (d) 10 ans. ....	145
<b>Figure IV. 16:</b> Situation géographique du tronçon d'étude d'Oued Allala. ....	146
<b>Figure IV. 17:</b> Exutoire de l'oued Allala. ....	147
<b>Figure IV. 18:</b> Oued Allala et l'urbanisation sur le lit majeur. ....	147
<b>Figure IV. 19:</b> Crue de 22 janvier 2017 de Oued Allala. ....	148
<b>Figure IV. 20:</b> Profil en long pour L'Oued de Allala avec leurs berges. ....	148
<b>Figure IV. 21:</b> Profil en travers (cross section) à la station de Sidi Akkacha et au pont de Kysar. ....	149
<b>Figure IV. 22:</b> Introduction des débits de différente période de retour. ....	150
<b>Figure IV. 23:</b> Introduction des conditions aux limites. ....	150
<b>Figure IV. 24:</b> Calage du modèle HEC RAS en utilisant la crue de janvier 2017. ....	151
<b>Figure IV. 25:</b> Profil des lignes d'eau simulées par HEC-RAS pour les crues centennales (MaxPost, 2.5%, et 97.5%). ....	153
<b>Figure IV. 26:</b> Carte des profondeurs des crues centennales: (a) 2.5 %, (b) MaxPost et (c) 97.5%. ....	154

<b>Figure IV. 27:</b> Surface inondée en hectare pour les crues centennales (MaxPost, 2,5%, et 97,5%).	155
<b>Figure IV. 28:</b> Vue en 3D de l'Oued de Allala pour les débits centennaux (MaxPost, 2.5 % et 97.5 %).	155
<b>Figure IV. 29:</b> Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance à partir de l'exutoire (MaxPost, 2.5 % et 97.5 %).	156
<b>Figure IV. 30:</b> Variation du nombre de Froude en fonction de la distance à partir de l'exutoire.	156
<b>Figure IV. 31:</b> Carte de submersion pour la période de retour 100 ans.	158
<b>Figure IV. 32:</b> Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans.	159
<b>Figure IV. 33:</b> Carte de l'aléa pour la crue centennale la plus probable (MaxPost).	160

# Liste des tableaux

## Chapitre I: Généralité sur l'hydrométrie

<b>Tableau I. 1:</b> Méthodes et limites des différents modes opératoires du jaugeage au moulinet monté sur un lest. ....	19
<b>Tableau I. 2:</b> Classification des méthodes d'estimation de l'incertitude des courbes de tarage. ....	31

## Chapitre II : Matériels et méthodes

<b>Tableau II. 1:</b> Classification des bassins versants selon la superficie. ....	39
<b>Tableau II. 2:</b> Caractéristiques géométriques des sous-bassins d'Oued Rouina et Oued Allala. ....	41
<b>Tableau II. 3:</b> Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du bassin de Rouina. ....	46
<b>Tableau II. 4:</b> Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du bassin de Allala. ....	47
<b>Tableau II. 5:</b> Altitude caractéristiques des bassins d'Oued Rouina et Oued Allala. ....	48
<b>Tableau II. 6:</b> classifications des pentes des bassins versants. ....	48
<b>Tableau II. 7:</b> Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente globale. ....	51
<b>Tableau II. 8:</b> Classification du relief à partir de dénivelée spécifique d'après l'ORSTOM. ....	52
<b>Tableau II. 9:</b> Résultats de calculs des indices de pente des bassins de Rouina et Allala. ....	52
<b>Tableau II. 10:</b> Synthèse des caractéristiques morphologiques du sous bassin Allala et Rouina. ....	56
<b>Tableau II. 11:</b> Répartition de différentes formations géologiques du B.V d'Oued Rouina et d'Oued Allalla. ....	60
<b>Tableau II. 12:</b> Caractéristiques des stations pluviométriques. ....	63
<b>Tableau II. 13:</b> Les caractéristiques des stations hydrométriques de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha. ....	63
<b>Tableau II. 14:</b> Modèles fréquentiels avec leurs validités. ....	79
<b>Tableau II. 15:</b> Valeur de $\delta$ . ....	86

## Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage

<b>Tableau III. 1:</b> A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 03/09/1990 au 8/01/1995. ....	110
---	-----

<b>Tableau III. 2:</b> A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 2/03/1995 au 25/11/2002. ....	111
<b>Tableau III. 3:</b> A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 9/01/2003 au 17/10/2003. ....	112
<b>Tableau III. 4:</b> A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 1/01/2004 au 16/05/2013. ....	112
<b>Tableau III. 5:</b> A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Sidi Akkacha du 20/02/1982 au 18/01/2018. ....	112
<b>Tableau III. 6:</b> Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 03/09/1990 à 8/01/1995. ....	114
<b>Tableau III. 7:</b> Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 2/03/1995 à 25/11/2002. ....	115
<b>Tableau III. 8:</b> Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 9/01/2003 au 17/10/2003. ....	115
<b>Tableau III. 9:</b> Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 1/01/2004 au 16/05/2013. ....	116
<b>Tableau III. 10:</b> Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Sidi Akkacha du 20/02/1982 au 08/02/2000. ....	121
<b>Tableau III. 11:</b> Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Sidi Akkacha du 22/01/2002 au 19/04/2016. ....	122
<b>Tableau III. 12:</b> Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Sidi Akkacha du 22/01/2017 au 18/01/2018. ....	122

#### **Chapitre IV : Analyse fréquentielle des crues et modélisation des inondations sous l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage**

<b>Tableau IV. 1:</b> Les paramètres des fonctions des distributions à la station de Bir Ouled Tahar. ....	134
<b>Tableau IV. 2:</b> Les paramètres des fonctions des distributions à la station de Bir Ouled Tahar. ....	135
<b>Tableau IV. 3:</b> Résultats de l'ajustement pour les différentes périodes de retours. ....	140
<b>Tableau IV. 4:</b> Résultats de l'ajustement des stations par la méthode du GRADEX pour le bassin de Bir Ouled Tahar. ....	140
<b>Tableau IV. 5:</b> Résultats de l'ajustement des stations par la méthode du GRADEX pour le bassin de Allala. ....	141

<b>Tableau IV. 6:</b> Le temps de concentration.....	143
<b>Tableau IV. 7:</b> Calage de coefficient de rugosité pour l'oued Allala. ....	151
<b>Tableau IV. 8:</b> Comparaison des marques d'eau observées lors de la récente crue de janvier 2017 et la ligne d'eau simulée. ....	152
<b>Tableau IV. 9:</b> Critères d'évaluation de l'aléa inondation (Source : Cartographie aléas ruisseau du Frayol Sagege 26/01/2016). ....	160
<b>Tableau IV. 10:</b> Hauteur et emplacement des digues et des murs protection pour la crue centennale la plus probable de 100 ans (MaxPost). ....	162



## Abréviations

**ANRH** : Agence National des Ressources Hydriques ;

**BV** : Bassin Versant ;

**Channal bottom** : le fond de canal ;

**DRE** : Direction des Ressources en Eau ;

**Energie grade line** : la ligne de l'énergie ;

**HEC-RAS** : Hydrologic Engineering Center's River Analysis System;

**MNT** : Modèle Numérique de Terrain ;

**O.R.S.T.O.M** : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer ;

**PK** : Point Nilométrique ;

**Water surface** : la surface de l'eau.



**Introduction générale**

### Introduction générale

Les eaux de surface, et surtout les eaux qui circulent dans les cours d'eau sont le cœur des sociétés humaines. En effet, les valeurs exactes de leurs débits sont indispensables à la plupart des analyses hydrologiques telles que la prise de la décision opérationnelle, la quantification du bilan hydrique, la gestion des ressources en eau, la définition de l'état hydrologique du bassin-versant, une grandeur d'entrée pour tous les modèles hydrologiques et hydrauliques, la gestion des risques des inondations, la prévision de la sécheresse, le calcul des charges du transport sédimentaire, la conception des structures hydrauliques et pour d'autres constituants de qualité aquatique (Mcmillan et al 2017).

Les enregistrements des débits sont considérés par les hydrologues comme l'information la plus indispensable pour la plupart des analyses grâce à la nature dynamique des systèmes hydrologiques. Comme la mesure directe du débit nécessite beaucoup de temps et d'efforts (Petersen-Øverleir 2006), la plupart des chroniques de débit utilisées sont développées à partir de la transformation des relevés de hauteur d'eau enregistrés en débit via des modèles « hauteur-débit », appelées courbes de tarage (World Meteorological Organisation, 1980 ; Herschy, 1995). Ces courbes de tarage doivent être estimées à chaque station hydrométrique, elles sont également calibrées par des observations synchronisées de la hauteur d'eau et des mesures de débit, obtenues lors des campagnes spécifiques sur le terrain appelées "jaugeages" (Sivapragasam and Muttil 2005).

En plus de l'efficacité des courbes de tarage dans l'estimation du débit en continu par les hauteurs enregistrées, elles sont également utilisées pour décrire les conditions aux limites à l'aval pour les modèles hydrauliques (Pappenberger et al., 2006). Elles fournissent un état de frontière indépendant de n'importe quelle modification dans l'amont du modèle (Cunge et al, 1994). Pour développer correctement les courbes de tarage, Gupta (2001) a suggéré que les débits doivent être mesurés à toutes les hauteurs lues, en utilisant au moins 10 à 12 points couvrant la gamme des hautes et basses eaux.

Le débit est estimé par une série de méthodes conventionnelles, telles que les jaugeages par moulinet qui permet de mesurer directement les vitesses locales, puis la vitesse moyenne de la section transversale (Levesque et Oberg, 2012). Cependant, la présence de turbulence et les vitesses élevées peuvent limiter l'utilisation de cette technique où la précision est fortement réduite (WMO 2010 ; Welber et al., 2016). Afin de dépasser ces limitations, les techniques sans contact d'eau telles que les mesures de la vitesse par analyse d'images peuvent estimer la vitesse à partir d'observations de la surface d'écoulement (Muste et al., 2011). Dans de

nombreuses régions du monde, les rivières sont inaccessibles ou la technologie de jaugeage n'est pas facilement disponible, et par conséquent, des techniques de télédétection pour l'estimation du débit et de l'incertitude sont recommandées (e.g., Bjerklie et al., 2005).

La courbe de tarage en tant que la ligne du meilleur ajustement des jaugeages doit être plus précise que n'importe quel jaugeage individuel (Le Coz et al. 2012). Cependant, toutes les mesures de débit conduites à la station de jaugeage peuvent ne pas coïncider exactement avec la courbe de tarage, mais peuvent être réparties autour de la courbe moyenne (Morlot et al 2014). C'est dans ce contexte, qu'il devient nécessaire de définir les limites acceptables dans lesquelles le débit observé peut s'écarter à la valeur estimée par la courbe de tarage (Rojas et al. 2020). Dans certains pays, la limite permise soit définie à +/- 5%, elle est empirique et n'est soutenue par aucune théorie scientifique ou statistique (Morramarco et al 2020).

En effet, l'introduction du concept de « stabilité » de la courbe de tarage a suscité un grand intérêt dans la communauté hydrologique. La forme, la fiabilité et la stabilité de la courbe de tarage sont contrôlées par une section ou un tronçon de chenal au niveau amont ou en aval de la station de jaugeage connu sous le nom « contrôle hydraulique » (Le Coz et al. 2014). Ce contrôle est considéré stable, si la relation mathématique de la courbe de hauteur-débit ne change pas avec le temps sinon le contrôle est considéré instable (variable) (Morlot et al. 2014). Néanmoins, l'instabilité du contrôle hydraulique est causée par l'érosion, le dépôt des sédiments ou le développement du couvert végétal sur le site de mesure (Guerrero et al. 2012 ; Coxon et al. 2015). Les parties du fond rocheux des rivières, les déversoirs ou les structures en béton sont souvent, mais pas toujours, des contrôles stables.

Cependant, les détarages de station hydrométrique peuvent fausser les débits qui résultent de la courbe de tarage et souvent rendre le suivi du débit en temps réel difficile (Morlot et al 2014). Or, les stations les moins stables, celles situées en montagne ou impactées par la pousse de végétaux. La méthode historique de construction de la courbe de tarage, qui repose sur un nombre de jaugeages suffisant et bien répartis sur une grande gamme possible, reste mal adaptée aux changements brutaux (rapides) ou cycliques (périodiques) du contrôle hydraulique (Horner 2014). Pareillement, les méthodes existantes dans la littérature ne prennent pas assez en considération les phénomènes naturels (sédimentation, érosion et le développement d'herbiers saisonniers), car la capacité de réaliser des jaugeages par les équipes de gestion reste en général assez limitée (Horner 2014). En conditions opérationnelles, l'art de la mesure hydrologique consiste à détecter à partir d'un jaugeage si la

relation qu'elle a été préalablement définie reste valable et le cas échéant, d'en établir une nouvelle. Dans ce cas, l'opérateur consiste à tracer une relation complexe en se basant seulement sur un point de jaugeage (Morlot et al. 2014).

En dépit du fait que cette problématique a présenté un intérêt majeur en hydrométrie, seulement peu d'études ont traité l'incertitude causée par l'instabilité de la géométrie du contrôle hydraulique (McMillan et al., 2010; Reitan and Petersen-Øverleir, 2011; Westerberg et al. 2011; Guerrero et al 2012; Morlot et al. 2014; Rojas et al 2020). McMillan et al. (2010) ont développé une méthode de "courbe-enveloppe" pour estimer le débit dans un lit de rivière dont la forme de la section transversale est très incertaine en raison des dépôts de la sédimentation. À partir de toutes les incertitudes connues, ils ont été une fonction de densité de probabilité du débit réel pour un seuil donné afin d'évaluer l'erreur totale affectant le modèle hydrologique du bassin du cours d'eau Wairau en Nouvelle-Zélande.

Shimizu et al. (2009) ont simulé numériquement l'effet d'hystérésis sur la courbe de tarage du lit de dunes d'une rivière qui évolue dans le temps en fonction du débit. Ils montrent dans leur étude que les différences en débit pour une hauteur donnée varient de zéro à environ de 50%. Westerberg et al. (2011) ont également utilisé une courbe de tarage non stationnaire dans une approche de régression floue pour estimer les incertitudes dans débit et les hauteurs à la station de Paso La Ceiba (Honduras). Par rapport à une courbe de tarage stationnaire (stable), ils obtiennent des différences d'estimation dans le débit varient de -60% à +90% pour les faibles débits et d'environ  $\pm 20\%$  pour les débits intermédiaires à élevés. L'incertitude finale qu'ils estiment pour le débit moyen quotidien varie de -43% à +73%, et les plus larges incertitudes relatives se produisent pour les faibles débits.

L'instabilité de la géométrie de la section de mesure n'est pas la seule source d'incertitude, un tel débit est soumis à d'autres sources d'incertitude, notamment (1) les mesures de vitesse ; (2) la hauteur d'eau ; (3) la mesure de la largeur de la section de mesure du cours d'eau ; (4) la variabilité du contrôle hydraulique et le vieillissement de la courbe de tarage (Le Coz et al. 2012, 2013 ; Coxon et al. 2015). Une autre source d'incertitude est l'extrapolation de la courbe de tarage, qui peut conduire à des erreurs dans la détermination du débit de crue qui peuvent atteindre plus de 100% (Lang et al., 2010).

La quantification de l'incertitude associée aux courbes de tarage à l'aide de méthodes statistiques revient à plus de cinquante ans (Dickinson 1967). En considérant la méthode de Dickinson (1967), qui s'est basée sur l'analyse de régression, Herschy (1995) l'a améliorée en

introduisant l'incertitude dans la mesure de la hauteur d'eau. Par la suite, à partir du début des années 2000, plusieurs méthodes ont été développées pour quantifier l'incertitude des courbes de tarage (Shiklomanov et al., 2006 ; Lee et al., 2010; Moyeed et Clarke 2005 ; Juston et al., 2014 ; Le Coz et al., 2014). Di Baldassarre et Montanari (2009) ont proposé une analyse d'incertitude de la courbe de tarage basée sur les incertitudes dans les mesures directes de débit, l'interpolation et extrapolation, l'instabilité de régime d'écoulement et les changements saisonniers de rugosité sur la rivière de PO (Italie). Dans leur analyse d'un tronçon aval de la rivière Pô dont la pente du lit est modérée, les incertitudes totales de la courbe de tarage vont de 6,2% pour les faibles débits à 42,8% pour les débits les plus élevés. Petersen-Øverleir et al. (2009) ont également utilisé une méthode bayésienne pour estimer l'incertitude associée aux courbes de tarage au niveau de 581 stations hydrométriques norvégiennes. Pour les débits faibles de ces stations, où les changements temporels du canal affectent typiquement la relation hauteur-débit avec une magnitude plus petite que l'incertitude de la mesure du débit, de sorte que l'instabilité peut être ignorée ", ils ont constaté qu'environ seulement le tiers des stations ont des erreurs relatives inférieures à 40% pour le débit journalier moyen.

Di Baldassarre et Claps (2011) ont montré que les méthodes couramment utilisées pour interpoler les mesures de débit des cours d'eau ne réussissent pas à reproduire la relation hauteur-débit dans la zone d'extrapolation et peuvent conduire à des résultats qui ne sont pas physiquement plausibles. Ils ont recommandé une approche hydraulique pour dériver les courbes hauteurs-débits et leurs incertitudes associées.

Les inondations, que ce soit en Algérie ou dans d'autres pays riverains de la Méditerranée, sont considérées comme étant le phénomène naturel le plus défiant (Fu et al., 2014) où sa fréquence a augmenté significativement durant les dernières décennies (Giorgi 2006; Tsakiris et al., 2009 ; Ranger et al., 2011). Dans ces régions, les inondations se produisent le plus souvent à la suite de pluies abondantes, courtes et localisées sur de petits bassins versants, engendrant une augmentation rapide du niveau d'eau dans le cours d'eau (Moramarco et al., 2005). En comparaison avec d'autres phénomènes naturels (e g, séisme et glissement des terrains ...etc.), les inondations ont un impact plus large sur multiples secteurs socio-économiques (Kvočka et al., 2018). De même, les caractéristiques géomorphologiques de la zone méditerranéenne, avec des reliefs abrupts très fréquents le long du littoral, favorisent parfois la formation des crues rapides (Anquetin et al., 2010). Ces types des crues sont particulièrement sensibles dans les zones côtières, où les communautés et les activités sont concentrées (Zope et al., 2015).

L'Algérie, l'un des pays du sud de la Méditerranée, est caractérisée par un climat aride à semi-aride sur la majeure partie de son territoire (Zeroual et al. 2019). La région a subi de nombreux événements destructeurs, des crues et des inondations éclairs au cours des 50 dernières années, faisant de ces événements les catastrophes naturelles les plus destructrices de la région du Nord (Llasat et al, 2010). Par exemple, les inondations de Tizi-ouzou du 31 mars 1974, qui ont entraîné 52 morts, 4570 maisons détruites et des dégâts matériels évalués à 27 millions de DA (Korichi et al., 2016). Les inondations du 10 novembre 2001 à Alger (Bab El Oued), qui ont été considérées comme l'une des catastrophes naturelles les plus meurtrières jamais enregistrées en Algérie, avec un bilan de près de 680 morts, 30000 sinistrés et des dégâts matériels de 250 millions d'euros (Llasat et al. 2010). Étant donné la soudaineté des inondations et la complexité de leur dynamique spatio-temporelle, la protection contre ces catastrophes dans les zones à haut risque reste l'un des principaux défis pour les gestionnaires d'urgence (Müller 2013; Alfieri et al. 2018 ; Romanescu et al., 2018). La cartographie des inondations, par les modèles hydrauliques tel que HEC-RAS, est considérée comme l'outil le plus puissant pour définir les meilleures mesures d'intervention pour limiter les risques d'inondation (Di Baldassarre et al., 2009; Pappenberger et al., 2012 ; Ballesteros-Cánovas et al., 2013; Buahin et al., 2017).

La maîtrise et la prévention des dégâts causés par les inondations et les crues nécessitent particulièrement l'identification des zones vulnérables (Hansson et al. 2008). En effet, cela peut contribuer à améliorer la capacité d'une région à faire face aux crues probable (Lamichhane et Sharma 2018), il s'agit également d'intégrer une méthodologie de caractérisation de l'aléa d'inondation en milieu urbain pour une meilleure évaluation et gestion du risque d'inondation. L'Aléa est défini par plusieurs paramètres hydrauliques qui expliquent la capacité plus ou moins destructrice de l'inondation. Il se caractérise aussi par sa période de retour (Ledoux, 2000). Selon Hubert et Ledoux (1999), l'aléa caractérise la submersion indépendamment de l'occupation des sols. Les paramètres comme la période de retour de crues, la vitesse d'écoulement, la hauteur et la durée de crue, sont déterminants pour qualifier l'aléa d'inondation (Dauphiné et Provitolo 2007; Tacnet et Burnet, 2007). En effet, le risque d'inondation est le résultat du croisement de deux facteurs : l'aléa défini par la probabilité d'occurrence d'inondation et son intensité, ainsi par la vulnérabilité à l'inondation définie par les conséquences prévisibles de la crue sur les personnes et leurs biens. Cependant, la mise en place de la cartographie des risques d'inondation est soumise à diverses sources d'incertitudes (Merwade et al., 2008; Bales et Wagner 2009; Jung et Merwade 2012). La crue de projet (conception) déterminée par l'analyse fréquentielle des crues (AFC) est considérée

comme le principal contributeur de cette incertitude. L'AFC, à son tour, est associée à plusieurs sources d'incertitude, telles que la fonction de distribution de probabilité utilisée (Kasiviswanathan et al. 2017), la taille de la série de données (Rahman et al., 2013; Hu et al., 2020) et l'incertitude du débit dérivé via la courbe de tarage (Osorio et Reis 2016; Steinbakk et al., 2016).

En Algérie, l'analyse des courbes de tarage avec leurs incertitudes a reçu peu d'attention en raison de la complexité et du manque appréciable de données de jaugeage (Zeroual et al. 2016). Par conséquent, la prévision des débits avec les incertitudes associées par l'AFC constitue un défi scientifique à relever par les hydrologues (Steinbakk et al., 2016). A cet effet, la quantification ou bien l'estimation des débits ainsi que leurs intervalles de confiance est plus que nécessaire (Zeroual et al 2016). Actuellement, les modèles hydrologiques et hydrauliques constituent une autre issue pour les ingénieurs qui s'occupent des études des crues dans le présent et dans le futur en Algérie. Cependant, aucune étude n'est portée sur l'effet des incertitudes de débit sur la modélisation hydraulique bien que les modèles hydrauliques tels que HEC-RAS utilisent le débit et le niveau d'eau comme conditions aux limites pour simuler la ligne d'eau en aval (USACE 2016). Par conséquent, la négligence à l'égard de cette composante dans le modèle risque fort de ne donner guère matière à satisfaction. Les erreurs du fait de l'utilisation de ces modèles sans tenir compte de l'effet de l'incertitude de débit peuvent entraîner une sous-estimation du potentiel de risque d'inondation (Kastali et al. 2021). À cela s'ajoute que les scientifiques et les ingénieurs qui utilisent en Algérie les données hydrométriques à des fins de la modélisation, disposent souvent de peu de connaissances sur la manière de produire ces données (Zeroual et al. 2016). La question de l'incertitude des données du débit est rarement abordée. Les visites sur le terrain menées avec les gestionnaires des stations hydrométriques, et le dépouillement des fiches de jaugeage de quelques stations hydrométriques, ont révélé qu'un certain nombre de facteurs sont négligés pour la plupart des stations analysées. Selon Zeroual et al (2016), cette situation peut être résumée en trois questions empiriques: (a) Dans tous les cas, même si la forme de la section de l'échelle change à certaines hauteurs, les gestionnaires hydrométriques seulement en considérant un seul segment de la courbe tarage; (b) un manque appréciable en jaugeages à grande hauteur a été observé, ce qui peut conduire à des erreurs systématiques aussi élevées que 100% au cours de l'extrapolation de la courbe de tarage pour les grands débits (Lang et al. 2010); (c) L'étalonnage de la courbe de tarage est continuellement fait sans l'inclusion des mesures de grands débits, et parfois les gestionnaires hydrométriques eurent à



forcer la forme puissance de la courbe de tarage pour passer à travers le seul jaugeage élevé enregistré. Néanmoins, la procédure utilisée en Algérie pour recueillir des données du débit soulignent la nécessité d'intégrer l'évaluation de l'incertitude comme une partie essentielle avant que les données ne soient utilisées dans l'AFC et la modélisation hydraulique pour la cartographie et l'analyse spatiale du risque d'inondation.

Dans ce contexte, la présente thèse a pour objectifs :

- Développer une méthode de construction dynamique des courbes de tarage des débits ainsi que les incertitudes qui y sont associées;
- Définir une méthode de gestion des stations de jaugeage par l'intégration des indicateurs de qualité des données de jaugeage ;
- Explorer l'influence de l'incertitude de la courbe de tarage sur l'analyse fréquentielle des crues et sur l'élaboration des cartes des profondeurs d'eau et l'estimation des zones inondables.

Plusieurs concepts seront proposés pour répondre à ces objectifs. Parmi eux, l'analyse de la variabilité des relations hauteur-débit par les procédures des segmentations de [Lee et Heghinian \(1977\)](#) et d'[Hubert et al. \(1989\)](#) pour définir la stabilité des contrôles hydrauliques. La gestion dynamique utilisée dans cette méthode consiste à tracer la courbe de tarage pour chaque nuage des jaugeages homogènes. Aussi, dans cette thèse nous avons utilisé l'analyse bayésienne et Monte-Carlo et Chaîne de Markov (MCMC) pour établir la courbe de tarage avec leur enveloppe d'incertitude aux stations hydrométriques de Sidi Akkacha et Bir Ouled Tahar. Cette analyse est basée sur la connaissance des a priori des contrôles hydrauliques ainsi que les données de jaugeage avec leurs incertitudes individuelles. Cela a permis de générer la courbe de tarage la plus probable (MaxPost) avec leur intervalle de crédibilité à un seuil de probabilité de 95%. Finalement, nous proposons une approche quantitative pour explorer rigoureusement l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage sur l'estimation des crues de conception et la délimitation des zones à risque d'inondations.

La thèse est composée de quatre chapitres : Un premier chapitre présente un état de l'art sur la variabilité des courbes de tarage à travers le monde mettant le travail de cette thèse dans un cadre général de recherche scientifique sur l'hydrométrie; Aussi, un état de l'art sur les incertitudes des courbes de tarage ainsi que leurs impacts sur la modélisation hydrologique, l'analyse fréquentielle des crues et la cartographie des inondations.

## **Introduction générale**

---

Le deuxième chapitre s'articule sur la présentation des bassins de l'étude et des méthodes utilisées pour étudier la stabilité des courbes de tarage et quantifier leurs incertitudes associées par la méthode BaRatin afin d'estimer leurs effets sur les analyses fréquentielles et la modélisation hydraulique des inondations. Les résultats obtenus sont exposés en deux parties ; la première partie est présentée dans le troisième chapitre où la propagation de l'incertitude de la courbe de tarage aux hydrogramme des crues sera étudiée au niveau des deux bassins versants (Rouina et Allala) en utilisant les données pluviométriques et hydrométriques. Dans la deuxième partie, qui sera montrée dans le quatrième chapitre, l'analyse fréquentielle des crues et la délimitation des zones inondables à vieux Ténès sous l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage seront étudiées en utilisant le modèle hydraulique HEC-RAS.



**CHAPITRE I :**  
**Etat de l'art**

### Chapitre I : Généralité sur l'hydrométrie

#### 1. Généralité sur l'hydrométrie

##### 1.1. Définitions et notions

Les définitions développées en hydrométrie sont parfois complexes et ambiguës. De temps à autre, les hydrologues exposent des concepts semblables par des termes différents. Pour filtrer les idées exprimées par certains mots, expressions et variables exposés dans cette thèse, cette partie propose de revenir sur un certain nombre de ces notions.



Figure I. 1: Les mots clés associés à la thèse en hydrométrie.

a) **Hydrométrie** : est une branche de l'hydrologie, la science de la mesure, qui s'intéresse aux écoulements dans les rivières. C'est donc l'art de mesurer des grandeurs caractéristiques proportionnelles à l'état de la rivière par des instruments de mesure. Ces grandeurs mesurables dans un cour d'eau sont nombreuses. On distingue :

- Les grandeurs caractéristiques de l'écoulement :

1- Les grandeurs géométriques telles que la géométrie, la rugosité et la pente du lit, la hauteur d'eau dans la rivière.

2- La vitesse et le débit de la rivière.

- Les grandeurs caractéristiques des caractères morphologiques :

1- La quantité de matière en suspension dans l'eau.

2- Le transport par charriage.

- Les grandeurs caractéristiques de la qualité :

1- Les matières en suspension encore.

2- Les matières dissoutes.

**b) Station hydrométrique** : Lieu où sont réalisés des relevés sur un ou plusieurs des grandeurs caractéristiques suivantes relatives aux eaux des rivières : niveau d'eau, vitesse, débit, turbidité, température et autres propriétés physiques et chimiques de l'eau.

**c) Débit** : Volume d'eau qui traverse une section transversale dans une unité de temps.

**d) Hauteur d'eau** : appelée aussi niveau d'eau, c'est la hauteur de la surface de l'eau d'une rivière, d'un canal relativement à un plan de référence. La précision nécessaire est un centimètre pour son observation.

**d) Relation hauteur-débit** : Relation entre la hauteur d'eau et le débit à une section d'une rivière, que l'on peut exposer sous forme d'équation (s), de courbe ou de tableau.

**e) Jaugeage** : Ensemble des opérations ayant pour déterminer le débit d'une rivière pour une hauteur lue à l'échelle. Le jaugeage est indiqué comme un couple (hauteur, débit).

**f) Courbe de tarage** : Courbe présentant la relation entre la hauteur d'eau et le débit au niveau d'une station hydrométrique, elle est établie à partir de mesures de vitesses à travers une section de mesure.

**g) Contrôle hydraulique** : Propriétés physiques d'un chenal, qui définissent la relation hauteur-débit dans un point du chenal.

**h) Détarage** : Changement de la relation hauteur-débit. Un détarage peut être dû à un glissement de terrain ou une crue par exemples, qui changent la géométrie de la rivière.

**i) Limnigramme** : Graphe des variations de hauteur en fonction du temps.

**j) Hydrogramme de débit** : Graphe des variations de débit en fonction du temps.

k) **Échelle limnimétrique** : Dispositif installé pour mesurer la hauteur de la surface de l'eau par rapport à la cote de référence à l'échelle.

### 1.2. Méthodes de mesures des hauteurs d'eau

Principalement, il existe deux modes pour mesurer la hauteur d'eau dans les rivières. Le premier, est une hauteur discrète mesurée à l'aide d'une règle graduée (échelle limnimétrique), et le second est une hauteur continue mesurée à l'aide d'enregistreurs (limnigraphe). Pour la mesure de la hauteur d'eau, les incertitudes ne doivent pas être inférieures à  $\pm 10$  mm ou 0,1% dans les cas normaux. Les instruments utilisés pour la mesure des hauteurs par L'ANRH sont plus détaillés.

#### 1.2.1. Limnimètre

La méthode la plus simple pour mesurer le niveau de la rivière est reposée sur la lecture sur une échelle limnimétrique fixée sur un support tel qu'un pilier de pont (figure I.2). L'échelle est positionnée de manière à ce que tous les niveaux d'eau possibles puissent être lus rapidement et avec précision. Les mesures manuelles sont souvent utilisées là où les hauteurs d'eau ne varient pas beaucoup d'une mesure à l'autre. Ils ne sont pas pratiques dans les petites cours d'eau ou rapides, où des changements de hauteurs peuvent survenir entre les lectures.



**Figure I. 2:** Échelles limnimétriques verticale et inclinée (Mussy, 2002).

### 1.2.2. Linnigraphe à flotteur

Dans un linnigraphe à flotteur, un stylo enregistrant le niveau d'eau sur un graphe solidaire d'un tambour est actionné par un flotteur à la surface de l'eau grâce à un contrepois, par l'intermédiaire d'un câble et d'une poulie. Ce type de mesure est généralement utilisé pour mesurer les niveaux d'eau des rivières et des lacs avec une précision d'environ 5 mm.

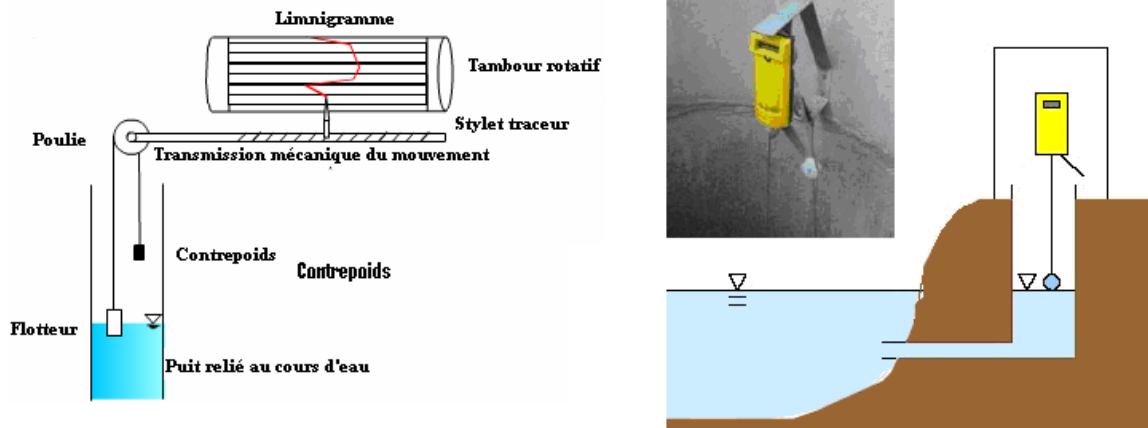


Figure I. 3: Linnigraphe à flotteur (Mussy, 2002).

### 1.2.3. Linnigraphe bulle à bulle

Le linnigraphe à pression ou « bulle à bulle » détecte les changements de pressions causés par les variations du niveau d'eau dans la rivière. Ce type de linnigraphe comprend une bonbonne de gaz comprimé, un dispositif de contrôle de pression et un tube immergé relié à la bonbonne. Par un manomètre à mercure, on mesure la pression de l'air dans le tube qui est proportionnelle à la hauteur d'eau au-dessus de la prise installée dans la rivière.



Figure I. 4: Linnigraphe pneumatique.

### 1.3. Méthodes de mesures des débits

Les méthodes de mesure des débits des cours d'eau sont variées et nombreuses. La classification présentée ci-après ne tient pas compte de leur fréquence d'utilisation. Certaines d'entre elles sont très peu utilisées, d'autres le sont très souvent. Il faut savoir que plus de 80 % des jaugeages sont réalisés aujourd'hui avec un moulinet hydrométrique, les distances à la berge étant mesurées sur un câble tendu d'une rive à l'autre.

#### 1.3.1. Jaugeage volumétrique ou capacitif

Cette méthode s'applique de façon rapide et simple à des débits de faibles amplitudes (de zéro à dizaines de litres par seconde), on comprend bien que dès qu'on s'intéresse à des valeurs supérieures, cette méthode permet de calculer le débit directement à partir du temps nécessaire (t) pour remplir d'eau un récipient suivant l'équation (1). Cette méthode présente quelques désavantages, comme elle n'est pratiquée que pour des débits faibles.

$$Q = \frac{V}{t} \dots\dots\dots(I.1)$$

Où V est le volume d'eau.

t présente le temps nécessaire pour le remplissage de récipient.



**Figure I. 5:** Jaugeage capacitif.



### 1.3.2. Seuils-jaugeurs

En général, une structure hydraulique est tout ce qui peut être utilisé pour détourner, barrer, restreindre ou autrement gérer le débit des eaux dans le chenal ouvert tel que les seuils, les déversoirs et les canaux Venturi. Pour la mesure du débit, une structure hydraulique de géométrie fixe (section de contrôle artificielle) qui est placée dans l'écoulement de sorte que tout le débit soit dirigé à travers ou sur le dispositif, permettant d'obtenir un régime critique, donc une relation univoque entre débit  $Q$  et la hauteur  $H$  (hauteur d'eau au-dessus du seuil) de la forme:

$$Q = K C h^n \dots\dots\dots (I.2)$$

Avec :

- $K$  = coefficient de débit lié à  $h$ .
- $C$  et  $n$  = paramètres dépendant des caractéristiques du seuil.

Ces structures peuvent être installées de façon temporaire ou permanente pour faire le jaugeage, avec une incertitude inférieure à 3 %.



**Figure I. 6:** Seuils-jaugeurs (venturi).

### 1.3.3. Dilution chimique

Le principe de la méthode consiste à l'injection d'une solution concentrée dans le cours d'eau (colorant, sel...) et à chercher dans quelle proportion cette solution a été diluée par la rivière (Morlot 2014). La dilution est une fonction du débit, supposé constant, et dans certaines conditions il est possible d'obtenir une relation linéaire entre le débit  $Q$  et le rapport de la

concentration injectée  $C_1$  et la concentration  $C_2$  ( $C_1/C_2$ ) d'échantillons prélevés à l'aval du point d'injection dans la rivière.

$$Q = q \frac{C_1}{C_2} \dots \dots \dots (I. 3)$$

K est le coefficient caractéristique du procédé et du matériel utilisé.

Ce type de jaugeage est à privilégier dans le cas d'écoulements turbulents, car le bon mélange du traceur nécessite de la turbulence.

Les conditions suivantes sont nécessaires pour que les méthodes par intégration ou dilution puissent être appliquées :

- Le débit de la rivière doit rester à peu près constant pendant l'injection de la solution.
- Le traceur doit passer dans son emplacement de prélèvement.

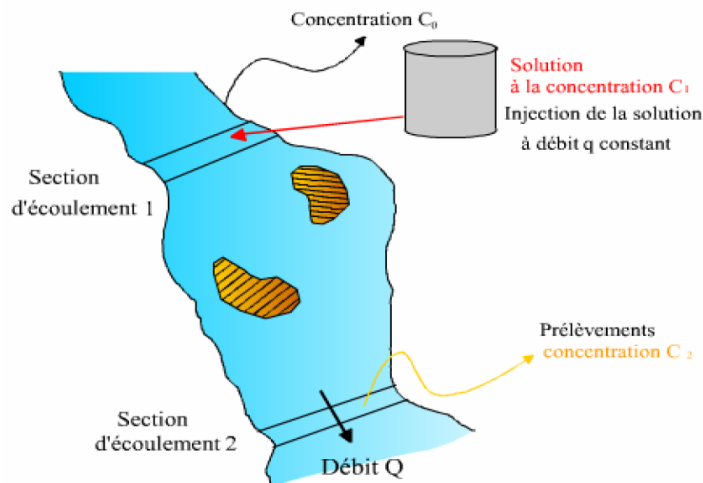


Figure I. 7: Principe du jaugeage par dilution; mode opératoire.

### 1.3.3.1. Dilution "à débit constant"

Le débit peut être estimé en injectant à débit constant « q » un produit dont on sait mesurer la concentration initiale en colorant  $C_1$  et la concentration  $C_2$  des prélèvements plus en aval dans la rivière.

$$Q = q \frac{C_1}{C_2} \dots \dots \dots (I. 4)$$

L'application de la méthode de dilution par injection à débit constant nécessite l'emploi d'un matériel particulier: vase d'injection de débit constant, ajutages, cuve et fluorimètre pour mesurer la concentration.

### 1.3.3.2. Dilution "globale"

La dilution globale consiste à injecter en une seule fois un volume « V » d'une solution de concentration « C1 » dans la rivière.

$$Q = \frac{VC_1}{\int_0^t C_2 dt} \dots \dots \dots (I.5)$$

Un prélèvement d'eau de concentration C2 en traceur est effectué à la distance de bon mélange et pour cerner le mieux possible la valeur de l'intégrale. Malgré la difficulté de mise en œuvre sur le terrain, la méthode par injection à débit constant a longtemps été préférée à la méthode globale.



(a) Dilution à débit constant      (b) Dilution globale

**Figure I. 8:** Les jaugeages par dilution.

### 1.3.4. Jaugeage par exploration du champ des vitesses

#### 1.3.4.1. Jaugeage au moulinet

Le moulinet est l'appareil le plus utilisé pour mesurer la vitesse réelle de l'écoulement, Il peut être mécanique ou électromagnétique. Le nombre de mesures sur une verticale doit être choisit de manière à obtenir une bonne répartition des vitesses sur le verticale. Généralement, on réalisera entre 3 ou 5 mesures suivant la profondeur du lit. La vitesse est mesurée en chacun des points à partir de la vitesse de rotation de l'hélice (nombre de tours n par unité de temps). La fonction  $v = f(n)$  est établie par une opération d'étalonnage (courbe de tarage du moulinet). Selon le mode opératoire préféré pour le jaugeage, le moulinet peut être monté sur un lest profilé appelé "saumon" sur une perche rigide. En Algérie, les méthodologies

existantes pour la quantification des vitesses d'écoulement sont des approches traditionnelles telles que la méthode du moulinet (ANRH),



**Figure I. 9:** Jaugeage au saumon.

**Tableau I. 1:** Méthodes et limites des différents modes opératoires du jaugeage au moulinet monté sur un lest.

Modes opératoires	Limites de la méthode
Mesures à partir d'un pont	Profondeur < 10 m et vitesse < 2 m/s
Mesure à l'aide d'un canot	Profondeur < 10 m et vitesse < 2 m/s
Mesures à partir de stations téléphériques	Lorsque les vitesses à mesurer dépassent 3 m/s.
Mesures à partir d'un bateau mobile	Lorsque la rivière est large (> 200 m), uniforme.

Le principe consiste à explorer le champ de vitesses. Les vitesses sont mesurées par le moulinet ainsi les profondeurs sont mesurées par une tige, les largeurs sont ainsi mesurées par une règle. Le concept de la méthode du moulinet consiste à diviser la section de jaugeage en plusieurs verticales, et à mesurer les vitesses et les profondeurs pour chacune d'elles. Le débit de la section est compté en utilisant la méthode de la section moyenne, ou celle de la section médiane (mi-section). La mi-section est plus rapide et plus employée.

La section transversale est partagée en bandes élémentaires par plusieurs verticales. La méthode de mi-section est basée sur le calcul de la profondeur et de la vitesse sur la verticale au centre de la bande. Le débit de deux petits triangles près des berges est ignoré (figure I.10). L'hypothèse de cette méthode est que la vitesse moyenne à chaque bande rectangulaire peut être obtenue par l'utilisation des vitesses mesurées à chaque verticale. Donc, le débit élémentaire,  $q_i$ , peut être calculé comme suit :

$$q_i = v_i d_i w_i \tag{I.6}$$

Avec

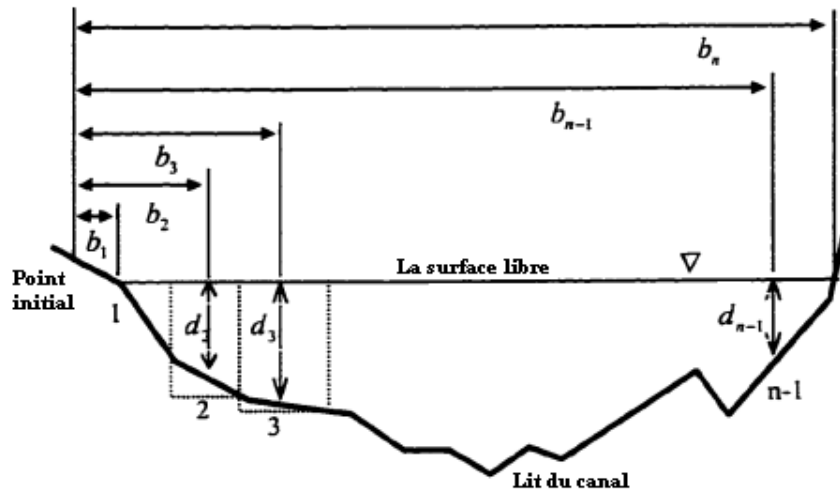
$$w_i = \frac{b_{i+1} - b_{i-1}}{2}$$

$v_i$  est vitesse moyenne de la normale du courant à la bande  $i$  ;

$d_i$  présente la profondeur moyenne de la bande  $i$  ;

$w_i$  est la largeur de chaque bande  $i$  ;

$b_{i-1}$  et  $b_{i+1}$  sont les distances du point relatif, respectivement, à la verticale précédente et suivante.



**Figure I. 10:** Méthode de mi-section.

Le débit de chaque bande est calculé comme suit :

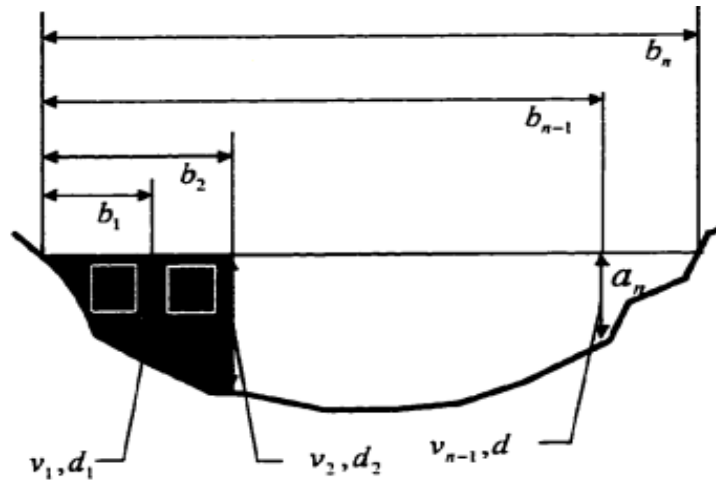
$$q_i = \left( \frac{d_{i-1} + d_i}{2} \right) \left( \frac{v_{i-1} + v_i}{2} \right) w_i \tag{I.7}$$

Avec  $w_i = b_{i+1} - b_i$ .

Le débit dans les deux bandes sera la somme des débits élémentaire de chacune d'elles.

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \tag{I.8}$$

$Q$  : débit d'écoulement.



**Figure I. 11:** Méthode de la section moyenne.

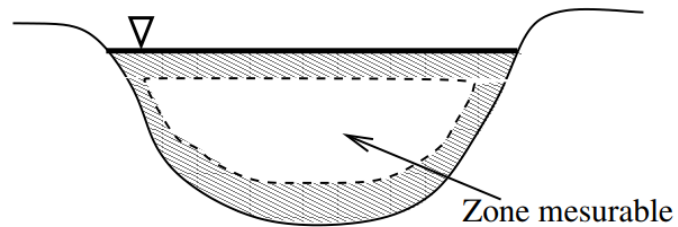
Quand le débit d'une bande est estimé, la vitesse moyenne doit être calculée au verticale par la relation de la vitesse moyenne, et les répartitions de vitesse sur la verticale. Certaines méthodes existent, parfois utilisées pour calculer la vitesse moyenne pour chaque verticale telle que la méthode graphique, les méthodes traditionnelles (méthodes de deux points et de trois points) et les méthodes alternatives (Fenton, Yang). En Algérie, la méthode graphique est la méthode la plus utilisée par l'ANRH. Sur un graphique, pour chaque verticale, chacune des vitesses est indiquée par un vecteur horizontal dirigé dans le sens du courant et dont la grandeur est proportionnelle à la vitesse ponctuelle considérée. Donc l'épure des vitesses est tracée pour chacune des verticales  $i$  à partir de laquelle la vitesse moyenne est estimée par le planimétrie de l'épure de la vitesse pour la verticale  $i$  et sa profondeur  $i$ .

### 1.3.4.2. Profileur de courant (ADCP)

Le profileur de courant A.D.C.P. (Acoustic Doppler Current Profiler) (ADCP) a évolué au cours des 25 dernières années à partir d'une expérience d'un instrument capable de mesurer la vitesse dans les cours d'eaux profondes (plus de 3.3 mètres) vers un instrument couramment utilisé pour mesurer la vitesse dans des cours d'eau aussi peu profonds que 0.3 mètre de profondeur.



**Figure I. 12:** Profileur de courant ADCP.



**Figure I. 13 :** Zone mesurable par l'ADCP.

### 1.3.4.3. Jaugeage au flotteur

Lorsque le jaugeage par moulinet est très difficile à réaliser en raison des vitesses et des profondeurs excessives ou des fortes intensités de transport solide, il est possible de mesurer la vitesse au moyen de flotteurs installés pour la plupart des cas à l'aval du tablier de ponts. Cependant, cette méthode permet de mesurer seulement les vitesses de surface, ou plus précisément les vitesses dans la tranche superficielle (les 20 premiers centimètres environ).



**Figure I. 14:** Jaugeage avec radar.



### 1.4. Les stations permanentes de débit

#### 1.4.1. Condition d'installation d'une station hydrométrique

Le choix d'un site particulier pour la station hydrométrique sur un cours d'eau donné doit être guidé par les critères suivants (WMO 1981) :

- Le cours général de cours d'eau est rectiligne sur environ 100 mètres en amont et en aval du site de jaugeage.
- Le débit total est confiné dans le canal à toutes les hauteurs et aucun débit ne contourne le site en tant qu'écoulement souterrain.
- Le lit du cours d'eau n'est pas sujet à l'affouillement ou à l'envasement.
- Les berges sont permanentes et suffisamment hautes pour contenir les inondations.
- Le site de jaugeage est assez loin en amont de la confluence avec une autre cour d'eau.
- Une portée satisfaisante pour mesurer le débit à toutes les hauteurs est disponible à proximité raisonnable du site de jaugeage. Il n'est pas nécessaire que les débits bas et élevés doivent être mesurés à la même section.
- La lecture à l'échelle doit être facile, précise pour toutes les gammes débits.
- Le site doit être facilement accessible pour faciliter l'installation et le fonctionnement de la station hydrométrique.
- Un long canal aval de forme de section transversale relativement uniforme avec une pente constante. Cependant, un site jaugé reposant sur le contrôle des canaux nécessite un recalibrage périodique pour vérifier sa stabilité. Pour améliorer le contrôle du chenal, le site de jaugeage doit être situé loin des effets de remous en aval causé par les réservoirs et la grande confluence des rivières.

#### 1.4.2. Stations hydrométriques classiques et courbe de tarage

Bien que le but principal d'une station hydrométrique soit de fournir des estimations de débit en continu du moment que le débit est une variable difficile à mesurer de façon directe. Le principe des stations classiques de débit base sur les hypothèses qu'il existe, à une section donnée, une relation éprouvée et univoque entre le niveau d'eau et le débit d'un cours d'eau de la forme  $Q = f(h)$ . Donc il est suffisant d'établir cette relation hauteur-débit nommée courbe de tarage, puis d'enregistrer les hauteurs d'eau, simples à mesurer par un capteur limnimétrique (bulle à bulle ou flotteur), pour traduire en un débit. La relation hauteur-débit



est reposée sur les mesures. On utilise une des méthodes exposées en I.3 pour acquérir plusieurs jaugeages (hauteur-débit) de bonne qualité (figure I.15).

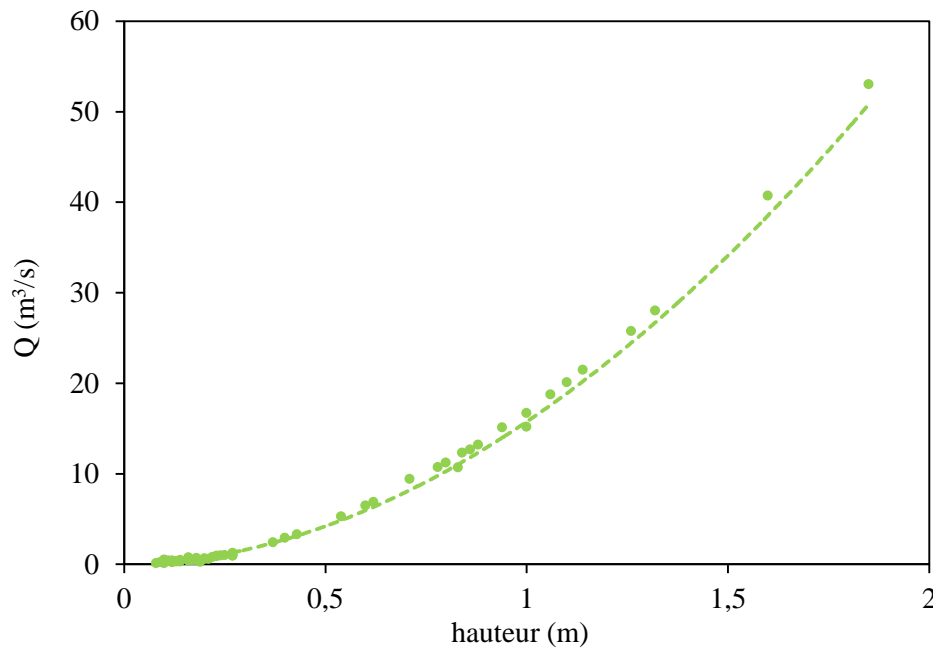


Figure I. 15: Courbes de tarage à la station de Sidi Akkacha.

## 2. Introduction à la gestion dynamique des relations hauteur-débit

### 2.1. Origine de la courbe de tarage

L'origine de la courbe de tarage actuelle (également indiquées la courbe relation débit-hauteur) revient au début du XIX<sup>ème</sup> siècle. Une grande partie de son développement a été faite dans la première moitié du XX<sup>ème</sup> siècle avec l'apparition de nouvelles méthodes. L'utilisation de la hauteur d'eau pour déterminer le débit a découvert au début du onzième siècle, à la rivière du Murghab à l'Oasis de Merv de l'Asie centrale. L'alimentation en eau ainsi que les systèmes d'irrigation complexes ont été arrangés en ajustant les portes principales (vannes), et en variant la hauteur de l'eau. Boyer (1964) rapporte, comme le premier témoignage que les anciens connaissaient une relation hauteur-débit. Dans milieu des années 1600, les ingénieurs italiens ont montré que le débit de cours d'eau est proportionnel au carré de la hauteur.

Follansbee (1994) et Kolupaila (1960) ont apporté que les premiers enregistrements du débit journalier ont été réalisés à la rivière Rhin en Suisse, de 1809 à 1821. Ces enregistrements ont été comptés à partir des hauteurs d'eau lues journallement en appliquant la formule

développée à partir de celle d'Eytelwein ( $V = 50.9\sqrt{RS}$ ), qui a été modifiée en 1793 à la base des vitesses mesurées. Follansbee (1994) a noté qu'entre 1878 et 1888, les ingénieurs en Californie ont installé douze stations hydrométriques dans la vallée de San Joaquin. Les courbes de ces stations étaient représentées par les courbes de la section d'écoulement ainsi que les courbes des vitesses moyennes d'écoulement.

En 1881, les ingénieurs d'état en Colorado, M. Edwin S. Nettleton, ont implanté des stations hydrométriques sur la rivière de Thompson. Ils utilisaient un moulinet pour mesurer la vitesse d'écoulement qui permet de construire une courbe, à partir de laquelle, ils déterminent le débit. Cette méthode (de Colorado) est le précurseur des méthodes modernes de mesure du débit dans les stations hydrométriques. Finalement, à partir du début du 19<sup>e</sup> siècle, la méthode du Colorado a été adoptée pour la plupart des rivières dans le monde.

À partir de la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle, l'estimation du débit par les courbes de tarage devient de plus en plus répandue et évoluée dans la plupart des rivières du monde. Les détails du sujet de développement et d'utilisation des courbes de tarage ont été exposés par un certain nombre d'auteurs (Corbett et al., 1943; Herschy 1995; WMO, 1980; Rantz et al, 1982).

### 2.2. Le problème de l'extrapolation des courbes de tarage

Lors la période des crues, la rivière peut devenir inaccessible pour effectuer les jaugeages. En effet, il est nécessaire d'extrapoler la courbe hauteur-débit au-delà des gammes des jaugeages qui ont été faits pour la prévision des crues (Zeroual et al. 2016). Généralement, les courbes de tarage sont extrapolées à l'aide d'axes log-log (Sasorov 1981), qui auraient un certain nombre de problèmes. Herschy (1999) a également recommandé la méthode «vitesse-surface» dans laquelle une courbe ajustée pour relier la hauteur à la vitesse moyenne et de combiner avec une courbe reliant la hauteur à la surface de la section transversale pour extrapoler la courbe de tarage. Cependant, cette méthode est donnée des mauvais résultats s'il y a un écoulement sur la plaine inondable ou si le coefficient de rugosité change de manière significative (Jain et al. 2003). Rantz et al. (1982) ont utilisé l'équation de Manning pour extrapoler la relation hauteur-débit. Ils ont souligné néanmoins que "la courbe ne doit pas être extrapolée au-delà de deux fois la plus grande valeur de débit mesurée.

En outre, la plus simple méthode consiste à tracer la hauteur mesurée et le débit sur un graphe logarithmique, en négligeant les conditions hydrauliques, à condition que les valeurs mesurées soient placées sur une ligne droite qui peut être facilement extrapolée (Sivapragasam et Nitin

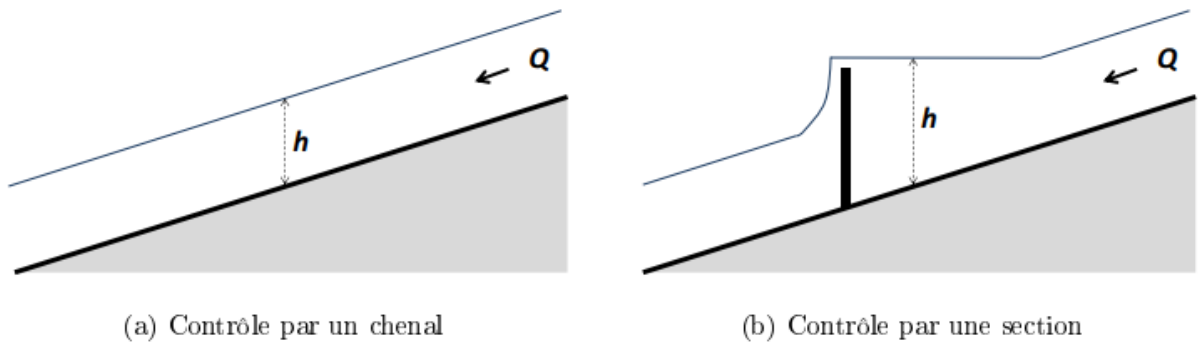
2005). Cela implique qu'il y a une relation fonctionnelle entre la hauteur et le débit (Torsten et al., 2002) pour obtenir une bonne corrélation entre la fonction et les jaugeages.

Cependant, il est difficile de choisir une forme fonctionnelle appropriée reliée la hauteur et le débit. Fenton (2001) met en évidence les difficultés liées à la linéarisation des données mesurées lors de l'utilisation de la loi de puissance. Également, la méthode traditionnelle du graphe logarithmique comporte plusieurs incertitudes, surtout lorsque le contrôle hydraulique est instable ou la courbe de tarage change dans le temps. Les modèles hydrauliques permettent aussi d'extrapoler les courbes de tarage en résolvant les équations de Saint-Venant. Lang et al (2010) ont réalisé une analyse de sensibilité de courbe de tarage en utilisant une approche de modélisation hydraulique, appliquée à huit bassins versants méditerranéens en France.

### 2.3. La stabilité des courbes de tarage

Les relations hauteur-débit aux stations hydrométriques (sur la section où est situé le limnigraphe) sont contrôlées par les conditions du chenal en aval par ce qu'on nomme les contrôles hydrauliques (WMO, 2010). Par conséquent, la validité ainsi que la stabilité d'une relation hauteur-débit dépendent de la stabilité de ces contrôles. Ceux-ci peuvent graduellement (progressivement) changer au cours du temps du fait de changements de géométrie du chenal causés par la végétation ou par des phénomènes de sédimentation et/ou d'érosion (WMO, 2010; Le Coz et al., 2014); on parle alors de détarage. Ces cas de changements progressifs des contrôles ne seront pas abordés. Cependant, un changement net impliquant d'utiliser d'une courbe de tarage différente avant et après cette cassure ne sera pas écarté par la suite.

Deux types de contrôle sont à distinguer : le contrôle par chenal et le contrôle par une section (Le Coz et al., 2014). Pour un contrôle par chenal, la rugosité et la géométrie sur une distance plus ou moins grande en aval régulent et contrôlent l'écoulement à la station hydrométrique (figure I.16a). Le contrôle par chenal intervient, lorsqu'un rétrécissement du cours d'eau induit une section critique ou une chute d'eau (barrage, seuil . . .) (figure I.16b). Alors, la géométrie de la section de contrôle hydraulique contrôle la relation hauteur-débit en amont (Le Coz et al., 2012).



**Figure I. 16:** Les deux types de contrôles hydrauliques.  $h$  est la hauteur d'eau et  $Q$  correspond au débit (D'après Le Coz, 2012).

### 2.4. Les courbes de tarage par morceaux

Le tracé des courbes de hauteur-débit par morceaux est bien connu pour les hydromètres pour pallier à différentes configurations hydrauliques et topographiques. Les méthodes statistiques bayésiennes parmi les méthodes les plus avancées qui ont été développées pour tracer des courbes de tarage par morceaux (Reitan et Petersen-Øverleir, 2008; Le Coz et al., 2014).

### 3. Les incertitudes des courbes de tarage

Généralement, les estimations de l'incertitude du débit des rivières ne sont pas incluses dans les enquêtes traitant la simulation de systèmes de ressources en eau, la prévision et l'analyse des crues et la modélisation des ruissellements. Par exemple, parmi 23 articles publiés dans "Journal of Hydrology" en 2015, seuls trois articles ont abordé en détail l'incertitude de la courbe de tarage. Pappenberger et Beven (2006, section 1) ont noté que «l'analyse de l'incertitude n'est pas toujours une pratique standard dans de nombreux exercices de la modélisation et il reste souvent possible de montrer des résultats sans limites d'incertitude.

En outre, Hamilton et Moore (2012) ont affirmé que "il existe une variabilité substantielle de l'ampleur de l'incertitude dans les enregistrements de débit publiés et qui ne sont pas transparents pour les utilisateurs de données".

Il existe plusieurs sources d'incertitude, notamment l'instabilité de contrôle hydraulique, écoulement non uniforme, l'impropre hypothèse sur la relation de la courbe de tarage et la variabilité locale de la hauteur d'eau (Hamilton, 2008, Westerberg et al., 2011, Hamilton et Moore, 2012). Dans l'estimation du débit à partir d'une courbe de tarage, l'incertitude du débit résulte de l'incertitude de la hauteur d'eau mesurée, le nombre de jaugeages utilisé pour tracer la courbe de tarage ainsi que l'incertitude lie à la dispersion des jaugeages autour de la courbe

moyenne (Scanlon et al., 2008). D'après Scanlon et al. (2008) "L'incertitude d'une valeur mesurée est l'estimation de l'intervalle probable de la différence entre la valeur mesurée et la valeur réelle (inconnu) et tient compte des limites de l'appareil de mesure et les techniques utilisées pour effectuer les jaugeages ".

### 3.1. Les différentes sources d'incertitudes

Généralement, l'hydrogramme de crue n'est pas mesuré directement à la station de jaugeage, mais transformé à partir de la hauteur d'eau mesurée via une courbe de tarage (Sivapragasam et Muttil 2005; Petersen-Øverleir 2006; Petersen-Øverleir et al., 2009). Un tel débit est susceptible à plusieurs sources d'incertitude, notamment: la géométrie de section jaugeage; les mesures de vitesse; la hauteur d'eau; et les changements du contrôle hydraulique dus à l'érosion ou la sédimentation (Le Coz et al., 2012; Branger et al., 2014; Coxon et al., 2015). Cependant, l'extrapolation de la courbe de tarage est le principale source avec une erreur dans l'estimation du débit pouvant atteindre plus de 100% (Lang et al., 2010). D'après Le Coz et al. (2014), les incertitudes associées aux courbes de tarage causées par des effets aval variables (remous variable), des écoulements transitoires ou encore des changements de géométrie du chenal et/ou de rugosité, ou même des changements dans la section de contrôle hydraulique sont à distinguer des incertitudes issues de la courbe hauteur-débit construite pour des conditions d'écoulement définies de référence. Le Coz et al. (2014) ont également identifié trois types de méthodes pour estimer les incertitudes des courbes hauteur-débit: (1) Des modélisations numériques de la relation associées à des analyses de sensibilités sur les paramètres permettant d'évaluer les erreurs limites; (2) L'analyse statistique des jaugeages reposée notamment sur des régressions non linéaires de fonctions puissances simple ou par segments; (3) et l'inférence Bayésienne et les simulations MCMC combinant à la fois une approche hydraulique et statistique.

### 3.2. Classification des méthodes d'estimation de l'incertitude

Les procédures d'estimation d'incertitude des courbes de tarage sont disponibles depuis 50 ans. Le tableau 1 montre la classification des méthodes existant pour l'estimation de l'incertitude des courbes de tarage. Ces méthodes peuvent classer sous cinq groupes : (1) Méthodes statistiques ; (2) Méthodes statistiques combinées avec les transformations de Box-Cox (Box et Cox, 1964); (3) Méthodes reposées sur l'analyse Bayésienne et la simulation MCMC (Markov Chain Monte Carlo) ; (4) Méthodes spécifiques au site basées sur l'analyse hydraulique (5) et d'autres méthodes diverses.

[Dickinson \(1967\)](#) est le premier à utiliser une méthode statistique, basée sur une analyse de régression afin de quantifier l'incertitude des courbes de tarage. Dickinson a utilisé une transformation logarithmique pour «stabiliser la variance» ([Dickinson 1967, Section 4.2.5](#)). [Venetis \(1970\)](#) a introduit le maximum de vraisemblance pour estimer les paramètres du modèle. Ensuite, [Herschy \(1995\)](#) a amélioré l'approche de Dickinson en introduisant la variance globale pour tenir compte l'incertitude sur la mesure de la hauteur d'eau. Il a aussi souligné que l'intervalle de confiance augmenté avec la distance par rapport à la valeur moyenne.

[Mirza \(2003\)](#) a comparé quatre relations de courbe de tarage. Elle a souligné l'importance que les résidus soient normalement distribués et homogènes. [Shiklomanov et al. \(2006\)](#) ont décrit l'application d'une analyse statistique standard à la courbe de tarage représentée par une fonction de forme polynôme d'ordre « m ». [Scanlon et al., \(2008\)](#) également ont appliqué l'analyse statistique pour évaluer l'incertitude moyenne pour 116 stations hydrométriques en Australie. Ils ont montré que les estimations de hauteur constituent la principale composante de l'incertitude aux faibles débits, tandis que l'incertitude des jauges reflète l'incertitude globale aux débits élevés.

Les méthodes d'estimation d'incertitude décrites dans le paragraphe précédent reposaient sur l'hypothèse que la relation hauteur-débit soit dans la plupart des cas une fonction polynôme ou une fonction de loi puissance. Cependant, cela ne signifie pas nécessairement que les résidus (débit jaugé moins débit calculé) sont homoscedastiques, une condition nécessaire pour la validité des statistiques d'une analyse de régression.

Prendre en tenir compte de l'hétéroscédasticité dans les résidus, [Lee et al. \(2010\)](#) ont appliqué (à une courbe de tarage multisegmentée) une méthode d'estimation de pseudo-maximum de vraisemblance incluant une variance de fonction. [Westerberg et al. \(2011\)](#) ont utilisé une régression linéaire floue entre la transformation logarithmique des données de hauteur et la transformation de Box-Cox des données de débit. Les transformations de Box-Cox ont également utilisé par [Shao et al. \(2014\)](#) afin d'assurer que les résidus de régression soient homoscedastiques et normalement distribués. Cette dernière exigence est un critère important pour une interprétation acceptable de l'analyse de régression.

Le troisième groupe de méthodes du tableau 1 est basé sur une approche bayésienne utilisant la simulation par l'échantillonnage MCMC. [Le Coz et al. \(2012\)](#) ont fourni un résumé succinct de ces méthodes, ils ont aussi noté que [Moyeed et Clarke \(2005\)](#) sont les premiers

chercheurs à avoir appliqué l'approche bayésienne en utilisant MCMC. Ils ont supposé que le débit est proportionnel à la hauteur d'eau. [Reitan et Petersen-Øverleir \(2008\)](#) ont adopté l'approche bayésienne et l'échantillonnage MCMC pour une courbe de tarage monosegment. Ensuite ils ont prolongé l'approche pour les courbes multisegments ([Reitan and Petersen-Øverleir 2009](#)). [Juston et al. \(2014\)](#) ont utilisé l'approche bayésienne avec l'échantillonnage MCMC afin d'estimer l'incertitude de la courbe de tarage à deux segments.

Le quatrième groupe a été développé pour extrapoler la courbe de tarage au-delà de la gamme jaugeage et nécessitent des informations hydrauliques spécifiques au site et /ou modèles. Contrairement au l'équation de Manning modifié de [Leonard et al. \(2000\)](#), [Di Baldassarre et Montanari \(2009\)](#) et [Domeneghetti et al. \(2012\)](#) ont utilisé, respectivement, un unidimensionnel (1D) et un quasi-Modèle hydraulique 2D. [Lang et al. \(2010\)](#) ont combiné la modélisation hydraulique, l'analyse bayésienne et l'échantillonnage MCMC pour évaluer l'incertitude de la courbe hauteur-débit. [Le Coz et al. \(2014\)](#) ont décrit en détail le modèle BaRatin. Ensuite, [Horner et al. \(2018\)](#) ont appliqué cette méthode au niveau de six stations hydrométriques très différentes en France.

Le dernier groupe se compose des diverses procédures, [Petersen-Øverleir et Reitan \(2005\)](#) ont utilisé la régression non linéaire et la fonction de Heaviside pour analyser les courbes de tarage multisegment. [Morlot et al. \(2014\)](#) ont intégré l'approche variographique dans une méthode dynamique pour analyser le vieillissement de la courbe de tarage. [Shao et al. \(2014\)](#) ont supposé que la courbe de tarage pouvait être définie comme une loi de puissance, ils ont aussi appliqué la transformation de Box-Cox pour stabiliser les résidus de régression et la procédure de Bootstrap basée sur les résidus pour dériver l'enveloppe d'incertitude. De nombreux chercheurs (tableau 1) ont développé une approche bayésienne combinée avec la simulation MCMC pour estimer l'incertitude du débit. Dans chaque approche, il y a des hypothèses ou limitations de la procédure.

**Tableau I. 2:** Classification des méthodes d'estimation de l'incertitude des courbes de tarage.

Méthodes statistiques	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. <a href="#">Dickinson (1967)</a> a utilisé l'analyse de régression.</li> <li>2. <a href="#">Venetis (1970)</a> a utilisé le maximum de vraisemblance et l'analyse de régression pour déterminer les paramètres de la courbe de tarage.</li> <li>3. <a href="#">Herschy (1995)</a> a utilisé l'analyse de régression.</li> <li>4. <a href="#">Clarke et al. (2000)</a> inclus l'incertitude en «<math>h_0</math>» en <math>Q = C (h - h_0)^b</math>.</li> </ol>
Méthodes statistiques combinées avec les transformations de Box-Cox	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. <a href="#">Lee et al. (2010)</a> ont appliqué la méthode pseudo-maximum de vraisemblance.</li> <li>2. <a href="#">Westerberg et al. (2011)</a> ont adopté le BOX-COX</li> <li>3. <a href="#">Shao et al. (2014)</a> ont adopté le BOX-COX</li> </ol>
Méthodes basées sur l'analyse bayésienne et l'échantillonnage MCMC	<ol style="list-style-type: none"> <li>4. <a href="#">Moyeed et Clarke (2005)</a> ont utilisé l'approche bayésienne et l'échantillonnage MCMC.</li> <li>5. <a href="#">Reitan et Petersen-Øverleir (2008)</a> ont utilisé l'approche bayésienne et MCMC pour les courbes de tarage d'un seul segment.</li> <li>6. <a href="#">Reitan et Petersen-Øverleir (2009)</a> ont utilisé l'approche bayésienne et MCMC pour les courbes multisegments.</li> <li>7. <a href="#">Reitan et Petersen-Overleir (2011)</a> ont utilisé l'approche bayésienne et MCMC</li> <li>8. <a href="#">Juste sur et al. (2014)</a> ont utilisé l'approche bayésienne et MCMC pour quantifier l'incertitude de la courbe de tarage de 2 segments.</li> </ol>
Méthodes spécifiques au site utilisant l'analyse hydraulique	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. <a href="#">Leonard et al. (2000)</a> ont utilisé l'équation modifiée de Manning.</li> <li>2. <a href="#">Di Baldassarre et Montanari (2009)</a> ont utilisé le modèle hydraulique 1D.</li> <li>3. <a href="#">Lang et al. (2010)</a> ont combiné la modélisation hydraulique avec la méthode bayésienne et la simulation MCMC.</li> <li>4. <a href="#">Domeneghetti et al. (2012)</a> ont utilisé un modèle quasi</li> </ol>



	2D. 5. <a href="#">Le Coz et al. (2014)</a> ont introduit le modèle BaRatin. 6. <a href="#">Horner et al. (2018)</a> ont appliqué le modèle BaRatin.
Méthodes divers	1. <a href="#">Petersen-Øverleir et Reitan (2005)</a> ont utilisé la régression non linéaire et la fonction de Heaviside. 2. <a href="#">Jalbert et al. (2011)</a> utilisé analyse variographique afin d'estimer l'incertitude temporelle 3. <a href="#">Morlot et al. (2014)</a> ont utilisé l'analyse variographique. 4. <a href="#">Shao et al. (2014)</a> ont appliqué la transformation de BOX-COX pour stabiliser les résidus de régression pour dériver l'enveloppe d'incertitude.

### 3.3. L'effet de l'incertitude des débits sur la modélisation pluie-débit

Pour plus de trois décennies, la quantification des incertitudes sur les simulations et les prévisions des modèles a été un domaine de recherche actif en hydrologie (e.g. [Beven and Binley, 1992](#); [Cloke and Pappenberger, 2009](#); [Knoche et al., 2014](#)). Les simulations de débit par les modèles hydrologiques sont caractérisées par quatre sources d'incertitudes ([Refsgaard and Storm, 1996](#)): (1) incertitudes dans les données de température et précipitations; (2) incertitudes liées aux données de débit utilisé pour le calage du modèle ; et (3) incertitudes dans les paramètres du modèle ; (4) incertitudes liées à la structure du modèle hydrologique. Lors du calage et de l'évaluation des modèles hydrologiques, l'incertitude totale est une interaction d'une propagation directe de l'incertitude des précipitations et de la température, inversement à la propagation de l'incertitude des données de débit utilisées pour l'optimisation des paramètres du modèle, et la capacité de la structure du modèle et de ses paramètres à transformer les entrées en sorties ([England et al 2016](#)).

Les incertitudes dans les observations des débits proviennent de l'erreur dans les hauteurs d'eau qui introduisent des erreurs aléatoires, et la transformation des hauteurs en débits via la courbe de tarage qui contribue principalement à des erreurs systématiques ([McMillan et al. 2010](#)). Très peu de publications étudient les effets des incertitudes de débit dans la calibration des modèles hydrologiques (e.g [Montanari 2004](#), [Zeroual et al 2016](#)).

[Montanari \(2004\)](#) a simulé l'incertitude du débit mesuré par un modèle pluie-débit en ajoutant des erreurs gaussiennes. [Aronica et al. \(2006\)](#) ont calibré un modèle conceptuel en utilisant les

limites supérieure et inférieure d'une courbe de tarage et ils ont démontré le changement résultant des limites de prédiction. [McMillan et al. \(2010\)](#) et [Peña-Arancibia et al. \(2015\)](#) Supposent une courbe de tarage d'erreurs indépendante entre les jours, mais ils concluent différemment. [McMillan et al. \(2010\)](#) ont constaté que les débits incertains augmentent l'incertitude des paramètres lors du calage du modèle, tandis que [Peña-Arancibia et al. \(2015\)](#) ont constaté que leur approche donne moins d'incertitude dans les paramètres. Dans une étude de simulation, [Montanari et Di Baldassarre \(2013\)](#) ont trouvé que les erreurs dans les observations de débit ont un petit effet sur les erreurs de structure du modèle.

L'effet de l'incertitude de la courbe de tarage est également étudié dans le contexte des indices hydrologiques ([Clarke, 1999](#); [Clarke et al., 2000](#); [Westerberg and McMillan, 2015](#)). Ces auteurs ont démontré que l'erreur de la courbe de tarage a une influence importante sur la modélisation hydrologique, et que les erreurs systématiques (causées par le modèle de courbe de tarage) ont une plus grande influence que les erreurs aléatoires dans les hauteurs mesurées. Il s'avère qu'il est nécessaire de mieux comprendre l'effet des incertitudes liées au débit, en particulier les erreurs systématiques, sur l'étalonnage, les prévisions et les évaluations des modèles pluie-débit.

D'après [England et al \(2016\)](#), la meilleure courbe de tarage a donné une incertitude de +/- 5% sur le débit moyenne annuelle tandis que la courbe de tarage défavorable a augmenté cette incertitude jusqu'à +/-10%. Récemment, l'analyse de l'incertitude de la courbe de tarage par l'inférence bayésienne a apporté une nouvelle dimension à la modélisation hydrologique ([Huard et Mailhot 2008](#); [Petersen-Øverleir et al., 2009](#)). Elle permettant de quantifier les différentes sources d'incertitudes dans le débit mesuré et d'améliorer la précision des prévisions des modèles hydrauliques ([Petersen-Øverleir et al., 2009](#); [Le Coz et al., 2014](#)), et en conduisant à une amélioration significative dans les prévisions des modèles pluie-débit ([McMillan et al., 2010](#); [Zeroual et al., 2016](#); [Sikorska et Renard 2017](#)).

### 3.4. L'effet de l'incertitude sur l'analyse fréquentielle des crues

Une période de retour, connue sous le nom d'intervalle de récurrence, est une estimation du temps moyen entre l'apparition d'événements tels qu'une crue ou le débit d'un cours d'eau ([Wiltshire 1986](#)). Il s'agit d'une mesure statistique généralement établie sur des données historiques sur une période continuée ([Lam et al., 2017](#)). L'analyse fréquentielle des crues (AFC) est utilisée pour estimer les quantiles des crues ([Condie et Lee 1982](#)) pour des périodes de retour ou des probabilités de dépassement spécifiées, sur la base d'une série des débits

annuels maximums, et généralement en utilisant les distributions de probabilité (Parida et al., 1998). Cependant, afin de réduire la limitation de l'AFC due aux incertitudes du modèle de distribution de probabilité, la longueur de la période d'observation et les incertitudes liées au débit maximal annuel, différentes solutions ont été proposées dans la littérature (Osorio et Reis 2016).

Dans ce contexte, Neppel et al. (2010) et Lam et al. (2017) ont intégré les événements historiques pour prolonger la période d'observation afin de réduire les incertitudes liées à la l'estimation de débit de projet. En conséquence, Steinbakk et al. (2016) et Osorio et Reis (2016) ont combiné les résultats dérivés d'une courbe de tarage bayésienne avec l'AFC pour étudier l'influence de l'incertitude de débit sur le calcul des quantiles. Ils ont démontré que l'incertitude de la courbe de tarage est le principal contributeur dans l'incertitude de l'AFC.

### **3.5. L'effet de l'incertitude sur la délimitation des zones inondables par la modélisation hydraulique**

Le processus de détermination de l'étendue des inondations par les cartes des risques d'inondation, y compris la fréquence des inondations, et comment ils affectent les infrastructures et les activités sociales sont l'un des défis majeurs pour les gestionnaires des situations d'urgence (Müller 2013; Alfieri et al. 2018). La procédure consiste à estimer l'ampleur d'une crue avec une probabilité particulière et à simuler cette crue par un modèle hydraulique afin de délimiter les zones inondables (Luke et al. 2015). Cependant, l'élaboration de la carte d'inondation est affectée par différentes sources d'incertitudes (Merwade et al., 2008; Bales et Wagner 2009; Jung et Merwade 2012), y compris les incertitudes dans la structure et les paramètres du modèle hydraulique (Pappenberger et al., 2006; Liu et al., 2019); les conditions aux limites (Pappenberger et al., 2006), la sensibilité du modèle au coefficient de rugosité (Pappenberger et al., 2005; Werren et al., 2016) et les données topographiques (Papaioannou et al., 2016). Selon Faghih et al., (2017), l'incertitude associée à l'estimation des débits de projet par AFC est le principal contributeur. Cependant, l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage sur la carte des risques d'inondation reste toujours ignoré (Liu et al. 2016; Quiroga et al. 2016; Mai and De Smedt 2017).

### 4. Conclusion

À travers ce chapitre, les généralités sur l'hydrométrie et les méthodes utilisées pour mesurer la hauteur d'eau et le débit ont été présentées. Ainsi, une synthèse bibliographique sur les incertitudes des courbes de tarage, et leurs propagations à la modélisation hydrologique, à l'analyse fréquentielle des crues et à la modélisation hydraulique des inondations ont été exposées. Le bassin Méditerranéen est une zone vulnérable aux événements extrêmes et les régions semi-arides du bassin Méditerranéen y compris l'Algérie du Nord ont connu plusieurs inondations durant le dernier siècle et pendant le début de 21 siècle. De nombreux travaux ont été effectués pour analyser de la courbe de tarage avec leurs incertitudes associées ainsi que leur impact sur les prévisions des crues dans le monde. Leurs conclusions montrent que le fait d'ignorer l'incertitude des données peut entraîner des erreurs dans les prévisions hydrologiques et la gestion des risques des inondations. Inversement, la prise en compte de l'incertitude a conduit à une baisse des coûts et à de meilleures décisions. Cependant, l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage sur la carte des risques d'inondation reste toujours ignoré.



## **CHAPITRE II :** Matériels et méthodes

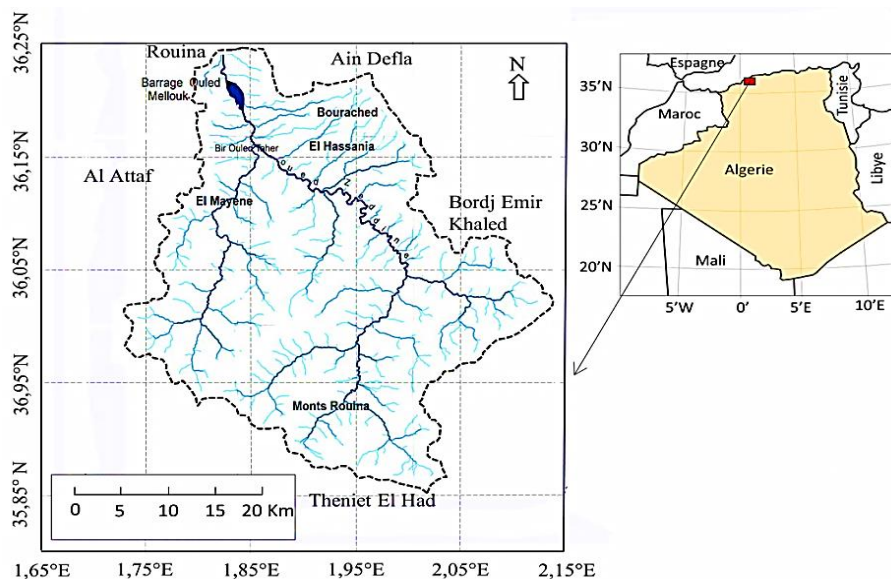
### Chapitre II : Matériels et méthodes.

#### 1. Présentation des bassins d'étude

##### 1.1. Situation géographique

###### 1.1.1. Bassin de Oued Rouina

Le bassin Oued Rouina est situé au nord-ouest de l'Algérie, il se situe entre les altitudes 36.25° et 36.85° Nord et entre les longitudes 1.65° et 2.15° Est, le bassin est délimité au Sud par le village de Rouina et au Nord par la ville de Theniet El Had et appartient au bassin moyen et haut Chelif (figure II. 1). Ce bassin est de forme allongée occupe une superficie totale de 891.46 km<sup>2</sup> et un périmètre de 164.92 km, les altitudes maxima, moyen et minimum sont respectivement : 1776 m, 315.25 m et 206 m. Ce bassin appartient à l'ensemble des bassins qui sont situés dans la zone de dépression du relief relativement très large entre la chaîne de l'atlas Tellien septentrional et l'atlas Tellien méridional. Il présente une succession de dépressions comblées de formations quaternaires et de reliefs miocènes du Chelif ([Remaoun 2007](#)).

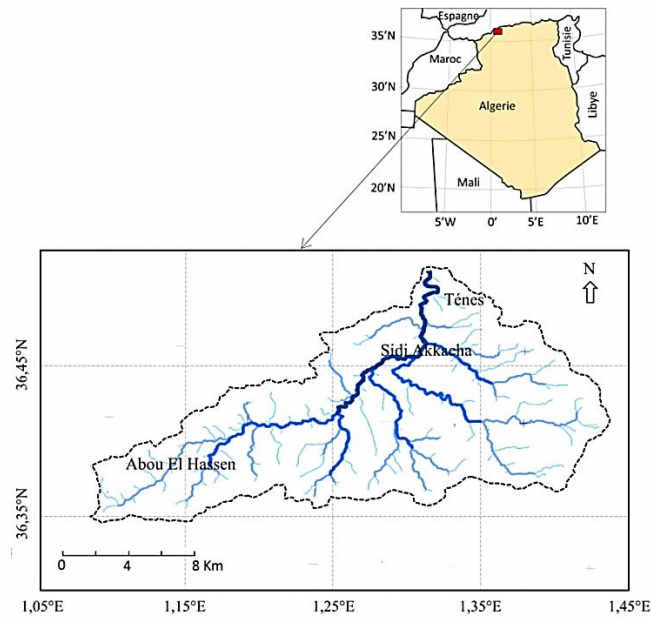


**Figure II. 1 :** Situation géographique du bassin versant d'Oued Rouina.

###### 1.1.2. Bassin de Oued Allala

Le bassin versant de Oued Allala est situé au nord-ouest du territoire algérien entre 36.30° et 36.55° de latitude Nord, 1.05° et 1.45° de longitude Est au sud de la ville de Ténès (figure II. 2), il couvre une superficie de 307.70 km<sup>2</sup> et un périmètre de 94.36 km, les altitudes

maximum, moyenne et minimum sont respectivement : 975 m, 623 m et 0 m. Ce bassin appartient à l'ensemble des bassins côtiers Algérois, zone littorale relativement étroite entre l'embouchure du Chelif et le massif du Zaccar, formant ainsi une unité géographique relativement homogène (Remaoun 2007).



**Figure II. 2:** Situation géographique du bassin versant d'Oued Allala.

### 1.2. Caractéristiques morphométriques

Les caractéristiques des bassins versants telles que la surface de drainage, le périmètre, l'indice de compacité de Gravelius et de Horton, Coefficient d'allongement, la pente, la densité du drainage, la géologie et les sols, et la végétation..Etc, sont des facteurs importants affectant divers aspects du ruissellement. Ce chapitre est consacré à une présentation générale des bassins versants analysés pour déterminer les indicateurs physiques et morphométriques, bases indispensables dans la compréhension du mécanisme et comportement hydrologique des bassins (lame d'eau précipitée, débit exutoire, bilan hydrologique (Bauling H, 1959). Dans cette étude, le modèle numérique d'élévation SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) d'une résolution de 30 mètres a été utilisé comme un fichier source de donnée numérique pour la délimitation des deux bassins ainsi que la création des différentes cartes (carte du relief, carte du réseau hydrographique...Etc.), les données en format (SRTM) de 30 mètres de résolution sont importées dans un Système d'Information Géographique (SIG) (ArcGIS 10.2 et Global mapper 17).

### 1.2.1. Caractéristiques de formes

#### 1.2.1.1 Surface de drainage

Le terme "surface de drainage" fait référence à la surface horizontale projetée qui se trouve en amont d'un point sur un cours d'eau ou d'oued. L'eau de la pluie atteint finalement à ce point. La surface est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin versant, elle peut être facilement calculée à partir d'une carte après la délimitation de la ligne de partage des eaux ou bien par la technique de la digitalisation à l'aide d'un système d'information géographique (SIG) comme ArcGIS ou global mapper. Des états de logique simples qui augmentent dans la surface une augmentation de la part des précipitations sur le bassin versant et de même, les parts des eaux de surface et des eaux souterraines augmentent également. Selon la surface de drainage, A, les bassins versants peuvent être classés en quatre classes comme indiqué dans le tableau II.1:

**Tableau II. 1:** Classification des bassins versants selon la superficie.

Surface (km <sup>2</sup> )	Classification
$A > 1000$	Très grand
$1000 < A < 100$	grand
$100 < A < 5$	moyen
$A < 5$	petit

#### 1.2.1.2. Périmètre

Le périmètre d'un bassin versant présente la limite extérieure du bassin qui entoure sa superficie. Il est mesuré le long des divisions entre les bassins versants et peut être utilisé comme indicateur de la taille et de la forme des bassins versants. Les méthodes qui sont basées sur les SIG facilitent l'analyse des différents paramètres morphométriques du bassin versant.

#### 1.2.1.3. Indice de compacité Gravelius

Selon M.Gravelius, le comportement de l'écoulement superficiel est influencé directement par la forme de bassin, ainsi on caractérise cette forme par l'indice de compacité Gravelius ( $K_G$ ) (figure II. 3). Cet indice exprime la relation entre la superficie du bassin hydrologique et un bassin circulaire ayant la même superficie (Bendjoudi et al, 2002). Un bassin circulaire est le



plus sensible du point de vue du drainage, car il donnera le temps de concentration le plus court avant que le débit de pointe ne se produise dans le bassin (Nooka Ratnam et al., 2005).

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots(II.1)$$

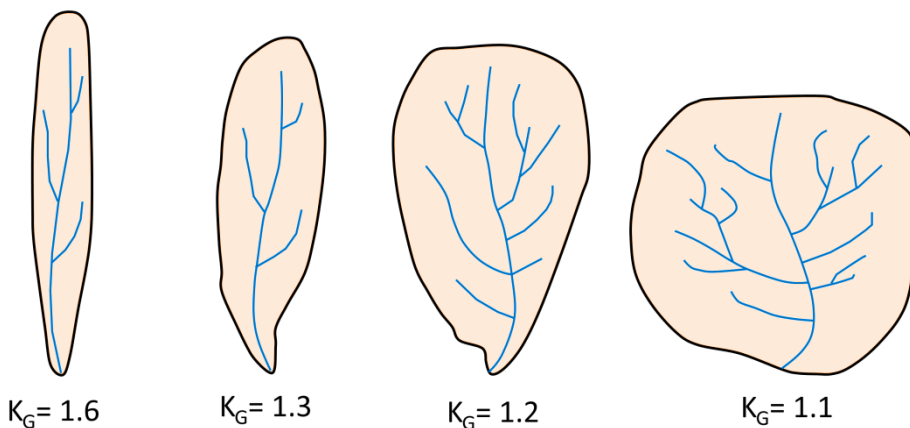
Avec :

**A** : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>)

**P** : Périmètre du bassin (Km)

**K<sub>G</sub>** : Indice de compacité de Gravelius.

- |      |                 |   |                       |
|------|-----------------|---|-----------------------|
| Pour | $K_G = 1$       | ⇒ | bassin compacte       |
|      | $1 < K_G < 1.3$ | ⇒ | bassin moins compacte |
|      | $K_G > 1.3$     | ⇒ | bassin allongé        |



**Figure II. 3:** Différents types des bassins selon le coefficient de Gravelius.

Plus le  $K_G$  est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps de concentration sera important d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration ( $T_c$ ).

Les valeurs obtenues pour les deux bassins sont très proches avec une valeur de  $K_G$  de 1.54 pour le bassin d'Oued Rouina et 1.50 pour le bassin d'Oued Allala, donc l'indice de compacité représente bien la forme allongée des deux bassins.

**1.2.1.4. Rectangle équivalent**

Pour la comparaison du comportement hydrologique entre deux bassins, la notion du rectangle équivalent est utilisée, il s'agit d'une transformation uniquement géométrique pour laquelle le bassin à un rectangle ayant les mêmes caractéristiques de formes (superficie et périmètre) et par conséquent la même répartition hypsométrique.

La surface et le périmètre du rectangle sont :

$$S = L.l \quad \text{et} \quad P = 2(L + l) \dots \dots \dots (II.2)$$

La largeur  $l$  et la longueur  $L$  en km sont données par la résolution de  $P$  et  $S$  :

$$K_G \square = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (II.3)$$

De (III.3) et (III.4) on obtient une équation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions  $L$  et  $l$  :

$$L = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left\{ \frac{1,12}{K_G} \right\}^2} \right\} \quad \text{et} \quad l = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left\{ \frac{1,12}{K_G} \right\}^2} \right\} \dots \dots (II.4)$$

Avec :

« $L$  » et « $l$  » : la longueur , la largeur du rectangle (km)

**A**: la surface du bassin (km<sup>2</sup>).

**K<sub>G</sub>**: l'indice de compacité.

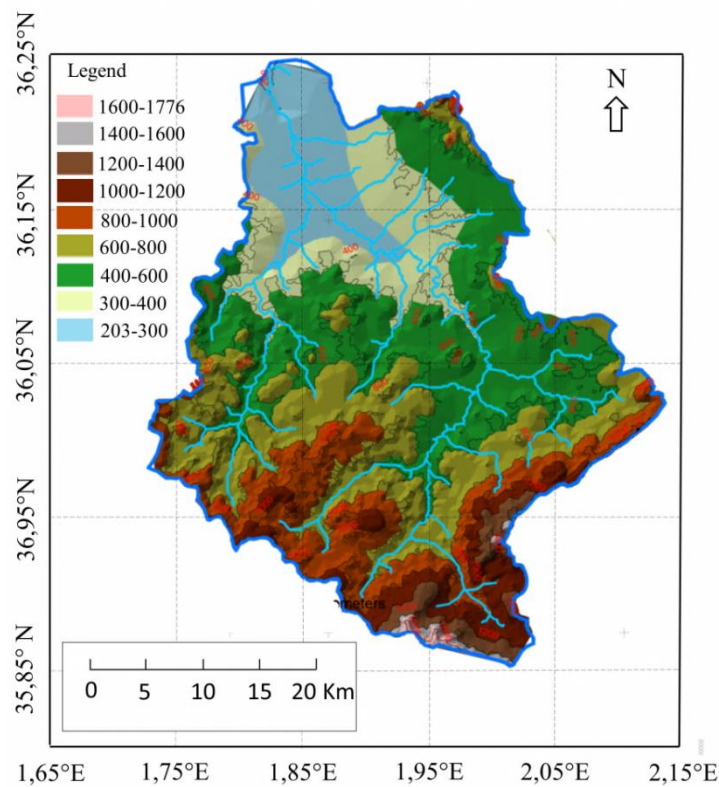
La comparaison entre les longueurs et les largeurs (  $L_r > 5 l_r$  pour les deux bassins) confirme l'allongement des deux bassins (tableau II.2).

**Tableau II. 2:** Caractéristiques géométriques des sous-bassins d'Oued Rouina et Oued Allala.

Bassin versant	Surface (km <sup>2</sup> )	Périmètre (km)	Indice de compacité <b>K<sub>G</sub></b>	Rectangle équivalent	
				Longueur (km)	Largeur (km)
Oued Rouina	891.46	164.922	1.546	69.62	12.8
Oued Allala	307.706	94.369	1.506	39.35	7.81

### 1.2.2. Caractéristiques topographiques

L'influence du relief sur les écoulements des eaux se conçoit aisément, car de nombreuses variables hydrométéorologiques changent avec l'altitude (températures, précipitations ... Etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente du bassin a une influence directe sur l'écoulement de surface (ruissellement). Les figures ci-dessus montrent les cartes topographiques (figures II. 4 et II. 5) ainsi que la vue en trois dimensions pour les bassins d'Oued Rouina et Oued Allala (figures II. 6 et II. 7).



**Figure II. 4:** Carte topographique du bassin versant d'Oued Rouina.

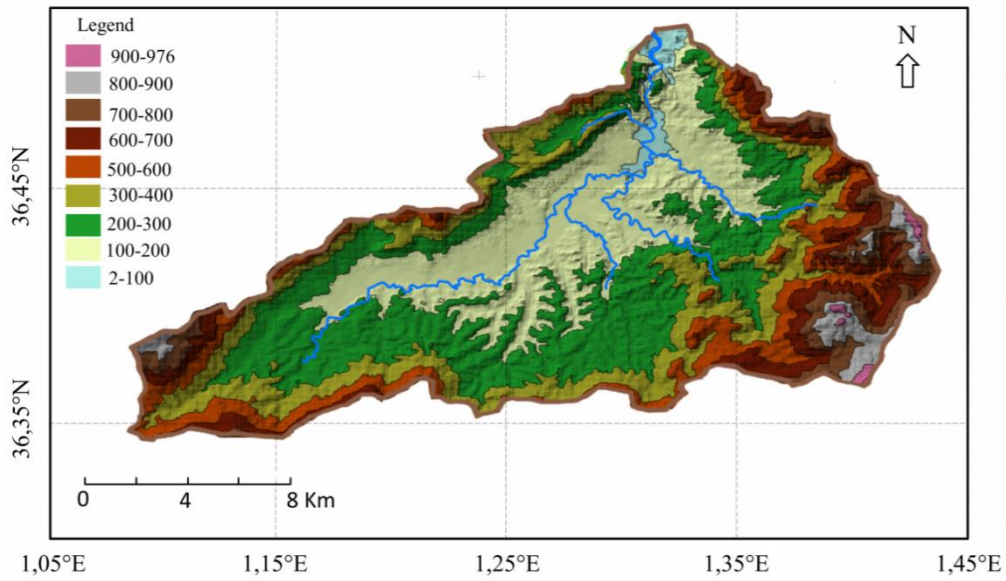


Figure II. 5: Carte topographique du bassin d'Oued Allala.

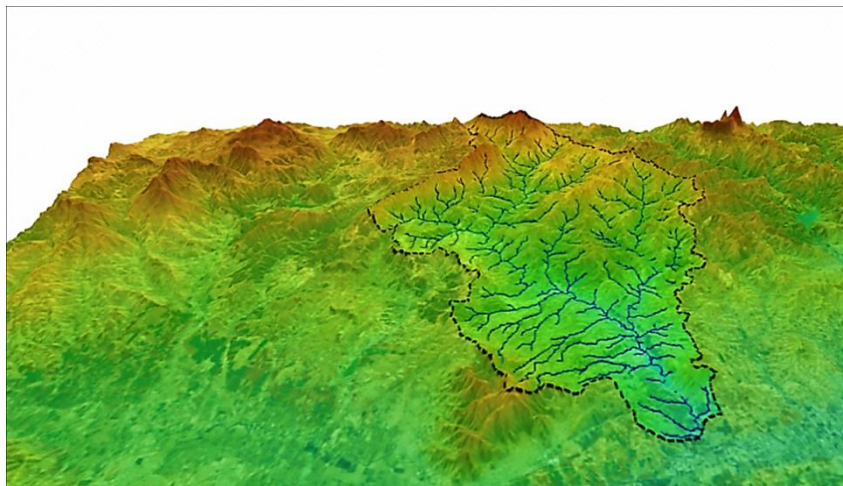


Figure II. 6: Bassin versant d'Oued Rouina en vue 3D.

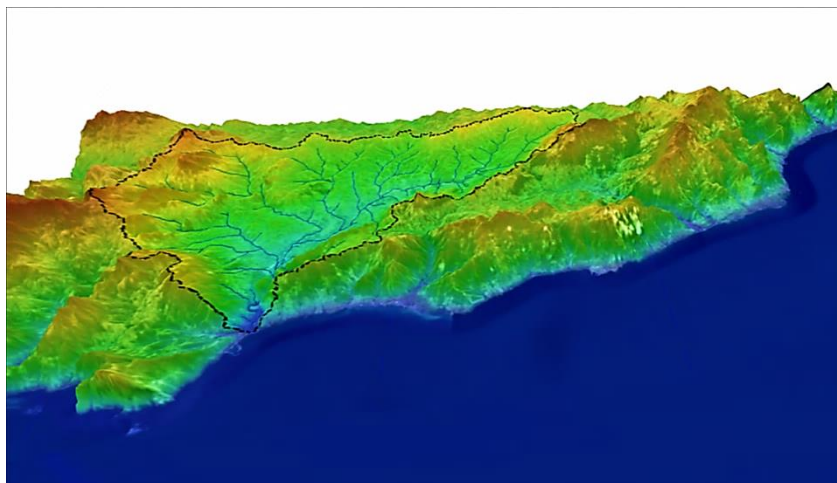
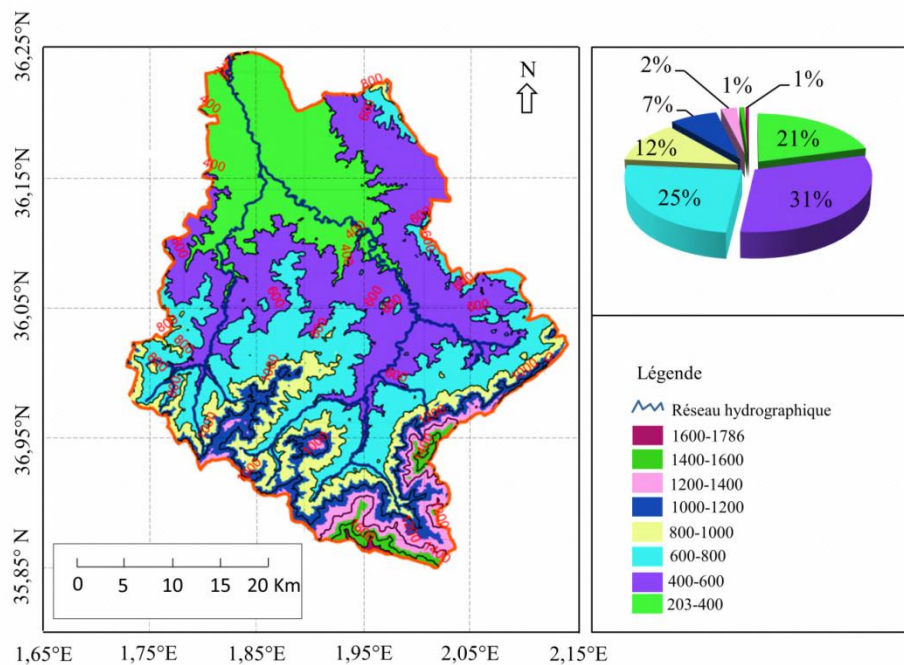


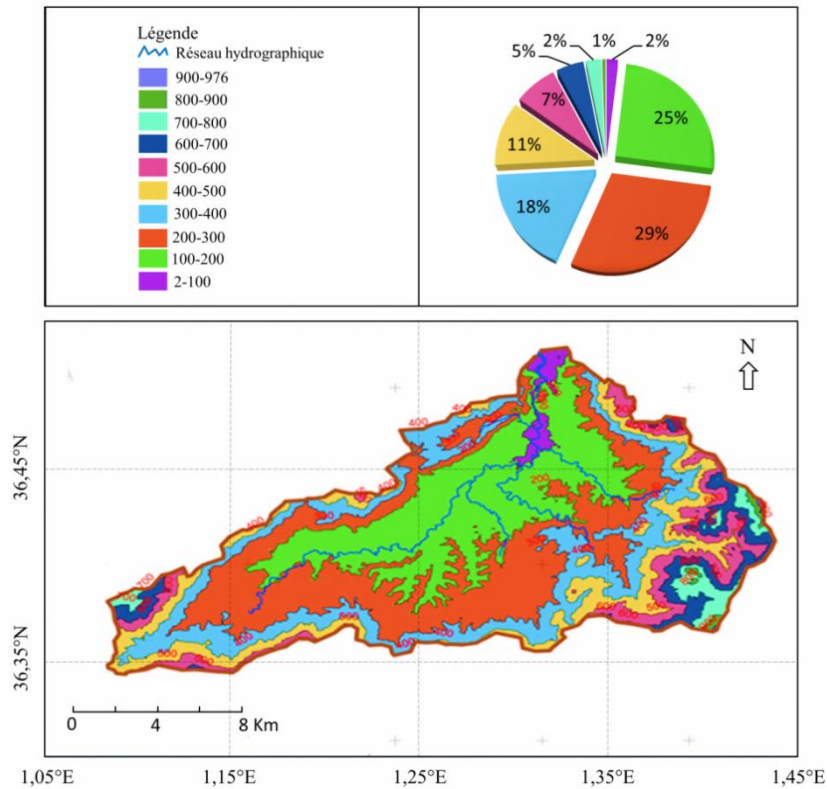
Figure II. 7: Bassin versant d'Oued Alalla en vue 3D.

### 1.2.2.1. Hypsométrie des Bassins

L'analyse hypsométrique traite la relation entre la superficie et l'altitude du bassin afin de comprendre l'influence des changements topographiques (relief) sur les facteurs hydro-climatologiques et géologique, donc la répartition du bassin versant suivant les tranches d'altitude du bassin est indispensable dans les études hydrologiques. La courbe hypsométrique décrit la distribution des altitudes sur une zone de terrain, qui a été utilisée pour évaluer l'état évolutif des formes de relief. Les SIG fournissent des outils avancés pour obtenir des informations hypsométriques et aident également à estimer les paramètres associés aux formes de relief. L'hypsométrie des bassins sont montrées dans les figures II. 8 et II. 9.



**Figure II. 8:** Carte hypsométrique du bassin d'Oued Rouina et répartition en classes d'altitude.



**Figure II. 9:** Carte hypsométrique de bassin d'Oued Allala et répartition en classes d'altitude. La répartition des surfaces élémentaires et leur cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciels ArcGIS 10.2 et Global mapper 17.1. Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux II.3 et II.4.

### 1.2.2.2. Altitudes caractéristiques

#### a) Altitudes minimale et maximale ( $H_{max} - H_{min}$ )

Elles sont obtenues à partir de cartes hypsométriques, l'altitude minimale représente le point le plus bas du bassin généralement à l'exutoire, généralement à l'exutoire tandis que l'altitude maximale considère le point le plus élevé. Les bassins de Alalla et Rouina sont moyennement accidentés, avec des altitudes qui varient entre 203 et 1 786 m pour le bassin de Rouina et varient entre 2 et 976 m pour le bassin de Allala. Elles sont maximales au sud et minimales au nord (figures II.8 et II.9).

#### b) Altitude moyenne du bassin versant

L'altitude moyenne représente le rapport entre la somme des produits des surfaces partielles par leur altitude moyenne correspondante et la surface totale (A). On peut calculer par la formule suivante :



$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{A_i \times H_i}{A} \dots \dots \dots (II.5)$$

Avec :

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes (m).

$a_i$ : Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (Km<sup>2</sup>).

$A$  : Surface du bassin en (Km<sup>2</sup>).

**c) Altitudes caractéristiques  $H_{50\%}$ ,  $H_{5\%}$ ,  $H_{95\%}$  :**

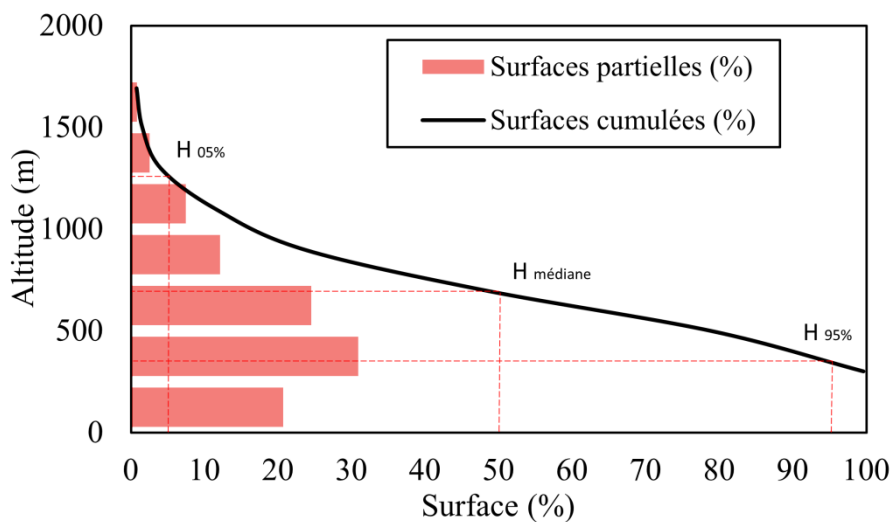
Les altitudes  $H_{50\%}$ ,  $H_{5\%}$ ,  $H_{95\%}$  sont les projections des points qui correspondent respectivement à 50%, 5% et 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique. La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec les logiciels ArcGIS et Global mapper, Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux II. 3 et II. 4 et les figures II. 10 et II. 11.

**Tableau II. 3:** Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du bassin de Rouina.

Altitude ( m)	Altitude Moyenne	Surface Partielle		Surface Cumulées		La Somme
		$A_i$ (km <sup>2</sup> )	$A_i$ (%)	$\sum A_i$ (km <sup>2</sup> )	$\sum A_i$ (%)	
$H_i - H_{i+1}$	$H_i$ (m)	$A_i$ (km <sup>2</sup> )	$A_i$ (%)	$\sum A_i$ (km <sup>2</sup> )	$\sum A_i$ (%)	$A_i * H_i$ (m. km <sup>2</sup> )
203-400	301.5	184.351	20.69	1.5147	20.69	456.6821
400-600	500	274.94	30.85	8.5536	51.54	4276.8
600-800	700	218.409	24.51	30.7395	76.06	21517.65
800-1000	900	107.707	12.08	97.119	88.14	87407.1
1000-1200	1100	66.446	7.45	205.0191	95.60	225521
1200-1400	1300	22.193	2.49	423.225	98.097	550192.5
1400-1600	1500	6.987	0.78	698.1876	98.88	1047281
1600-1786	1693	1.516	0.17	890.535	99.05	1494133
		$H_{\text{moy}} = \sum A_i * H_i / A_{\text{bv}}$			$H_{\text{moy}} =$	623

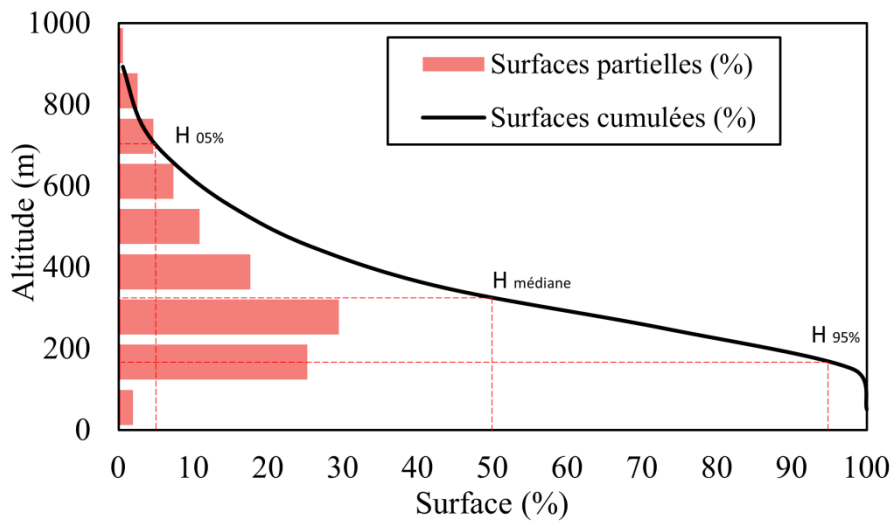
**Tableau II. 4:** Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du bassin de Allala.

Altitude ( m)	Altitude Moyenne	Surface Partielle		Surface Cumulées		Somme
		$A_i$ ( km <sup>2</sup> )	$A_i$ (%)	$\sum A_i$ ( km <sup>2</sup> )	$\sum A_i$ (%)	
$H_i - H_{i+1}$	$H_i$ ( m )	$A_i$ ( km <sup>2</sup> )	$A_i$ (%)	$\sum A_i$ ( km <sup>2</sup> )	$\sum A_i$ (%)	$\sum A_i * H_i$ ( m. km <sup>2</sup> )
2-100	51	5.822	1.89	5.822	1.89	296.922
100-200	150	77.642	25.23	83.46	27.12	11646.3
200-300	250	90.532	29.42	174	56.54	22633
300-400	350	54.22	17.61	228.2	74.15	18977
400-500	450	33.272	10.81	261.5	84.96	14972.4
500-600	550	22.457	7.3	283.9	92.26	12351.35
600-700	650	14.243	4.63	298.2	96.89	9257.95
700-800	750	7.846	2.55	306	99.44	5884.5
800-976	888	1.736	0.56	307.8	100	1541.568
					Total =	97560
		$H_{moy} = \sum A_i * H_i / A_{bv}$			$H_{moy} =$	716



**Figure II. 10:** Courbe hypsométrique et répartition des surfaces du bassin d'oued Rouina.





**Figure II. 11:** Courbe hypsométrique et répartition des surfaces du bassin d'oued Allala.

Donc: les altitudes récapitulatives pour les bassins sont présentées dans le tableau II.5.

**Tableau II. 5:** Altitudes caractéristiques des bassins d'Oued Rouina et Oued Allala

Bassin	H <sub>min</sub>	H <sub>moy</sub>	H <sub>max</sub>	H <sub>5%</sub>	H <sub>50%</sub>	H <sub>95%</sub>
<b>Rouina</b>	203	623	1786	1260	685	355
<b>Allala</b>	2	316	976	710	325	163

### 1.2.2.3. Indices de pente

Les classes de pente (Tableau II.6) sont déduites à partir d'un modèle numérique de terrain (figures II.12 et II.13).

**Tableau II. 6:** classifications des pentes des bassins versants.

Classe	Nature de pente
A	Faible 0 à 3 %
B	Modérée 3 à 12 %
C	Abrupte 12 à 20 %
D	Très abrupte 20 à 35
E	Extrême >35%

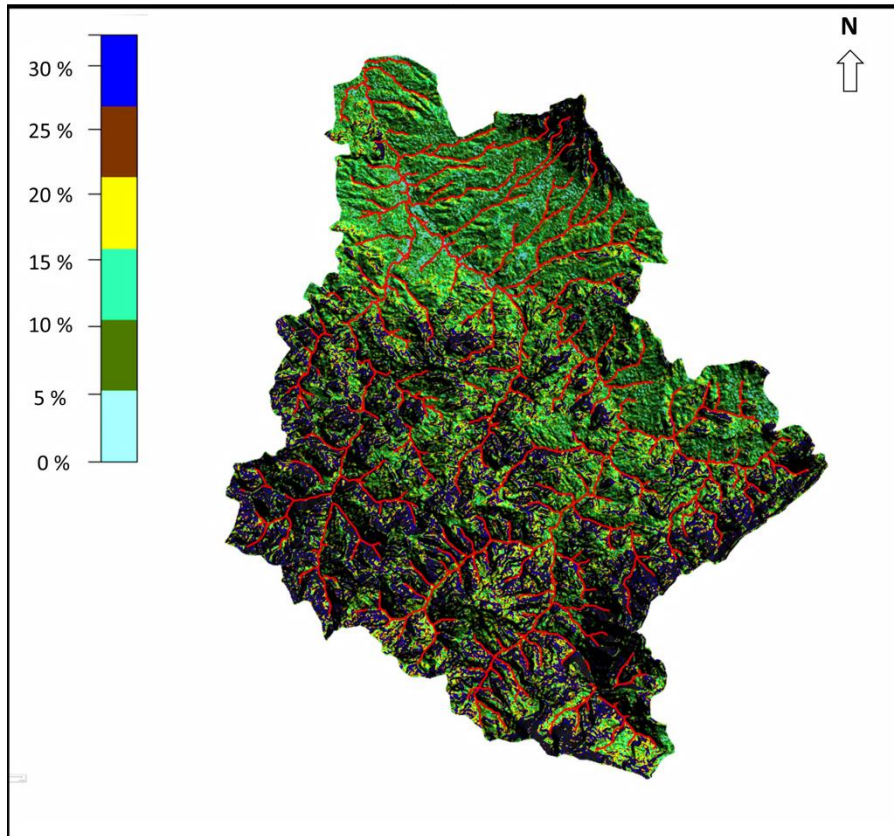


Figure II. 12: Carte des pentes du bassin d'Oued Rouina.

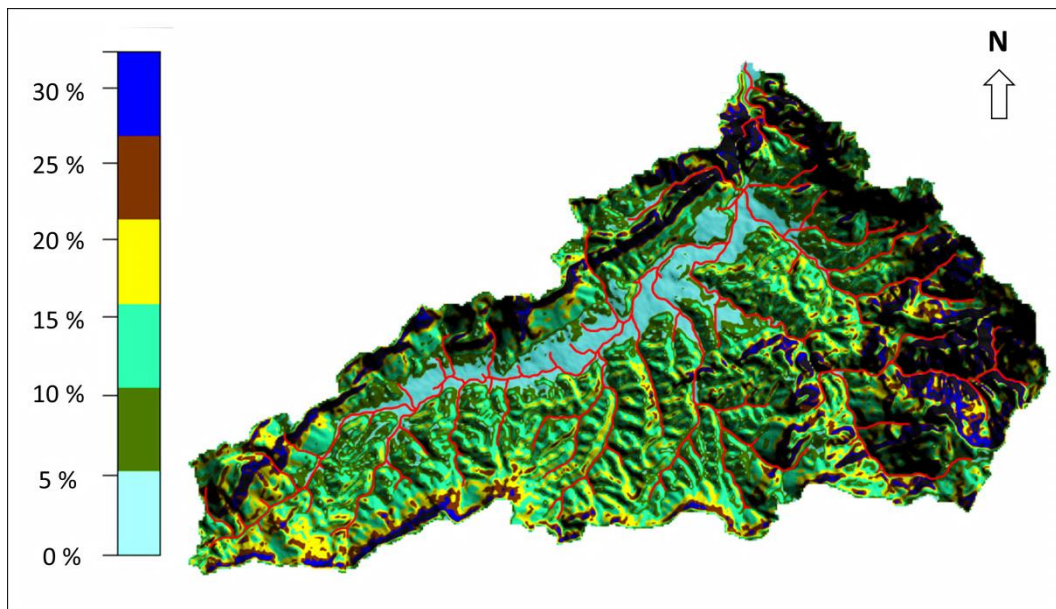


Figure II. 13: Carte des pentes du bassin d'Oued Allala.

À partir des figures II.12 et II.13 et le tableau II.6, on peut déduire que les pentes au niveau du bassin d'Oued Allala sont en majorité modérée varie entre 0 et 10%, ainsi que le bassin d'Oued Rouina caractérise par des pentes abruptes.

**a) Pente moyenne du talweg**

La pente moyenne du talweg détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc cette variable influence sur le débit observé à l'exutoire. La pente abrupte accélère l'écoulement de surface tandis qu'une pente douce donne à l'eau le temps de s'infiltrer dans le sol. La méthode la plus utilisée pour déterminer la pente moyenne du cours d'eau est de diviser la dénivelée entre les altitudes des points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau principale. Elle est donnée par la relation suivante:

$$I_t = \frac{H_{max} - H_{min}}{lp} \dots \dots \dots (II. 6)$$

Avec :

$H_{max}$  : Altitude maximale (m) ;

$H_{min}$  : Altitude minimale (m) ;

$lp$  : Longueur de talweg principale (km).

**b) Indice de pente de roche**

Partant d'un modèle de représentation du bassin par un rectangle équivalent, M. Roche a proposé un indice de pente  $I_p$  qui rend compte du facteur de pente sur le régime hydrologique. L'indice de pente  $I_p$  permet de déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^n \sqrt{(A_i \cdot H_i)} \dots \dots \dots (II. 7)$$

Avec :

$L_r$  : Longueur du rectangle équivalent (m) ;

$A_i$  : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$ .

**c) Indice de pente globale  $I_g$**

L'appréhension du relief peut être faite à l'aide d'un indice appelé l'indice de pente global  $I_g$ . L'indice ( $I_g$ ) représente la dénivelée ( $D$ ) entre les altitudes  $H_{5\%} - H_{95\%}$ , donc donne la pente moyenne d'une superficie de 90% du bassin. Ce dernier est calculé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots \dots \dots (II.8)$$

Avec :

$H_{5\%}$  : Altitude de fréquence correspondante au 5% de la surface totale (m) ;

$H_{95\%}$  : Altitude de fréquence correspondante au 95% de la surface totale (m) ;

$L_r$  : Longueur du rectangle équivalent (km).

Pour permettre une comparaison des bassins entre eux, on détermine l'indice de pente global qui sert de base à la classification proposée par l'ORSTOM avec :

**Tableau II. 7:** Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente globale

Classe	Relief	Valeur de $I_g$
1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Relief très fort	$0.1 < I_g$

**d) Dénivelée spécifique (Ds)**

L'indice ( $I_g$ ) diminue pour un même bassin quand la surface augmente, donc la comparaison entre des bassins de tailles différentes devient difficile. La dénivelée spécifique ( $D_s$ ) permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M. (tableau II.8) qui permet de définir les différents types de relief des bassins versants, quelles que soient leurs superficies. La dénivelée spécifique donne un concept général sur les reliefs du bassin, elle est calculée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \times \sqrt{A} = D \times \sqrt{\frac{I}{L_r}} \dots \dots \dots (II.9)$$

**Tableau II. 8:** Classification du relief à partir de dénivelée spécifique d’après l’ORSTOM.

Classe	Intervalle	Type du relief
R1	$D_s < 10$	Relief très faible.
R2	$10 < D_s < 25$	Relief faible.
R3	$25 < D_s < 50$	Relief assez faible.
R4	$50 < D_s < 100$	Relief modéré.
R5	$100 < D_s < 250$	Relief assez fort.
R6	$250 < D_s < 500$	Relief fort.
R7	$D_s > 500$	Relief très fort.

**O.R.S.T.O.M :** Ancien Office de la recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération et en 1998 Institut de recherche pour le développement (I.R.D.). Les indices de pente des bassins de Rouina et Allala sont présentés dans le tableau II. 9.

**Tableau II. 9:** Résultats de calculs des indices de pente des bassins de Rouina et Allala.

Paramètres	Symboles	Unités	Rouina	Allala
Pente moyenne du talweg	$I_t$	m/Km	0.0213	0.0284
Indice de pente de Roche	$I_p$	%	4.47	0.84
Indice de pente globale	$I_g$	m/Km	13.18	15.6
Dénivelée spécifique	$D_s$	m	393.41	273.33
Type de relief	/	/	Relief fort	Relief fort

Selon le tableau II.9 de classification de l’ORSTOM on peut conclure que :

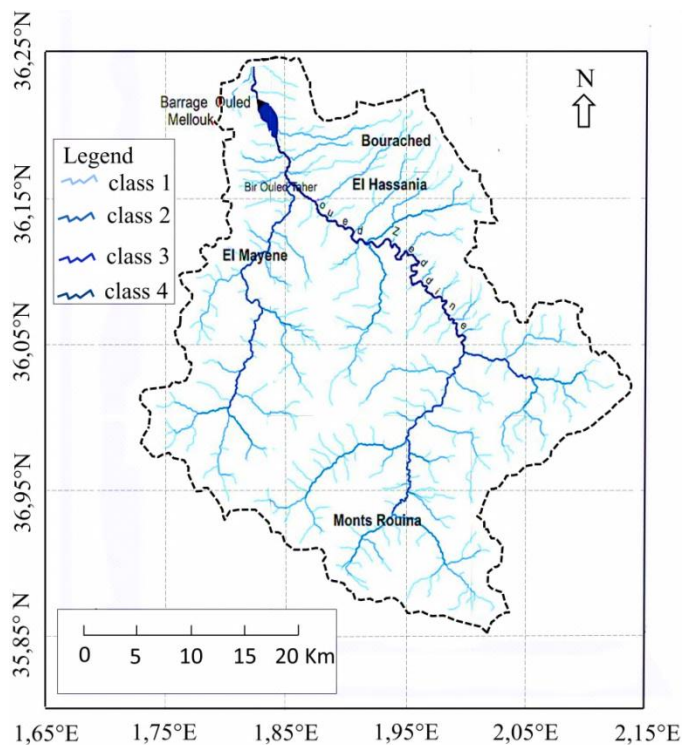
-Pour le Bassin de Oued Rouina  $I_g = 13.18$  est supérieure à 0,1 donc le relief est très fort.

-Pour le Bassin de Oued Allala  $I_g = 15.6$  est supérieure à 0,1 donc le relief est très fort.

### 1.2.3. Réseau hydrographiques

#### 1.2.3.1. Hiérarchisation du réseau

La ramification d'un cours d'eau est établie en utilisant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau selon son importance. D'après la classification de [Schumm Strahler \(1957\)](#). Le système d'ordre des cours d'eau de [Strahler \(1957\)](#) a été suivi en général en raison de sa simplicité où les plus petits cours d'eau du bout des doigts non ramifiée sont désignés comme cours d'eau d'ordre 1, la confluence de deux affluents d'ordre 1 donne un cours d'eau d'ordre 2, deux un cours d'eau d'ordre 2 se rejoignent pour former un cours d'eau d'ordre 3 et ainsi de suite. Lorsque deux cours d'eau d'ordre différent se rejoignent, l'ordre supérieur est maintenu. Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire. Les figures II. 14 et II. 15 montrent les cartes du réseau hydrographique pour les bassins d'Oued Rouina et d'Oued Allala.



**Figure II. 14:** Classification du réseau hydrographique du bassin d'Oued Rouina.

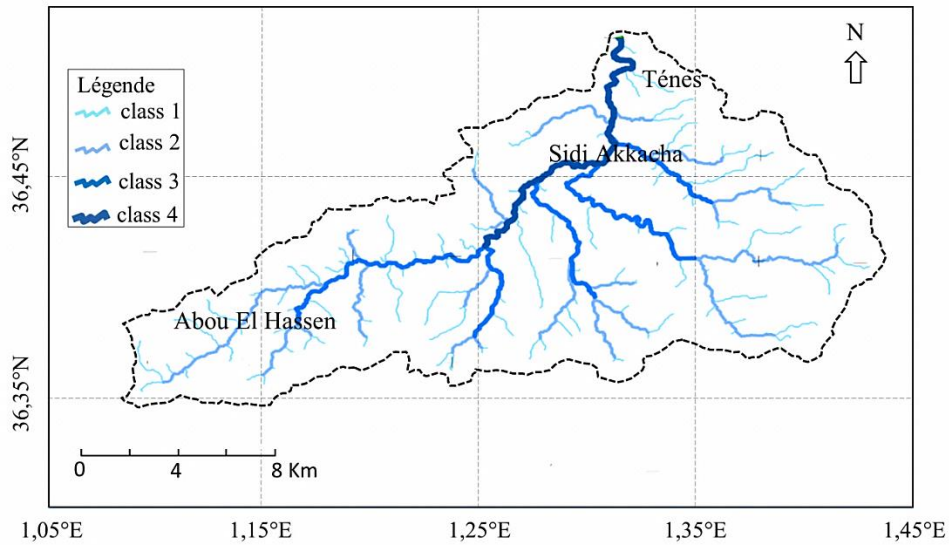


Figure II. 15: Classification réseau hydrographique du bassin d'Oued Allala.

### 1.2.3.2. Paramètres hydrographiques

#### a) Densité de drainage (Dd)

La densité de drainage est définie comme la longueur totale des cours d'eau par unité de surface, elle reflète la dynamique du bassin peut être utilisé comme meilleur indice disponible pour décrire la réponse du réseau hydrographique d'un bassin. La densité de drainage, utilisée pour la première fois par Horton (1945), a été largement utilisée dans les études hydrologiques. Comme Gray (1965) l'a noté «Le modèle et la disposition du cours d'eau déterminent l'efficacité du système de drainage du bassin. D'autres facteurs étant constants, le temps nécessaire pour que l'eau s'écoule sur une distance donnée est directement proportionnel à la longueur ». Chorley et Morgan (1962) ont conclu que le ruissellement maximal, qui peut reflète des précipitations de forte intensité, est un fonction de la densité du drainage. Elle est exprimée en Km/Km<sup>2</sup> et donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{A} \dots \dots \dots (II.10)$$

Avec :

Dd : Densité de drainage (Km/Km<sup>2</sup>).

$\sum_{i=1}^n l_i$  : Longueur totale de tous les thalwegs du bassin (Km).

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. (n=4)

A : Superficie du bassin en Km<sup>2</sup>.

**a) Coefficient de torrentialité ( $C_t$ )**

C'est un coefficient qui tient compte à la fois de la densité des cours d'eau élémentaires par la densité de drainage :

$$C_t = D_d \times F_1 \dots \dots \dots (II.11)$$

Avec :

$D_d$  : Densité de drainage en Km/Km<sup>2</sup>.

$F_1$  : Fréquence des cours d'eau élémentaires d'ordre 1 :  $F_1 = N_1/A$  (Km<sup>-2</sup>).

$N_1$  : Nombre de cours d'eau d'ordre 1.

**b) Rapport de confluence ( $R_C$ )**

L'expression est la suivante :

$$R_C = N_n/N_{(n+1)} \dots \dots \dots (II.12)$$

Avec :

$N_n$  : Nombre de cours d'eau d'ordre n.

**c) Rapport des longueurs ( $R_L$ )**

L'expression est la suivante :

$$R_L = L_{n=1}/L_n \dots \dots \dots (II.13)$$

Avec :

$L_n$  : Longueur des cours d'eau d'ordre n (km)



**Tableau II. 10:** Synthèse des caractéristiques morphologiques des bassins d’Allala et Rouina.

<b>Paramètre</b>	<b>Symbole</b>	<b>Unité</b>	<b>Rouina</b>	<b>Allala</b>
Superficie	A	Km <sup>2</sup>	891.64	307.70
Périmètre	P	Km	164.922	94.36
Indice de compacité	Kc	/	1.546	1.506
Coefficient d’allongement	Ca	/	6.19	3.78
Longueur de rectangle équivalent	Lr	Km	69.62	39.35
Largeur de rectangle équivalent	lr	Km	12.8	7.81
Longueurs des talwegs principale	Lp	Km	74.31	34.15
Pente moyenne de talwegs	lpm	m/m	0.0213	0.0284
Indice de pente de roche	lp	m/km	4.47	0.84
Indice de pente globale	lg	m/km	13.18	0.14
Dénivelé spécifique	Ds	/	393.59	273.79
Altitude moyenne	Hmoy	m	623	315
Altitude maximale	Hmax	m	1786	976
Altitude minimale	Hmin	m	203	2
Densité de drainage	Dd		3.62	5.57
Coefficient de torrentialité	$C_t$		0.31	0.595
Rapport de confluence	$R_C$	/	1.85	1.32
Rapport des longueurs	$R_L$	/	5.63	3.89
Relief			Assez forte	Assez forte

### 1.3. Géologie et lithologie

Cette partie a été inspirée directement à partir de la thèse de doctorat de professeur Remaoun. Les formations inférieures et supérieures du sol ont un rôle important dans le processus de l’écoulement. C’est le domaine des échanges spatial entre la surface du sol et le débit à

l'exutoire du bassin. En effet, la lithologie a une influence très importante sur l'infiltration, le ruissellement, le transport des sédiments et l'érosion. Les formations géologiques se différencient en formations consolidées (calcaires, grès, dolomies...) ou en formations meubles (marnes, argiles, sables). La nature des affleurements a un effet sur l'hydrologie de surface ainsi que sur le type du dépôt alluvionnaire. Également, la connaissance géologique du bassin s'avère importante afin de cerner l'influence des caractéristiques physiographiques. La géologie du substratum a une influence non uniquement sur l'écoulement souterrain, mais aussi sur l'écoulement de surface. Dans ce dernier cas, les caractéristiques géologiques principales à contempler sont la structure du substratum et la lithologie (nature de la roche mère). L'étude géologique dans le cadre d'un projet hydrologique a notamment pour objet de trouver la perméabilité du substratum. Celle-ci contribue sur la vitesse de montée de la crue, sur leur volume et sur le soutien apporté aux débits d'étiage par les nappes souterraines (Remaoun 2007).

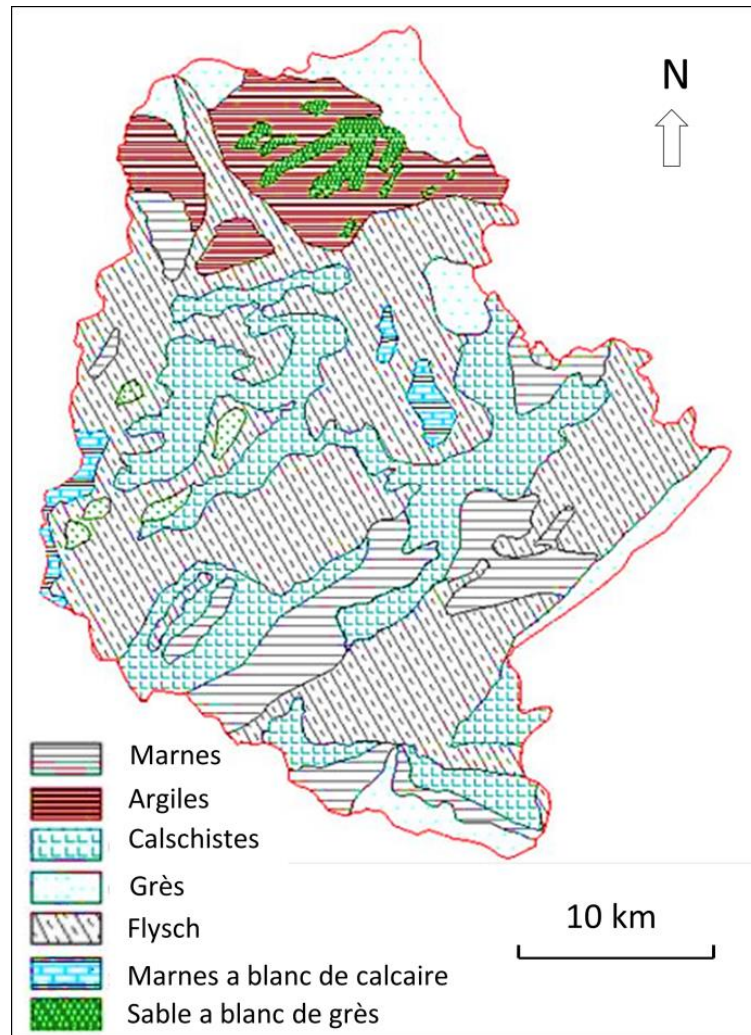
Un bassin avec un substratum imperméable présente des crues plus rapides et plus violentes qu'un bassin de substratum perméable, soumis à une même averse. Ce dernier retient l'eau plus aisément, et en période de sécheresse, un débit de base sera ainsi assuré plus longtemps (Musy 2003). Dans cette partie, nous allons exposer brièvement quelques caractères généraux sur la géologie et la lithologie des bassins de l'Oued Allala et l'Oued Rouina.

### 1.3.1. Bassin de l'Oued Rouina

Les différents terrains rencontrés s'étalent depuis le Jurassique inférieur jusqu'au Miocène, le substratum de cette série est formé d'un socle cristallophyllien que surmontent les formations schisto - gréseuses et volcanique du massif du Doui. Le socle cristallophyllien affleure très mal au sud du Doui, on ne reconnaît que des pegmatites qui intrudent un complexe métamorphique altéré.

La série volcanique du Doui caractérisée par des brèches volcaniques et des tufs auxquelles on associe des intrusions de rhyolithes est surmontée (Glaugeaud 1952), en concordance, de schistes violacés ou lie de vin parfois à intercalations métriques (jusqu'à 10 m), de grès quartzites roses et de conglomérats à ciment quartzeux. Socle, grès quartzitiques, séries volcaniques et schistes présentent des caractéristiques similaires, elles sont considérées comme des formations géologiques imperméables. Les parties superficielles altérées présentent une bonne perméabilité. Diaclases et failles qui affectent ces terrains seront rapidement obstruées par les produits d'altération et ne permettent pas aux eaux de s'infiltrer.

Le Jurassique est représenté par des calcaires compacts cristallins gris bleu surmontés de 2 à 3 m de calcaire détritique à galets de roches éruptives puis d'une trentaine de mètres de schistes. Le sommet de cette série qui appartient au Jurassique supérieur contient des calcaires à débris d'ammonites. Les terrains jurassiques présentent, sous l'angle hydrologique, un intérêt particulier. En effet, les calcaires très fissurés et fortement crevassés constituent de véritables réservoirs qui emmagasinent la majeure partie des précipitations (pluie et neige).



**Figure II. 16:** Schéma lithologique du bassin d'Oued Rouina (Mattaeur, 1958).

### 1.3.2. Bassin de l'Oued Allala

Le bassin de l'Oued Allala comporte un massif montagneux bien boisé et une région dénudée formée de collines argileuses du Miocène. Seuls les terrains sénoniens, éocènes et post néogènes affleurent.

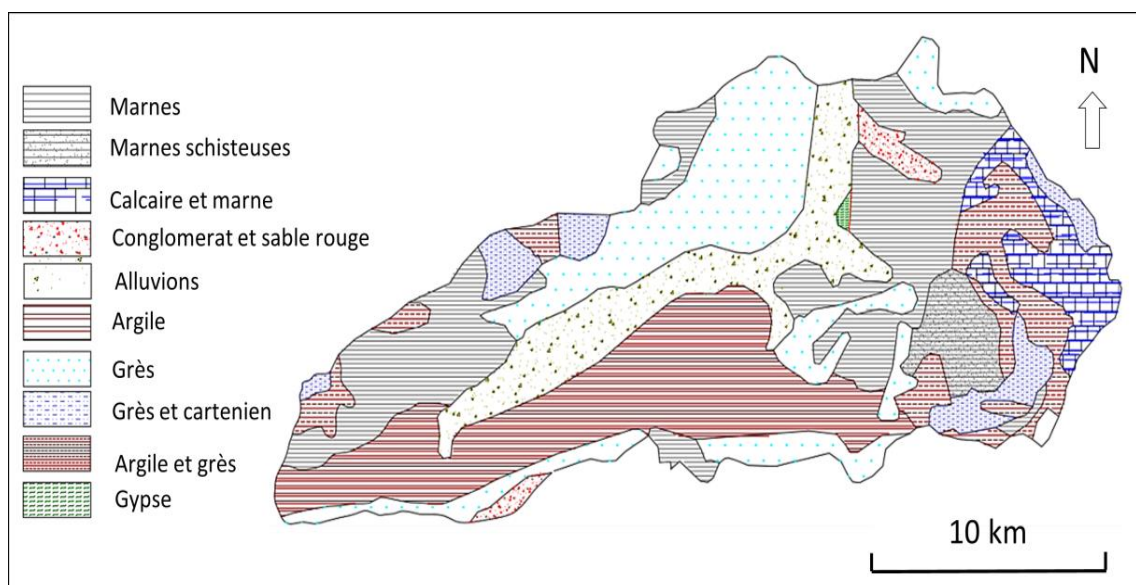
- Le Sénonien affleure sur le flanc de Djebel Regoun où il est représenté par des marnes bleuâtres et noirâtres, schisteuses avec des filants de calcite. La partie supérieure est

constituée d'une alternance marno-calcaire dont la coloration plus claire tranche avec celles des assises marneuses inférieures.

- L'Eocène est quartzitique et argileux. Ceux sont des argiles feuilletées violacées entrecoupées de lits de grès quariteux principalement pour les parties sommitales, ils constituent toutes les dépressions de la zone montagneuse avec une épaisseur atteignant jusqu'à 120 m dans le massif d'Oued Abdellah.

Le Cartenien représenté par des grès et des poudings dans lesquels s'intercalent dans la partie supérieure des marnes gréseuses qui passent graduellement aux marnes dures bleuâtres à cassure conchoïdale parfois schisteuses que l'on rencontre surtout sur les pentes nord de la vallée de l'Oued Allala. L'Helvétien est argileux, il forme les collines nues de la zone avec une épaisseur plus de 200 mètres. Le Sahélien correspond à des marnes argileuses bleues qui forment une petite bande dans l'angle sud-est de la feuille. Le Miocène supérieur qui est représenté par des marnes à silex correspond aux escarpements de Chareb Er Rih et ne se différencie de l'assise suivante que par la présence de silex.

Le Quaternaire peu développé sur les 02 rives de l'oued Allala est représenté par des alluvions anciennes qui correspondent au niveau inférieur, des terrasses caillouteuses élevées de 10 à 20 mètres au-dessus des vallées et des alluvions récentes caractéristiques des dépôts limoneux des vallées.



**Figure II. 17:** Schéma lithologique du bassin d'Oued Allala (Mattaeur, 1958).

## Chapitre II : Matériels et méthodes

À la base des études lithologiques faites sur les bassins de l'Oued Rouina et Oued Allala, on a établi un tableau qui récapitule les différentes formations ainsi que leurs superficies et leurs aptitudes de perméabilité (Aissat, 2006).

**Tableau II. 11:** Répartition de différentes formations géologiques du B.V d'Oued Rouina et d'Oued Allalla.

Bassin	Rouina		Allala		Perméabilité
	Superficie (km <sup>2</sup> )	Superficie (km <sup>2</sup> )	Superficie (km <sup>2</sup> )	Superficie (%)	
Alluvions	-----	-----	30.97	10.44	Moyenne
Marnes	75.82	8.69	61.98	20.84	Nulle
Cong et sable rouge	-----	-----	4.12	1.39	Moyenne
Gypse	-----	-----	0.44	0.15	Forte
Grés	60.03	6.88	46.78	15.77	Moyenne
Calcaire	-----	-----	38.71	13.05	Forte
Argiles	89.1	9.18	72.3	24.37	Nulle
Grés du cartenien	-----	-----	12.402	4.18	Moyenne
Flysch	418.8	48	-----	-----	Nulle
Calschiste	111.95	12.83	-----	-----	Nulle
Marne à banc de calcaire	87.257	10	-----	-----	Nulle
Sable à banc de grés	36.9	4.23	-----	-----	Moyenne
Argile et grés	-----	-----	20.65	6.96	Faible
Marne schisteuse	-----	-----	8.24	2.72	Nulle
Calschiste et marnes	-----	-----	-----	-----	Nulle
limons	-----	-----	-----	-----	Nulle

On constate donc que la grande partie du bassin de l'Oued Rouina présente des caractéristiques lithologiques à dominante imperméable (88.7 %), seuls les terrains sableux à banc de grés présentent une moyenne perméabilité, mais ils ne représentent que 11.1 %. Concernant le bassin de l'Oued Allala, aussi la partie majeure du bassin est formée par des terrains dont la nature lithologique suggère un comportement plutôt favorable au

ruissellement et à la formation des crues rapides en aval du bassin. Ces formations sont globalement marneuses et argileuses et occupent plus de 93 % de la superficie du bassin versant. Seuls les terrains calcaires présentent une forte perméabilité, ils ne représentent que 13.05 % de la superficie totale du bassin versant.

### 1.4. Présentation des données

Les données pluviométriques et hydrométriques proviennent de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Dans ces séries de données ; il a été tenté d'identifier des stations de mesures répondant aux conditions suivantes :

1. La taille de l'échantillon. Les stations pluviométriques et hydrométriques sont sélectionnées en fonction de la disponibilité de longues séries d'enregistrement, en raison que, plus les données sont longues, plus les résultats du modèle hydraulique et statique sont précises.
2. La qualité des données. Les stations ayant le moins de lacunes (moins de deux années consécutives) ont été choisies dans cette étude.

Quatre stations ont été retenues dont les longueurs d'enregistrement varient entre 30 et 34 ans et deux stations hydrométriques ont été incluses dans le travail où les longueurs d'enregistrement sont 23 et 44 ans.



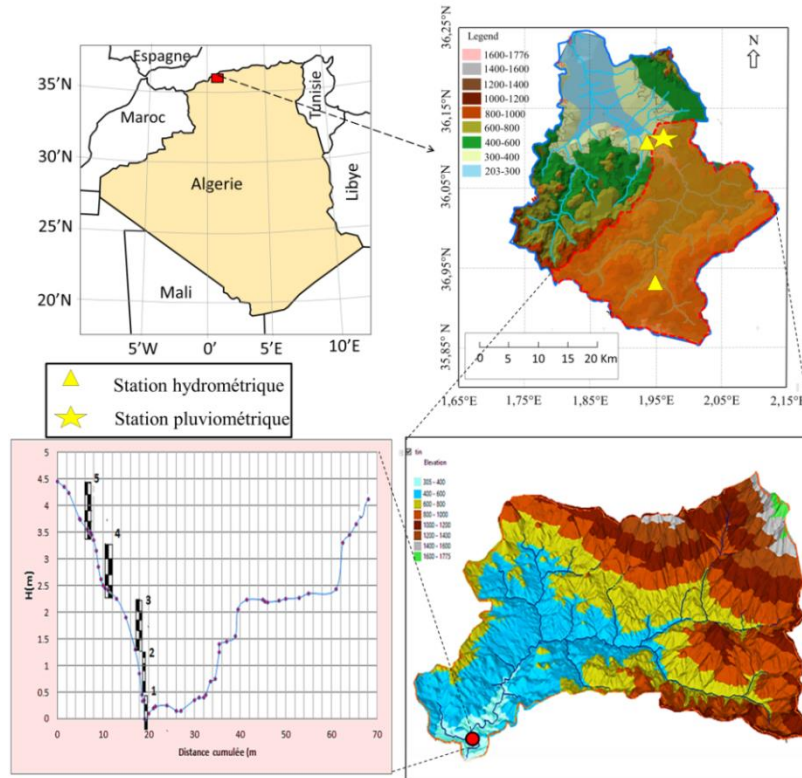


Figure II. 18: Localisation des stations pluviométriques et hydrométriques au bassin de Rouina.

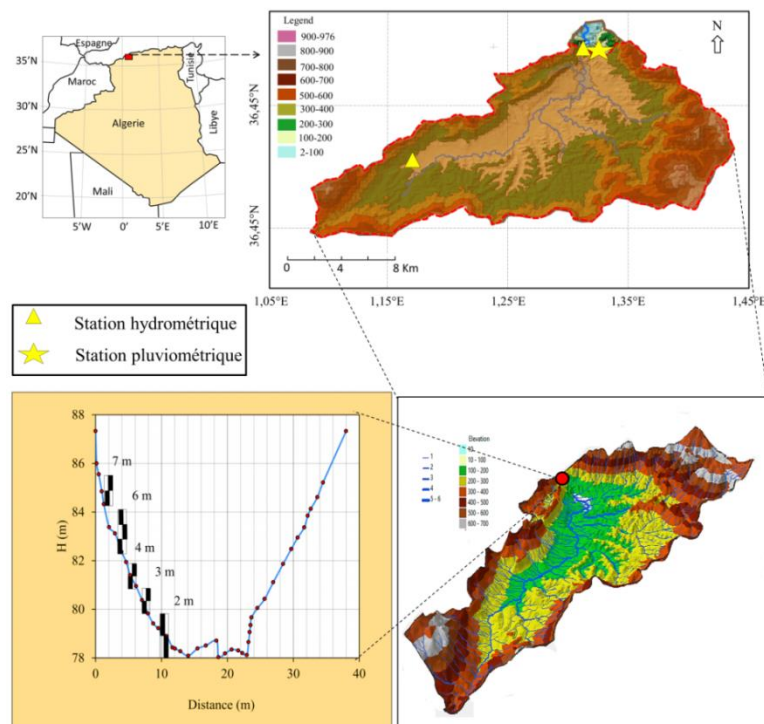


Figure II. 19: Localisation des stations pluviométriques et hydrométriques au bassin de Allala.

## Chapitre II : Matériels et méthodes

Les tableaux ci-dessous présentent respectivement les caractéristiques des stations pluviométriques ainsi que les stations hydrométriques utilisées dans notre étude :

**Tableau II. 12:** Caractéristiques des stations pluviométriques.

Bassin	station	Code	X(km)	Y(km)	Z (m)
Rouina	Touaibia	11901	430850	313350	350
	Toutia El Hassania	11903	429950	294450	850
Allala	Abou El Hassen	20201	366231	347.763	458
	Sidi Akkacha	20207	376.727	355.59	86

**Tableau II. 13:** Les caractéristiques des stations hydrométriques de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha.

Station hydrométrique	Bir Ouled Tahar	Sidi Akkacha
<b>Rivière</b>	Oued Zédine	Oued Allala
<b>Producteur</b>	ANRH	ANRH
<b>Bassin</b>	Oued Zeddine	Oued Allala
<b>Superficie bassin-versant (km<sup>2</sup>)</b>	426.72	296.34
<b>Coordonnées géographique (x, y)</b>	(430850, 313500)	(376727, 355590)
<b>Mise en service</b>	1990	1972
<b>Type de station</b>	station à une échelle	station à une échelle
<b>Altitude (m)</b>	303.4 m	86.3
<b>Débit max enregistrée (m<sup>3</sup>/s)</b>	191	339
<b>Hauteur maximale (m)</b>	4.1 m	7.1
<b>Equipement limnimétrique</b>	4 échelles	6 échelles



## 2. Gestion dynamique des courbes de tarage

### 2.1. Variabilité des courbes hauteur-débit

#### 2.1.1. Courbe de tarage moyenne (CM)

Les équations de Navier – Stokes sont la base théorique acceptée pour toute la mécanique des fluides (Darrigol, 2002), dont le débit d'eau dans les canaux ouverts est un cas particulier. Cet ensemble d'équations est de peu d'utilité pratique lorsqu'il est appliqué directement aux problèmes d'écoulement à surface libre, mais peut être simplifié dans les équations de Saint-Venant (1871). Ces derniers sont largement utilisés dans les problèmes de modélisation hydraulique et donnent des résultats acceptables en tout sauf pour les conditions extrêmes. La quantité de données de qui est nécessaire dans le calcul du débit est l'un des facteurs limitants lors de l'utilisation d'une approche physique telle que les équations de Saint-Venant, même sous leurs formes simplifiées. En raison de ces limitations, la courbe de tarage est presque toujours donnée comme une équation empirique. L'une des équations les plus couramment utilisées (ISO, 1998; Rantz, 1982) est :

$$Q = a (h-b)^c \dots \dots \dots (II. 14)$$

Dans laquelle Q est le débit, h la hauteur d'eau, a est un coefficient, b la hauteur d'eau correspond au débit nul, et c est un exposant correspond à la forme du contrôle hydraulique, c'est que l'on peut estimer à partir des données de jaugeage (C = 5/3 pour le Manning Strickler, c = 1,5 pour le déversoir rectangulaire et c = 5/2 pour le déversoir triangulaire) (Morlot et al., 2014).

#### 2.1.2. Critique du nuage 0 de jaugeages

Dans ce chapitre le "nuage 0" est défini comme l'ensemble des jaugeages disponibles pour une station hydrométrique. Le nuage 0 représente à lui seul tout le champ des possibles de la relation hauteur-débit pour le même référentiel. Cela nécessite de vérifier et confirmer que le contrôle hydraulique (section de mesure) et la position de l'échelle limnimétrique de référence n'ont pas été changés.

#### 2.1.3. Stabilité des courbes de tarage

Les relations hauteur-débit sont généralement sujettes à des fluctuations aléatoires qui se traduisent par changements de la courbe de tarage (Horner et al. 2014). Ces changements indiquent que les relations hauteur-débit ne sont pas stables, mais varient dans le temps, soit progressivement ou brusquement, à cause des changements dans les caractéristiques physiques du contrôle hydraulique au niveau de la section de jaugeage (Rojas et al 2020). Les

fluctuations dans les relations hauteur-débit résultent de la force dynamique de mouvement de l'eau. La principale cause des changements dans les contrôles hydrauliques naturelle est la vitesse élevée associée au débit élevé durant les crues. Alors que les sections avec un affleurement de corniche rocheuse seront non affectées par les vitesses élevées, les sections avec des volants de rocher, de gravier et de banc de sable sont susceptibles d'être affectées (Morlot et al. 2014).

Les mesures périodiques obtenues par la mesure (jaugeage) nous permettent de décider si la courbe de tarage active est toujours applicable. Lorsque la géométrie de contrôle hydraulique est changée à cause de la sédimentation/érosion de lit, développement/élimination de la végétation ou l'accumulation de débris, il est nécessaire d'ajuster la courbe de tarage active pour correspondre au nouveau jaugeage. Ensuite, chaque nuage 0 pourra être comparé à la courbe moyenne (CM) pour détecter les changements morphologiques au niveau de la section de jaugeage dans la rivière considérée (des détarages).

### a) Variable ( $\Delta Q\%$ )

Selon Marlot et al. (2014), la définition de la variable  $\Delta Q\%$  (l'écart en % de débit) permet de intégrer la notion de stabilité de la courbe de tarage gouvernée par le contrôle hydraulique des stations hydrométriques.

$$\Delta Q\% = \frac{(Q_i(h_i) - Q_{CM})}{Q_{CM(h_i)}} \text{ pour } i = 1; \dots, N; \dots \dots \dots (II. 15)$$

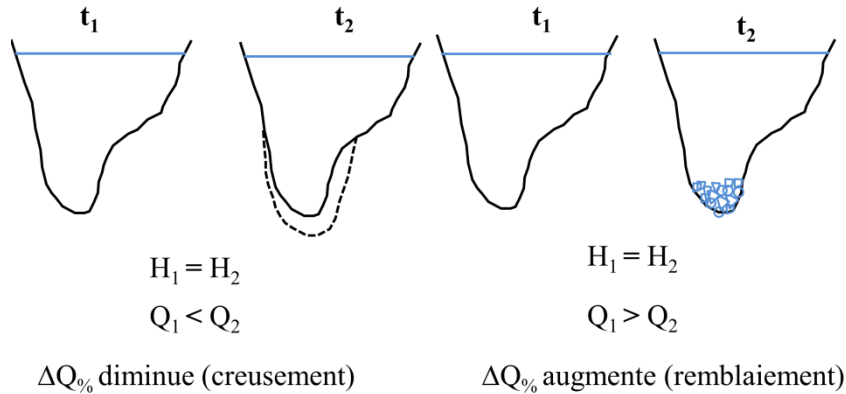
Avec N désigne le nombre de jaugeages de la station hydrométrique ( $h_i$ ;  $Q_i$ ) est le couple hauteur-débit du jaugeage i et  $Q_{CM}(h_i)$  est le débit de la courbe moyenne correspondant à  $h_i$ .  $\Delta Q\%$  en % représente l'écart relatif des jaugeages (nuage 0) à la courbe (CM).

On définit deux notions associées au  $\Delta Q\%$  :

- 1- La dérive de la courbe hauteur-débit est la pente de la droite de régression de la fonction  $\Delta Q\% = f(t)$ .
- 2- La variabilité de la courbe hauteur-débit correspond à l'écart-type des résidus à la droite de régression de  $\Delta Q\%$  en fonction du temps.

La dérive et la variabilité de variable  $\Delta Q\%$  définissent de façon directe la stabilité du contrôle hydraulique de la station considérée, les trois cas possibles y sont représentés dans la figure II.20. À partir de la courbe moyenne (CM), pour une même hauteur d'eau à l'échelle, une augmentation de débit est certainement synonyme d'un creusement dans la section. Au contraire, une diminution de débit est forcément synonyme de remblaiement si la hauteur

d'eau est fixe. La figure II.20 montre ces concepts de façon pédagogique.



**Figure II. 20:** La Hauteur  $h$  est fixe à l'échelle, si le débit a augmenté (gauche) avec le temps donc il y a un creusement au niveau de contrôle hydraulique, et remblaiement si le débit a diminué (droite).

**b) Variable d'entrée  $\alpha$**

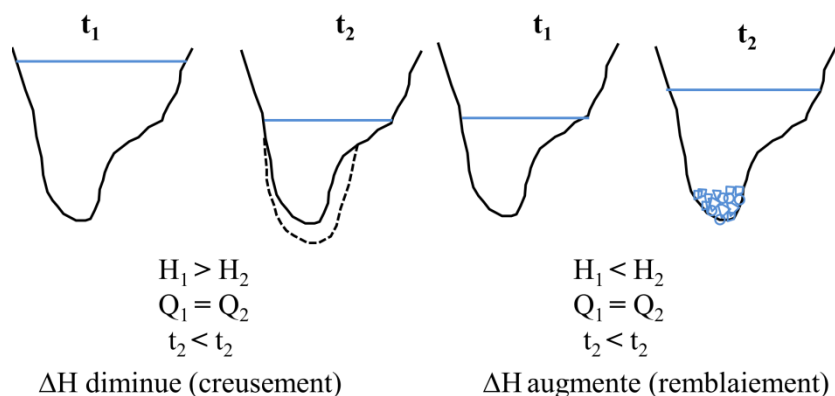
Chaque jaugeage du nuage 0 pourra être comparé à la courbe CM pour de déterminer les détarages dans la relation hauteur-débit. Pour chaque couple de jaugeage  $(h_i, Q_i)$ , on estime l'écart  $\alpha$  entre la hauteur  $h_i$  et  $h_{CM}$  correspond à la courbe de tarage moyenne CM qui définit par le modèle puissance  $h_{CM} = f(Q_{CM})$ .

La variable  $\alpha$  est définie par l'équation suivante :

$$\alpha = h_i - h_{CM}(Q_i) \text{ pour } i = 1; \dots; N; \dots \dots \dots (II. 16)$$

Avec  $N$  est le nombre des couples de jaugeages  $(h_i; Q_i)$   $h_i$  est la hauteur d'eau mesurée du jaugeage  $i$ , et  $h_{CM}(Q_i)$  est la hauteur d'eau de la courbe CM correspondante à  $Q_i$ .

Le variable  $\alpha$  est la plus représentative des changements morphologiques du contrôle hydraulique dû aux processus naturels tels que la sédimentation ou l'érosion des stations de jaugeages. Cette variable admet d'approcher la réalité physique du lit des cours d'eau : l'exhaussement ou l'incision (figure II.21). Le variable  $\alpha$  (m) permet de définir un remblaiement ou un creusement au niveau du contrôle hydraulique. La tendance décroissante de la variable  $\alpha$  est représentative d'un creusement. Au contraire, une tendance croissante sera synonyme d'un creusement du contrôle hydraulique (figure II.21).



**Figure II. 21:** Le débit  $Q$  fixe, il y a sûrement eu remblaiement si la hauteur d'eau  $h$  a augmenté (droite), et creusement si la hauteur  $h$  a diminué (gauche) dans le temps.

## 2.2. Segmentation des jaugeages en populations hydrauliquement homogènes

Une manifestation possible de la non-stationnarité dans les séries chronologiques est l'existence d'une certaine modification de leurs paramètres statistiques, et surtout un changement brutal de la moyenne. Les séries avec un tel changement peuvent présenter une forte persistance temporelle, avec des valeurs élevées de Coefficient de Hurst, mais conviennent mal à tout modèle d'autocorrélation. Certains tests classiques (Pettitt, 1979; Buishand, 1982) aident à localiser un point de changement éventuel de la moyenne pour que la série d'origine non stationnaire puisse être divisée en deux séries homogènes. La procédure bayésienne définie par Lee et Heghinian (1977) suppose l'existence a priori d'un changement de la moyenne quelque part dans la série, elle donne à chaque pas de temps une probabilité a posteriori de changement de moyenne. Cependant, ces procédures de segmentation classiques permettent de chercher une seule rupture dans la série hydrologique, pour aller plus loin et explorer de multiples ruptures, la procédure de segmentation de Hubert et al. (1989) a été développé avec un algorithme capable de détecter de multiples ruptures dans les séries.

Le contrôle hydraulique d'une station hydrométrique est exposé aux phénomènes naturels tels que la sédimentation, l'érosion et le développement d'herbiers saisonnier, par conséquent la courbe hauteur-débit change quelquefois de façon brutale. Ainsi, non seulement la courbe hauteur-débit doit être retracée en utilisant des jaugeages hydrauliquement homogènes après le changement du contrôle hydraulique, la détection des tendances et des changements dans

les nuages de jaugeage observés sont des thèmes importants en hydrométrie, notamment pour les contrôles hydrauliques de faible stabilité.

Les procédures de segmentation permettent de découper les échantillons de données en population hydrauliquement homogènes afin de détecter des ruptures dans les séries correspondant à des événements (crues, glissements de terrains...etc) ayant affecté le contrôle de la station hydrométrique. Les ruptures détectées peuvent être justifiées physiquement par la consultation du dossier qui retrace l'historique de la station afin d'identifier ces types d'événements. Les procédures de segmentation de Lee et Heghinian et celle d'Hubert seront appliquées dans notre travail. Les procédures d'Hubert et al. (1989) possède l'avantage de localiser de multiples ruptures dans les séries afin de segmenter la série d'origine (initial) en plusieurs séries homogènes (stationnaires).

**2.2.1. Procédure de Lee et Heghinian (1977)**

Il s'agit d'une procédure de type bayésienne basée sur l'hypothèse d'une seule rupture dans la série chronologique. Les variables sont supposées en indépendance préalable et uniformément distribuées, ce modèle nécessite une prise en compte des caractéristiques suivantes de la série chronologique, la position de l'événement de la rupture dans le temps  $\tau_s$  ( $1 \leq \tau_s \leq N - 1$ ), l'amplitude du changement dans la moyenne  $\delta$ , la moyenne de la série initial  $\mu$ , le composant résiduel  $\varepsilon_i$  d'une distribution normale, de moyenne égale zéro et de variance  $\sigma^2$ . L'absence de rupture dans la série hydrologique constitue l'hypothèse nulle, la procédure repose sur le modèle mathématique suivant :

$$x_i = \mu + \varepsilon_i \quad \text{pour } i = 1, 2, \dots, \tau_s \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots ( \text{ II. 17} )$$

$$x_i = \mu + \varepsilon_i + \delta \quad \text{pour } i = \tau_s + 1, \dots, N \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots ( \text{ II. 18} )$$

Considérant que la densité de probabilité a priori de  $\tau_s$  est uniforme, sa probabilité a posteriori sera donc :

$$P \left( \frac{\tau_s}{x} \right) = \left( \frac{N}{\tau_s(N-\tau_s)} \right)^{1/2} (R(\tau_s))^{-(N-2)/2} \text{ pour } (1 \leq \tau_s \leq N - 1) \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots ( \text{ II. 19} )$$

$$R(\tau_s) = \frac{\sum_{i=1}^{\tau_s} (x_i + \bar{x}_{\tau_s})^2 + \sum_{i=\tau_s+1}^N (x_i + \bar{x}_{N-\tau_s})^2}{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x}_N)^2} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots ( \text{ II. 20} )$$

Avec :  $\bar{x}_N = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$  (moyenne de données brutes) ;  $\bar{x}_{\tau_s} = \frac{1}{\tau_s} \sum_{i=1}^{\tau_s} x_i$  (moyenne avant la date de la rupture) ;  $\bar{x}_{N-\tau_s} = \frac{1}{N-\tau_s} \sum_{i=\tau_s+1}^N x_i$  (Moyenne après la date de la rupture).

**2.2.2. Procédure de segmentation de Hubert et al. (1989)**

La procédure de segmentation a été appliquée pour la première fois (Hubert et al., 1989) aux 33 séries hydrométéorologiques dans l’ouest-africaine (Sénégal et Niger). La procédure de Hubert et al. (1989) consiste à "diviser" la série d’origine en m segments ( $m > 1$ ) de telle façon que la moyenne calculée pour tout segment soit totalement différents de la moyenne du segment voisin. Une telle méthode est donc convenable à la détection de multiples changements de moyenne (Marlot et al., 2014).

La segmentation est définie comme suivante :

Les séries  $x_i, i = i_1, i_2$  et  $i_1 \leq i_2$  et  $i_1 \leq N$  est un segment de la série initiale  $x_i$  ou  $i = 1, \dots, N$ . Toute division de la série initiale  $x_i$  en m segments est une segmentation d’ordre m de cette série, à partir d’une segmentation particulière d’ordre m pratiquée sur la série initiale, on définit :

- $i_k, k = 1, 2, \dots, m$  le rang dans la série initiale de l’extrémité finale du ( $k^{eme}$ ) segment
- $n_k = i_k - i_{k-1}$ , la longueur du ( $k^{eme}$ ) segment.
- $\bar{x}_k$  est la moyenne du ( $k^{eme}$ ) segment,  $\bar{x}_k = \frac{1}{n_k} \sum_{i=i_{k-1}+1}^{i_k} x_i \dots \dots \dots (II. 21)$
- $D_m$  l’écart quadratique entre la série et la segmentation d’ordre (m) définit comme suit :

$$D_m = \sum_{k=1}^m d_k \text{ ou } d_k = \sum_{i=i_{k-1}+1}^{i_k} (x_i - \bar{x}_k)^2 \dots \dots \dots (II. 22)$$

La segmentation retenue au terme de la mise en œuvre de la procédure est obligatoire, tel que l’écart  $D_m$  soit minimum pour une segmentation donnée d’ordre m. Bien que cette condition soit importante, mais non suffisante pour déterminer la segmentation optimale. Il faut lui joindre la contrainte suivante selon laquelle les espérances de deux segments voisins doivent être différentes :  $E(\bar{x}_k) \neq E(\bar{x}_{k+1}), k = 1, 2, \dots, m$ , et  $x_k$  est la variable représentative du ( $k^{eme}$ ).

D’après Hubert et al., (1989), cette procédure peut être considérée comme un test de stationnarité, si l’application de cette procédure ne produit pas segmentation acceptable d’ordre égal ou supérieur à 2, l’hypothèse nulle est acceptée.

### 2.2.3. Courbes de tarage zéros (CT0)

La procédure de segmentation de [Hubert et al. \(1989\)](#) a été retenue dans le cas de Bir Ouled Tahar et celle de Sidi Akkacha, divisant (découpant) le nuage 0 de jaugeages des stations de Bir Ouled Tahar et de Sidi Akkacha en populations hydrauliquement homogène. Une loi puissance monosegment (II.14) est ajustée pour chacune des populations homogènes. La courbe de tarage zéro représente une référence fixe dans chacune des populations détectées par la procédure de [Hubert et al. \(1989\)](#), au même titre que la courbe (CM) le fait pour le nuage 0 de la station hydrométrique.

## 3. Analyse bayésienne des courbes de tarage

Au cours des dernières décennies, les hydrologues ont fait un effort concerté pour l'incertitude des données hydrologiques. Leurs conclusions montrent que le fait d'ignorer l'incertitude des données peut entraîner des erreurs dans les prévisions hydrologiques et la gestion des ressources en eau. Inversement, la prise en compte de l'incertitude des données dans la gestion de l'eau a conduit à une baisse des coûts et à de meilleures décisions ([McMillan et al., 2017](#)). Ces dernières années, l'analyse par l'inférence bayésienne et les simulations Monte-Carlo par chaînes de Markov (MCMC) a apporté une nouvelle dimension au problème de l'analyse de l'incertitude des courbes de tarage ([Moyeed and Clarke 2005](#) ; [Petersen-Øverleir et al., 2009](#); [McMillan et al., 2010](#)), permettant d'estimer les différentes sources d'incertitudes associées au débit mesuré et d'améliorer la précision des prévisions des modèles hydrologiques et hydrauliques ([Zeroual et al. 2016](#); [Sikorska et Renard 2017](#)). Dans le cadre bayésien, [Le Coz et al. \(2014\)](#) ont développé une méthode pour analyser l'incertitude des courbes de tarage stationnaires, c'est-à-dire sous hypothèse de stabilité de la relation hauteur-débit sur la période considérée. Elle est une généralisation de la méthode hydraulique proposée par [Lang et al \(2010\)](#). La représentation statistique des incertitudes étant précisée et évaluée par inférence bayésienne et l'échantillonnage MCMC. Nous exposons dans ce qui suit les principes de cette méthode (BAYesian RATINg curve analysis). Le principe de la méthode a été aussi inspiré dans l'article de ([Le Coz et al. 2014](#)).

## 3.1. Incertitudes des courbes de tarage sous BaRatin

### 3.1.1. Principe de la méthode BaRatin

Au cours de la dernière décennie, [Le Coz et al. \(2014\)](#) ont développé la méthode BaRatin, qui a trouvé des nouvelles solutions au problème d'incertitude associée à la relation hauteur-débit.

Elle permet d’analyser les courbes hauteur-débit stables des stations hydrométriques, c’est-à-dire sous hypothèse d’univocité sur la période considérée (pas de détamage dans la relation de la courbe de tarage moyenne), et de leurs incertitudes (Le Coz et al., 2014). Le BaRatin base sur le théorème de Bayes, qui calcule la probabilité d’une cause en connaissant la conséquence. La formule de Bayes exprime des probabilités conditionnelles. En l’appliquant pour un paramètre  $\theta$  et pour des données  $y$ , la formule de Bayes s’écrit comme suit (Riou França, 2009) :

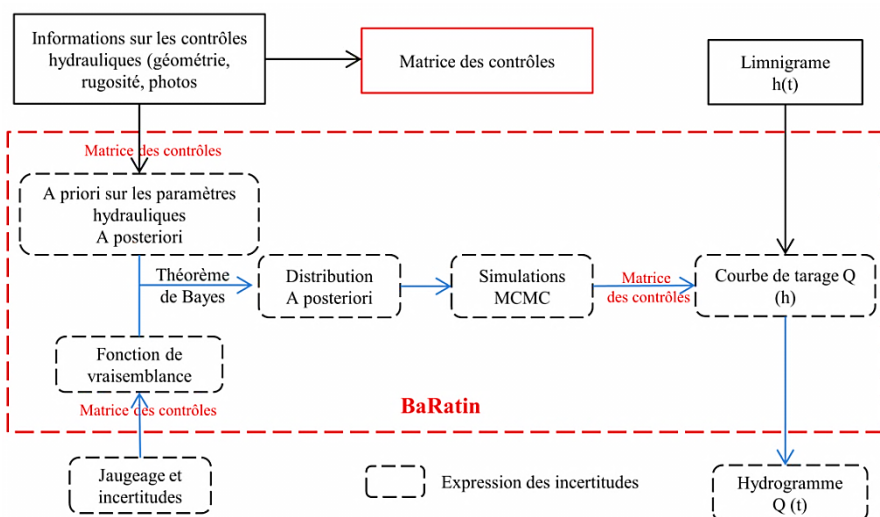
$$P(\theta|y) = \frac{P(\theta|y)*P(\theta)}{P(y)} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 23)$$

Le terme  $P(\theta)$  forme une probabilité a priori dès des données  $y$ .

Le terme  $P(y|\theta)$  dépend de l’information sortie de l’expérience, veut dire la vraisemblance.

Le terme  $P(\theta|y)$  expose une probabilité a posteriori sur le paramètre  $\theta$ .

La figure. II. 22 permet de visualiser les étapes de la méthode BaRatin, en amont et en aval du solveur BaRatin qui réalise l’inférence bayésienne et les simulations MCMC des courbes de tarage. La première étape est de choisir l’équation de courbe de tarage, en utilisant la configuration hydraulique et de spécifier les a priori de cette équation, à partir des données topographiques. La deuxième étape est de quantifier l’incertitude pour chaque jaugeage. La dernière étape consiste à ce que ces incertitudes soient prises en compte individuellement par le simulateur BaRatin, qui produit un faisceau des courbes de tarage vraisemblables afin d’extraire la courbe de tarage la plus probable et leur incertitude associée à un seuil de confiance de 95%.



**Figure II. 22:** Cheminement et principe de la méthode BaRatin (Le Coz et al., 2014).



**3.1.2. Modèle et hypothèses**

Dans le BaRatin, le modèle statistique suppose que les erreurs dans les hauteurs mesurées sont insignifiantes ou sont reportées dans les incertitudes de débit, et que les erreurs de mesure sont considérées gaussiennes de moyenne nulle et d'écart-type connu  $\mu_{Q_i}$  (Le Coz et al., 2013). Toujours, la dispersion des couples de jaugeages (hauteur-débit) existe autour de la courbe moyenne, par conséquent ces jaugeages ne s'alignant pas exactement sur la courbe. Les incertitudes dans les jaugeages et celle liée à l'estimation des paramètres de la courbe moyenne ne suffisent pas pour l'explication de cette dispersion. Donc il reste une source d'incertitude de multiples origines: erreur structurelle de la courbe hauteur-débit moyenne, les détarages légers non détectés, phénomène d'hystérésis négligée, Etc. Pour résoudre ce problème, le concept d'erreur restante a été introduit dans l'interface BaRatinAGE. L'erreur restante est utilisée afin d'ajouter l'erreur qui manque pour analyser de la dispersion de nuage des jaugeages autour de la courbe moyenne, sans préjuger de l'origine de cette incertitude manquante. Le modèle d'erreur restante permet de définir les propriétés de l'erreur structurelle de la courbe de tarage.

La courbe de tarage est formalisée par une fonction  $f(H|\theta)$ , où  $\theta=(\theta_1, \dots, \theta_m)$  est le vecteur qui contient tous les paramètres  $m$  de la courbe tarage. Ainsi, la relation est donnée par l'expression suivante:

$$Q_i = f(H_i|\theta) + \epsilon_i^f \quad \epsilon_i^f \sim N(0, \sigma_f) \dots \dots \dots (II.24)$$

L'écart entre le débit calculé par la fonction mathématique  $f$  et le débit réel est une erreur restante de distribution gaussienne, de moyenne égale zéro et d'écart-type inconnu  $\sigma_f(h)$  doit être calculé en parallèle avec les paramètres de la courbe moyenne (Le Coz et al., 2013). L'écart-type  $\sigma_f(h)$  forme l'incertitude restante. Les couples de jaugeages  $(\hat{H}_i, \hat{Q}_i)_{i=1:N}$  sont estimés à partir de valeurs réelles  $(H_i, Q_i)_{i=1:N}$  des hauteurs d'eau et des débits associés. Les modèles d'erreur sont supposés comme suit:

$$\hat{H}_i = H_i \dots \dots \dots (II.25)$$

$$\hat{Q}_i = Q_i + \epsilon_i^Q \quad \epsilon_i^Q \sim N(0, u_{Q_i}) \dots \dots \dots (II.26)$$

Eq. (II. 25) suppose que les erreurs dans les mesures des niveaux d'eau sont négligeables. Eq. (II.26) suppose que les mesures de débit sont affectées par des erreurs gaussiennes avec une

moyenne nulle (c'est-à-dire sans biais) et un écart-type connu  $\mu_{Q_i}$  et  $\varepsilon_i^Q$  est présente l'erreur de mesure.

Combiner les équations. (II.25) - (II.26) donne la relation suivante entre les valeurs observées (hauteur-débit):

$$\hat{Q}_i = f(\hat{H}_i|\theta) + \varepsilon_i^Q + \varepsilon_i^f \quad \varepsilon_i^Q + \varepsilon_i^f \sim N\left(0, \sqrt{\sigma_f^2 + u_{Q_i}^2}\right) \dots \dots \dots (II. 27)$$

L'écart-type  $\sigma_f$  est défini comme une équation linéaire  $\sigma_f = \gamma_1 + \gamma_2 \times Q$  de débit  $Q$ , avec  $\gamma_1$  et  $\gamma_2$  Sont des paramètres. Afin de déterminer ces paramètres, la fonction de densité de probabilité de la distribution " a posteriori " est calculée selon le théorème de Bayes.

L'équation linéaire permet de mieux répartir l'incertitude (l'erreur restante) autour de la courbe moyenne pour toute la gamme de débit. En effet, l'incertitude structurelle tend généralement à augmenter avec le débit de la courbe de tarage.

**3.1.3. Vraisemblance et la simulation MCMC**

La vraisemblance quantifie l'information supportée par les mesures, elle dépend de la probabilité pour observer les données des jaugeages, à la condition du modèle statistique et de ses paramètres (Le Coz et al., 2013). D'après l'équation (II. 27), un débit mesuré  $\hat{Q}_i$  suit une loi gaussienne d'écart-type  $\sqrt{\sigma_f^2 + u_{Q_i}^2}$  et de moyenne  $f(\hat{H}_i/\theta)$ . Par la supposition que chaque débit mesuré est indépendant, la vraisemblance obtenue est la suivante :

$$p(\hat{Q}_i|\theta, \gamma_1, \gamma_2, \hat{H}_i) = \prod_{i=1}^N p_{\text{norm}}\left(\hat{Q}_i|f(\hat{H}_i|\theta), \sqrt{\sigma_f^2 + u_{Q_i}^2}\right) \dots \dots \dots (II. 28)$$

Avec  $\hat{Q}_i = (\hat{Q}_1, \dots, \hat{Q}_N)$  sont les  $N$  débits mesurés et  $\hat{H}_i = (\hat{H}_1, \dots, \hat{H}_N)$  sont les  $N$  hauteurs d'eau observées.  $p(z|m, s)$  est la densité de probabilité d'une loi gaussienne (normale) d'écart-type  $s$  et de moyenne  $m$  (Le Coz et al., 2014).

La densité de probabilité a priori est déterminée en faisant l'hypothèse d'indépendance entre toutes les quantités  $\theta$  et  $\sigma_f$ :

$$p(\theta|\sigma_f) = p(\sigma_{f,1})p(\sigma_{f,2}) \prod_{i=1}^{N_{\text{paramètres}}} p(\theta_i) \dots \dots \dots (II. 29)$$

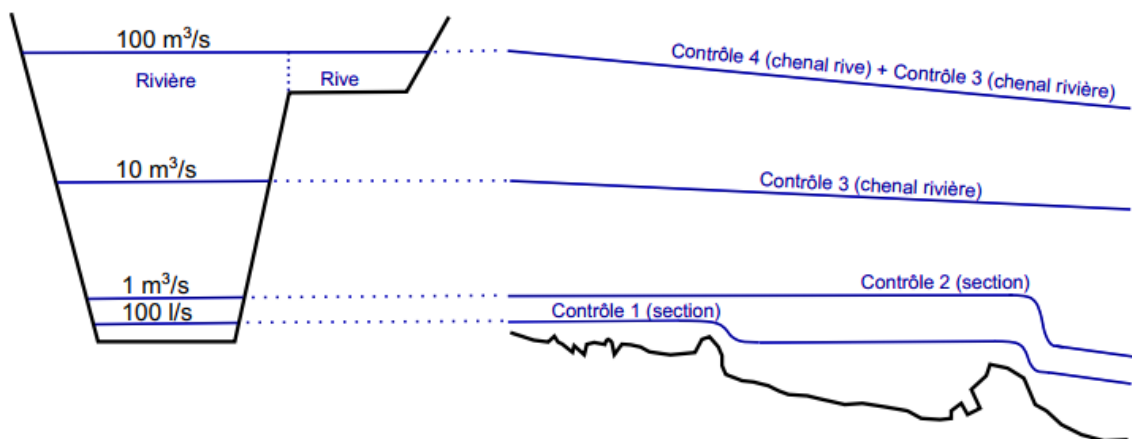


### 3.1.7. Définition de la configuration hydraulique initiale

Suivant la gamme de débit considérée, les contrôles hydrauliques en jeu peuvent se remplacer ou s'ajouter les uns aux autres, comme la figure II. 23 illustre. Pour une valeur de débit croissante, la hauteur d'eau à cette station de mesure fictive est d'abord contrôlée par un petit seuil naturel, qui est ensuite ennoyé et passe alors le relais à un deuxième seuil situé plus en aval et présentant une plus grande chute. Après l'ennoyage de ce contrôle hydraulique, le niveau d'eau étant alors contrôlé par le chenal du lit mineur. Lorsque le débordement intervient, le contrôle par le lit majeur s'ajoute à celui par le lit mineur.

Dans la méthode BaRatin, l'étape principale consiste à effectuer une analyse hydraulique du site pour identifier ces contrôles hydrauliques pour différentes gammes de hauteur d'eau. Cette méthode permet d'incorporer les informations des a priori des contrôles hydrauliques supportées par l'analyse hydraulique (coefficient de rugosité, géométrie de la section de jaugeage, analyse topographique) avec les incertitudes de jaugeage individuelles, pour estimer les paramètres de la courbe de tarage.

Le choix de l'équation de la courbe hauteur-débit est basé sur la configuration hydraulique du site et les a priori des paramètres de cette équation ont spécifiées à partir des données géométriques et morphologiques. Ainsi que la configuration hydraulique permet de définir la matrice des contrôles qui gouvernent la relation physique de la courbe de tarage, et leur succession ou/et leur combinaison lorsque l'augmentation de niveau d'eau.



**Figure II. 23:** Succession de contrôles par sections et chenaux pour une station hydrométrique. Le fond du cours d'eau et les lignes d'eau pour différentes gammes de débits sont représentés sur une section (à gauche) et sur le profil en long (à droite) ( Le Coz et al., 2014).

Dans BaRatin, chaque contrôle est associé à une relation hauteur-débit, sous l'équation de base :  $Q=(h-b)^c$  . Cette formule hydraulique permet de prédire de façon robuste la relation hauteur-débit reliée aux différents contrôles (Le Coz et al., 2011). L'exposant  $c$  correspond seulement du type de contrôle. Le seuil rectangulaire est caractérisé par un coefficient  $c$  de 1.5, le seuil triangulaire est marqué par un coefficient  $c$  de 2.5. D'après Le Coz et al. (2014), l'incertitude associée au coefficient  $c$  est 0,05. Le coefficient  $a$  dépend des propriétés physiques du contrôle hydraulique, pour un seuil rectangulaire  $a=C_r \times B \times \sqrt{2g}$  . Dans cette équation,  $C_r$  est le coefficient de débit, et est estimé à 0.4 pour un déversoir idéal avec une incertitude de 0,05 (Le Coz et al., 2014).  $g$  est l'accélération de la gravité ( $9,81 \text{ m.s}^{-2}$ ). Pour un seuil triangulaire le coefficient  $a$  est estimé d'après  $a = C_t \tan(\frac{\nu}{2}) \sqrt{2g}$  ,  $C_t$  est le coefficient de débit égal de 0.31 pour un déversoir idéal avec une incertitude de 0,05. Le paramètre  $H_0$  constitue l'offset pour une hauteur d'eau inférieure à  $H_0$ , le débit est nul (Le Coz et al., 2014). Pour un écoulement uniforme dans un chenal de largeur  $L$  et de pente  $J$  (loi de Manning-Strickler) :  $Q = KL\sqrt{J} J (H - H_0)^{5/3}$ , avec  $K$  le coefficient de rugosité de Strickler et  $H_0$  le niveau du fond du chenal.

Afin de couvrir la totalité de la configuration hydraulique, la courbe de tarage est mise en équation avec la formule suivante pour  $N_{\text{segment}}$  segments de hauteur et  $N_{\text{contrôle}}$  contrôles (Le Coz et al., 2014) :

$$Q = \sum_{r=1}^{N_{\text{segment}}} I_{[K_{r-1}; K_r]}(h) \sum_{j=1}^{N_{\text{contrôle}}} M(r, j) a_j (h - b_j)^{c_j} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 32)$$

La fonction  $I_{[K_{r-1}; K_r]}$  égale à 1 si  $K_{r-1} \leq h \leq K_r$  et 0 en dehors.  $K_r$  est la hauteur d'eau de transition entre les segments  $r$  et  $r+1$ . De tels niveaux de transition doivent également être définis comme paramètres des priors hydrauliques. La matrice de contrôle hydraulique,  $M$ , a définir aussi :  $M(r, j) = 1$  si le contrôle hydraulique  $j$  est active dans le segment ( $r$ ), et l'inverse si  $M(r, j) = 0$ . Le paramètre  $b_j$  ( $j \geq 2$ ) est utilisé pour assurer la continuité de la fonction de courbe de tarage à tous les niveaux de transition (segments).

La courbe de tarage moyenne toujours doit donner le même débit pour une valeur de hauteur d'eau donnée. Par conséquent, les valeurs de l'hydrogramme sont calculées à partir de la fonction  $f$  et le jeu de paramètres de la courbe de tarage le plus probable ( $\theta_{\text{MaxPost}}$ ). Le limnigramme est supposé sans erreurs :

$$Q_{\text{MaxPost}}(t) = f(\hat{H}(t) | \theta_{\text{MaxPost}}) \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 33)$$

### 3.1.8. Collecte des données et informations disponibles

Avant l'analyse de la courbe de tarage, l'analyse approfondie du fonctionnement hydraulique, à partir des observations et des données disponibles, est obligatoire. Pratiquement, cette étape traduit par :

1-L'acquisition des informations et données disponibles (données topographiques, les jaugeages, cartes et photos et l'observation concernant l'hydraulicité pour les différentes gammes de débit.

2-Une visite technique sur les sites étudiés et des discussions avec l'opérateur en vue d'affiner la connaissance des conditions d'écoulement pour les différentes gammes (basses, moyennes et hautes eaux).

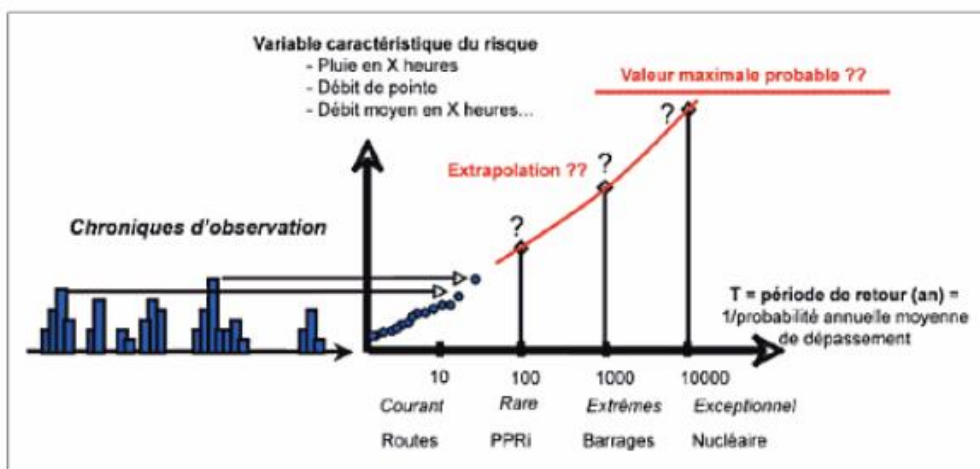
### 3.2. Propagation des incertitudes aux hydrogrammes

Quatre événements hydrologiques ont été choisis pour chaque station hydrométrique afin de montrer la propagation des incertitudes des courbes de tarage aux hydrogrammes: la crue du 30 septembre 1994, crue 24 Mai 1998, crue du 25 septembre 2003 et la crue du 22 septembre 2007 pour la station de Bir Ouled Tahar. Pour la station de Sidi Akkacha les crues qui choisissent sont: la crue du 21 Avril 1997, crue du 16 Décembre 1999, crue du 04 Avril 2007 et la crue du 21 janvier 2017.

## 4. Analyse fréquentielle des crues sous l'effet de l'incertitude des courbes de tarage

Dans l'étude du risque hydrologique, le plus important est d'estimer les valeurs maximales des débits de crues ou précipitations responsables des dommages et des catastrophes. Mais cette dernière est une tâche très difficile, à cause de la rareté des extrêmes ainsi que de la taille des séries des débits maximales, qui est pour la plupart des cas courte. Lorsque les données concernant des événements passés sont disponibles, l'analyse fréquentielle, qui est une méthode de prédiction, permet d'analyser les crues passées, d'en prédire des fréquences d'apparitions futures, pour s'en protéger. La prédiction des crues repose sur la notion de ce qu'on nomme « Modèle Fréquentiel », qui est la description du comportement statistique d'un événement considérée. Le but principal de l'« Analyse fréquentielle » est la prédétermination des valeurs extrêmes probables en fonction des périodes de retour associées. La figure II.24

présente le principe de prédétermination des quantiles correspondants à de grandes périodes de retour en fonction de données existantes.



**Figure II. 24:** Principe de prédétermination (Lavabre et Arnaud, 2010).

L'estimation des crues est dirigée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles sont disponibles sur le bassin versant propre du site à étudier. À défaut de ces dernières, des modèles ainsi que des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit. La détermination du débit de crue fréquentielle d'un bassin versant peut être estimée à l'aide de deux approches :

- ✓ La série d'observations de la station hydrométrique ;
- ✓ La méthode de GRADEX.

### 4.1. Analyse fréquentielle des crues (AFC)

l'AFC associées plusieurs sources des incertitudes : incertitudes du modèle de distribution de probabilité, la longueur de la période d'observation et les incertitudes liées au débit maximal annuel (Osorio et Reis 2016). Récemment, Steinbakk et al. (2016) ont combiné les résultats dérivés d'une courbe de tarage bayésienne avec l'AFC pour étudier l'impact de l'incertitude de débit sur le calcul des quantiles. Ils ont démontré que l'incertitude de la courbe de tarage est le principal contributeur dans l'incertitude de l'AFC.

Dans ce contexte, afin de quantifier l'impact de l'incertitude de la courbe de tarage sur AFC, les séries chronologiques des débits maxima annuels ont été reconstruites, en utilisant les séries des hauteurs d'eaux maximales annuelles enregistrées aux stations de Bir Ouled Tahar et celle de Sidi Akkacha et les courbes de tarage avec leurs incertitudes associées (2,5%, MaxPost, 97,5% et ANRH). Ensuite, nous avons calculé les quantiles des crues associées aux

périodes de retour de 5, 10, 50, 100 et 1000 ans, sélectionnées selon les normes algériennes de sécurité contre les inondations.

Les échantillons des séries chronologiques des débits maxima annuels de 44 ans enregistrer à la station de Sidi Akkacha et celle de 22 ans à Bir Ouled Tahar ont été pris en compte pour l'analyse fréquentielle ont été ajusté à l'aide de quatre lois de distribution (probabilité) : 1) Gumbel 2) log-normale (2 paramètres); log-normale (3 paramètres); et Log-Pearson type III. L'ajustement des séries a été établi sous le logiciel HYFRAN.

### 4.1.1. Choix du modèle fréquentiel

La validité des résultats pour une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus spécialement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infallible.

À partir de l'échantillon de  $n$  observations, l'histogramme de fréquence d'apparition, la courbe de fréquence cumulée de non-dépassement sont construits. Si le nombre  $n$  devient grand, on cherche la loi de distribution de la population. La fréquence devient densité de probabilité.

**Tableau II. 14:** Modèles fréquentiels avec leurs validités.

Lois	Variables
Normale	Débits, Précipitations annuelles, Volume de stockage des réservoirs
<b>Log Normale</b>	Précipitations journalières et annuelles, Débits maxima annuels, Volume du ruissellement mensuel et annuel
Pearson type III (Gamma)	Précipitations journalières et annuelles, Débits maxima annuels, Volume du ruissellement mensuel et annuel
<b>Loi de Gumbel et Fréchet</b>	Débits maxima annuels
Loi exponentielle	Durée entre deux événements, Précipitations journalières

#### 4.1.1.1. La loi de Gumbel

La loi de Gumbel est très mondialement utilisée afin de déterminer la distribution de valeurs extrêmes. Par ailleurs, la loi double exponentielle présente la forme limite de la distribution de la valeur maximale pour un échantillon de longueur  $n$ . Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.



La fonction de répartition est définie par :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\beta)}{\alpha}}} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 34)$$

La variable réduite u de Gumbel est:

$$u = \frac{x-\beta}{\alpha} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 35)$$

D'où :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 36)$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  présentent les paramètres de la loi. Le variable  $\alpha$  est un paramètre caractéristique de la dispersion,  $\beta$  présente le mode (la valeur la plus probable).

Le calcul des paramètres peut être estimé à l'aide de la méthode des moments :

$$\alpha = 0.78 \cdot s \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 37)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 \cdot s \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 38)$$

Ou :

S est L'écart type de l'échantillon ;

$\bar{x}$  est la moyenne de la série.

La variable réduite u de Gumbel se calcule par :

$$u = -\log(-\log(F(x))) \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 39)$$

$F(x)$  est la probabilité au non-dépassement

L'équation de fréquence s'écrit :

$$x_T = \bar{x} + k_T \cdot s \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 40)$$

Pour un échantillon de taille supérieure à 100, on peut démontrer en remplaçant  $\alpha$  et  $\beta$  par leurs valeurs dans l'équation de fréquence que :

$$k_T = -0.45 - 0.78 \cdot \log \left[ -\log \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right] \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (II. 41)$$

Pour un échantillon de taille inférieure à 100, le facteur  $k_T$  est obtenu à partir de valeurs tabulées en fonction de la taille de l'échantillon.

**4.1.1.2. Les lois Log normal à deux et trois paramètres**

Les fonctions de densité de probabilité pour les lois Log normal à deux et trois paramètres sont données respectivement par les formules suivantes (Bobee 1975; Singh 1998):

$$f(x) = \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}} \dots \dots \dots (II. 42)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sigma(x - m)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x-m)-\mu)^2}{2\sigma^2}} \dots \dots \dots (II. 43)$$

Les paramètres  $\sigma$  et  $\mu$  sont l'écart-type, l'espérance et  $m < x$ , Ainsi que, la loi log-normale (à 3 paramètres) est une généralisation de la loi log-normale obtenue par :  $y = (x - m)$ .

**4.1.1.3. La loi Log Pearson type III**

La fonction de la densité de probabilité est donnée par la formule suivante :

$$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{x\Gamma(\lambda)} \ln(x - m)^{\lambda-1} e^{-\alpha(\ln x - m)} \dots \dots \dots (II. 44)$$

Où  $\sigma > 0, \mu > 0, \alpha > 0, \lambda > 0$  et  $0 < m < \ln x$ . Les paramètres  $\sigma$  et  $\mu$  sont l'écart-type, l'espérance et  $m < x$ . Les paramètres  $\alpha$  et  $\lambda$  sont l'espérance et l'écart-type et  $\Gamma(\lambda)$  est la fonction gamma pour les trois paramètres de la distribution Log-Pearson.

**4.1.2. Choix de la loi d'ajustement**

Il existe toujours des écarts entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences des mêmes valeurs calculées à partir d'une fonction de répartition quelconque. L'ajustement graphique est la première étape, mais reste insuffisant pour le choix définitif de la loi théorique. Le test statistique d'adéquation consiste à comparer l'adéquation de plusieurs lois afin d'adopter le moins mauvais ajustement.

**4.2. La méthode du GRADEX**

**4.2.1. Description de la méthode**

La méthode du Gradex est une approche hydro-pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes (Zemzami et al 2013), pour des périodes de retour allant de 10 à 10000, pour les bassins non karstiques dont la superficie varie de 10 à 10000 km<sup>2</sup> (Comité Français des Grands Barrages, 1994) avec un temps de concentration varie de 1 h à 4 jours. D'un autre côté, cette méthode a été vérifiée par de nombreux chercheurs dans diverses régions du monde (Hershfield et Kholer, 1960). La méthode de Gradex utilise les données pluviométriques pour l'extrapolation de la distribution de fréquence des débits. Son succès est

particulièrement relié à sa facilité de mise en œuvre qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit.

### 4.2.2. Principe de la méthode

La méthode part du principe que lorsque le débit dépasse une certaine valeur, le sol est saturé. Cette valeur, nommée débit seuil (ou point pivot), peut varier du débit décennal au débit cinquantennal, selon les sols et les caractéristiques du bassin versant. Ainsi, pendant le temps de base de ruissellement  $D$  (assimilé à la durée caractéristique), tout accroissement de pluie induit le même accroissement en débit.

Le principe de cette méthode, qui s'appuie sur les observations pluviométriques historiques, est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes. En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues de période de retour décennal. La méthode du Gradex fournit un support de calcul cohérent et vraisemblable en s'appuyant sur une approche fréquentielle des précipitations locales ou régionales intenses, cette approche se fait essentiellement par l'intermédiaire d'un paramètre proportionnel à l'écart-type des fortes précipitations ( $P_{jmax}$ ). On nomme ce paramètre fondamental le Gradex (gradient des valeurs extrêmes). Le Gradex est invariant climatologique local dépendant de la situation géographique.

### 4.2.3. Hypothèses de la méthode

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes ([Meddi et Zeroual, 2018](#)) :

#### **Hypothèse 01 :**

La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé

#### **Hypothèse 02 :**

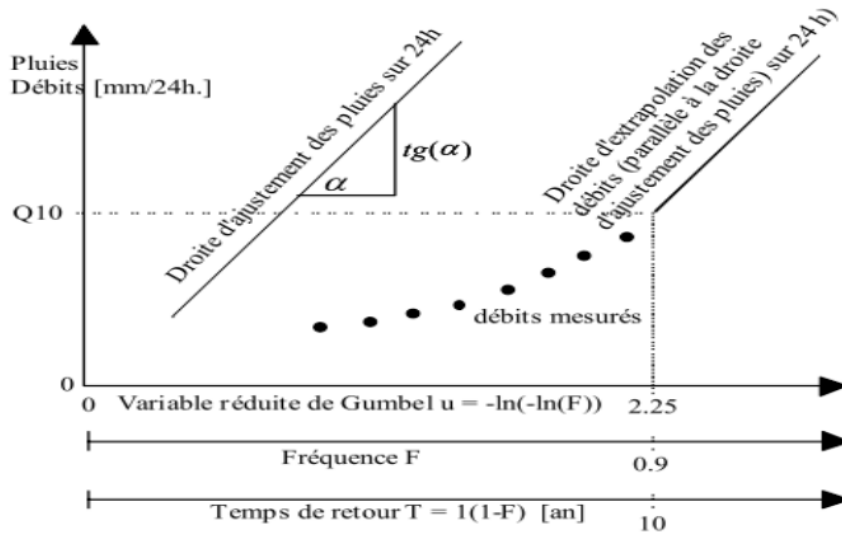
Le déficit d'écoulement, est la différence entre le volume d'eau précipité et celle écoulée vers l'exutoire du bassin durant un pas de temps équivalent, n'augmentent plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie.

En d'autres termes, nous pouvons dire que, à partir d'un certain état de saturation du bassin

versant, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit visuellement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements avec un pas de temps équivalent au point de départ de cette extrapolation, appelé point pivot, est fixé à une période de retour  $T_p$  comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans selon le bassin considéré.

**Hypothèse 03 :**

Quelle que soit sa période de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être compté à partir du volume écoulé en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin versant. Ce coefficient, appelé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être calculé à partir des hydrogrammes de crues enregistrées sur le bassin versant.



**Figure II. 25:** Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits.

**4.2.4. Les étapes de la méthode**

- Choisir le pas de temps  $n$  heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débit de pointe, dépend peu de  $h$  : il suffit de ne pas commettre d'erreurs d'ordre de grandeur sur  $h$ ).
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
- Calculer le Gradex des précipitations  $a$  ( **pente de la droite de Gumbel**).

$$P(mm) = a. \mu + b \dots \dots \dots (II. 45)$$

Avec :

$\mu$  : Variable réduite de Gumbel.

- Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(mm) = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right) \times 3.6 \times n(\text{heures})}{S(Km^3)} \dots \dots \dots (II. 46)$$

- Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \dots \dots \dots (II. 47)$$

Avec :

$a$  : Le Gradex de la pluie ;

$\mu$  : Variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ) et  $F = \frac{1}{1-T}$

Pour T= 10 ans :  $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu$

Tracer la droite de l'équation  $Q_{\mu\%} = a. \mu + b'$  sur le même graphe que l'ajustement de  $P_{j_{\max}}$ . Ensuite, tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis exprimer ces débits en  $m^3/s$  par la formule

$$Q\left(\frac{m^3}{s}\right) = \frac{P(mm) * s(Km^2)}{3.6 * n(h)} \dots \dots \dots (II. 48)$$

Calcul des débits de pointe :

- Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport  
 $P(\text{coefficient de pointe}) = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{moy}}}$
- Et donc  $Qp\left(\frac{m^3}{s}\right) = Q\left(\frac{m^3}{s}\right) \times P$

**4.2.5. Test d'homogénéité des séries**

Le test de Wilcoxon est un des tests les plus fréquents utilisés pour tester l'homogénéité d'une série hydrologique (Kundzewicz et al 2004). Il permet de réaliser des comparaisons entre deux sous séries et de tester si leurs moyennes sont significativement différentes (Snedecor et Cochran 1989). Considérons une série de données écrites respectivement  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$  et  $x_{n+1}, x_{n+2}, \dots, x_m$ , dont les moyennes sont  $M_1$  et  $M_2$ . Le test de Wilcoxon permet à comparer les hypothèses suivantes :  $H_0 : M_1=M_2$  et  $H_1 : M_1 \neq M_2$ .

La statistique utilisée (V) est distribuée asymptotiquement suivant une loi normale centrée réduite. Cette statistique s'écrit comme suit :

$$V = \frac{W - 0.5m(n+1) + 0.5}{\sqrt{\text{Var}(W)}} \dots \dots \dots \text{(II. 49)}$$

Ou 
$$W = \sum_{i=1}^m R_i s(R_i) \dots \dots \dots \text{(II. 50)}$$

R<sub>i</sub> : est le rang du classement des variables aléatoires des deux sous séries combinées et triées en ordre croissant. s(R<sub>i</sub>) est le facteur multiplicateur égal à 0 si la donnée est effectuée après le changement.

La variance de la statistique s'écrit par la formule suivante :

$$\text{Var}(V) = \frac{n(m-n)(m+1)}{12} - \frac{n(m-n) \sum_{i=1}^k d_k^3 - d_k}{12(m-1)} \dots \dots \dots \text{(II. 51)}$$

Avec

k présente le nombre de séries distinct contenant des observations égales.

d<sub>k</sub> présente le nombre d'observations égales dans chacune des séries.

Les règles de décision pour un seuil α donné pour réaliser ce test sont les mêmes que pour une loi normale: si Abs(V) > Z<sub>α/2</sub>, on rejette H<sub>0</sub>, sinon, nous acceptons H<sub>0</sub>.

Abs(V) est la valeur absolue de la statistique V. Z<sub>α/2</sub> est le quantile de probabilité au dépassement α/2 de la loi normale.

L'homogénéité des séries des pluies maximales journalières pour les stations de Touaibia et Sidi Akkacha est vérifiée selon le test de Wilcoxon à un seuil de 5%.

### **4.3. Construction de l'hydrogramme de crue centennial**

C'est une courbe représentant l'évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, il permet de calculer quelques caractéristiques relatives à la crue, tel que, le volume, la forme, temps de base et temps de montée, pour tracer l'hydrogramme, on utilise la méthode de Sokolovsky (Sokolovsky et Shiklomanov 1968 ; Touaibia, 2005). Cette méthode qui consiste à tracer la courbe à partir de deux équations paraboliques, une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

- a) Branche de crue (montée)

$$Q(t) = Q_{max} \left[ \frac{t}{T_c} \right]^n \dots \dots \dots \text{(II. 52)}$$

- b) Branche de décrue (descente)

$$Q(t) = Q_{max} \left[ \frac{(T_b - t)}{T_d} \right]^m \dots \dots \dots \text{(II. 53)}$$

$$T_b = T_d + T_m \dots \dots \dots (II.54)$$

Avec :

$Q_{max}$  : Débit maximum de fréquence donnée ( $m^3/s$ ) ;

$Q(t)$  : Débit instantané au moment (t) ( $m^3/s$ ) ;

$T_m, T_d$  : Temps de montée et de décrue (h) ;

m, n : Puissance des paraboles pour les bassins de petits gabarits (m=3, n=2).

$T_b$  : Temps de base de la crue (h).

Pour les crues d'averses, c'est-à-dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

**Tableau II. 15:** Valeur de  $\delta$ .

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Les bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 - 2.5
Les bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 – 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 - 7.0

$T_m = T_c$  (pour les petits bassins), avec  $T_c$  le temps de concentration du bassin versant (h).

**Temps de Concentration**

Temps de concentration qui est utilisé dans le calcul de l'hydrogramme de crue. Pour son estimation, on utilise les formules de VENTURA , GIANDOTTI et SOLOVSKY. Ces formules utilisées sont celles recommandées pour le Nord algérien, celle-ci nous donnent des résultats différents; et la valeur du temps de concentration retenue est la valeur minimale des valeurs proches. On a éliminé les valeurs extrêmes très grandes ou très petites pour ne laisser que les valeurs centrales.

**a) Formule de VENTURA**

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{BV}}} \dots \dots \dots (II.55)$$

Ou

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

I<sub>BV</sub> est la pente du bassin versant (m/m).

**b) Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937)**

Est donnée par :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.56)$$

Avec :

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (h) ;

L<sub>cp</sub> : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

H<sub>moy</sub> : Altitude moyenne du bassin versant (m) ;

H<sub>min</sub> : Altitude minimale du bassin versant (m).

**c) Formule de SOLOVSKY**

$$T_c = 4 \times \left[ \frac{(S_{BV} \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{I_{BV}}} \right]^{0.75} \dots\dots\dots (II.57)$$

Avec :

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (h) ;

L<sub>cp</sub> ; Longueur du thalweg principal (Km) ;

S<sub>BV</sub> : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

I<sub>BV</sub> : Pente du bassin versant (m/km).

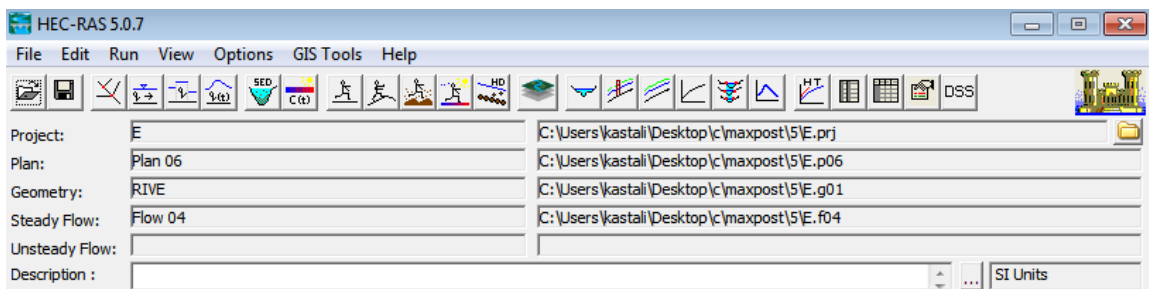
Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1,5 m/s.



### 5. Modélisation hydraulique

#### 5.1. Description du modèle HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique développé par Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineerings, il permet de simuler les écoulements à surface libre. Il s'agit d'un système logiciel combiné, conçu pour une utilisation interactive dans un environnement réseau multitâche et multi-utilisateur (USACE 2016). Les fonctions principales de HEC-RAS comprennent: la simulation d'écoulement permanent / non permanent (steady/insteady), la simulation de transport de sédiments ainsi que la modélisation de la qualité de l'eau. De plus, le modèle HEC-RAS résout les équations de Saint-Venant formulées pour l'écoulement libre (canaux naturels) par la méthode de différences finies (Ghanbarpour et al., 2014). Les pertes sont estimées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par les formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les écoulements rapidement variés tels que les écoulements à proximité des ponts et les ressauts hydrauliques, l'équation de l'énergie est changée par l'équation de quantité de mouvement.



**Figure II. 26:** Le modèle HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center).

Le choix d'utilisation du HEC-RAS (VERSION 5.0.7) réside dans :

- L'utilisation d'une modélisation de l'écoulement permanent et non permanent à surface libre en débordement du canal vers la plaine d'inondation active ;
- L'avantage d'avoir accès et le téléchargement gratuitement ;
- La possibilité d'intégrer les ouvrages hydrauliques (ponts, digues, vannages...) ;
- L'exploitation des résultats cartographiques (identification et détermination des zones à risques d'inondation).

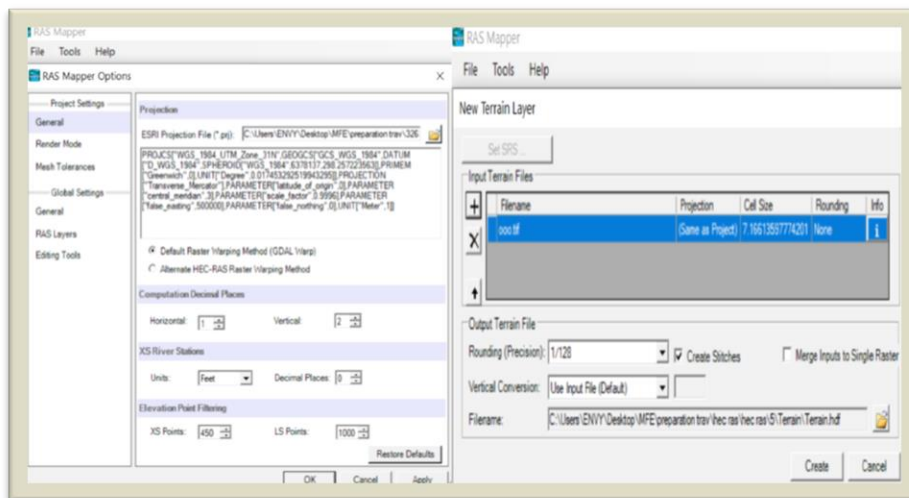
### 5.2. Etapes de simulation par HEC-RAS

Avant de commencer, il faut créer un nouveau projet qui consiste à choisir l'emplacement du fichier, le nom et le titre.

#### a) Modélisation de la rivière (données géométriques)

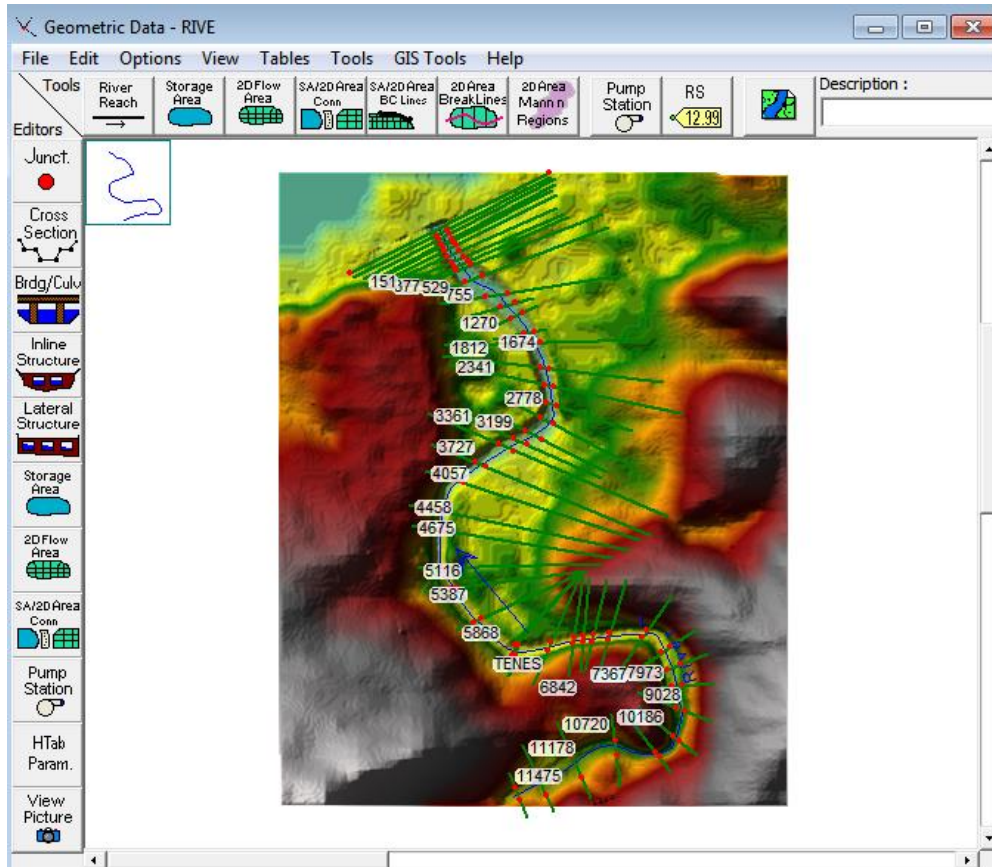
La modélisation de la cour d'eau repose sur définition de la géométrie des oueds étudiés tel que les sections en travers (cross-section) et les données d'ouvrages hydrauliques existants (déversoir, pont...).

logiciel Global Mapper (Version 17.1) permet de générer un fichier terrain (.tif), à partir du fichier des points topographiques (.dxf), qu'on importera par la suite dans le logiciel HEC-RAS accompagné par un fichier de projection ESRI (extension de fichier .PRJ), qui contient des informations sur un système de coordonnées particulier adéquat a notre zone d'étude, qu'on a téléchargé à partir du site web '*Spatial Reference*'. En effet ce fichier est nécessaire pour accéder aux cartes de base disponibles dans RAS Mapper.



**Figure II. 27:** Introduction du fichier terrain et du fichier de projection dans RAS Mapper.

Ensuite, dans RAS Mapper, nous avons tracé l'axe de l'Oued, le lit mineur, le lit majeur ainsi que les sections transversales.



**Figure II. 28:** Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued de Allala.

### b) Conditions aux limites

Tous les modèles hydrauliques qui basés sur les équations de Saint-Venant nécessitent de préciser les conditions aux limites. Cependant, pour le modèle HEC-RAS, les conditions aux limites en amont et en aval telles que la hauteur critique, la pente normale et la courbe de tarage sont nécessaires pour établir le début de la ligne de la surface de l'eau aux extrémités du système de rivière (USACE 2016). HEC-RAS peut alors commencer à effectuer des calculs hydrauliques.

La simulation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrées utilisés pour simuler les profils d'écoulement. La modélisation peut être effectuée pour plusieurs débits simultanément, soit en régime d'écoulement fluvial, soit en régime torrentiel, ou pour les deux régimes (mixte) (USACE 2016).

### 5.3. Choix du coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité joue un rôle important dans la modélisation hydrodynamique et ses valeurs sont cruciales pour la solution des équations de Saint-Venant. De même, le choix de la

valeur correcte du coefficient de rugosité est d'une importance primordiale dans la précision de la ligne d'eau simulée (Azamathulla et Jarrett 2013). Cependant, cela dépend de nombreux facteurs tels que: le couvert végétal; irrégularités et alignement du canal; affouillement et dépôt; obstructions; taille et forme du canal; hauteur d'eau et débit; changement saisonnier; température; matériel suspendu (USACE 2016). Généralement, la rugosité est élevée dans les conditions de faible débit et diminue rapidement lorsque le débit augmente (Zink et Jennings 2014). Il existe différentes méthodes pour caler la rugosité de lit tel que les photos des cours d'eau similaires (Yochum et al., 2014); ou les formules (Yochum 2017). Malgré cela, le calage du coefficient de rugosité à l'aide du profil d'eau observé est considéré parmi les meilleures méthodes (Yochum 2018) en raison de l'utilisation des données observées (niveau d'eau, ligne des hautes eaux) enregistrées lors les crues extrêmes.

### 5.4. Modélisation des inondations sous l'effet de la courbe de tarage

L'élaboration des cartes d'inondations est influencée par plusieurs sources d'incertitudes (Jung et Merwade 2012), y compris les incertitudes associées aux structures et paramètres du modèle hydraulique (Pappenberger et al., 2006); les conditions aux limites (Pappenberger et al., 2006), la coefficient de rugosité (Pappenberger et al., 2005) et la précision des données topographiques (Papaioannou et al., 2016). D'après (Faghih et al., 2017), l'incertitude associée à l'estimation des débits dérivées par la courbe de tarage est le principal contributeur. Cependant, cet effet était toujours ignoré (Liu et al. 2016; Mai and De Smedt 2017).

## 6. Conclusion

La méthodologie utilisée pour étudier la variabilité des courbes de tarage aux stations de Bir Ouled Tahar et de Sidi Akkacha ainsi que l'impact de l'incertitude de la courbe de tarage sur l'analyse fréquentielle des crues et la modélisation hydraulique des inondations ont été détaillés dans le présent chapitre.

La construction de la courbe de tarage avec leur enveloppe d'incertitude en utilisant le modèle BaRatin, qui repose sur la connaissance a priori des contrôles hydrauliques ainsi que les données de jaugeage avec leurs incertitudes individuelles. Cette méthode nous permet de générer la courbe de tarage la plus probable (MaxPost) avec leur intervalle de confiance à un seuil de probabilité de 95%. Ensuite, les séries chronologiques des débits maxima annuels seront reconstruites, en utilisant les séries des hauteurs d'eaux maximales annuelles

## Chapitre II : Matériels et méthodes

---

enregistrées aux stations de Bir Ouled Tahar et celle de Sidi Akkacha et les courbes de tarage avec leurs incertitudes associées (2,5%, MaxPost, 97,5% et ANRH).

Ensuite, nous calculerons les quantiles des crues associées aux périodes de retour de 5, 10, 50, 100 et 1000 ans. En prenant comme entrée du modèle hydraulique HEC-RAS les débits de conception de 100 ans (2,5%, MaxPost et 97,5%) et les données topographiques. Toutes ces étapes seront utilisées dans les chapitres III et IV pour déterminer les cartes de profondeur d'écoulement et les cartes aléas dans la ville du Vieux-Ténès.

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like a scroll's edge. The border is black and frames the central text.

## **CHAPITRE III :**

**Gestion dynamique et analyse bayésienne des  
courbes de tarage**

## 1. Application de la gestion dynamique des courbes de tarage

### 1.1. Construction de la courbe de tarage moyenne (CM)

En premier lieu, pour la gestion dynamique des relations hauteur-débit, nous avons utilisé le "nuage 0" qui est l'ensemble des jaugeages disponibles pour chaque station hydrométrique pour tracer la courbe de tarage moyenne (CM). Les figures III.1 et III.2 représentent le nuage 0 à basses eaux (faible débit) et à hautes eaux, respectivement aux stations de Bir Ouled Tahar et de Sidi Akkacha.

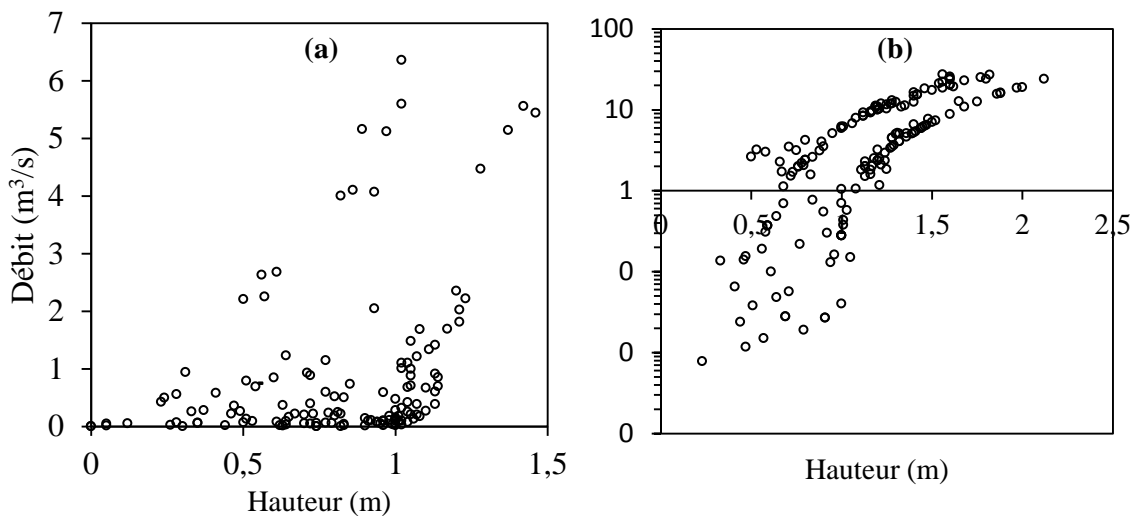


Figure III. 1: Nuage 0 à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar: à bas débit (a) et à haut débit (b).

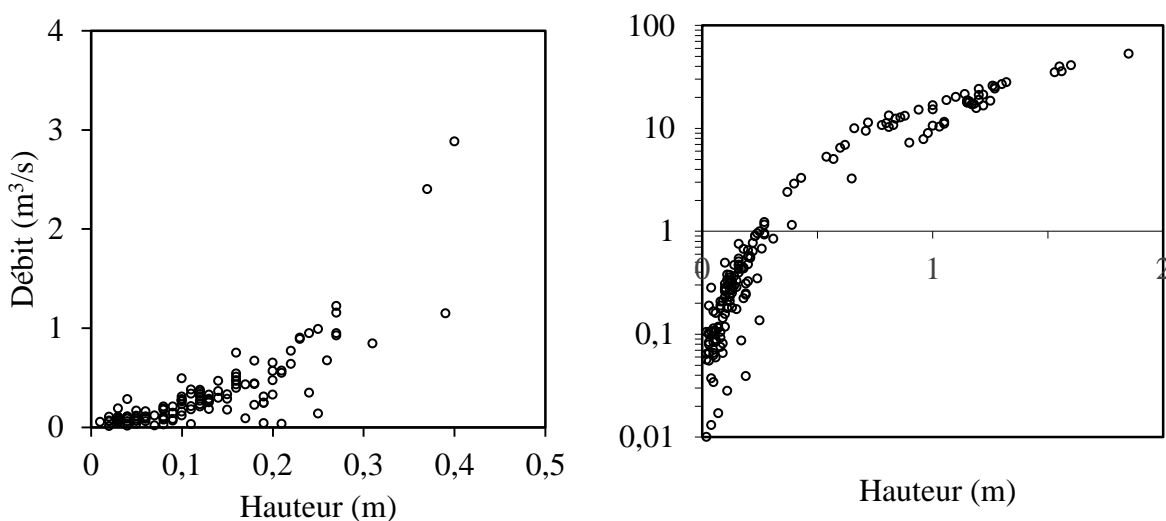
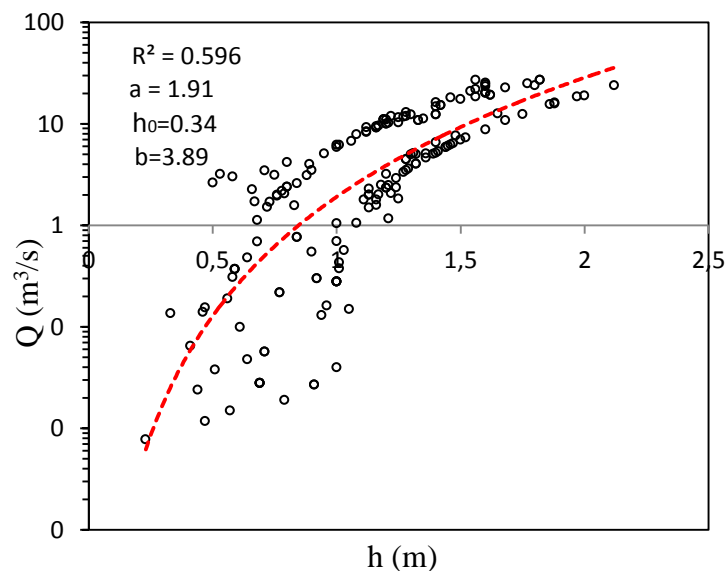


Figure III. 2: Nuage 0 à la station hydrométrique de Sidi Akkacha: à bas débit (a) et à haut débit (b).

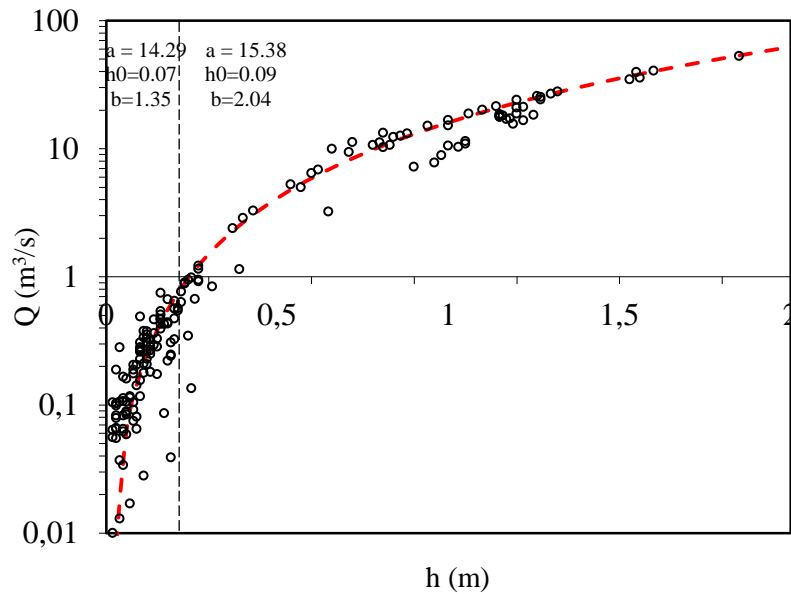
Il est clair d'observer que la variation de débit en fonction de la hauteur mesurée suit une distribution aléatoire pour les deux stations hydrométriques à faible débit et devient une distribution puissance à haut débit. D'autre part, une série chronologique de débit est généralement obtenue en transformant une série temporelle de hauteur d'eau enregistrée en débit à l'aide d'une courbe de tarage estimée. La précision de cette série chronologique de débit dépend des caractéristiques des données de jaugeage disponibles utilisées pour tracer la courbe de tarage. L'ajustement de nuage 0 par une relation puissance monosegment permet de définir une courbe de tarage moyenne.

La précision de cette série chronologique de débit dépend des caractéristiques des données de jaugeage disponible utilisées pour tracer la courbe de tarage. L'ajustement de nuage 0 par une relation puissance monosegment permet de définir une courbe de tarage moyenne. Cette courbe représente un témoin fixe dans le nuage des couples de jaugeages  $(Q_i, h_i)$ , ainsi que, leurs paramètres  $a$ ,  $c$  et  $b$  sont estimés par la méthode des moindres carrés. La méthode consiste à linéariser l'équation (II.14) en  $\ln(Q) = \ln(c) + c \ln(h-b)$  pour calculer les deux paramètres  $a$ ,  $c$  et la minimisation de la somme du carré des écarts permet de déterminer  $b$ . Les figures III. 3 et III.4 montrent les courbes de tarage moyennes (CM), respectivement, aux stations de Sidi Akkacha et Bir Ouled Tahar.



**Figure III. 3:** Courbe de tarage moyenne (CM) à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar.





**Figure III. 4:** Courbe de tarage moyenne par morceaux à la station hydrométrique de Sidi Akkacha.

## 1.2. Analyse de stabilité des courbes de tarage

### 1.2.1. Variable $\Delta Q\%$

Le calcul de la variable  $\Delta Q\%$  défini par l'équation II. 15, permet d'intégrer la notion de stabilité de la courbe de tarage gouvernée par le contrôle hydraulique des stations hydrométriques de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha.

Tout d'abord, nous avons calculé la dérive de la courbe hauteur-débit qui représente la pente de la droite de régression de la fonction  $\Delta Q\% = f(t)$ . Ensuite, la variabilité qui correspond à l'écart-type des résidus à la droite de régression de  $\Delta Q\%$  en fonction du temps a été calculée.

La tendance décroissante de  $\Delta Q\%$  est représentative d'un remblaiement continu au niveau du contrôle hydraulique de la station hydrométrique, et inversement, une tendance croissante sera synonyme d'un creusement dans le contrôle hydraulique. D'après les figures III.5 et III.6, il est facilement d'observer que la tendance de  $\Delta Q\%$  en fonction de temps est négative pour les deux stations hydrométriques. En effet, il y a un remblaiement continu dans les sections jaugeage pour les des stations.

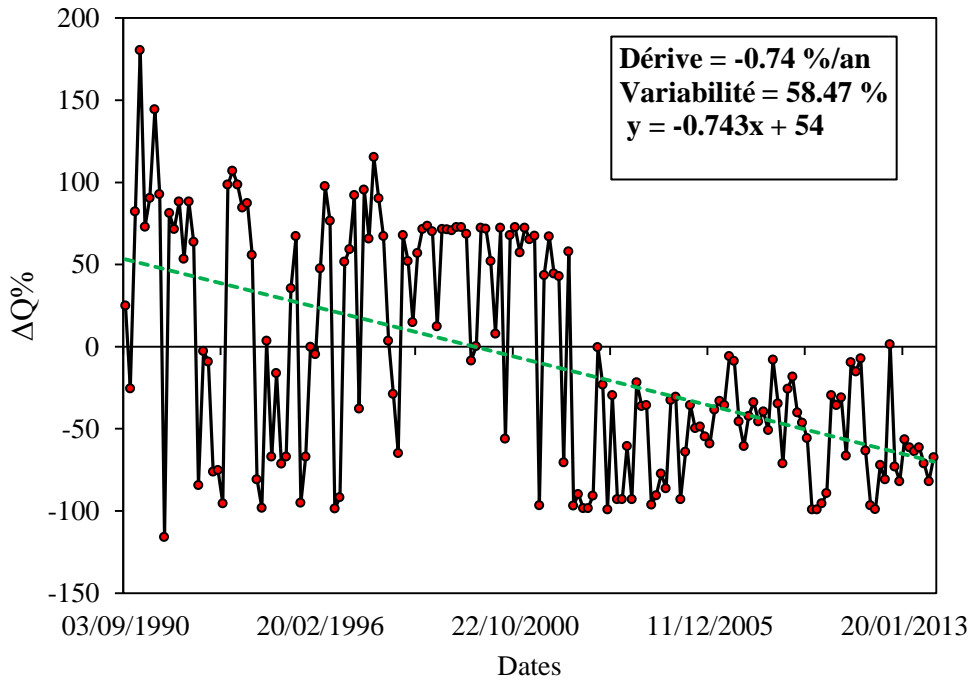


Figure III. 5: Tendence de  $\Delta Q\%$  estimée pour la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar (tendances négatives).

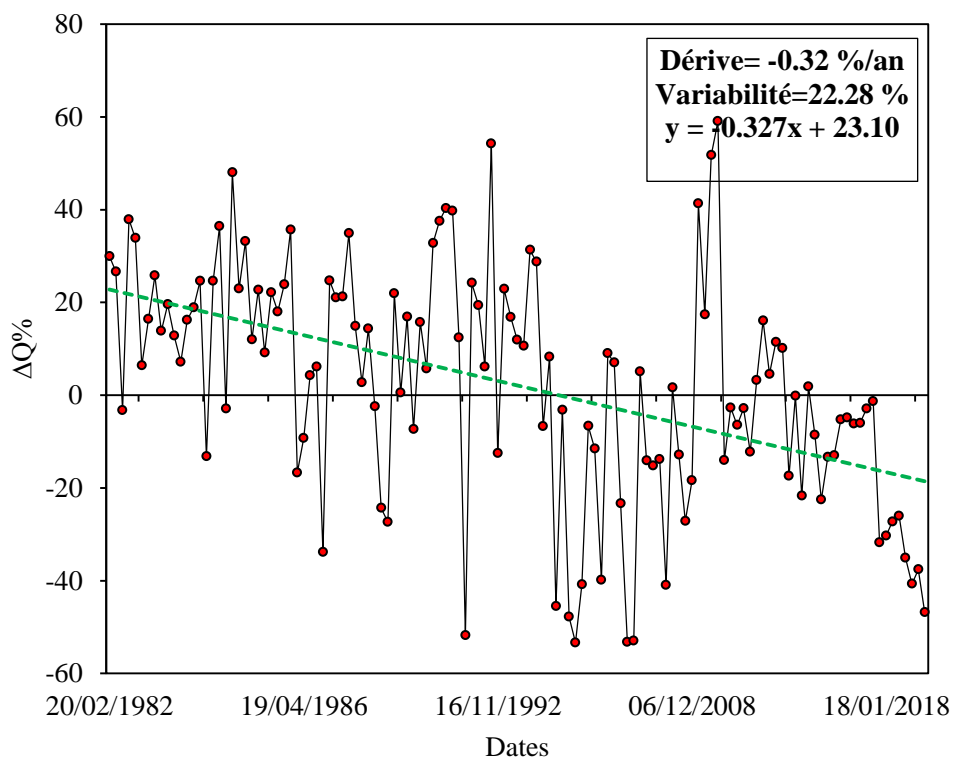
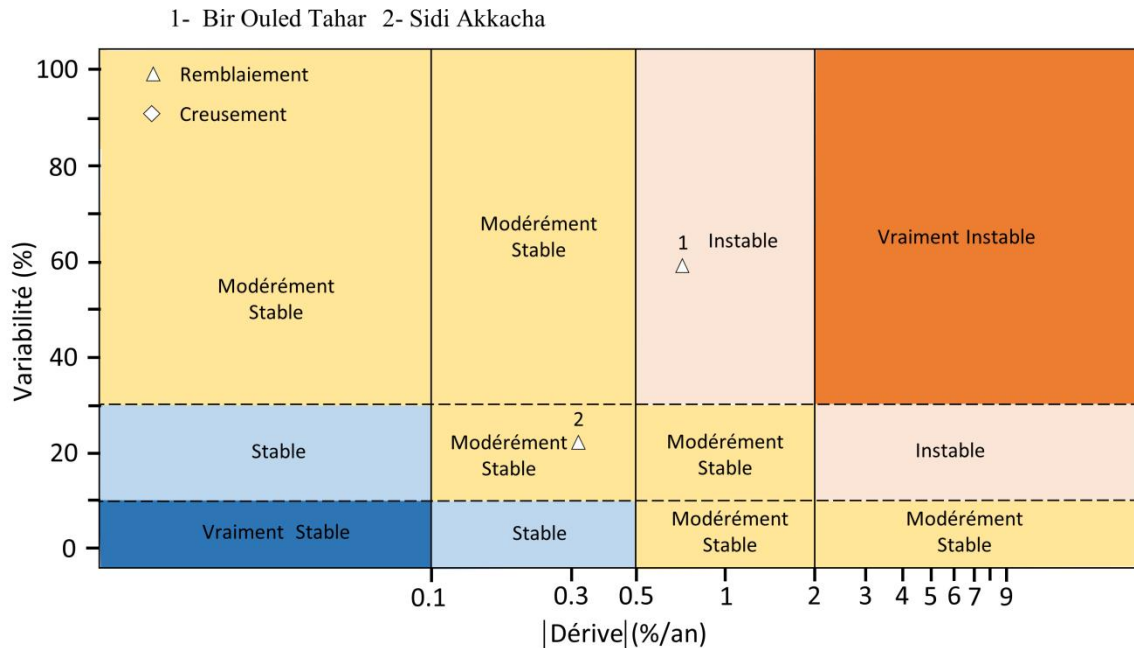


Figure III. 6: Tendence de  $\Delta Q\%$  estimée pour la station hydrométrique de Sidi Akkacha (tendances négatives).

En déterminant le couple ( $|Dérive|$ , Variabilité) pour les deux stations hydrométriques de Bir Ouled Tahar pour classifier selon la stabilité de leur contrôle hydraulique.



**Figure III. 7:** Stabilité du contrôle des stations hydrométriques de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha définie en fonction de la variabilité et la  $|Dérive|$ .

Le contrôle hydraulique d'une station hydrométrique sera alors qualifié de :

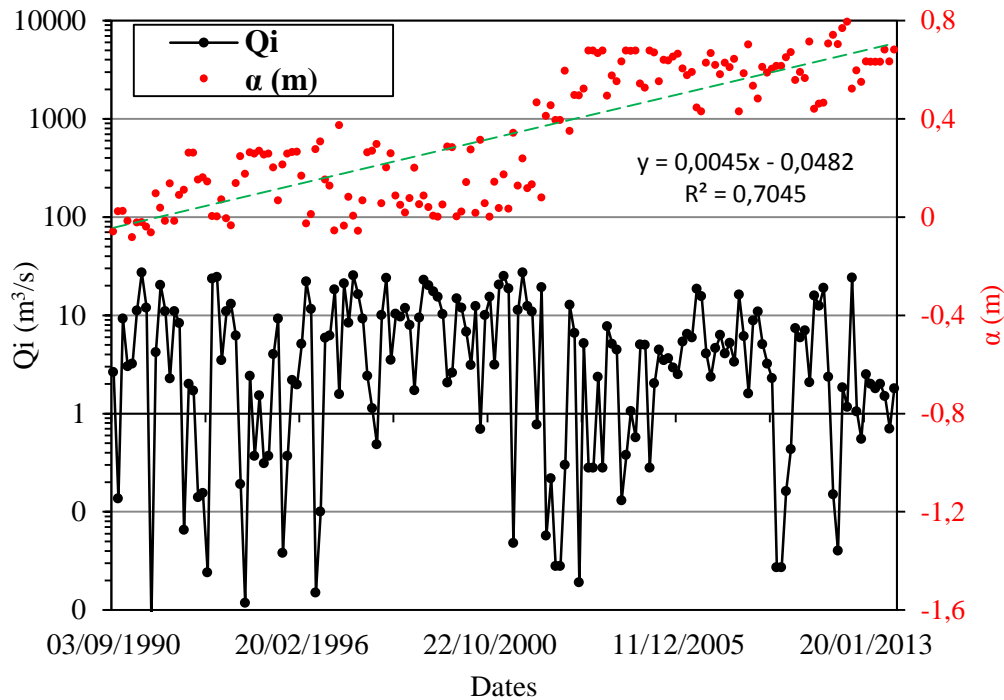
- 1- **Vraiment stable** si  $|Dérive|$  dans  $[0 - 0,1]$  et Variabilité  $\in [0 - 10]$
- 2- **Stable** si  $|Dérive| \in [0 - 0,1]$  et Variabilité  $\in ]10 - 30]$
- 3- **Stable** si  $|Dérive| \in ]0,1 - 0,5]$  et Variabilité  $\in [0 - 10]$
- 4- **Instable** si  $|Dérive| \in ]0,5 - 2[$  et Variabilité  $\in ]30 - +\infty[$
- 5- **Instable** si  $|Dérive| \in ]2 - +\infty[$  et Variabilité  $\in ]10 - 30]$
- 6- **Vraiment instable** si  $|Dérive| \in ]2 - +\infty[$  et Variabilité  $\in ]30 - +\infty[$

Les autres cas (cases orange) définissent un contrôle hydraulique **Modérément stable**. D'après la figure III.7, on conclut que le contrôle hydraulique est « instable » à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar et « modérément stable » à la station de Sidi Akkacha.

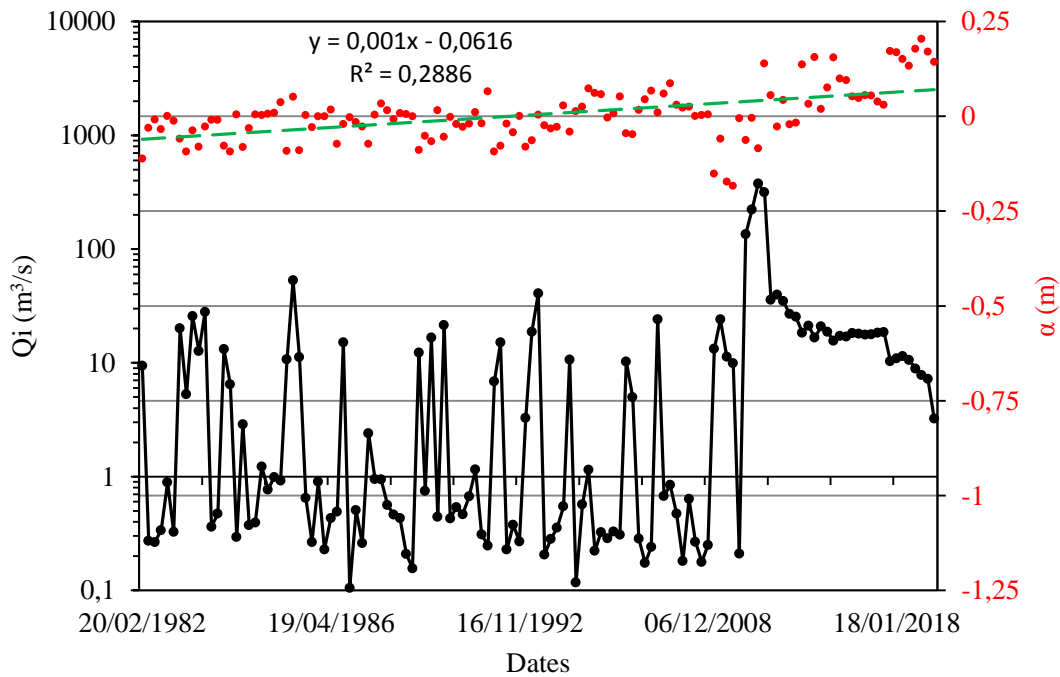
### 1.2.3. Variable d'entrée $\alpha$

Afin de détecter les détarages de la station, nous avons comparé chaque jaugeage du nuage 0 à la courbe CM pour détecter les détarages. Le variable  $\alpha$  est la plus représentative des changements morphologiques du contrôle hydraulique dû aux processus naturels. Cette variable approche la réalité physique du lit des cours d'eau : l'exhaussement ou l'incision. Ce variable permet de définir un remblaiement ou un creusement au niveau du contrôle

hydraulique. La tendance décroissante de la variable  $\alpha$  est représentative d'un creusement. Au contraire, une tendance croissante sera synonyme d'un remblaiement du contrôle hydraulique. D'après les figures III.8 et III.9, on conclut que les contrôles hydrauliques sont influencés par un remblaiement continu pour les deux stations hydrométriques. Ces résultats confirment les résultats obtenus par la variable  $\Delta Q\%$ .



**Figure III. 8:** Variation de variable  $\alpha$  avec le débit jaugé pour la station de Bir Ouled Tahar (la tendance de  $\alpha$  est positive donc il y a un remblaiement).



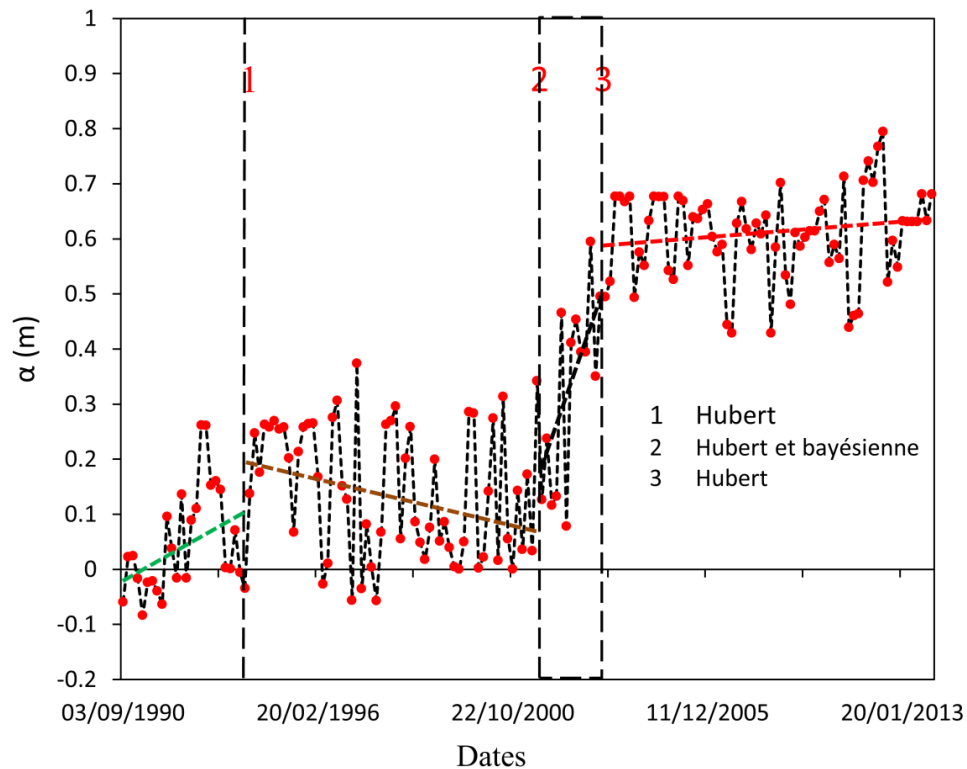
**Figure III. 9:** Variation de variable  $\alpha$  avec le débit jaugé pour la station hydrométrique de Sidi Akkacha (la tendance de  $\alpha$  est positive donc il y a un remblaiement).

### 1.3. Les résultats des procédures de segmentation

La détection des tendances et des changements dans les nuages de jaugeage observés sont des thèmes importants, surtout pour les contrôles hydrauliques de faible stabilité tels que celui de la station Bir Ouled Tahar. En effet, nous avons appliqué les procédures de segmentation de [Lee et Heghinian \(1977\)](#) et celles de [Hubert et al. \(1989\)](#) pour découper les échantillons de jaugeage en population hydrauliquement homogène. Ceci permet de détecter des ruptures correspondant à des événements tels que les crues, les glissements de terrain ayant affecté le contrôle de la station. Aussi, les ruptures peuvent être justifiées physiquement par la consultation du dossier de l'histoire de la station pour d'identifier ces types d'événements. Les procédures de [Hubert et al. \(1989\)](#) permettent de localiser de multiples ruptures dans les séries initiales. Bien que, les procédures de [Lee et Heghinian \(1977\)](#) basées sur l'hypothèse d'une seule rupture. Les résultats de procédures de segmentation de [Lee et Heghinian \(1977\)](#) et celles de [Hubert et al. \(1989\)](#) sont présentées dans les figures III.10, III.11, III.12 et III.13.

L'application des procédures de segmentation de [Lee et Heghinian \(1977\)](#) permettent de détecter une seule rupture à la station de Bir Ouled Tahar enregistrée entre le 2 mars et le 05 mai 1995, aussi une seule rupture a été détectée pour la station de Sidi Akkacha entre le 8 octobre 2001 et le 22 janvier 2002. Les procédures de segmentation de [Hubert et al. \(1989\)](#) à

la station de Bir Ouled Tahar permettent de détecter trois ruptures dans la série de jaugeage initial: la première entre le 2 mars 1995 et le 05 mai 1995, la seconde entre le 25 novembre 2002 et le 09 janvier 2003, et la troisième entre le 17 octobre 2003 et 01 janvier 2004 (figure III.10 et III.11). Pour la station de Sidi Akkacha, deux ruptures ont été détectées: entre le 8 octobre 2001 et le 22 janvier 2002, et la deuxième entre le 19 avril 2016 et le 24 janvier 2017 (figure III.12 et III.13).



**Figure III. 10:** Procédures de segmentation de [Hubert et al. \(1989\)](#) et celle de [Lee et Heghinian \(1977\)](#) pour la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar.

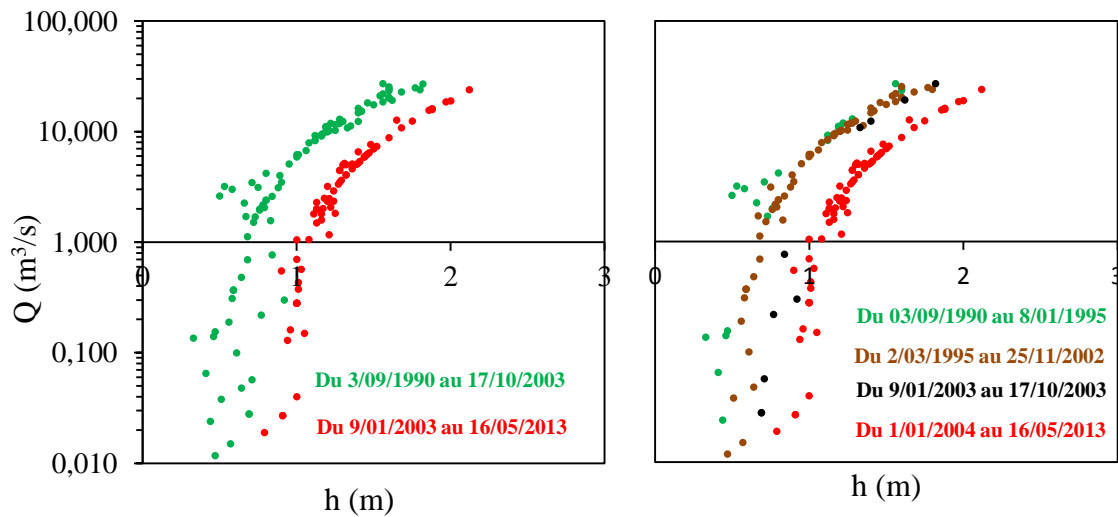


Figure III. 11: Résultats de procédures de segmentation de Lee et Heghinian (1977) (gauche) et celle d'Hubert et al. (1989) (droite) pour la station de Bir Ouled Tahar.

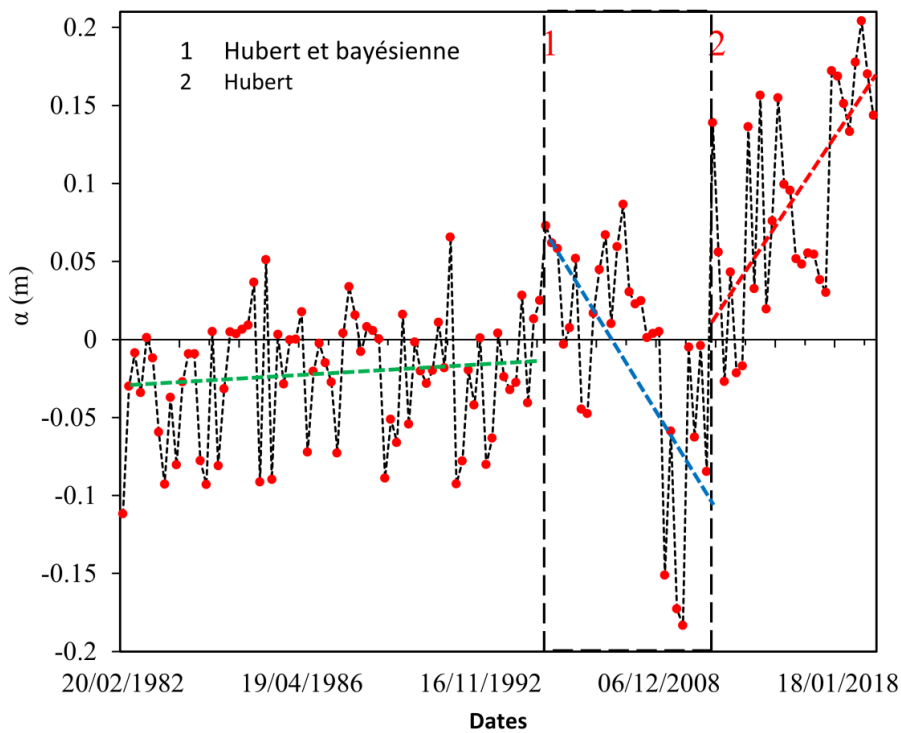
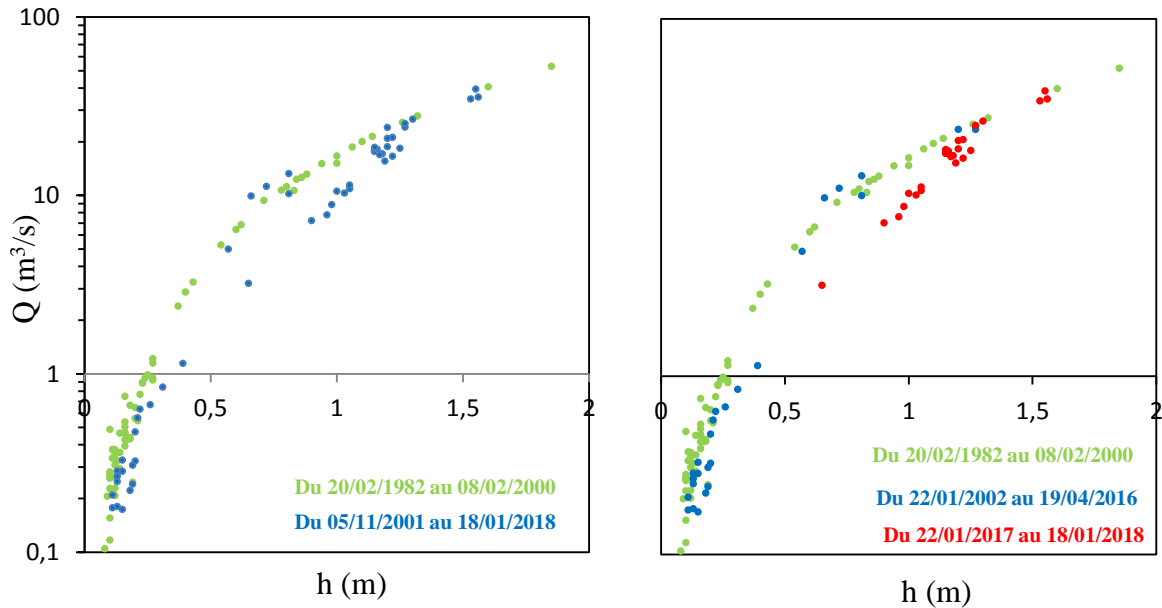


Figure III. 12: Procédures de segmentation d'Hubert et al. (1989) et celles de Lee et Heghinian (1977) pour la station hydrométrique de Sidi Akkacha.



**Figure III. 13:** Résultats de procédures de segmentation de Lee et Heghinian (1977) (gauche) et celle de Hubert et al. (1989) (droite) pour la station de Sidi Akkacha.

### 1.4. Comment valider la segmentation ?

Pour la confirmation de la cohérence des résultats des procédures de segmentation, la consultation d'archives de la station considérée peut s'avérer précieuse. En réalité, les événements extrêmes tels que les glissements de terrain ou aussi les crues d'être l'origine des détarages observés dans la relation hauteur-débit. Concernant la station de Bir Ouled Tahar, trois événements à présent dans l'historique de la station attirent l'attention. Il s'agit de trois crues extrêmes :

- La crue du 30 septembre 1994.
- La crue du 25 novembre 2002.
- La crue du 25 septembre 2003.

On observe que la crue du 30 septembre 1994 a été détectée par la procédure de segmentation de Lee et Heghinian (1977) et celle de Hubert et al. (1989), tandis que les crues du 25 novembre 2002 et 25 septembre 2003 ont été détectées seulement par les procédures de Hubert et al. (1989).

Pour la station de Sidi Akkacha, deux crues ont été détectées :

- La crue du 9 au 11 novembre 2001.
- La crue du 21 au 23 janvier 2017.



Les procédures d'[Hubert et al. \(1989\)](#) est permis de détecter la crue de novembre 2001 et celle de janvier 2017, mais la procédure de [Lee et Heghinian \(1977\)](#) est détectée seulement la crue du janvier 2017. Ceci affirme l'application de ces procédures pour la détection des détarages et des changements brusques dans les contrôles hydrauliques des sections de jaugeage. La variable  $\Delta Q\%$  définie par l'équation II.3 peut aussi être utilisé comme un indicateur pour étudier la stabilité du contrôle hydraulique ou bien l'évolution du lit. Un changement brusque de cette variable est généralement synonyme d'un détarage observé sur la station.

### **1.5. Les courbes de tarage zéros**

#### **1.5.1. Tracer de la courbe de tarage zéros (CT0)**

La procédure de segmentation d'[Hubert et al. \(1989\)](#) a été retenue dans le cas des deux stations, divisant (découpant) le nuage 0 de jaugeages de la station de Bir Ouled Tahar en quatre populations hydrauliquement homogènes s'étalant de 1990 à 2013 et trois populations homogènes pour la station de Sidi Akkacha s'étalant de 1982 à 2018. Une loi puissance monosegment (II.14) est ajustée pour chacune des populations homogènes. La courbe de tarage zéro représente une référence fixe dans chacune des populations détectées par la procédure de [Hubert et al. \(1989\)](#), au même titre que la courbe (CM) le fait pour le nuage 0 de la station hydrométrique.

On indique ici que la courbe de tarage moyenne CM n'est pas absolument une courbe de tarage au sens hydraulique du terme, cependant les courbes de tarage 0 elles, le sont, puisque la procédure de segmentation à détecter des populations homogènes. La méthode des moindres carrés est utilisée pour l'ajustement des courbes de tarages 0. Les figures III.14 et III.15 illustrent les courbes de tarages 0, respectivement pour les stations de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha.

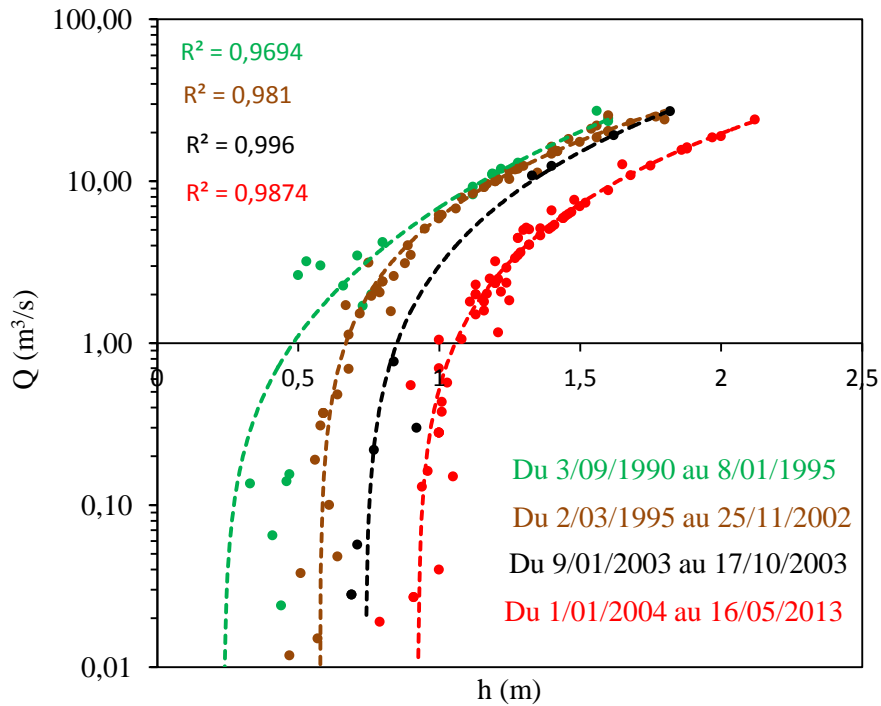


Figure III. 14: Courbes de tarage 0 à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar.

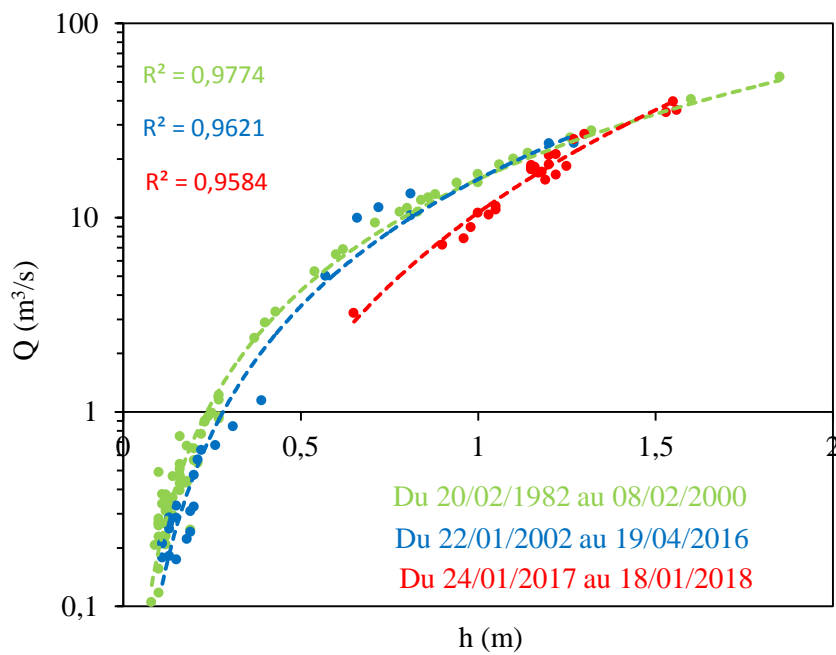
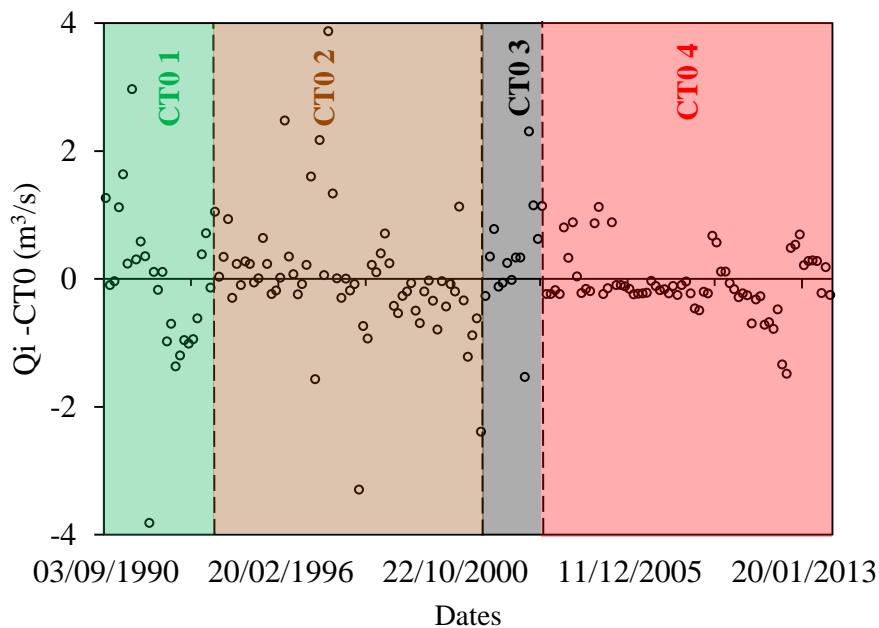


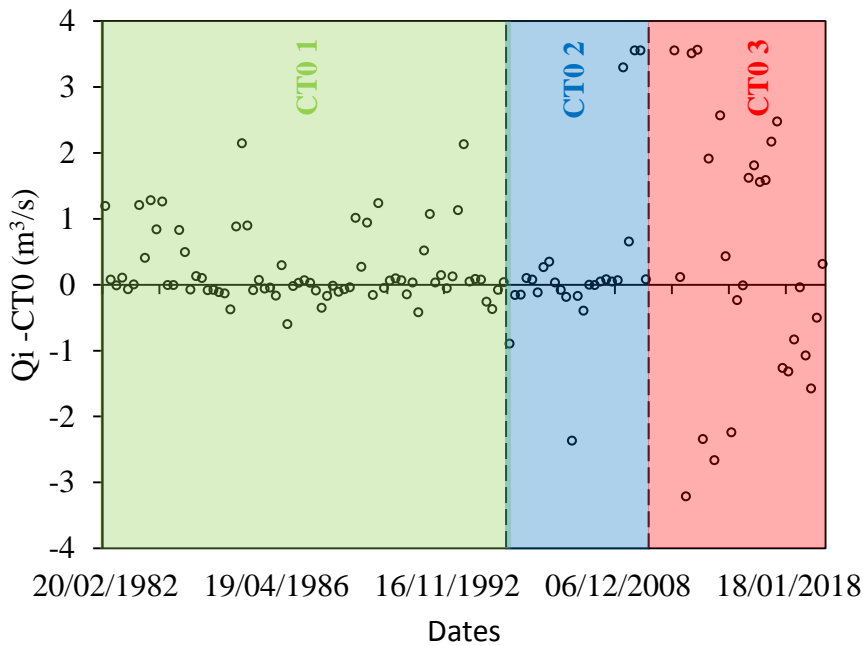
Figure III. 15: Courbes de tarage 0 à la station hydrométrique de Sidi Akkacha.

### 1.5.2. Variabilité autour des courbes de tarage zéros

Dans les contrôles hydrauliques stables, l'opérateur pourrait penser que la courbe de tarage 0 suffit pour la gestion d'une station hydrométrique en temps réel. Bien que, pour les cours d'eau naturels, une variabilité soit toujours observable autour des courbes de tarage 0 due à l'incertitude associée au jaugeage et principalement aux changements morphologiques du contrôle des stations hydrométriques. Les figures III.16 et III.17 montrent les écarts des jaugeages des populations homogènes autour de leurs courbes de tarage zéro de façon chronologique pour les stations de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha. Cette application est suivie d'une estimation de l'incertitude associée à chaque courbe de tarage 0.



**Figure III. 16:** Écarts des jaugeages des populations homogènes autour de leurs courbes de tarage zéros à la station de Bir Ouled Tahar.



**Figure III. 17:** Écarts des jaugeages des populations homogènes autour de leurs courbes de tarage zéros à la station de Sidi Akkacha.

## 2. Application de la méthode BaRatin

Dans cette partie, nous appliquons la méthode BaRatin aux stations de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha pour estimer l'incertitude des courbes de tarage zéros avec absence ou rareté des jaugeages des grands débits.

### 2.1. L'analyse hydraulique des stations hydrométriques

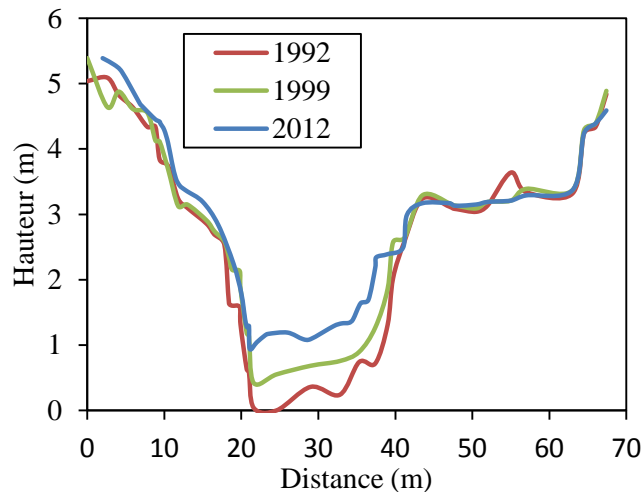
L'analyse hydraulique des sections de jaugeages permet d'identifier les contrôles hydrauliques en jeu, les différentes gammes de hauteurs pour lesquels ces contrôles sont actifs ainsi que la détermination des valeurs a priori des paramètres de l'équation de la courbe de tarage (Horner 2014). La limite inférieure de l'intervalle de hauteur correspond à la hauteur pour laquelle le débit est nul et la limite supérieure généralement correspond à la hauteur ou laquelle l'écoulement échappe au contrôle le plus haut que l'on ait pu identifier.

#### 2.1.1. Identification des contrôles hydrauliques

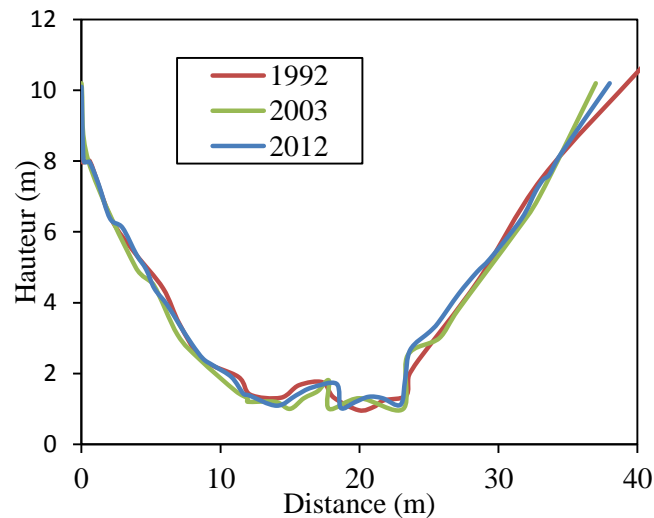
Toute information sur l'écoulement pour toute hauteur d'eau peut être utilisée : des photos, des vidéos, des visites sur le site, des témoignages, des avis d'experts... etc. (Le Coz et al., 2012). L'analyse hydraulique se base sur la compréhension des processus physiques qui contrôlent les écoulements. Il s'agit d'identifier les différents éléments contrôlant la relation hauteur-débit

pour toutes les gammes de hauteurs (des plus faibles aux plus forts débits). Les cas les plus souvent sont des contrôles par des seuils (rectangulaires ou triangulaires), des contrôles par le chenal (la loi de Manning-Strickler pour le lit mineur et/ou le lit majeur) (Le Boursicaud et al., 2012).

La configuration hydraulique définit une matrice des contrôles qui dirigent la relation hauteur-débit (Eq. II.32), et leur combinaison ou/et leur succession lorsque le niveau d'eau augmente. Les profils présentés dans les figures III. 18 et II. 19 permettent de définir la configuration hydraulique des contrôles hydrauliques. La géométrie peut être décomposée en quatre contrôles géométriques distincts pour les deux stations pour les différentes périodes, suivant la hauteur d'eau. Les détails des contrôles hydrauliques retenus au niveau des profils sont présentés dans la figure III. 20. Chacun de ces contrôles est décrit par sa géométrie (seuil triangulaire, seuil rectangulaire, chenal), son angle d'ouverture ( $\nu$ ) ou sa largeur ( $B$ ) selon la forme du seuil et sa hauteur d'activation. En pratique, plus la largeur et la hauteur sont grandes, plus leur incertitude sera importante. De plus, l'activation ou la désactivation des contrôles en fonction du segment considéré se doit d'être spécifiée au sein de la matrice des contrôles.



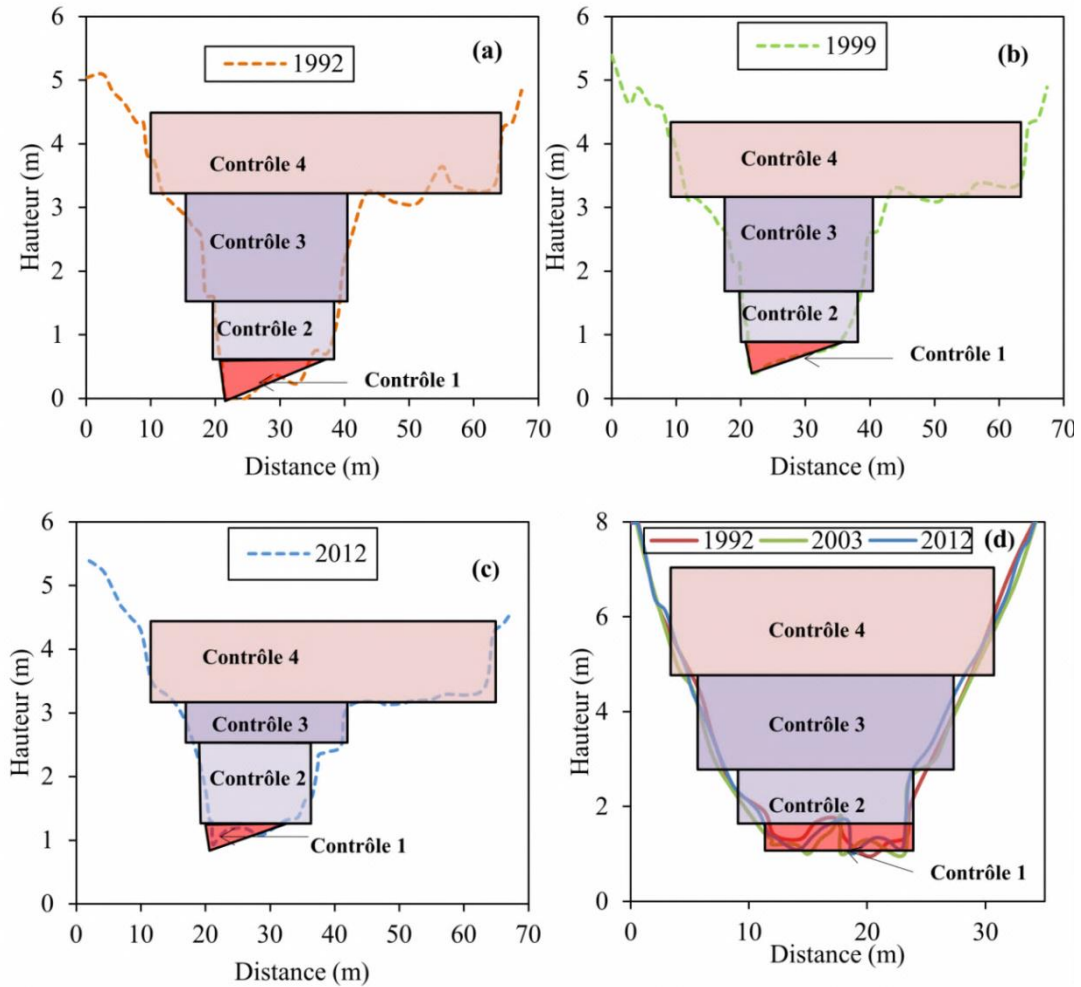
**Figure III. 18:** Profil de la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar pour les années 1992, 1999 et 2012.



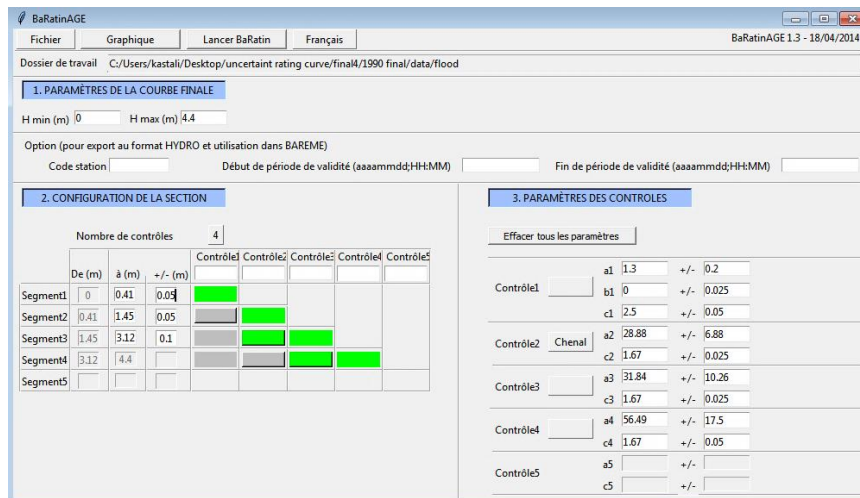
**Figure III. 19:** Profil de la station hydrométrique de Sidi Akkacha pour les années 1992, 2003, et 2012.

Le contrôle 1, correspond aux plus faibles débits écoulés. Sur un même segment, plusieurs contrôles peuvent influencer la hauteur d'eau. Lorsque sur un segment, un contrôle n'est plus considéré comme influençant la hauteur d'eau, il ne pourra plus l'être sur un segment ultérieur (Le Coz et al., 2014). La station de Bir Ouled Tahar disposait de quatre courbes de tarage pour quatre périodes différentes qui ont été considérées ici, car quatre changements de contrôle ont été identifiés (figures III. 20), pour la station de Sidi Akkacha trois courbes de tarage ont été disposées pour trois périodes différentes. Une seule configuration hydraulique a été considérée ici pour cette station, car aucun changement géométrique n'a été identifié au niveau du contrôle hydraulique (figure III. 20).

Au niveau de la station de Bir Ouled Tahar, le premier contrôle s'identifie comme un seuil triangulaire, les restes trois contrôles (2, 3 et 4) s'assimilent à des chenaux (figure III.20a, b et c). Pour la station de Sidi Akkacha, le premier contrôle s'assimile comme un seuil rectangulaire et les contrôles 2, 3 et 4 s'identifient comme des chenaux (figure III.20d).



**Figure III. 20:** la configuration hydraulique initiale ‘contrôles hydrauliques’ associés au profil de station : (a) Bir Ouled Tahar en 1992, (b) Bir Ouled Tahar en 1999, (c) Bir Ouled Tahar en 2012, (d) Sidi Akkacha en 1992, 2003 et 2012.



**Figure III. 21:** Interface graphique du modèle BaRatin.

### **Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage**

Les matrices des contrôles associées aux profils, sont décrites dans l'équation suivante :

$$M(r, j) = \begin{matrix} & \left[ \begin{array}{cccc} \text{Contrôle 1} & \text{Contrôle 2} & \text{Contrôle 3} & \text{Contrôle 4} \\ \text{Segment 1} & 1 & & & \\ \text{Segment 2} & 0 & 1 & & \\ \text{Segment 3} & 0 & 1 & 1 & \\ \text{Segment 4} & 0 & 1 & 1 & 1 \end{array} \right] \end{matrix}$$

Le numéro « 1 » signifie que le contrôle est actif sur le segment correspondant et inversement pour le numéro « 0 » qui signifie que le contrôle est désactivé. Les a priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale, est déduite des données topographiques, pour les stations de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha, sont décrits dans les tableaux III.1, III. 2, III. 3, III.4 et III. 5.

**Tableau III. 1:** A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 03/09/1990 au 8/01/1995.

Contrôle	1	2	3	4
Géométrie / Type	Seuil triangle	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire
Largeur du seuil (B) en mètre	-	17.5 ± 2	18.5 ± 1.5	54.5±4.5
Angle (v) en degrés	86 ± 20	-	-	-
Hauteur d'activation	(0 à 0.41) ± 0.05	(0.41 à 1.45) ±0.05	(1.45 à 3.12)±0.1	(3.12 à 4.4)±0.1
a	1.3 ± 0.2	28.88 ± 6.88	31.84 ± 10.26	56.49 ± 17.5
c	2.5 ± 0.025	1.67 ± 0.025	1.67 ± 0.025	1.67 ± 0.025
K <sub>S</sub>	-	25	20	16.6
Pente en (%)	-	0.39 ± 0.079	0.39 ± 0.079	0.39 ± 0.079



### **Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage**

**Tableau III. 2:** A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 2/03/1995 au 25/11/2002.

Contrôle	1	2	3	4
Géométrie / Type	Seuil triangle	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire
Largeur du seuil (B)	-	18 ± 2	24 ± 2.5	54±4.5
Angle (v)	86.7 ± 20	-	-	-
Hauteur d'activation	(0.38 à 0.71) ± 0.05	(0.71 à 1.7) ±0.05	(1.7 à 3.12)±0.1	(3.12 à 4.4)±0.1
a	1.3 ± 0.2	28.1 ± 7.03	29.97 ± 9.84	55.98 ± 17.97
c	2.5 ± 0.025	1.67 ± 0.025	1.67 ± 0.025	1.67 ± 0.025
K <sub>S</sub>	-	25	20	16.6
Pente en m/m	-	0.385 ± 0.076	0.385 ± 0.076	0.385 ±0.076

**Tableau III. 3:** A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 9/01/2003 au 17/10/2003.

Contrôle	1	2	3	4
Géométrie / Type	Seuil triangle	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire
Largeur du seuil (B) en mètre	-	18 ± 2	24 ± 2.5	54±4.5
Angle (v)	88.1 ± 20	-	-	-
Hauteur d'activation	(0.53 à 0.71) ± 0.05	(0.71 à 1.72) ±0.05	(1.72 à 3.12)±0.1	(3.12 à 4.4)±0.1
a	1.3 ± 0.2	28.1 ± 7.03	29.97 ± 9.84	55.98 ± 17.97
c	2.5 ± 0.025	1.67 ± 0.025	1.67 ± 0.025	1.67 ± 0.025
K <sub>S</sub>	-	25	20	16.6
Pente en %	-	0.385 ± 0.00076	0.385 ± 0.076	0.385 ±0.076

## **Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage**

**Tableau III. 4:** A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Bir Ouled Tahar du 1/01/2004 au 16/05/2013.

Contrôle	1	2	3	4
Géométrie / Type	Seuil triangle	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire
Largeur du seuil (B) en mètre	-	$18 \pm 2$	$24 \pm 3$	$54.5 \pm 4.5$
Angle ( $\nu$ )	$87 \pm 20$	-	-	-
Hauteur d'activation	$(0.7 \text{ à } 1.1) \pm 0.05$	$(1.1 \text{ à } 2.45) \pm 0.05$	$(2.45 \text{ à } 3.12) \pm 0.1$	$(3.12 \text{ à } 4.4) \pm 0.1$
a	$1.3 \pm 0.2$	$28.1 \pm 7.03$	$29.97 \pm 9.84$	$56.49 \pm 18.14$
c	$2.5 \pm 0.025$	$1.67 \pm 0.025$	$1.67 \pm 0.025$	$1.67 \pm 0.025$
$K_S$	-	25	20	16.6
Pente en m/m	-	$0.379 \pm 0.077$	$0.385 \pm 0.077$	$0.385 \pm 0.077$

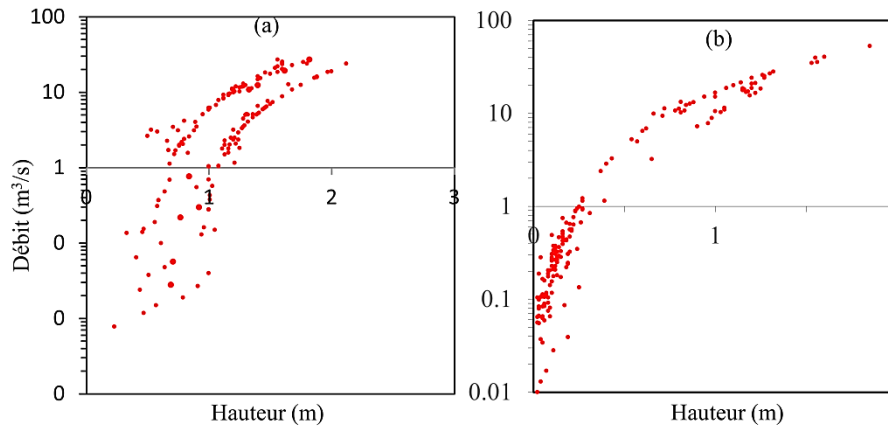
**Tableau III. 5:** A priori sur les paramètres de la configuration hydraulique initiale pour la station de Sidi Akkacha du 20/02/1982 au 18/01/2018.

Contrôle	1	2	3	4
Géométrie / Type	Seuil rectangulaire	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire	Chenal rectangulaire
Largeur du seuil (B) en mètre	$12.3 \pm 1.5$	$14.5 \pm 2.5$	$20.1 \pm 3.1$	$24 \pm 3.5$
Hauteur d'activation	$(0.1 \text{ à } 0.8) \pm 0.05$	$(0.8 \text{ à } 1.85) \pm 0.05$	$(1.85 \text{ à } 3.65) \pm 0.1$	$(3.65 \text{ à } 6) \pm 0.1$
a	$21.8 \pm 3.2$	$37.52 \pm 10.52$	$25.1 \pm 9.34$	$20.21 \pm 12.31$
c	$1.5 \pm 0.025$	$1.67 \pm 0.025$	$1.67 \pm 0.025$	$1.67 \pm 0.025$
$K_S$	-	31	15	10
Pente en %	-	$0.7 \pm 0.08$	$0.7 \pm 0.08$	$0.7 \pm 0.08$

### 2.1.2. Introduction des jaugeages réels

L'étape suivante sous BaRatin consiste à importer les couples de jaugeage (hauteur-débit), et à joindre des incertitudes à chaque débit. Le jeu de jaugeages est les mesures ponctuelles de

hauteur et de débit au niveau de la station étudiée, qui sera utilisée pour l'estimation des paramètres de la courbe de tarage. En effet, l'incertitude est spécifiquement prise égale à 15% pour un jaugeage par courantomètre (Le Coz et al., 2014). La distribution du jeu de jaugeage aux stations de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha, utilisés dans la suite de la modélisation sous BaRatin, est présentée sur la figure III. 22.



**Figure III. 22:** Nuage de jaugeages : (a) à la station de Bir Ouled Tahar ; (b) à la station hydrométrique de Sidi Akkacha.

### 2.2. Résultat de BaRatin : courbe de tarage a posteriori

À la sortie du simulateur BaRatin, environ 10000 jeux de paramètres a posteriori ( $\theta_i$ ;  $\sigma_{f,i}$ ) sont sauvegardés dans un fichier (.text) ainsi que le jeu de paramètres de la courbe de tarage le plus probable (MaxPost). Prenant comme entrée les paramètres des a priori 'a', 'b' et 'c' et l'incertitude individuelle des couples des jaugeages, le BaRatin génère un faisceau de 500 courbes de tarage appelées "spaghettis", basé sur l'échantillonnage MCMC.

Le post-traitement statistique de l'ensemble des courbes de tarage (appelé "spaghetti") permet d'estimer l'intervalle de confiance de la courbe de targe à un seuil de 95% (les quantiles 2.5% et 97.5%) (Kiang et al., 2018).

#### 2.2.1. Station de Bir Ouled Tahar

Il est obligatoire de vérifier que les paramètres calculés « a posteriori » sont cohérents avec les hypothèses « a priori » faites sur les contrôles hydrauliques. Un conflit entre les a priori et a posteriori doit être expliqué comme une alarme concernant la validité de la courbe de tarage de la configuration hydraulique spécifiée. Spécifiquement, un contrôle important a peut-être été oublié, ce qui force les paramètres à se contorsionner au-delà de ce qui est physiquement

### **Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage**

raisonnable pour coller aux jaugeages. Les paramètres a posteriori pour la station sont montrés dans les tableaux III. 6, III.7, III. 8 et III. 9, ainsi que, les figures III.23, III.24, III.25 et III.26 montrent les courbes de tarage, l'enveloppe d'incertitude ainsi que les jaugeages pour la station de Bir Ouled Tahar, respectivement pour les périodes 03/09/1990 à 8/01/1995, 2/03/1995 à 25/11/2002, 9/01/2003 à 17/10/2003 et 1/01/2004 au 16/05/2013.

**Tableau III. 6:** Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 03/09/1990 à 8/01/1995.

	<b>Contrôle 1</b>				<b>Contrôle 2</b>					
	a <sub>1</sub>	b <sub>1</sub>	c <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	b <sub>2</sub>	c <sub>2</sub>	K <sub>2</sub>		
a priori	1.3 (3.2)	0.41 (0.05)	2.5 (0.025)	0.41 (0.05)	28.88 (6.88)	-	1.67 (0.025)	1.45 (0.05)		
a posteriori	1.23 (0.1)	0.02 (0.02)	2.493 (0.024)	0.41 (0.01)	15.71 (0.72)	0.36 (0.01)	1.672 (0.025)	1.46 (0.02)		
	<b>Contrôle 3</b>				<b>Contrôle 4</b>					
	a <sub>3</sub>	b <sub>3</sub>	c <sub>3</sub>	K <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	b <sub>4</sub>	c <sub>4</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	
a priori	31.84 (10.26)	-	1.67 (0.02)	3.12 (0.1)	56.49 (17.5)	-	1.67 (0.025)	-	-	
a posteriori	31.33 (4.7)	1.46 (0.02)	1.682 (0.025)	3.14 (0.05)	54.67 (9.44)	1.82 (0.15)	1.661 (0.024)	1.02 (0.24)	0.01 (0.03)	

### Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage

**Tableau III. 7:** Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 2/03/1995 à 25/11/2002.

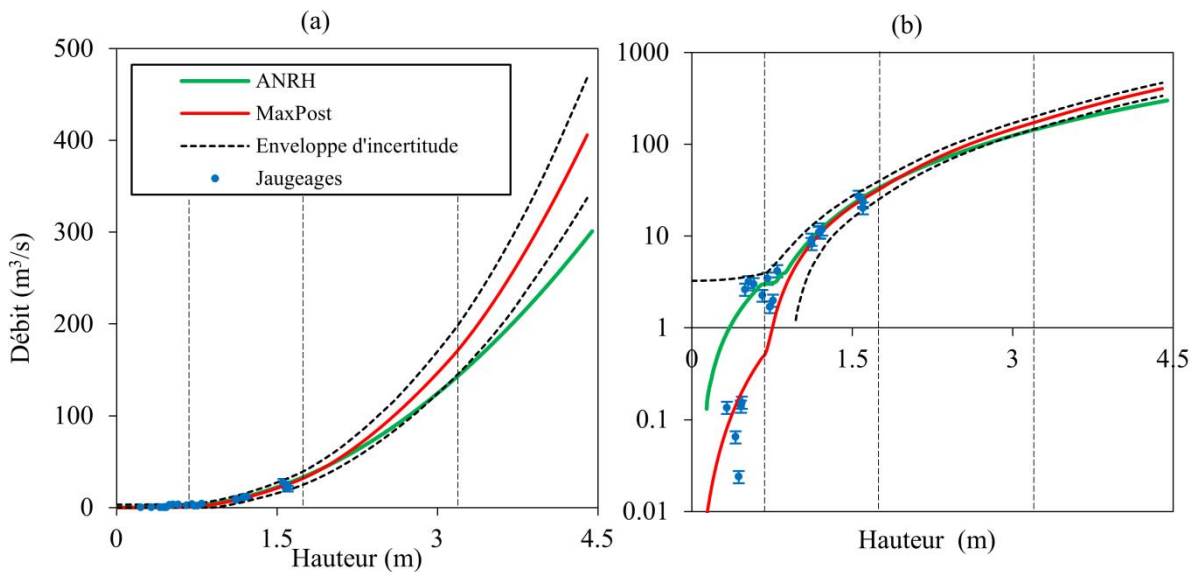
	Contrôle 1				Contrôle 2				
	a <sub>1</sub>	b <sub>1</sub>	c <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	b <sub>2</sub>	c <sub>2</sub>	K <sub>2</sub>	
a priori	1.3 (3.2)	0.38 (0.05)	2.5 (0.025)	0.71 (0.05)	28.1 (7.03)	-	1.67 (0.025)	1.7 (0.05)	
a posteriori	1.29 (1.50)	0.35 (0.02)	2.5 (0.02)	0.7 (0.01)	25.98 (0.95)	0.67 (0.01)	1.61 (0.026)	1.73 (0.02)	
	Contrôle 3				Contrôle 4				
	a <sub>3</sub>	b <sub>3</sub>	c <sub>3</sub>	K <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	b <sub>4</sub>	c <sub>4</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>
a priori	29.97 (9.84)	-	1.67 (0.02)	3.12 (0.1)	55.98 (17.9)	-	1.67 (0.025)	-	-
a posteriori	28.1 (4.75)	1.73 (0.02)	1.69 (0.025)	3.09 (0.05)	57.38 (9.33)	3.09 (0.05)	1.68 (0.03)	1.08 (0.16)	0.05 (0.03)

**Tableau III. 8:** Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 9/01/2003 au 17/10/2003.

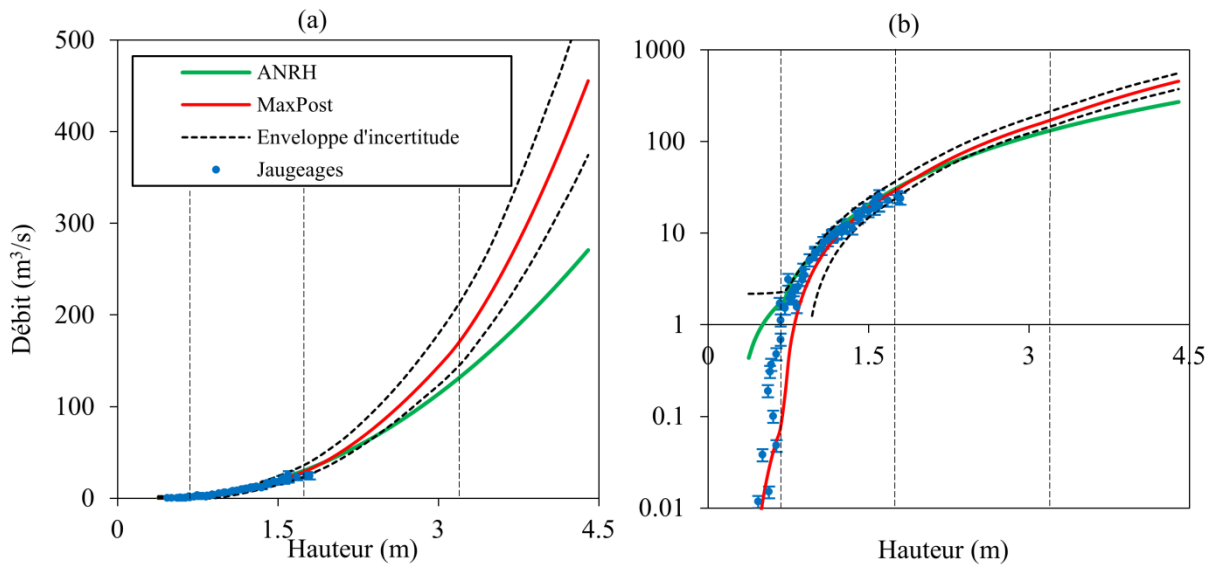
	Contrôle 1				Contrôle 2				
	a <sub>1</sub>	b <sub>1</sub>	c <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	b <sub>2</sub>	c <sub>2</sub>	K <sub>2</sub>	
a priori	1.3 (0.2)	0.53 (0.05)	2.5 (0.05)	0.7 (0.05)	28.1 (7.03)	-	1.67 (0.025)	1.7 (0.05)	
a posteriori	1.3 (0.11)	0.54 (0.02)	2.49 (0.024)	0.72 (0)	22.88 (2.58)	0.7 (0.01)	1.66 (0.02)	1.68 (0.026)	
	Contrôle 3				Contrôle 4				
	a <sub>3</sub>	b <sub>3</sub>	c <sub>3</sub>	K <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	b <sub>4</sub>	c <sub>4</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>
a priori	29.97 (9.84)	-	1.67 (0.025)	3.12 (0.1)	55.98 (17.9)	-	1.67 (0.025)	-	-
a posteriori	28.77 (4.71)	1.68 (0.03)	1.678 (0.025)	3.1 (0.05)	58.79 (9.0)	3.1 (0.05)	1.69 (0.026)	0.03 (0.11)	0.29 (0.14)

**Tableau III. 9:** Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Bir Ouled Tahar du 1/01/2004 au 16/05/2013.

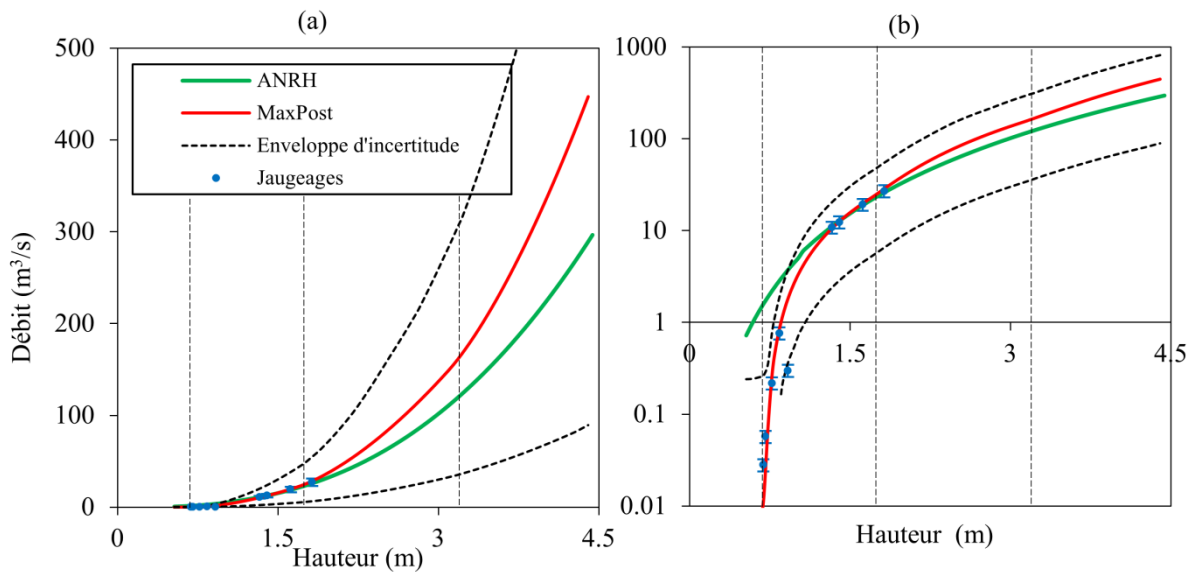
	Contrôle 1				Contrôle 2					
	$a_1$	$b_1$	$c_1$	$K_1$	$a_2$	$b_2$	$c_2$	$K_2$		
a priori	1.3 (0.2)	0.7 (0.05)	2.5 (0.025)	1.1 (0.05)	28.1 (7.03)	-	1.67 (0.025)	2.45 (0.1)		
a posteriori	1.32 (0.1)	0.67 (0.02)	2.518 (0.025)	0.96 (0.01)	19.23 (0.77)	0.93 (0.01)	1.632 (0.023)	2.47 (0.05)		
	Contrôle 3				Contrôle 4					
	$a_3$	$b_3$	$c_3$	$K_3$	$a_4$	$b_4$	$c_4$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	
a priori	29.97 (9.84)	-	1.67 (0.02)	3.12 (0.1)	56.49 (18.14)	-	1.67 (0.025)	-	-	
a posteriori	28.43 (5.11)	2.47 (0.05)	1.659 (0.026)	3.11 (0.05)	62.71 (8.92)	3.11 (0.05)	1.656 (0.024)	0.34 (0.07)	0.05 (0.03)	



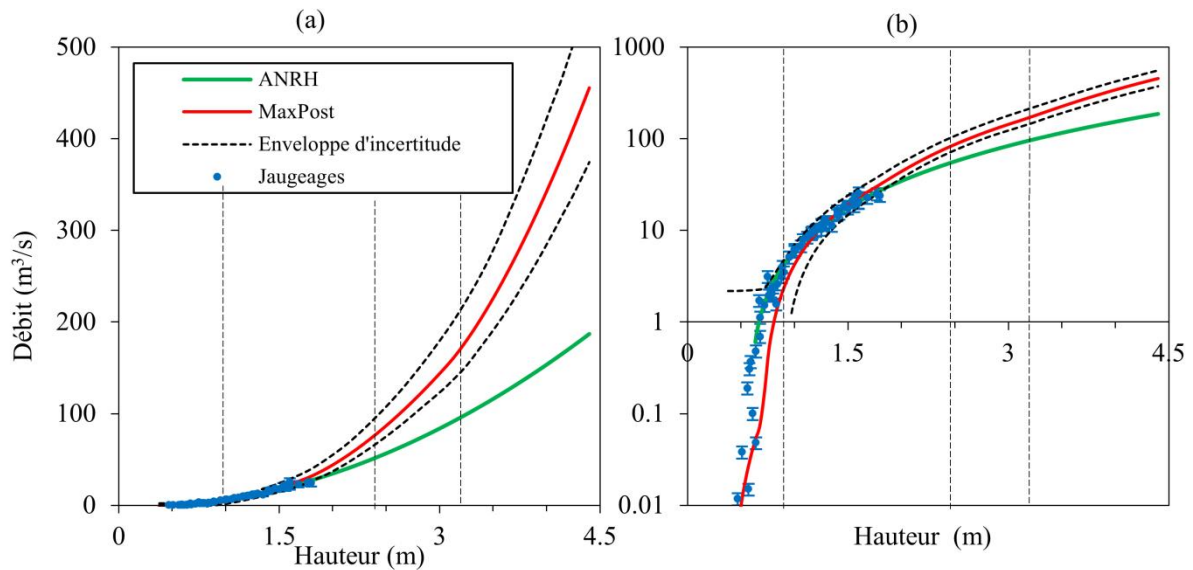
**Figure III. 23:** Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 03/09/1990 au 8/01/1995 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



**Figure III. 24:** Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 2/03/1995 au 25/11/2002 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



**Figure III. 25:** Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 9/01/2003 au 17/10/2003 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



**Figure III. 26:** Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Bir Ouled Tahar calculés sous BaRatin du 1/01/2004 au 16/05/2013 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).

D'après ces tableaux, les valeurs a posteriori sont comprises dans les intervalles définis a priori, confirmant la validité des résultats fournis par le modèle BaRatin. Cependant, la distribution a priori est censée plus incertaine que la distribution a posteriori, du fait de l'information apportée par les jaugeages. Les limites d'incertitudes de la courbe a posteriori représentent l'incertitude paramétrique, veut dire que l'incertitude est associée au calcul des paramètres de la courbe de tarage.

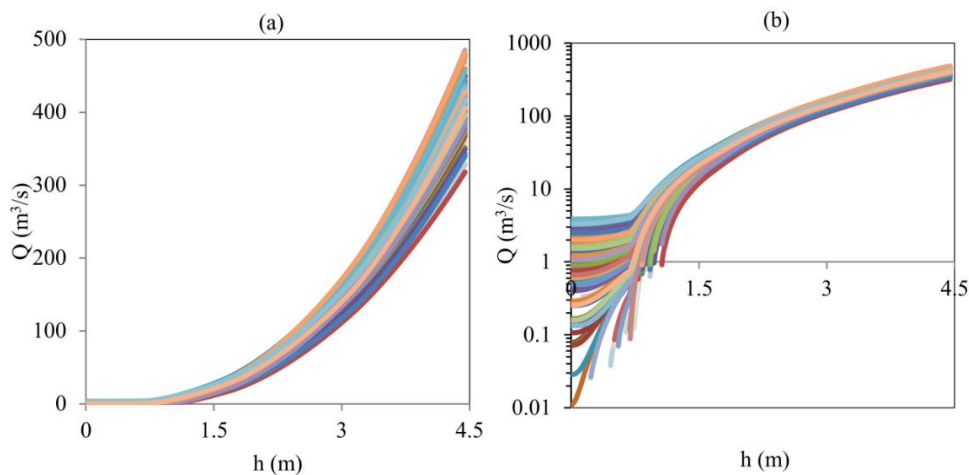
Les figures montrent que les courbes de tarage (MaxPost) estimées sous BaRatin et les courbes de tarage établies par l'ANRH convergent à basses eaux (faible débit). Cependant, pour les débits élevés (hautes eaux), les courbes MaxPost avec ses enveloppes d'incertitude (2,5% et 97,5%) s'écartent fortement de la courbe de tarage déterministe. Ce décalage est dû au fait que l'estimation de la courbe de tarage MaxPost est basée sur la connaissance initiale des a priori de la configuration de la station soutenue par une analyse hydraulique (rugosité, géométrie du canal, topographie), qui sont généralement négligées dans l'établissement de la courbe de tarage de l'ANRH. En outre, la construction de la courbe de tarage de l'ANRH utilise une seule fonction de puissance, malgré le fait que la relation hauteur-débit puisse être différente à différentes hauteurs d'eau.



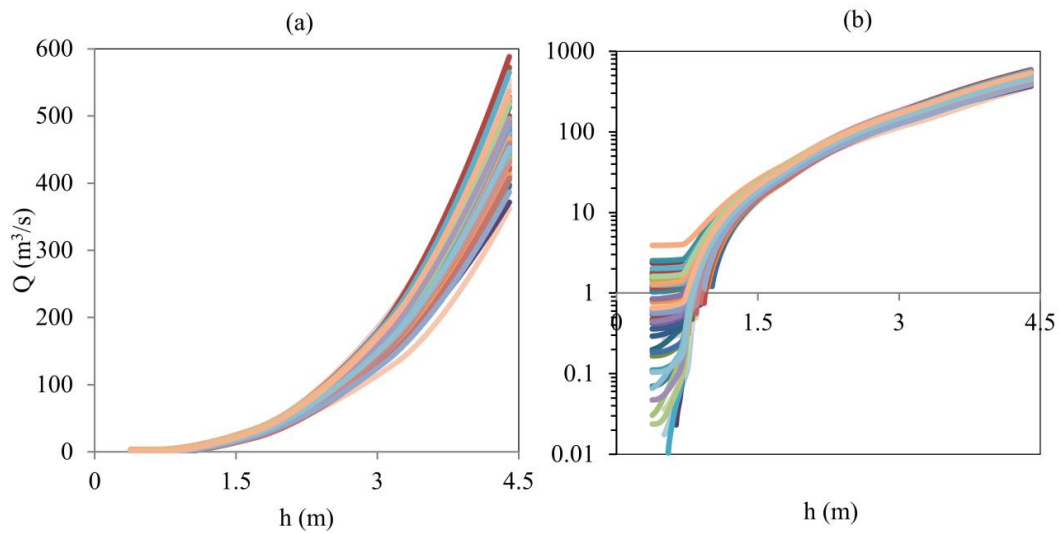
L'incertitude globale autour de la courbe MaxPost est variée entre 43% et 35% à basses eaux, entre 17.5% et 25% à moyennes eaux et entre 15% et 18% à hautes eaux. La comparaison entre les valeurs a priori et les valeurs a posteriori de la courbe MaxPost estimée sous BaRatin renseignent sur la validité et la fiabilité du modèle. En effet, plus les valeurs a posteriori avoisinent les valeurs a priori, plus le modèle est valide et fiable. À l'inverse, un écart important entre ces valeurs a priori et a posteriori signale une incohérence du modèle.

Les tableaux III.6, III.7 III.8 et III.9 permettent de visualiser la transformation de la connaissance a priori en connaissance a posteriori, par l'information soutenue par les jaugeages. Les résultats montrent que, pour les contrôles hydrauliques 1, 2, 3 et 4, les valeurs a priori de la configuration initiale sont globalement proches aux a posteriori estimés par BaRatin pour la construction de la courbe MaxPost. Ces légères différences confirment la fiabilité du modèle BaRatin.

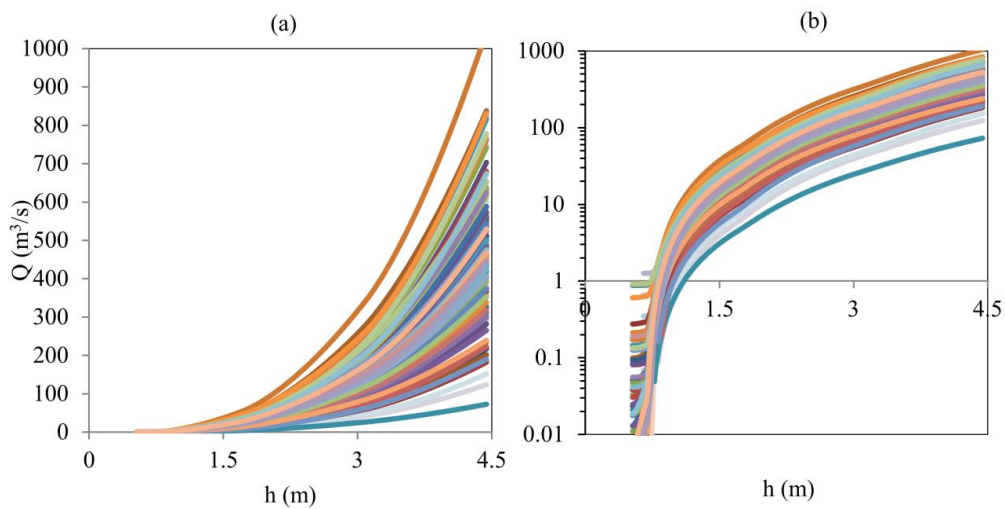
Le faible nombre de jaugeages augmente l'incertitude paramétrique de la courbe de tarage qui contribue également de façon importante à l'incertitude totale. Le faible nombre de jaugeages du 9/01/2003 au 17/10/2003 impacte fortement l'incertitude globale associée à la courbe MaxPost (figure III. 25), par conséquent, il est possible que la surestimation de l'incertitude soit causée par l'insuffisance de nombre de jaugeages utilisés pour estimer la courbe de tarage sous BaRatin. Les figures III.27, III.28, III.29 et III.30 représentent les « spaghetti » de la courbe de tarage a posteriori (MaxPost) sous BaRatin. Chacune de ces courbes liées à un tirage aléatoire MCMC des paramètres a, b et c (de chaque contrôle hydraulique). Les courbes de tarage spaghetti ont aidé dans l'estimation des bornes d'incertitude (2.5% et 97.5%).



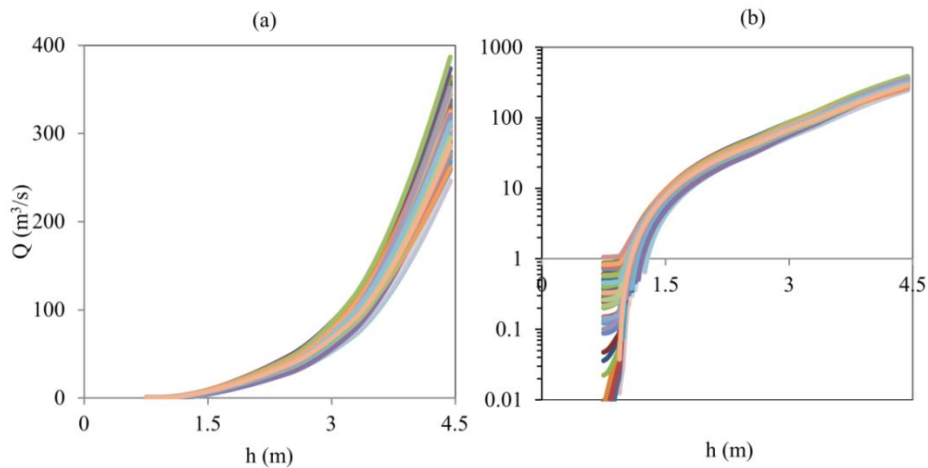
**Figure III. 27:** « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 03/09/1990 au 8/01/1995 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



**Figure III. 28 :** « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 2/03/1995 au 25/11/2002 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



**Figure III. 29:** « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 9/01/2003 au 17/10/2003 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



**Figure III. 30:** « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Bir Ouled Tahar du 1/01/2004 au 16/05/2013 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).

### 2.2.2. Station de Sidi Akkacha

Les paramètres a posteriori pour la station de Sidi Akkacha sont rassemblés dans les tableaux III.10, III.11 et III.12, ainsi que, les figures III.31, III.32 et III.33 présentent les courbes de tarage avec leurs enveloppes d'incertitude ainsi que les jaugeages pour la station de Sidi Akkacha respectivement, pour les périodes du 20/02/1982 au 08/02/2000, du 22/01/2002 au 19/04/2016 et du 22/01/2017 au 18/01/2018.

**Tableau III. 10:** Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Sidi Akkacha du 20/02/1982 au 08/02/2000.

	Contrôle 1				Contrôle 2				
	$a_1$	$b_1$	$c_1$	$K_1$	$a_2$	$b_2$	$c_2$	$K_2$	
a priori	21.8 (3.2)	0.05 (0.05)	1.5 (0.025)	0.8 (0.05)	37.52 (10.52)	-	1.67 (0.025)	1.85 (0.05)	
a posteriori	17.13 (0.55)	0.08 (0.01)	1.547 (0.022)	0.81 (0.00)	23.89 (1.68)	0.20 (0.03)	1.662 (0.022)	1.86 (0.02)	
	Contrôle 3				Contrôle 4				
	$a_3$	$b_3$	$c_3$	$K_3$	$a_4$	$b_4$	$c_4$	$\gamma_1$	$\gamma_2$
a priori	25.1 (9.34)	-	1.67 (0.025)	3.65 (0.1)	20.21 (12.31)	-	1.67 (0.025)	-	-
a posteriori	25.81 (4.82)	1.86 (0.02)	1.684 (0.025)	3.62 (0.05)	19.50 (6.42)	3.62 (0.05)	1.661 (0.026)	0.18 (0.02)	0.01 (0.02)

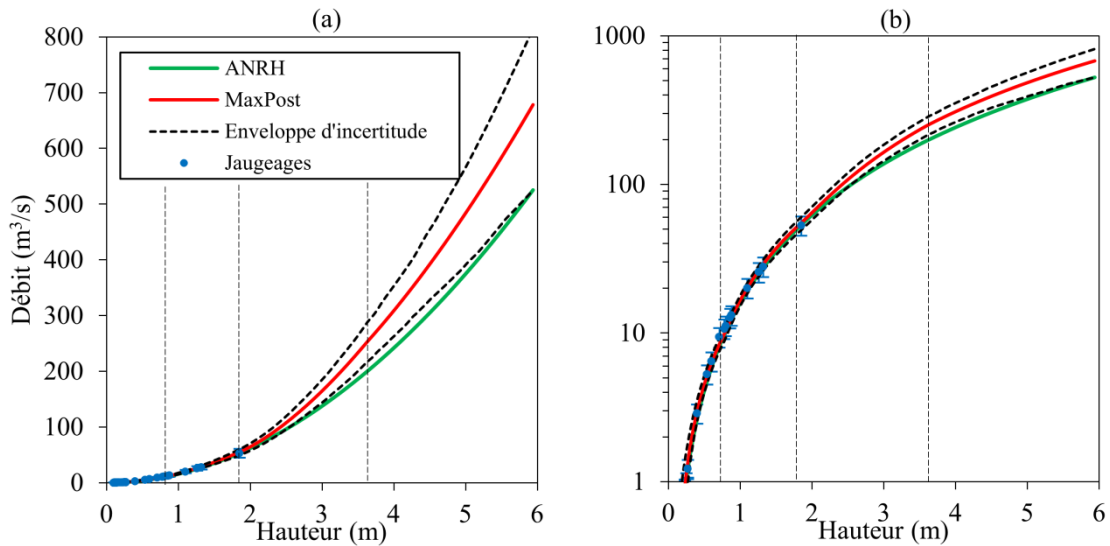
### Chapitre III : Gestion dynamique et analyse bayésienne des courbes de tarage

**Tableau III. 11:** Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Sidi Akkacha du 22/01/2002 au 19/04/2016.

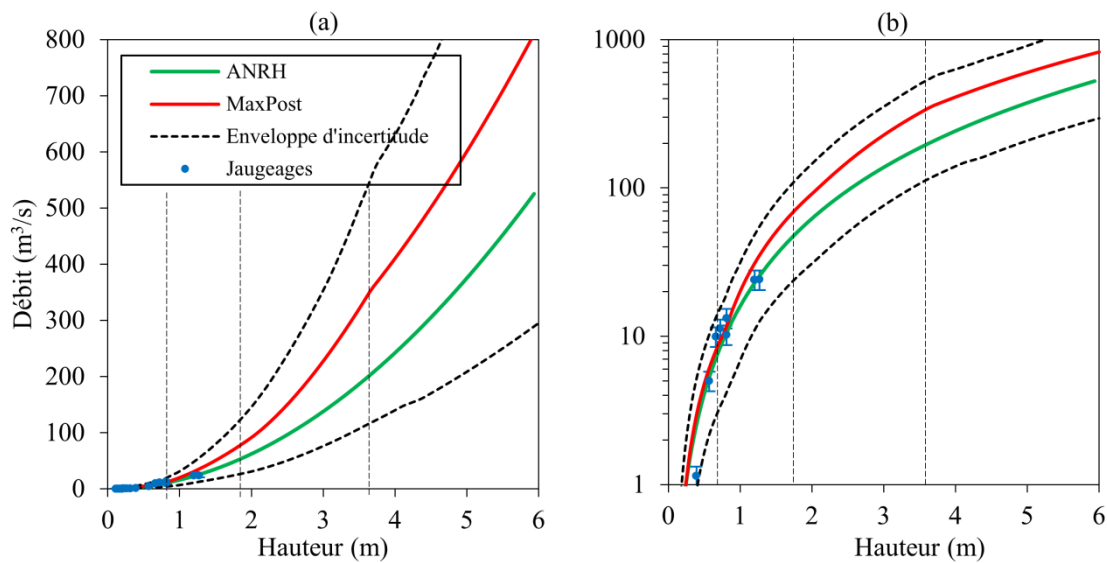
	<b>Contrôle 1</b>				<b>Contrôle 2</b>				
	a <sub>1</sub>	b <sub>1</sub>	c <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	b <sub>2</sub>	c <sub>2</sub>	K <sub>2</sub>	
a priori	21.8 (3.2)	0.05 (0.05)	1.5 (0.025)	0.8 (0.05)	37.52 (10.52)	-	1.67 (0.025)	1.85 (0.05)	
a posteriori	19.41 (1.43)	0.10 (0.01)	1.510 (0.024)	0.80 (0.00)	38.64 (5.15)	0.80 (0.00)	1.667 (0.025)	1.89 (0.02)	
	<b>Contrôle 3</b>				<b>Contrôle 4</b>				
	a <sub>3</sub>	b <sub>3</sub>	c <sub>3</sub>	K <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	b <sub>4</sub>	c <sub>4</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>
a priori	25.1 (9.34)	-	1.67 (0.025)	3.65 (0.1)	20.21 (12.31)	-	1.67 (0.025)	-	-
a posteriori	27.56 (4.71)	1.89 (0.02)	1.684 (0.025)	3.67 (0.05)	18.87 (5.83)	3.67 (0.05)	1.666 (0.026)	0.12 (0.05)	0.28 (0.08)

**Tableau III. 12:** Valeurs (et écart-type) des paramètres a priori et a posteriori de la courbe de tarage de Sidi Akkacha du 22/01/2017 au 18/01/2018.

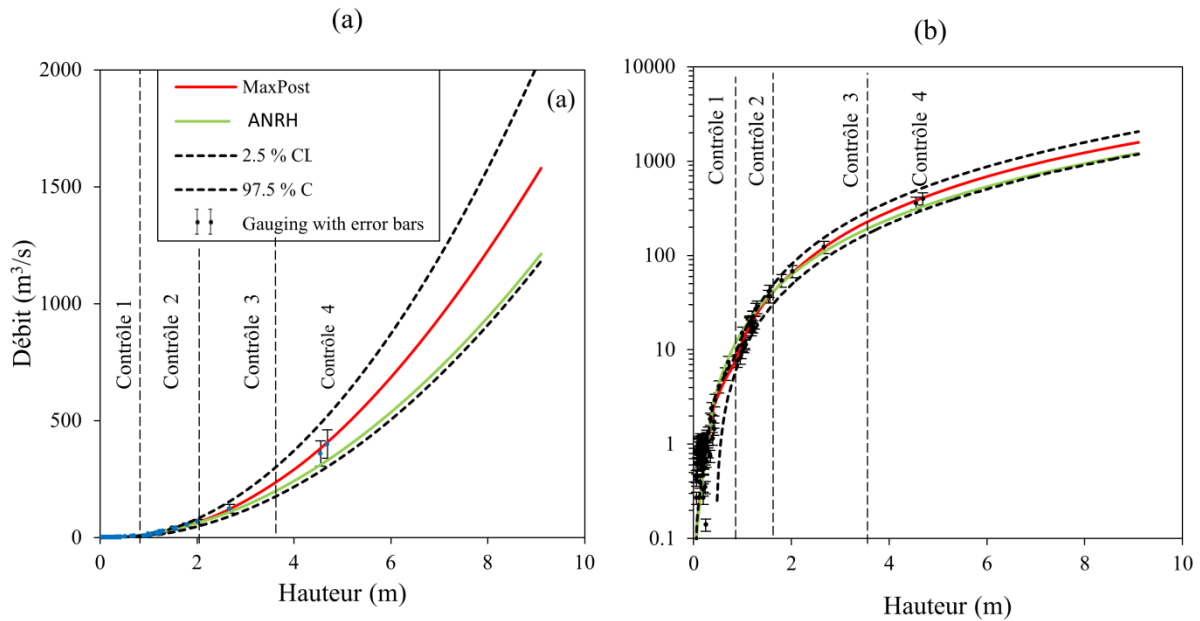
	<b>Contrôle 1</b>				<b>Contrôle 2</b>				
	a <sub>1</sub>	b <sub>1</sub>	c <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	b <sub>2</sub>	c <sub>2</sub>	K <sub>2</sub>	
a priori	21.8 (3.2)	0.05 (0.05)	1.5 (0.025)	0.8 (0.05)	37.52 (10.52)	-	1.67 (0.025)	1.85 (0.05)	
a posteriori	18.73 (1.47)	0.40 (0.02)	1.53 (0.02)	0.80 (0.0)	34.59 (2.3)	0.50 (0.03)	1.685 (0.025)	1.86 (0.02)	
	<b>Contrôle 3</b>				<b>Contrôle 4</b>				
	a <sub>3</sub>	b <sub>3</sub>	c <sub>3</sub>	K <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	b <sub>4</sub>	c <sub>4</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>
a priori	25.1 (9.34)	-	1.67 (0.025)	3.65 (0.1)	20.21 (12.31)	-	1.67 (0.025)	-	-
a posteriori	30.05 (2.49)	1.86 (0.02)	1.662 (0.025)	3.67 (0.05)	20.12 (6.36)	3.67 (0.05)	1.678 (0.026)	1.14 (0.45)	0.02 (0.03)



**Figure III. 31:** Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Sidi Akkacha calculés sous BaRatin du 20/02/1982 au 08/02/2000 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



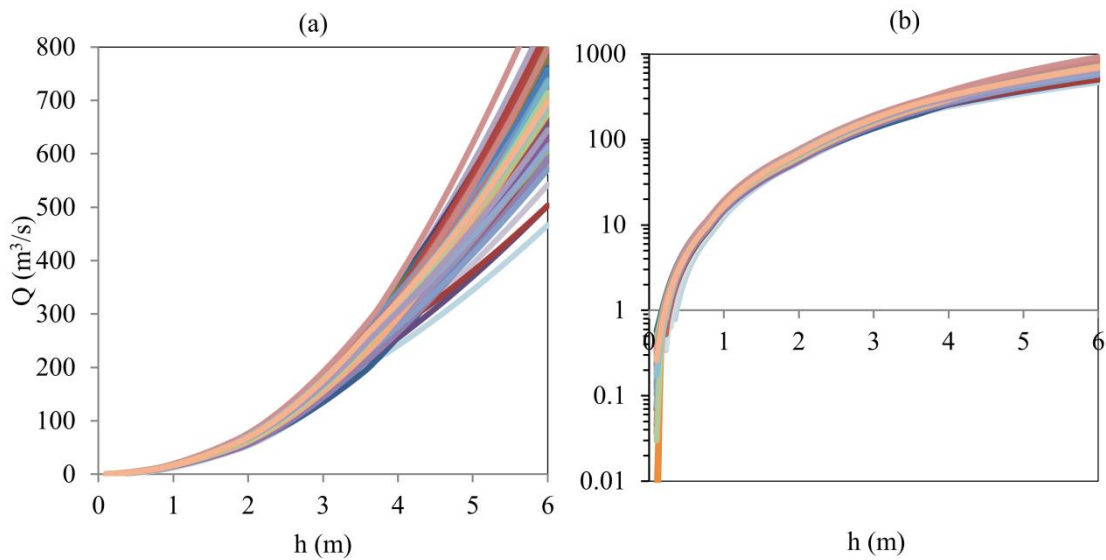
**Figure III. 32:** Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Sidi Akkacha calculés sous BaRatin du 22/01/2002 au 19/04/2016 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



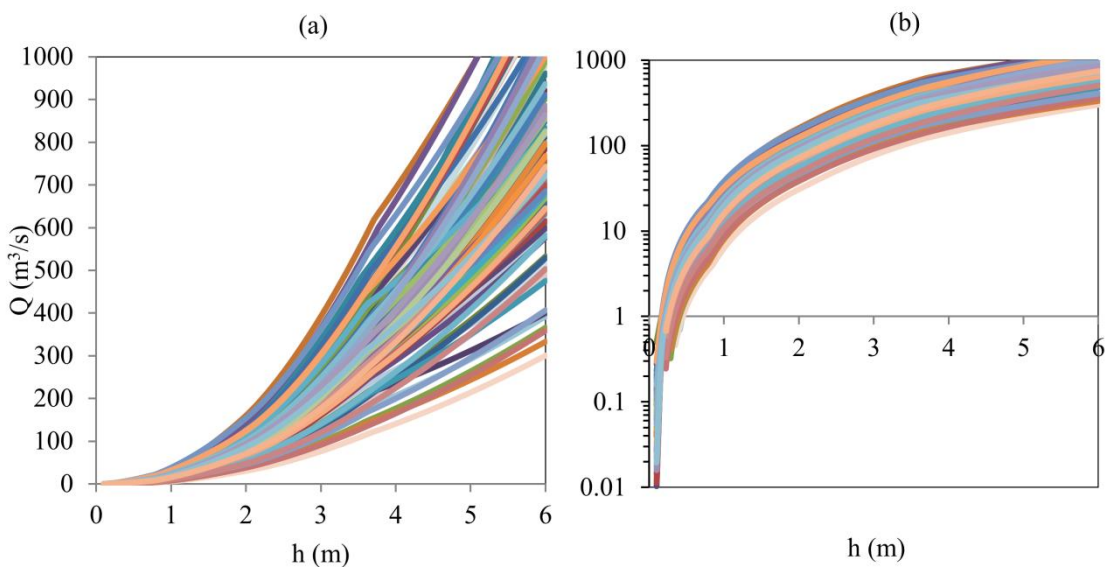
**Figure III. 33:** Courbe de tarage et enveloppe des incertitudes à 95% à la station hydrométrique du Sidi Akkacha calculés sous BaRatin du 22/01/2017 au 18/01/2018 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).

Les résultats de simulation montrent que les valeurs a posteriori sont comprises dans les intervalles définis a priori, témoignant la fiabilité des résultats fournis par le modèle BaRatin à la station de Sidi Akkacha. D'après ces tableaux, la distribution des a priori est plus incertaine que la distribution des a posteriori, du fait de l'information portée par les jaugeages. L'incertitude totale autour de la courbe MaxPost varie entre 41% et 52% à basses eaux, entre 15% et 24% à moyennes eaux et entre 14.5% et 16% à hautes eaux. La comparaison entre les valeurs a priori et celles a posteriori à travers ces tableaux renseigne sur la validité et la fiabilité du modèle. Les résultats montrent que les valeurs a priori de la configuration initiale sont généralement proches aux a posteriori calculées sous BaRatin pour les contrôles hydrauliques 1,2, 3 et 4. Ces résultats affirment la fiabilité du modèle BaRatin.

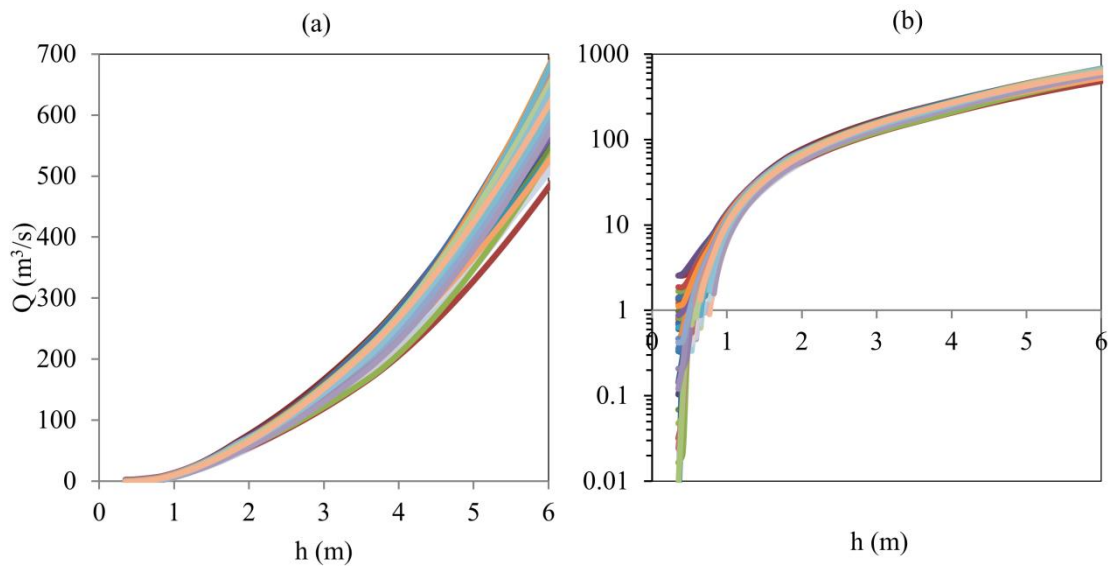
Pour les contrôles 3 et 4, l'incertitude totale devient très importante du fait de l'absence de jaugeages pour ces gammes ainsi que les très incertains a priori utilisés pour traduire la configuration initiale. La surestimation de l'incertitude durant la période «22/01/2002 au 19/04/2016» est causée par l'insuffisance de nombre de jaugeages utilisés pour quantifier la courbe de tarage sous BaRatin. Les figures III.34, III.35 et III.36 montrent les « spaghetti » de la courbe de tarage a posteriori à la station de Sidi Akkacha, chacune de ces courbes reliées à un tirage aléatoire MCMC des paramètres a, b et c.



**Figure III. 34:** « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Sidi Akkacha du 20/02/1982 au 08/02/2000 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).



**Figure III. 35:** « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Sidi Akkacha du 22/01/2002 au 19/04/2016 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).

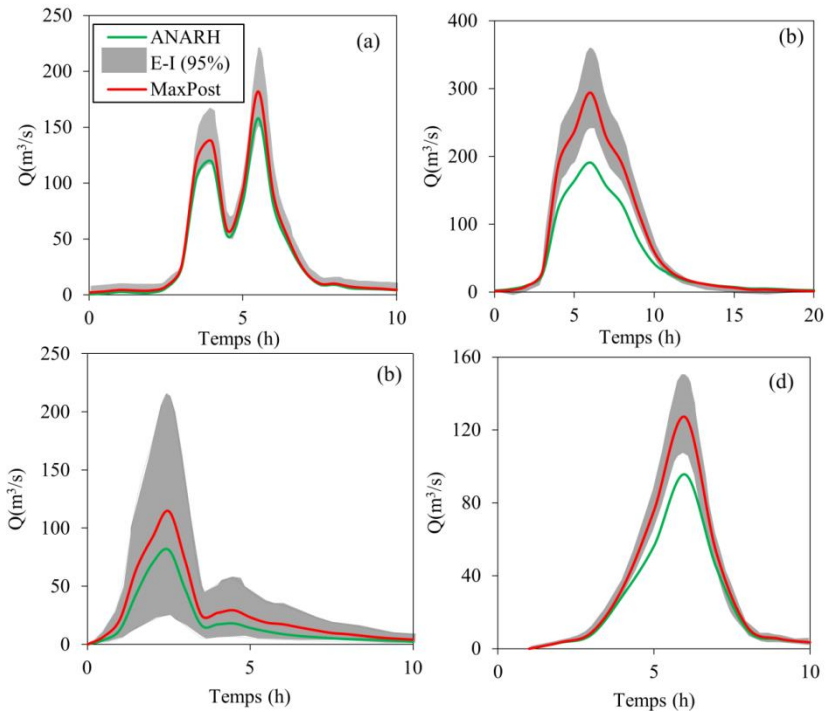


**Figure III. 36:** « Spaghettis » de la courbe de tarage a posteriori sous BaRatin à la station de Sidi Akkacha du 22/01/2017 au 18/01/2018 en échelle linéaire (a) et en échelle logarithmique (b).

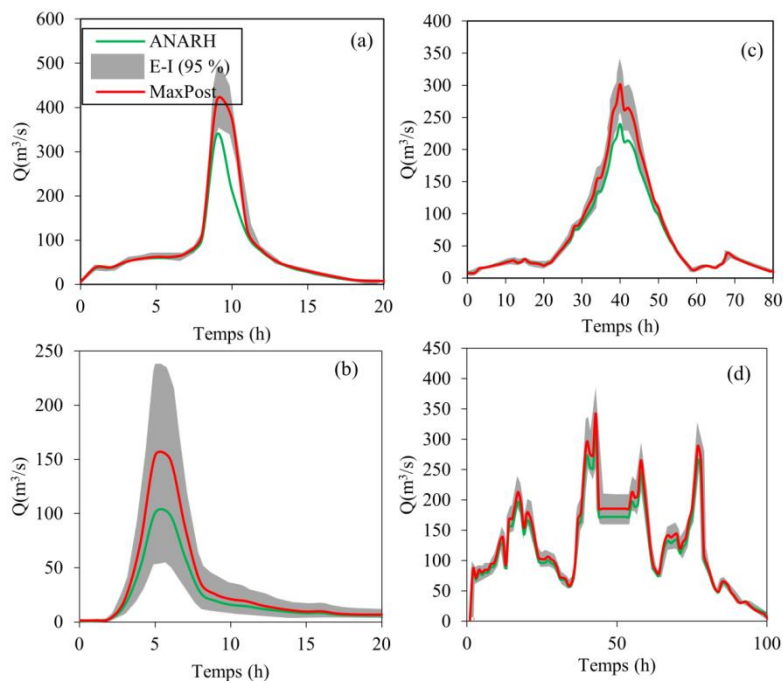
### 3. Propagation des incertitudes aux hydrogrammes

Quatre événements hydrologiques ont été choisis pour montrer la propagation des incertitudes aux hydrogrammes : la crue du 30 septembre 1994, crue du 24 Mai 1998, crue du 25 septembre 2003 et la crue du 22 septembre 2007 pour la station de Bir Ouled Tahar. Pour la station de Sidi Akkacha, les crues qui choisissent sont : la crue du 21 Avril 1997, crue du 16 décembre 1999, crue du 04 avril 2007 et la crue du 21 janvier 2017. Les figures III. 37 et III. 38 présentent les hydrogrammes et les enveloppes d'incertitude pour ces quatre événements hydrologiques, respectivement pour les stations de Bir Ouled Tahar et de Sidi Akkacha.





**Figure III. 37:** Hydrogramme et leur enveloppe d'incertitude à 95% de la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar: crue du 30 septembre 1994 (a); crue du 24 Mai 1998 (b); crue du 25 septembre 2003 (c) et la crue du 22 septembre 2007 (d).



**Figure III. 38:** Hydrogramme et leur enveloppe d'incertitude à 95% de la station hydrométrique de Sidi Akkacha: crue du 21 Avril 1997 (a); crue du 16 Décembre 1999 (b); crue du 04 Avril 2007 (c) et la crue du 21 janvier 2017 (d).

L'enveloppe d'incertitude pour chaque hydrogramme de crue calculé à partir des résultats du modèle BaRatin est directement liée à l'enveloppe d'incertitude associée à la courbe de tarage. Également, les courbes de tarage estimées par le modèle BaRatin augmentent significativement les estimations des pics de crues. L'extrapolation de la courbe de hauteur-débit faite par BaRatin, s'appuyant sur l'analyse hydraulique de la section de jaugeage, certainement donne de meilleurs résultats que les courbes utilisées jusqu'ici par l'ANRH. On retrouve souvent une incertitude faible pour les moyennes et basses eaux débits et plus forte pour les hautes eaux. L'incertitude globale associée aux hydrogrammes varie de 15% à 35%, ces résultats montrent que les incertitudes dans les hydrogrammes de crue sont loin d'être négligeables, confirmant les résultats de [Westerberg et McMillan \(2014\)](#) et [McMillan et al. \(2010\)](#). L'enveloppe d'incertitude associée aux hydrogrammes des crues est d'autant plus importante que la hauteur d'eau atteinte est importante. On observe aussi que le bruit associé au spaghetti pour la station de Sidi Akkacha pour la crue du 21 janvier 2017 est assez réduit par rapport aux autres crues grâce à la disponibilité des jaugeages à hautes eaux. Par conséquent, les incertitudes élargies relatives sont d'autant plus importantes que le nombre de jaugeages est faible. Ces résultats suggèrent une forte sensibilité au nombre de jaugeages de la méthode BaRatin ou une définition trop incertaine des a priori hydrauliques. Une fois moyenné, les incertitudes associées aux débits sont seulement d'origine paramétrique : les incertitudes reliées à la hauteur d'eau mesurée et le modèle utilisé ont disparu, car de leurs natures aléatoires gaussiennes centrées sur 0. Les types d'incertitudes qui sont englobées dans l'incertitude totale liée aux hydrogrammes de crue. L'erreur restante, associée au modèle et l'erreur associée au limnigramme, sont toutes les deux aléatoires gaussiennes centrées sur 0. Dans les résultats BaRatin, ces erreurs sont responsables du bruit visible sur les spaghettis.

#### **4. Conclusion**

L'instabilité de contrôle hydraulique de la station hydrométrique est évaluée par une méthode qui met en évidence deux notions : la variabilité et la dérive de la relation hauteur-débit. Cela permet d'objectiver les actions d'exploitation des jaugeages : amélioration du contrôle hydraulique ou recherche d'un nouveau contrôle et effort sur les jaugeages. Les échantillons du jaugeage ne sont pas homogènes s'ils appartiennent à une même phase de sédimentation ou d'érosion, à savoir un remblaiement ou un creusement continu au niveau du contrôle hydraulique de la station considérée.

Dans les stations hydrométriques, les crues ne sont pas les seuls événements naturels susceptibles de détarer les courbes de tarages, le développement d'herbiers saisonniers, et également les travaux d'entretien dans les stations induisent des détarages importants.

La procédure de tracer des courbes de tarage dans les cours d'eau où la relation hauteur-débit est soumise à des changements induits par des processus morphologiques reste l'un des problèmes majeurs non résolus en hydrométrie. Il est bien connu en hydrométrie que l'évaluation de la courbe de tarage dans les rivières naturelles puisse être entachée de plusieurs facteurs compliqués, dont les conditions de l'instabilité ou bien le mouvement de lit sont les plus difficiles à gérer et également les plus répandues. Les changements temporels dans les éléments qui gouvernent la relation hauteur-débit à station hydrométrique, tels que la géométrie du canal et les caractéristiques de rugosité, font varier la relation hauteur-débit avec le temps.

La propagation des incertitudes des courbes de tarage aux hydrogrammes est une nouvelle fonctionnalité de la méthode. La prise en compte des incertitudes associées aux hauteurs d'eau présente certaines limites dans l'application BaRatin. L'avantage de la méthode BaRatin est que l'absence de données de dépouillement sur les jaugeages (cas plus fréquent) ne présente pas un frein pour l'application de ce modèle. Ce dernier ne semble pas largement sensible aux incertitudes individuelles pour chaque jaugeage.

Les applications précédentes du modèle BaRatin s'appuyaient sur les valeurs de référence d'incertitudes pour chaque jaugeage (Le Coz et al., 2014). Le nombre de jaugeages pour l'application BaRatin semble important afin de diminuer l'incertitude paramétrique, notamment lorsque les a priori hydrauliques sont très incertains, et/ou pour obtenir une incertitude reliée au modèle (incertitude restante) réaliste (voir, par exemple, le cas non réaliste de la station de Bir Ouled Tahar du 9/01/2003 au 17/10/2003). Dans le cas de la station de Bir Ouled Tahar (du 9/01/2003 au 17/10/2003), le faible nombre de jaugeages (hauteur, débit) fait que les enveloppes d'incertitude associées à la courbe de tarage au hydrogramme sont surestimées. Pour les deux stations, l'absence de jaugeage fait en crue oblige l'extrapolation de la courbe de tarage. Dans la méthode BaRatin, l'extrapolation s'appuie sur les a priori hydrauliques, donc l'enveloppe de l'incertitude pour la partie extrapolée de la courbe prend en compte les incertitudes définies pour ces a priori. Les résultats ont confirmé que les incertitudes associées aux hydrogrammes sont très importantes et sont à prendre en compte lors de leurs utilisations (par exemple, lors le calage des modèles hydrauliques et hydrologiques).

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and horizontal lines at the top and bottom, all with rounded ends and small loops at the corners.

## **CHAPITRE IV :**

**Analyse fréquentielle des crues et modélisation  
des inondations sous l'effet de l'incertitude de la  
courbe de tarage**

Dans ce chapitre, une méthode analytique a été proposée pour étudier l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage non seulement sur l'analyse fréquentielle des crues, mais aussi sur la cartographie des inondations de la ville de Vieux-Ténès à l'embouchure de l'Oued Allala. L'établissement de la carte d'inondation avec son incertitude a été réalisé en combinant les séries de débits maxima annuels résultant de modèle bayésien hauteur-débit, l'analyse fréquentielle des crues et le modèle hydraulique HEC-RAS.

## 1. Analyse fréquentielle des crues

### 1.1. Propagation des incertitudes à l'AFC

Pour chacune des stations étudiées, quatre séries chronologiques des débits maxima annuels ont été reconstruites (figures IV.1 et IV. 2) en utilisant les séries chronologiques des hauteurs maximales enregistrées et les quatre courbes de tarage (2,5%, MaxPost, 97,5% et ANRH). Le bassin d'Oued Allala a enregistré des crues plus sévères et plus longues, que le bassin d'Oued Zedine (Rouina), depuis l'installation de la station de Sidi Akkacha en 1972 à son exutoire

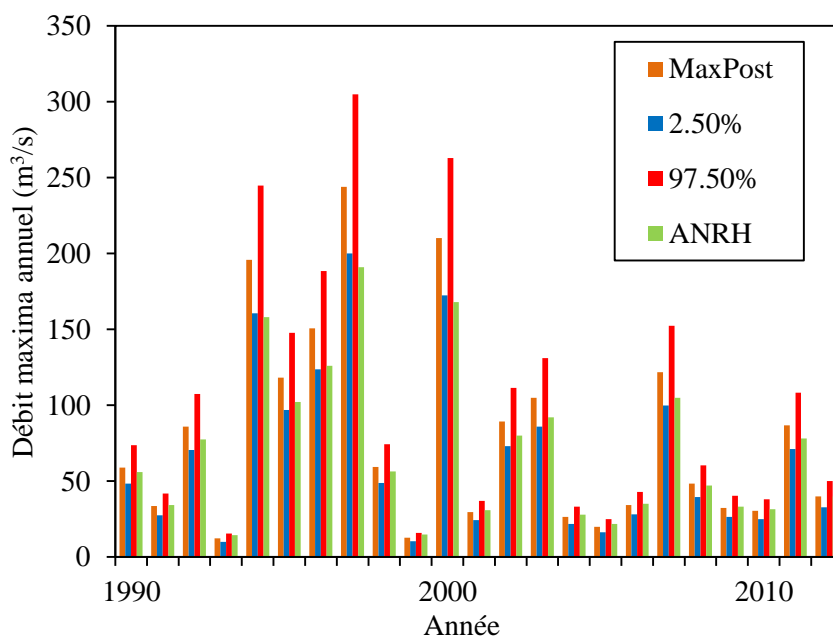
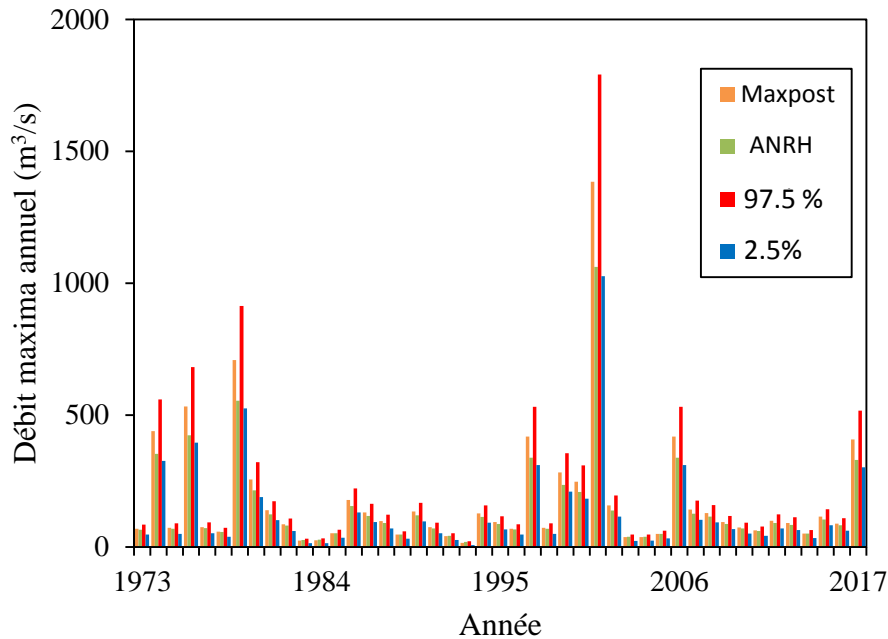


Figure IV. 1: Débits maxima annuels à la station de Bir Ouled Tahar de 1990 à 2012.



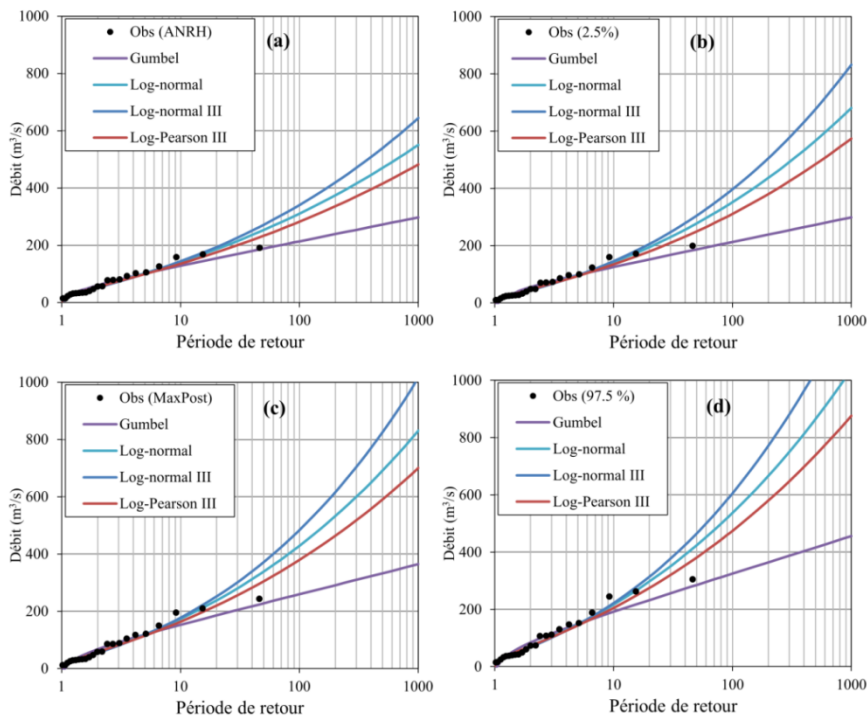
**Figure IV. 2:** Débits maxima annuels à la station de Sidi Akkacha de 1973 à 2017.

Afin d'évaluer l'influence de l'incertitude de la courbe de tarage sur AFC, les séries chronologiques des débits maxima pour les deux stations issues de l'étape précédente ont été ajustées à l'aide de quatre lois de distribution (probabilité) : 1) Gumbel 2) log-normale (2 paramètres); log-normale (3 paramètres); et Log-Pearson type III. Ensuite, les quantiles avec l'enveloppe d'incertitude de la courbe de tarage ont été estimés pour les périodes de retour de 5, 10, 50, 100 et 1000 ans.

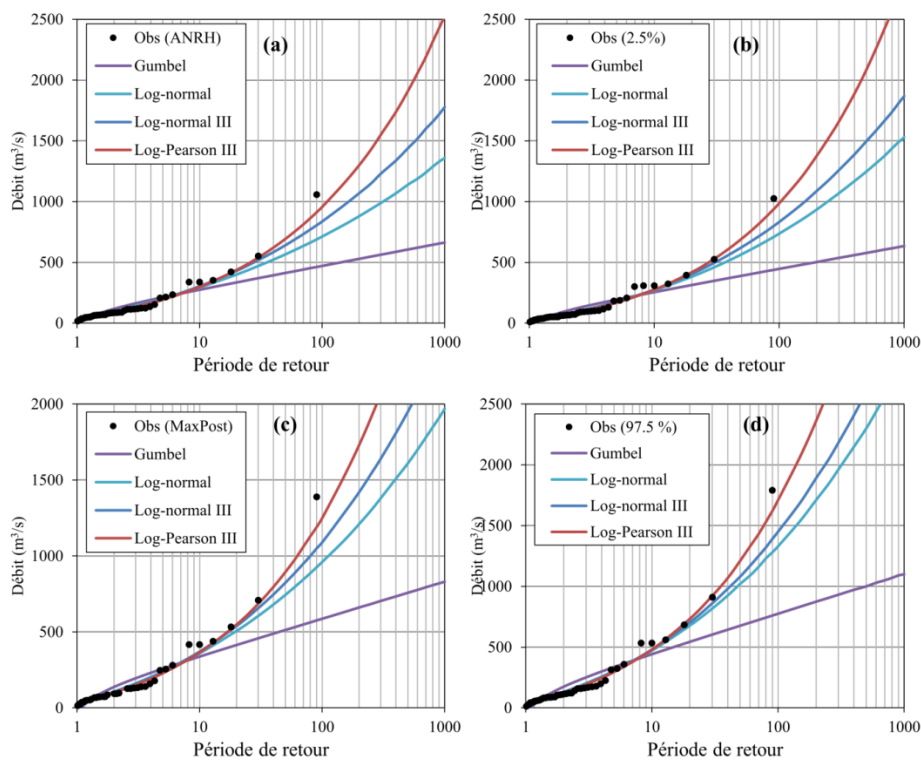
L'ajustement des séries a été établi sous le logiciel HYFRAN. En premier lieu, nous avons sélectionné la meilleure distribution pour ajuster les débits maxima parmi ces quatre distributions probables selon le coefficient de détermination ( $R^2$ ), l'erreur quadratique moyenne (RMSE) et l'erreur moyenne absolue (MAE) où l'hypothèse nulle suppose que la distribution testée est ajustée aux données. Leurs paramètres sont estimés par la méthode du maximum de vraisemblance (MLM) pour les distributions de Gumbel et Log-normal et par la méthode de SAM pour la distribution de Log-Pearson type III. Les résultats de la sélection de la distribution la mieux ajustée pour les séries ANRH, 2.5%, MaxPost et 97.5% sont présentés dans les tableaux IV.1 et IV.2 et les figures IV.3 et IV.4.

Les résultats d'ajustement montrent que la distribution des séries des débits maxima suit la loi de Gumbel à la station de Bir Ouled Tahar, avec un  $R^2$  supérieur à 0,94 alors que les RMSE et MAE sont respectivement variés entre de 7.65 et 10.04  $m^3/s$  et entre 8.45 et 10.65  $m^3/s$  (tableau IV. 1 et figure IV.3). Tandis qu'au niveau de la station de Sidi Akkacha, les débits

maxima suit la loi de Log-Pearson type III, avec un  $R^2$  supérieur à 0,98 alors que les RMSE et MAE sont respectivement de 24 et 21  $m^3/s$  (tableau IV. 2 et figure IV. 4).



**Figure IV. 3 :** Ajustement des débits maxima à la station de Bir Ouled Tahar :(a) ANRH; (b) 2.5%; (c) MaxPost et (d) 97.5%.



**Figure IV. 4:** Ajustement des débits maxima à la station de Sidi Akkacha: (a) ANRH; (b) 2.5%; (c) MaxPost et (d) 97.5%.

**Tableau IV. 1:** Les paramètres des fonctions des distributions à la station de Bir Ouled Tahar.

Distribution		Paramètres	R <sup>2</sup>	RMSE	MAE
Gumbel	2.5%	$\mu = 41.9 \alpha=37.22$	0.97	7.65	8.45
	97.5%	$\mu = 63.88 \alpha=56.73$	0.95	9.21	10.54
	MaxPost	$\mu = 51.1 \alpha=45.39$	0.94	10.05	10.65
	ANRH	$\mu = 47.7 \alpha=36.25$	0.96	8.54	8.23
Lognormal	2.5%	$\mu = 3.85 \sigma=0.86$	0.95	8.96	9.56
	97.5%	$\mu = 4.27 \sigma=0.86$	0.93	15.85	16.23
	MaxPost	$\mu = 4.05 \sigma=0.86$	0.94	16.87	16.53
	ANRH	$\mu = 4.00 \sigma=0.74$	0.91	14.9	15.89
Lognormal(3 parameter)	2.5%	$\mu =4.37 \sigma=3.7 m= 0.97$	0.89	14.65	15.89
	97.5%	$\mu = 4.12 \sigma=0.97 m=6.66$	0.92	15.88	15.96
	MaxPost	$\mu = 4.53 \sigma=1.0 m=9.7$	0.93	16.5	15.55
	ANRH	$\mu = 3.85 \sigma=0.84 m=5.51$	0.89	15.33	14.85
Log-Pearson type III	2.5%	$\alpha=-120.11 \lambda=1847.9 m=17.05$	0.88	14.63	14.56
	97.5%	$\alpha= -120.11 \lambda=1848.9 m=17.23$	0.89	18.2	17.89
	MaxPost	$\alpha= -120.2 \lambda=1847 m=17.14$	0.91	15.36	16.34
	ANRH	$\alpha= -139.87 \lambda=1897.7 m=15.30$	0.92	15.22	15.69



**Tableau IV. 2:** Les paramètres des fonctions des distributions à la station de Sidi Akkacha.

Distribution		Paramètres	R <sup>2</sup>	RMSE	MAE
Gumbel	2.5%	$\mu = 73.11 \alpha=81.43 \text{ KHI} = 27$	0.89	48.2	46.35
	97.5%	$\mu = 123.36 \alpha=141.7$	0.86	51.23	53.21
	MaxPost	$\mu = 98.8 \alpha=106.7$	0.89	45.3	44.24
	ANRH	$\mu = 88.90 \alpha=83.32$	0.91	46.2	45.36
Lognormal	2.5%	$\mu = 4.31 \sigma=1.01$	0.93	35.2	37.26
	97.5%	$\mu = 4.91 \sigma=0.93$	0.94	36.25	39.2
	MaxPost	$\mu = 4.68 \sigma=0.94$	0.94	32.69	34.95
	ANRH	$\mu = 4.60 \sigma=0.85$	0.92	26.01	28.74
Lognormal(3 parameter)	2.5%	$\mu = 4.25 \sigma=1.06 m=2.9$	0.96	31.22	33.22
	97.5%	$\mu = 4.73 \sigma=1.07 m=14.39$	0.95	29.21	32.25
	MaxPost	$\mu = 4.53 \sigma=1.0 m=9.7$	0.96	30.25	31.21
	ANRH	$\mu = 4.40 \sigma=0.99 m=12.49$	0.95	19.87	20.64
Log-Pearson type III	2.5%	$\alpha=13.16 \lambda=33.2 m= 0.65$	0.98	23.02	19.8
	97.5%	$\alpha= 7.81 \lambda=10.13 m= 0.65$	0.97	25.4	20.2
	MaxPost	$\alpha= 8.73 \lambda=12.63 m=0.58$	0.98	24.2	21.27
	ANRH	$\alpha= 8.35 \lambda=9.40 m=0.87$	0.98	16.75	16.69

La courbe fréquentielle MaxPost (ligne orange) et leurs intervalles de confiance de 2,5% (ligne bleue) et 97,5% (ligne rouge) ajustée par la distribution de Gumbel à la station de Bir Ouled Tahar et par la distribution de log-Pearson type III à la station de Sidi Akkacha sont présentées respectivement, dans les figures IV.5 et IV.6.

Pour la crue centennale, le taux d'augmentation estimé par la courbe de tarage 97,5% est supérieur à 25.1 % (325 m<sup>3</sup>/s) par rapport à celui estimé par la courbe de tarage MaxPost (260 m<sup>3</sup>/s) à la station de Bir Ouled Tahar. Cependant, la courbe de tarage inférieur (2,5%) est diminuée ce débit par rapport au MaxPost par 18.07 % (213 m<sup>3</sup>/s). En ce qui concerne la station de Sidi Akkacha, le taux d'augmentation estimé par la courbe de tarage 97,5% est

supérieur à 31,5% ( $1841 \text{ m}^3/\text{s}$ ) par rapport à celui calculé par la courbe MaxPost ( $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Cependant, la courbe de tarage de 2,5% est diminuée la valeur de débit de projet centennale par rapport au MaxPost par 27,85% ( $1010 \text{ m}^3/\text{s}$ ). À peu près, le même taux d'augmentation et de diminution est observé pour les restes périodes de retour.

À partir de ces résultats, on peut conclure que l'incertitude des séries temporelles des débits est généralement le plus important facteur d'incertitude dans l'estimation de la crue de conception via AFC. Cependant, cette incertitude peut être accrue lorsque l'extrapolation de la courbe de tarage est indispensable pendant les crues extrêmes. Maintenir ce fait dans un champ sombre peut sous-estimer le potentiel du risque d'inondation.

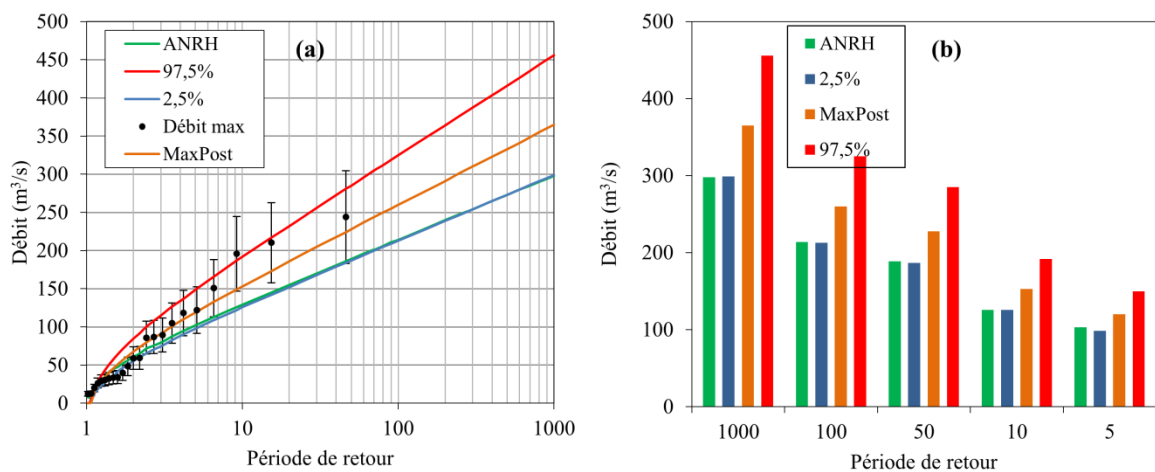


Figure IV. 5: Résultats de l'ajustement à la loi de lois Gumbel à Bir Ouled Tahar.

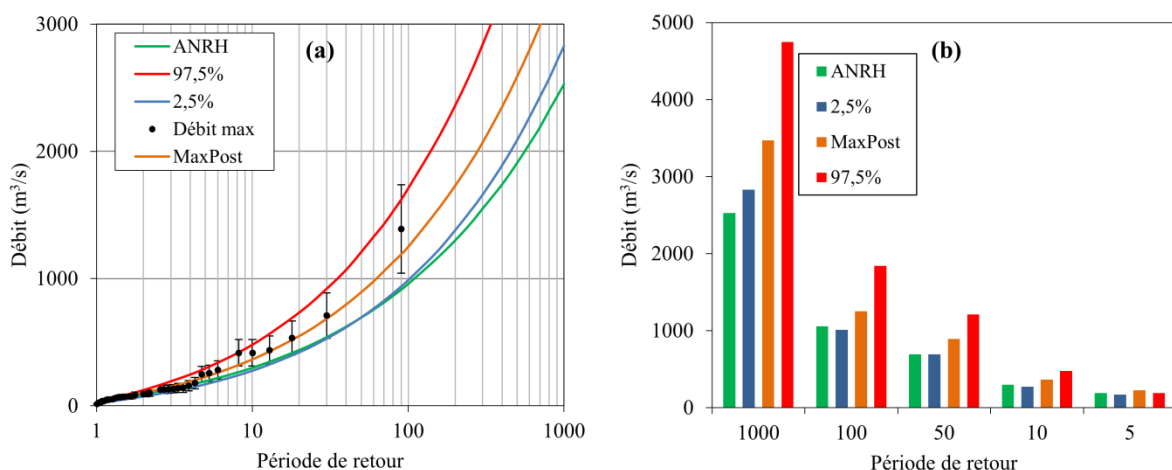
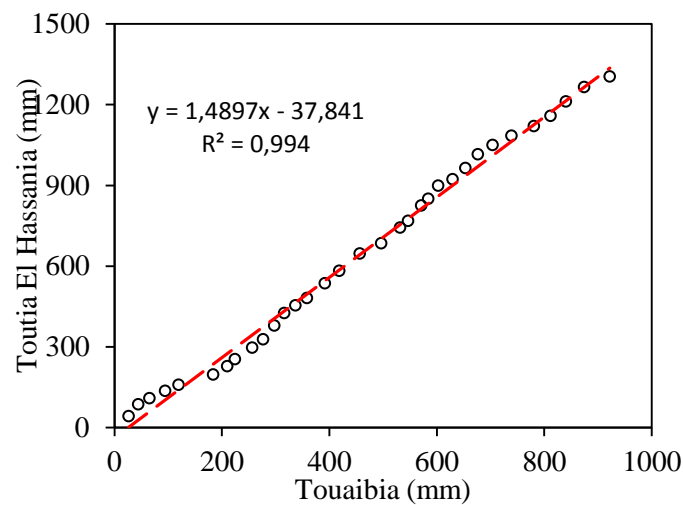


Figure IV. 6: Résultats de l'ajustement à la loi de lois log-Pearson type III à Sidi Akkacha.

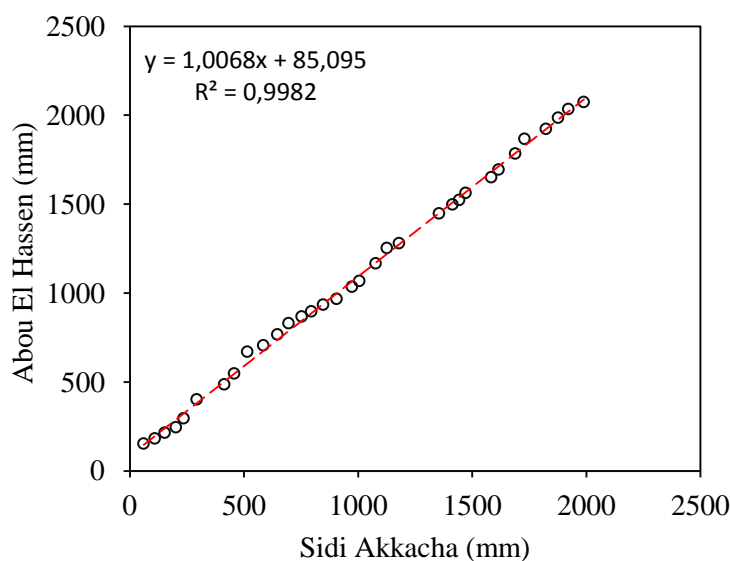
## 1.2. Application de la méthode de GRADEX

### 1.2.1. Homogénéité des séries pluviométriques

L'homogénéité des séries pluies maximales journalier pour les stations de Touaibia et Sidi Akkacha est vérifiée selon le test de Wilcoxon à un seuil de 5%. Ainsi, elles peuvent être considérées comme des stations de références pour vérifier l'homogénéité des autres stations (Toutia El Hassania, Abou EL Hassen) par la méthode du double cumul. Les figures (IV. 7) et (IV.8) confirment clairement cette homogénéité. La corrélation entre les données des stations références de Touaibia et Sidi Akkacha avec celles de Toutia El Hassania et Abou EL Hassen est très élevée avec un coefficient de corrélation de 0.99.



**Figure IV. 7:** Régression entre les pluies journalières maximales annuelles des stations de Touaibia et Toutia El Hassania.



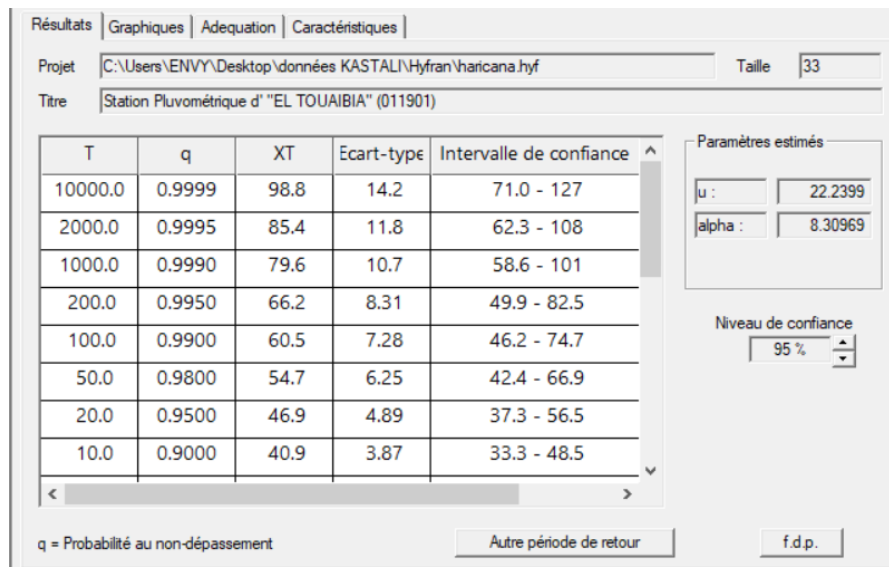
**Figure IV. 8:** Régression entre les pluies journalières maximales annuelles des stations de Sidi Akkacha et Abou El Hassen.

Pour toutes les stations, la pluviométrie journalière maximale est clairement variable aléatoirement et n'offre pas des courbes régulièrement décroissantes ou croissantes. D'après l'analyse des données pluviométriques journalières maximales de la station d'Abou El Hassen, cette dernière montre que le maximum de précipitations a été mesuré au mois de novembre 2001 avec 166.5 mm et pour celle de Sidi Akkacha 176.2 mm. Les stations qui se situent dans le sous bassin de la station de Bir Ouled Tahar se caractérisent par une faible pluviométrie par rapport à ceux de Sidi Akkacha.

### 1.2.2. Résultats de la méthode

On applique la méthode GRADEX sur quatre stations pluviométriques

- Ajustement de la série pluviométrique ( $P_{jmax}$ ) de la station d'El Touaibia (011901) à la loi de Gumbel en utilisant le logiciel HYFRAN :



**Figure IV. 9:** Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de la station pluviométrique d'EL Touaibia (Source: Logiciel HYFRAN).

- Détermination du GRADEX : d'après le logiciel l'HYFRAN l'équation de la droite de Gumbel est :  $P(mm) = 8.31 \times \mu + 22.24$   
Le GRADEX est donc :  $a = 8.31$  mm
- Choix du pas de temps : Après l'examen des enregistrements de la crue de la station d'EL Touaibia (011901), on a estimé le temps de base à **n=24h**. Le temps de base de la crue dans le bassin Algérois varie entre 16 et 38 heures.
- L'ajustement de la série des débits maxima annuels de la station de Bir Ouled Tahar à la loi de Gumbel nous a donné un débit décennal de :  $Q_{10 \text{ ans}} = 153 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R_{10 \text{ ans}(mm)} = \frac{Q_{10 \text{ ans (Bir Ouled Tahar)}} \times 3600 \times n}{S_{(Oued Zedinne)}}$$

Donc :

$$R_{10 \text{ ans}(mm)} = \frac{153 \times 3.6 \times 24}{426.29} = 77.2 \text{ mm}/24h$$

$$R_{10 \text{ ans}} = 77.2 \text{ mm}/24h$$

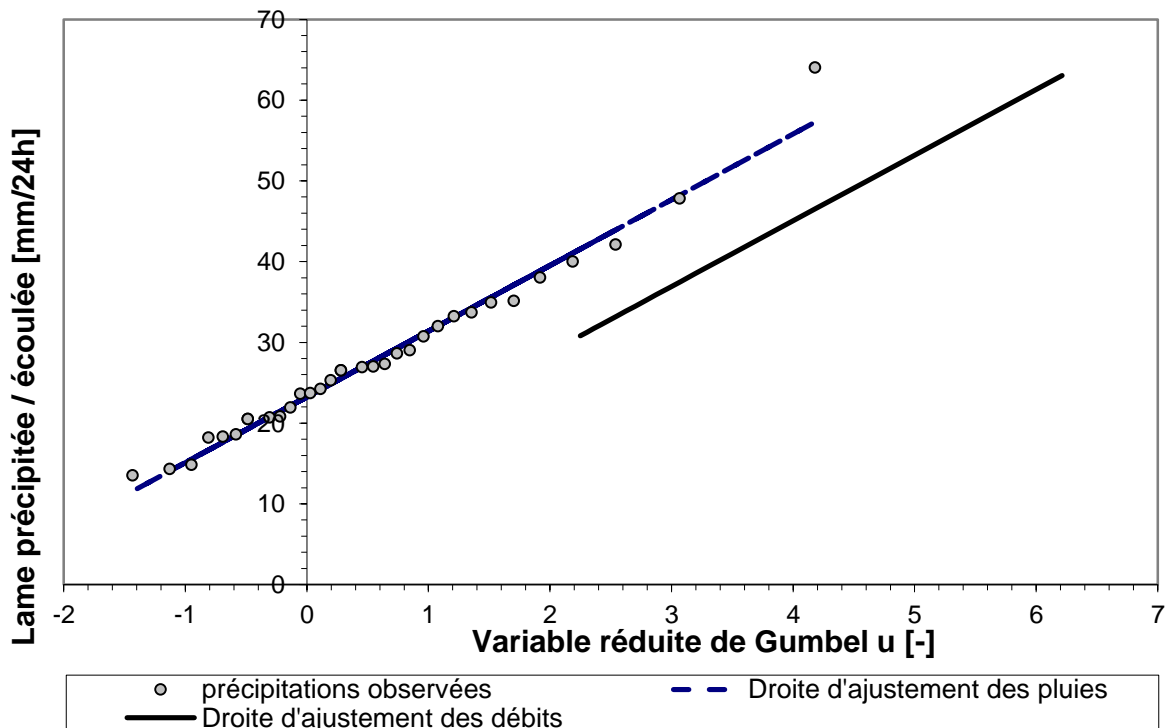
- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie :  $Q_{10 \text{ ans}} = a \cdot \mu + b' \rightarrow b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu$

Avec :  $\mu = -\ln(-\ln(F)) = -\ln\left(-\ln\left(\frac{1}{1-10}\right)\right)$   $\mu = 2.25$

Donc :  $b' = 23.45$  ;

Par conséquent :  $Q_{\mu\%} = 8.13 \cdot \mu + 23.45$

- On trace cette équation sur le même graphe que celui de l'ajustement des  $P_{jmax}$ , pour chaque période de retour on tire le débit correspondant en (mm) et on les exprime par la formule (déjà cité).



**Figure IV. 10:** Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Touaibia (011901) par la méthode de Gradex.

Les résultats de l'ajustement pour les différentes périodes de retours sont résumés dans le tableau (IV. 3) suivant :

**Tableau IV. 3:** Résultats de l'ajustement pour les différentes périodes de retours à Touaibia.

Temps de retour (ans)	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de Gumbel u	Précipitations estimées (mm/24h)	Débits moyens extrapolés (mm/24h)	Débits moyens extrapolés ( $m^3/s$ )	Débits de pointe extrapolés ( $m^3/s$ )
10	0.9	2.25	41.6	30.8	153	153
50	0.98	3.9	55.0	31.3	220	220
100	0.99	4.6	60.7	31.7	248	248
1000	0.999	6.91	79.5	32.2	341	341

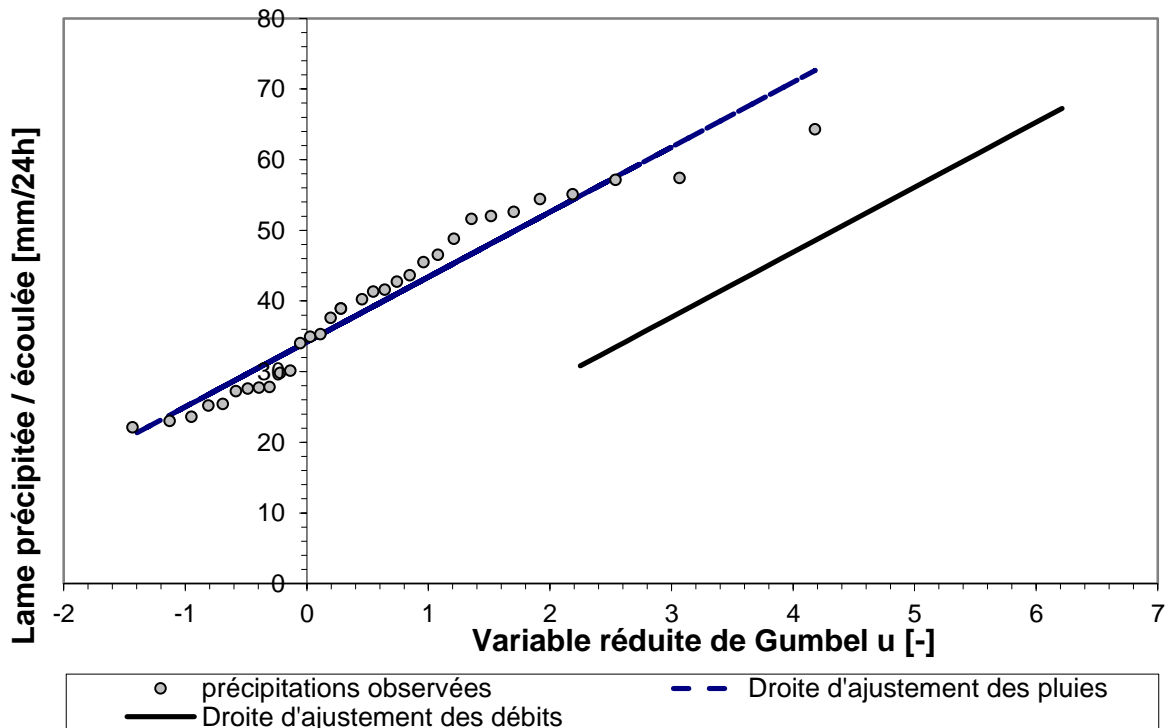
Remarque : le coefficient de pointe  $C_p=1$ , car on a utilisé les débits maximums pour calculer le débit décennal. On applique la même méthode pour les stations de : Toutia El Hassania (011903), Sidi Akkacha (20207) et Abou El Hassen (020201) et dont les résultats sont dans les tableaux (IV.4 et IV. 5) suivant :

**Tableau IV. 4:** Résultats de l'ajustement des stations par la méthode du GRADEX pour le bassin de Bir Ouled Tahar.

Période de retour	Station hydrométrique Bir Ouled Tahar	Débit maximal annuel ( $m^3/s$ )	
		Gradex avec Touaibia	Gradex avec Toutia El Hassania
1000	365	341	366
100	260	248	262
50	228	220	228
10	153	153	153

**Tableau IV. 5:** Résultats de l'ajustement des stations par la méthode du GRADEX pour le bassin de Allala.

Période de retour	Station hydrométrique Sidi Akkacha (020207)	Débit maximal annuel (m <sup>3</sup> /s)	
		Gradex avec Sidi Akkacha	Gradex avec Abou El Hassen
1000	3470	1274	1642
100	1400	957	1145
50	975	862	994
10	381	639	639



**Figure IV. 11:** Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Toutia El Hassania (011903) par la méthode de Gradex.

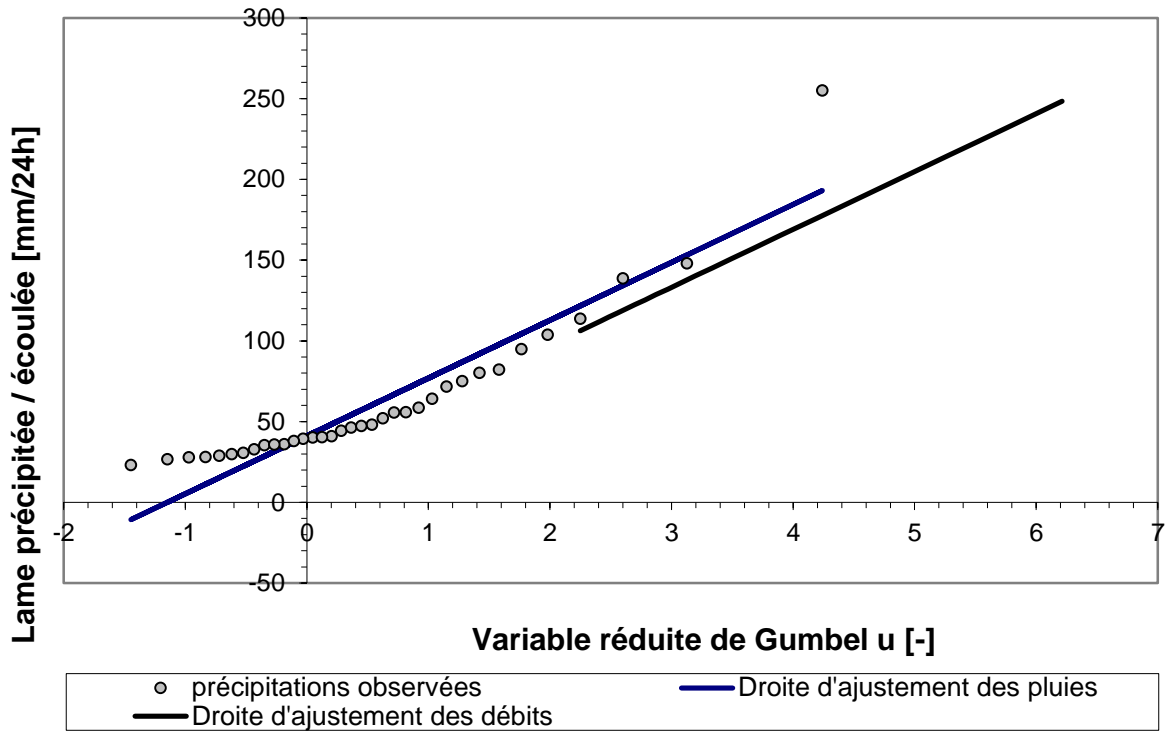


Figure VI. 12: Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Abou El Hassen (2021) par la méthode de Gradex.

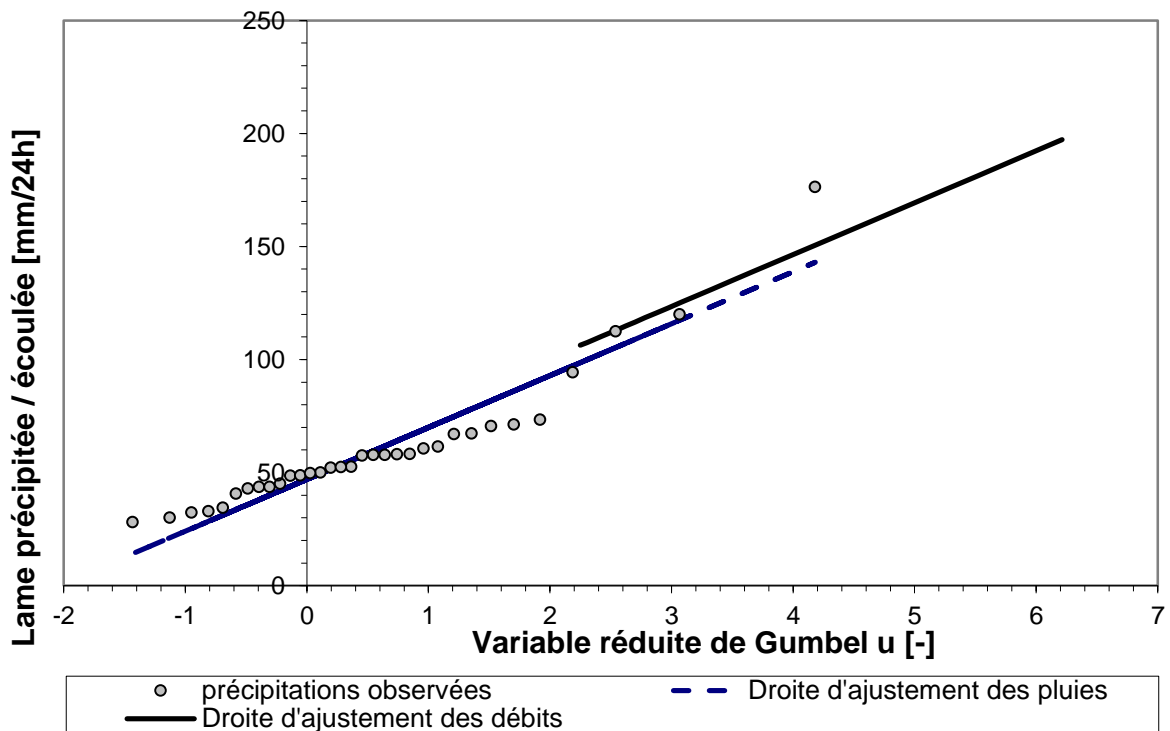


Figure IV. 13: Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits à la station de Sidi Akkacha (20207) par la méthode de Gradex.



On constate que la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar donne un débit centennal très proche à ceux de la méthode de Gradex appliquée sur les stations pluviométriques de Toutia El Hassania et de Touaibia, tandis que la station hydrométrique de Sidi Akkacha donne un débit centennal supérieur à ceux de Gradex appliqué sur les deux stations pluviométriques d'Abou El Hassen et Sidi Akkacha.

### 1.3. Hydrogramme de crue

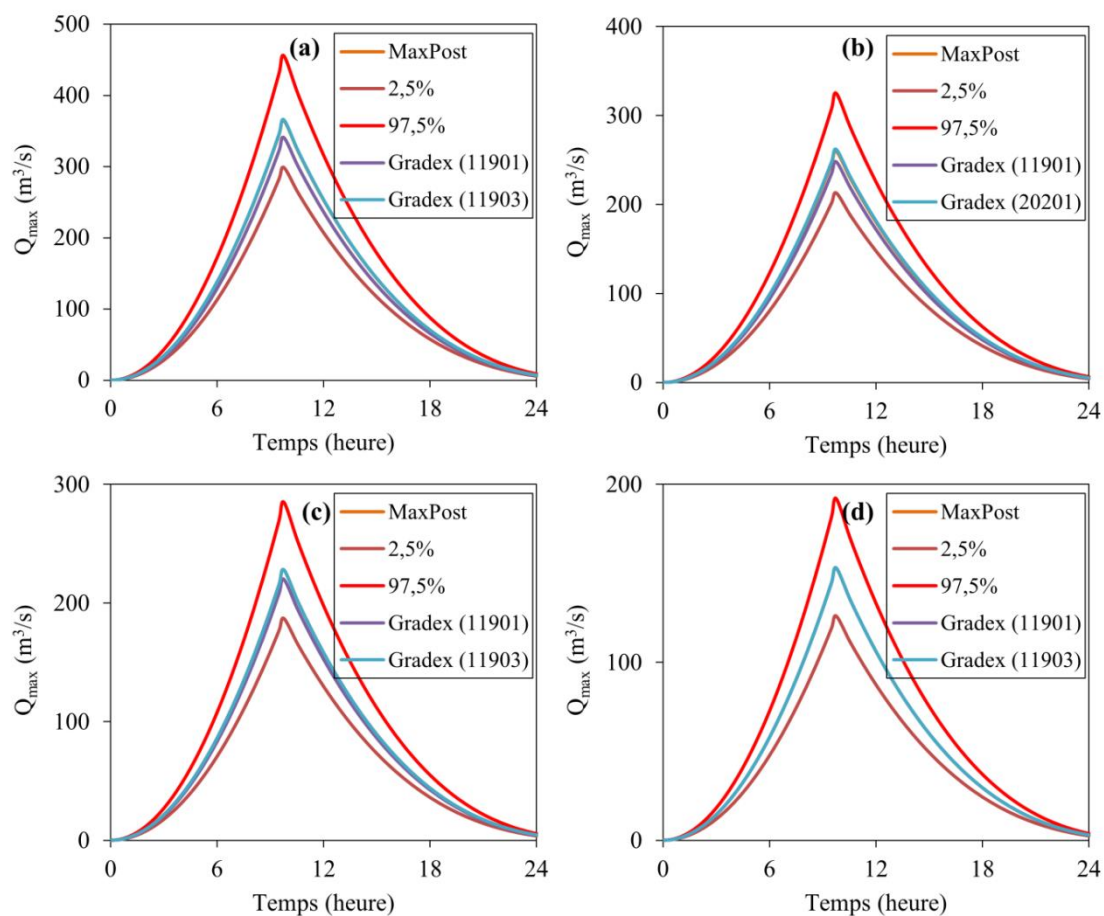
Le tableau suivant récapitule les résultats de calculs du temps de concentration obtenue par les formules de VENTURA , GIANDOTTI et SOLOVSKY :

**Tableau IV. 6:** Le temps de concentration.

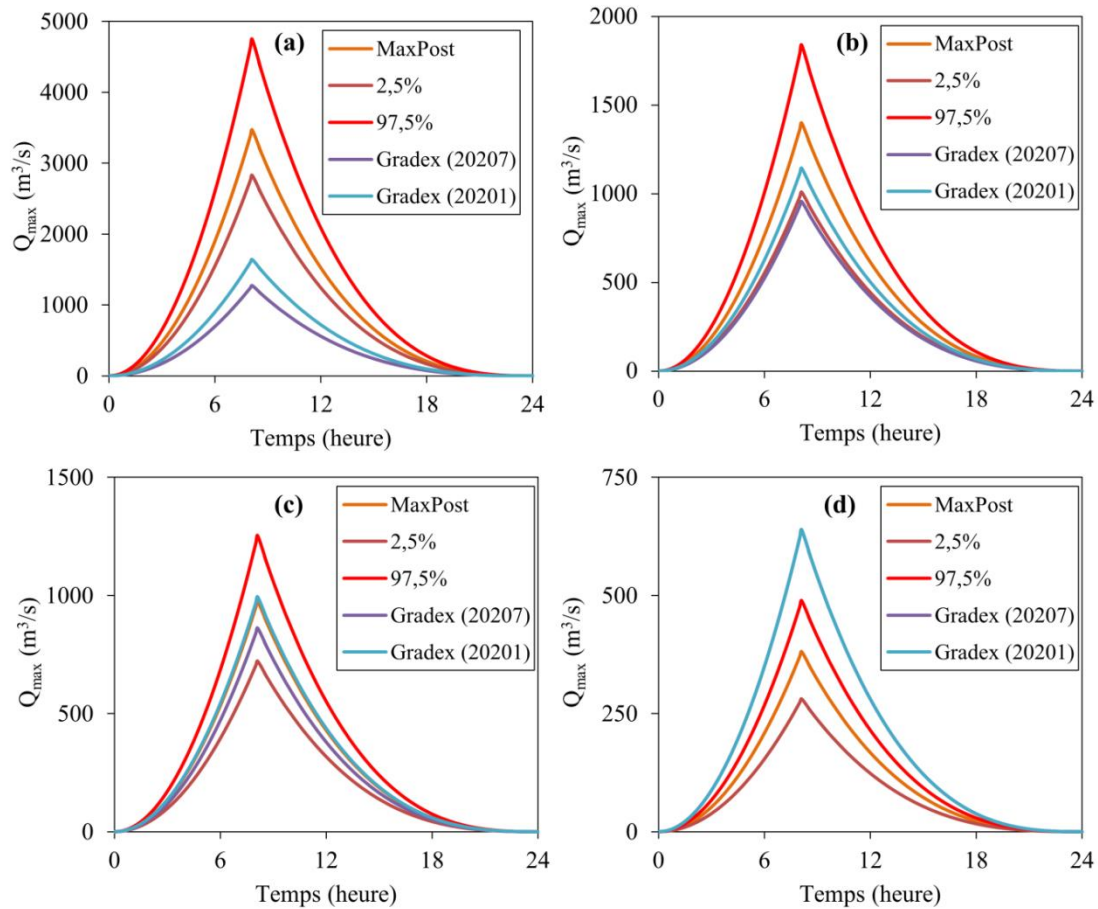
<b>Formules utilisées</b>	<b>Sidi Akkacha</b>	<b>Bir Ouled Tahar</b>
Formule de VENTURA	12.73	12.84
Formule de GIANDOTTI	8.30	9.51
Formule de SOLOVSKY	9.35	10.05

Donc on prend les valeurs qui sont estimées par la formule de GIANDOTTI qui est recommandée pour les grands bassins versants.

Les hydrogrammes de crue avec l'enveloppe d'incertitude associée à la courbe de tarage à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha ont été construits par la méthode de Sokolovsky pour les différentes périodes de retours : (a) 1000 ans; (b) 100 ans; (c) 50 ans et (d) 10 ans. Les hydrogrammes de crues obtenus avec leur intervalle de confiance aux stations de Bir Ouled Tahar et Sidi Akkacha sont représentés dans les figures IV.14 et IV.15 respectivement.



**Figure IV. 14:** Hydrogramme de crue avec l'enveloppe d'incertitude associée à la courbe de tarage à la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar pour les différentes périodes de retours : (a) 1000 ans; (b) 100 ans; (c) 50 ans et (d) 10 ans.



**Figure IV. 15:** Hydrogramme de crue avec l'enveloppe d'incertitude associée à la courbe de tarage à la station hydrométrique de Sidi Akkacha pour les différentes périodes de retours : (a) 1000 ans; (b) 100 ans; (c) 50 ans et (d) 10 ans.

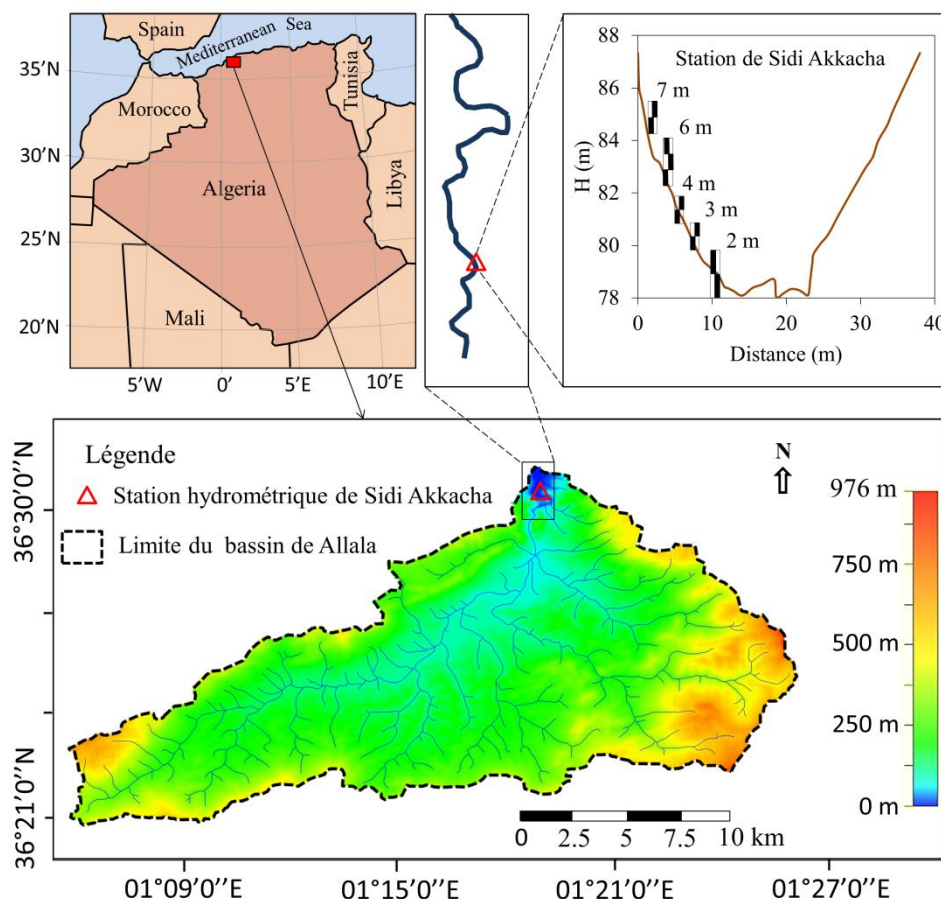
Suite au calcul du débit des crues du bassin de Oued Zédine (Bir Ouled Tahar), on retient un débit centennal de projet de  $260 m^3/s$  au niveau de l'exutoire du bassin et un débit de  $1400 m^3/s$  pour le bassin de Allala.

## 2. Propagation de l'incertitude à la modélisation hydraulique des inondations

### 2.1. Etat d'Oued Allala à la ville de Ténès

Oued Allala, situé au nord-ouest de l'Algérie (figure VI. 16), est caractérisé par un cours d'eau éphémère. Il prend sa source au nord de la ville d'Abou Hassan et se jette dans la mer Méditerranée sur une longueur de 31,57 km avec une pente moyenne de 2,25% (figure VI.17). Le bassin versant d'oued Allala appartient à une zone climatique semi-aride (Zeroual et al., 2019) avec une pluviométrie annuelle moyenne de 585 mm. Les écoulements sont contrôlés par la station hydrométrique de Sidi Akkacha, située à 8 km en amont de son embouchure

(figure VI.16). La hauteur d'eau la plus élevée enregistrée depuis sa mise en œuvre en 1972 a atteint 8,6 mètres lors la crue du 11 novembre 2001. Lors de cet évènement, le bassin d'oued Allala a connu une forte précipitation dépassant 259 mm. Cette crue extrême a fait 7 victimes et détruit des dizaines de maisons dans les zones basses de la ville du Vieux-Ténès.



**Figure IV. 16:** Situation géographique du tronçon d'étude d'Oued Allala.

Les visites sur le terrain sur l'Oued Allala ont permis de constater qu'un certain nombre de facteurs favorisent aussi la formation des inondations dans la ville de Ténès. Ces facteurs peuvent être résumés dans ce qui suit :

- La construction anarchique sur les deux rives et la transgression du domaine public hydraulique, au niveau de plusieurs tronçons du cours d'eau.
- L'absence des opérations de nettoyage et de curage du cours d'eau principale.
- Les décharges publiques au niveau de l'Oued faisant obstacle à l'écoulement.



**Figure IV. 17:** Exutoire de l'oued Allala.



**Figure IV. 18:** Oued Allala et l'urbanisation sur le lit majeur.

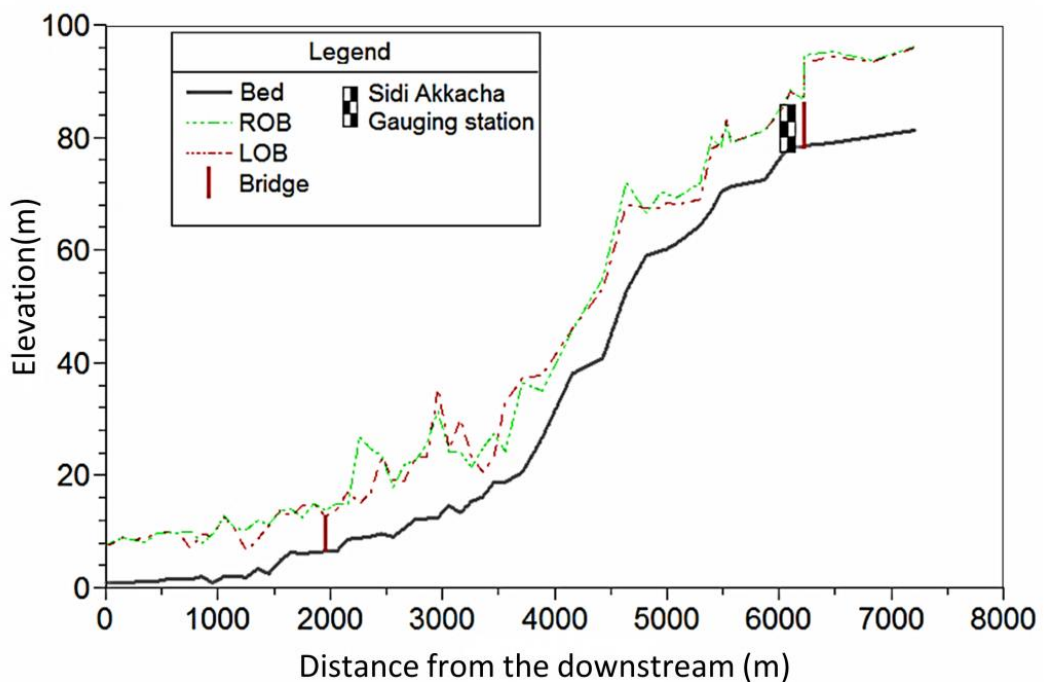
Le contrôle des crues le long de la rivière Allala dans la ville du Vieux-Ténès est principalement assuré par des murs de protection contre les inondations en béton de 3,5 m à 4 m de hauteur (figure VI.18). Ils sont construits par la Direction des Ressources en Eau (DRE) pour éviter une crue de 100 ans ( $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Cependant, l'Oued de Allala a débordé de sa rive et a dépassé les murs existant après une forte pluie en janvier 2017 (figure VI.19). Cette crue a atteint une hauteur de 4,68 m à la station hydrométrique de Sidi Akkacha et a été estimée à  $Q = 347 \text{ m}^3/\text{s}$  en utilisant la courbe de tarage établi par l'Agence nationale des ressources en eau (ANRH).



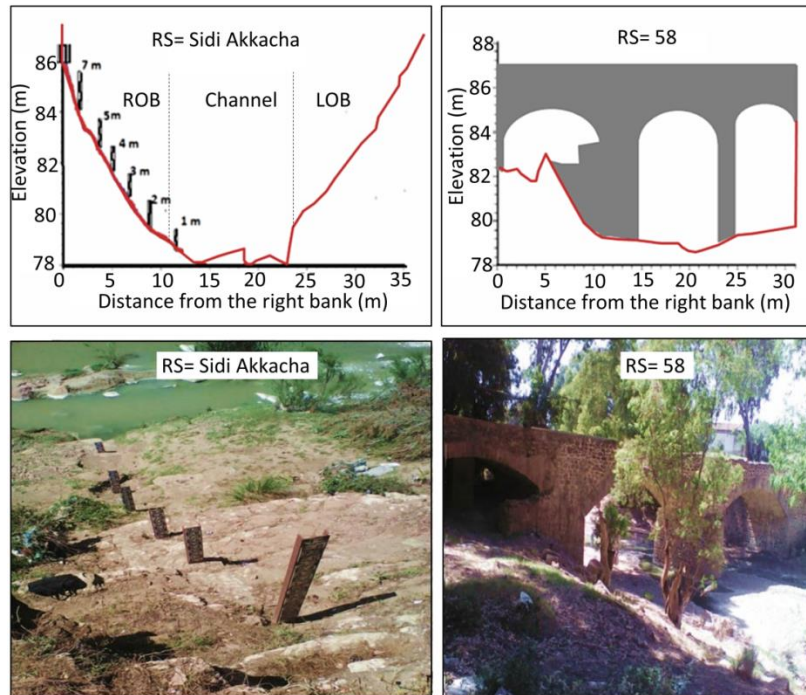


**Figure IV. 19:** Crue de 22 janvier 2017 de Oued Allala.

Le tronçon de l'étude présente une portion d'environ de 7,2 km de la longueur totale de 31,57 km du cours d'eau principal et les données topographiques ont été obtenues à partir de 62 profils en travers répartis sur 7,2 km sur un espacement moyen entre les sections de 120 m. Un tronçon de 2,26 km, avec environ 34 sections transversales situées dans la ville du Vieux-Ténès (figures VI.20 et VI.21).



**Figure IV. 20:** Profil en long pour L'Oued de Allala avec leurs berges.



**Figure IV. 21:** Profil en travers (cross section) à la station de Sidi Akkacha et au pont de Kysar.

## 2.2. Calage du modèle HEC-RAS

Après avoir introduit les données géométriques et hydrométriques (figure IV.22), nous devons choisir le régime d'écoulement (régime fluvial, torrentiel ou mixte) et les conditions aux limites pour les extrémités amont et aval pour effectuer le calcul. Dans notre cas, le régime est considéré mixte et la profondeur normale a été choisie comme condition aux limites, donc on doit aussi introduire la pente d'énergie. HEC-RAS utilise cette valeur pour calculer la profondeur à l'aide de l'équation de Manning. Cette pente d'énergie est estimée en mesurant la pente du tronçon en aval de notre tronçon modélisé (figure IV.23).

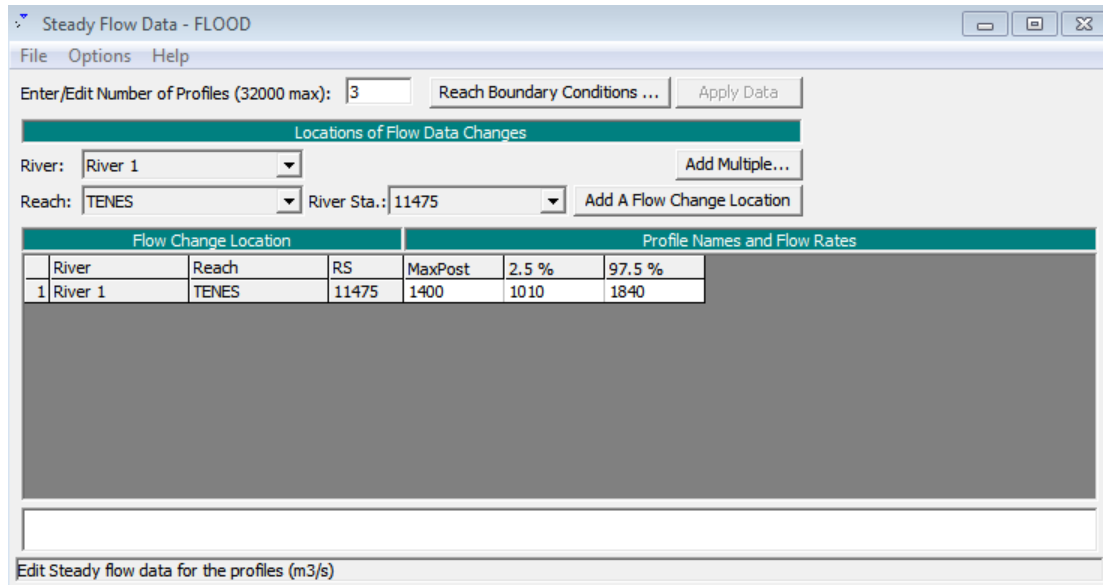


Figure IV. 22: Introduction des débits de différente période de retour.

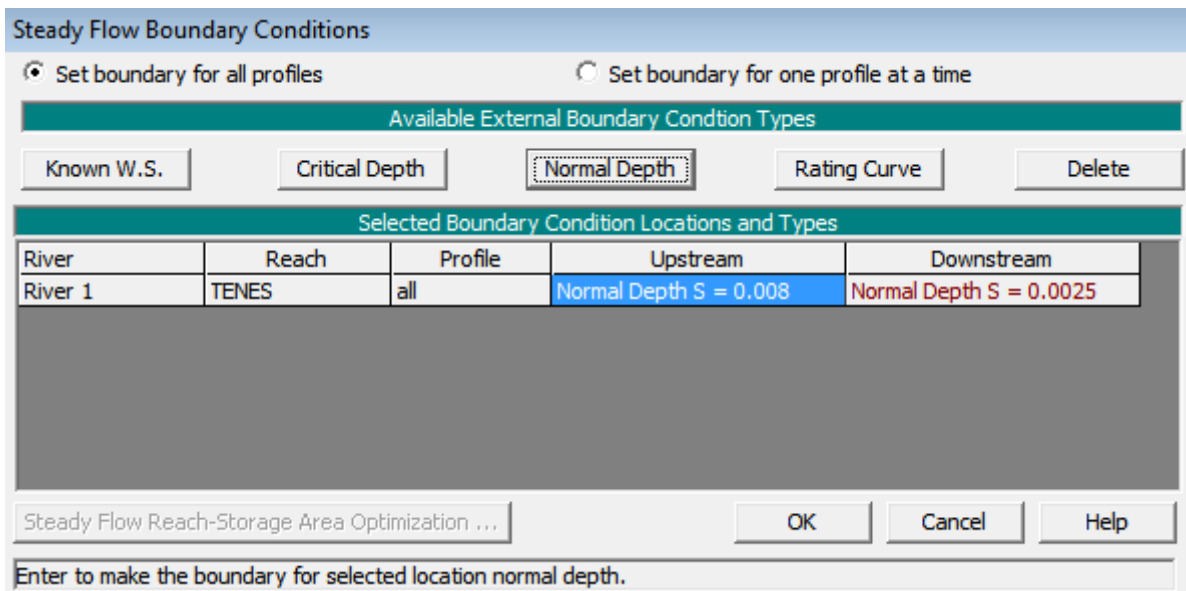


Figure IV. 23: Introduction des conditions aux limites.

Afin de montrer la performance du modèle HEC-RAS, le coefficient de rugosité ( $n$ ) de Manning a été calibré le long de l'oued de Allala en utilisant les hautes marques d'eau observées (high observed water marks) lors de la crue la plus récente (janvier 2017). Les détails de calage du modèle sont illustrés dans figure IV.24 et les tableaux VI.6 et VI.7. Les résultats montrent une corrélation élevée entre le niveau d'eau simulé par le modèle HEC-RAS et les hautes marques d'eau observée avec un coefficient de détermination supérieure à 0,9, un RMSE de 28 cm et le MAE d'environ 26 cm (tableau VI.7). Le modèle HEC-RAS possède la capacité de simuler l'écoulement aux contrôles hydrauliques. Ces contrôles



hydrauliques tels que les ponts peuvent avoir une influence locale significative dans la hauteur d'eau avec peu d'effet sur l'hydrogramme de débit.

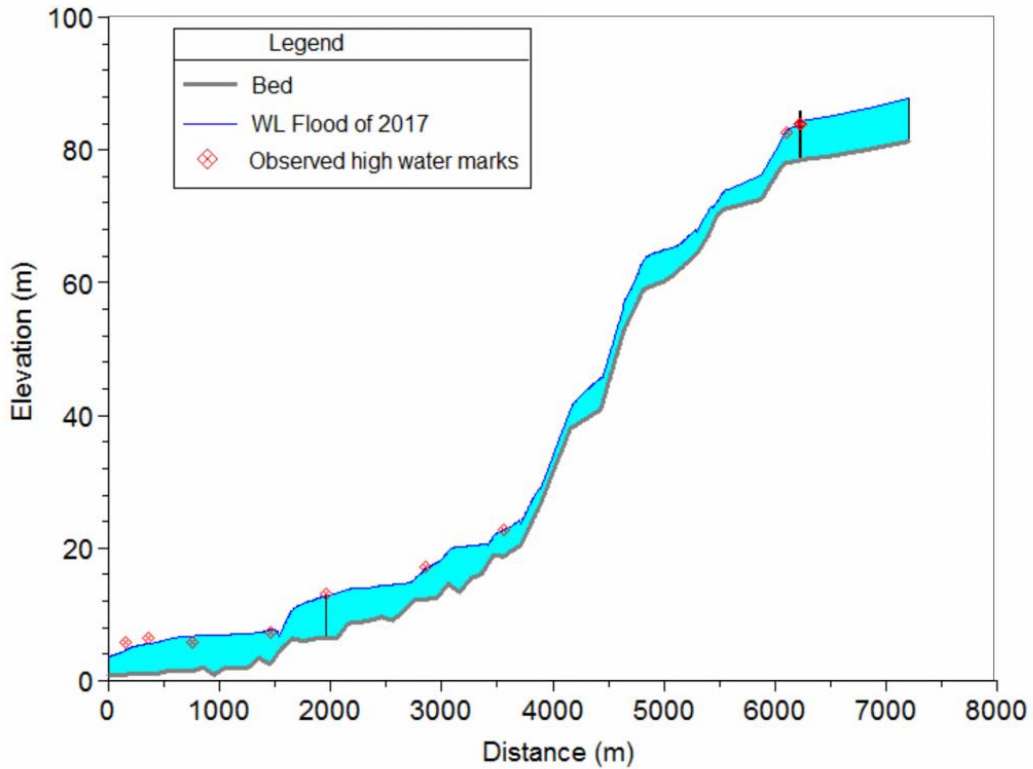


Figure IV. 24: Calage du modèle HEC RAS en utilisant la crue de janvier 2017.

Tableau IV. 7: Calage du coefficient de rugosité pour l'oued Allala.

Distance (m)	Coefficient Manning		
	ROB	Channel	LOB
PK(m)			
0 to 754	0.09	0.04	0.09
754 to 1454	0.1	0.032	0.1
1454 to 2260	0.1	0.045	0.1
2260 to 3560	0.8	0.045	0.8
3560 to 4817	0.07	0.043	0.07
4817 to 5874	0.53	0.053	0.053
5874 to 7207	0.07	0.025	0.07

**Tableau IV. 8:** Comparaison des marques d'eau observées lors de la récente crue de janvier 2017 et la ligne d'eau simulée.

<b>Distance (m)</b>	<b>Marque d'eau observée (m)</b>	<b>ligne d'eau simulée (m)</b>
6227	84	83.86
6104	82.71	82.41
3560	22.7	23.1
2860	17.22	16.85
1954	13.1	12.9
1454	7.26	7.14
754	5.9	6.35
354	6.44	6.22
154	5.8	5.66
	<b>MAE (cm)</b>	<b>26</b>
	<b>RMSE (cm)</b>	<b>28</b>
	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>0.98</b>

## 2.3. Modélisation des risques d'inondation

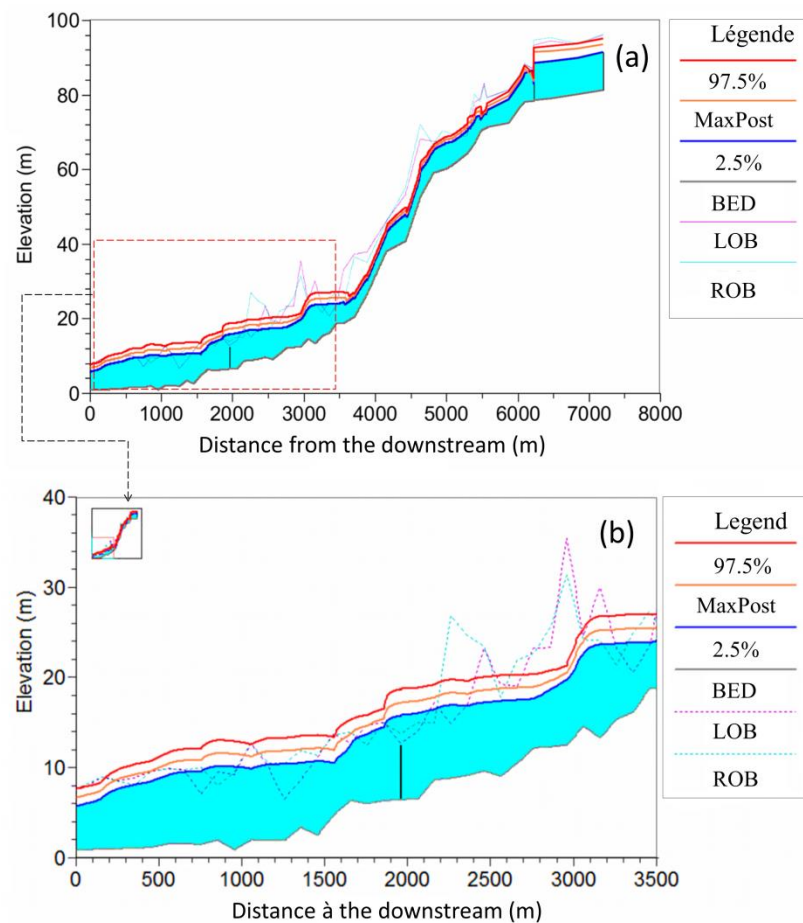
### 2.3.1. Propagation des incertitudes aux Cartes des profondeurs

Afin d'étudier la propagation de l'incertitude de la courbe de tarage à la modélisation hydraulique et les cartes des inondations, les débits de projets centennaux (MaxPost, 2,5% et 97,5%) ont été utilisés pour simuler la ligne d'eau à l'aide du modèle HEC-RAS (figure IV.25, annexe A, B et C). La hauteur d'eau simulée a dépassé la hauteur des berges de l'oued de Allala (figure IV.25) et les murs de protection existants dans la ville à travers lesquels l'eau inonde une grande partie de la ville du Vieux-Ténès. Ce constat confirme que le système de contrôle des crues de l'Oued Allala ne constitue pas une protection suffisante et que le cours d'eau est susceptible de déborder en cas de crues associées à une période de retour de 100 ans.

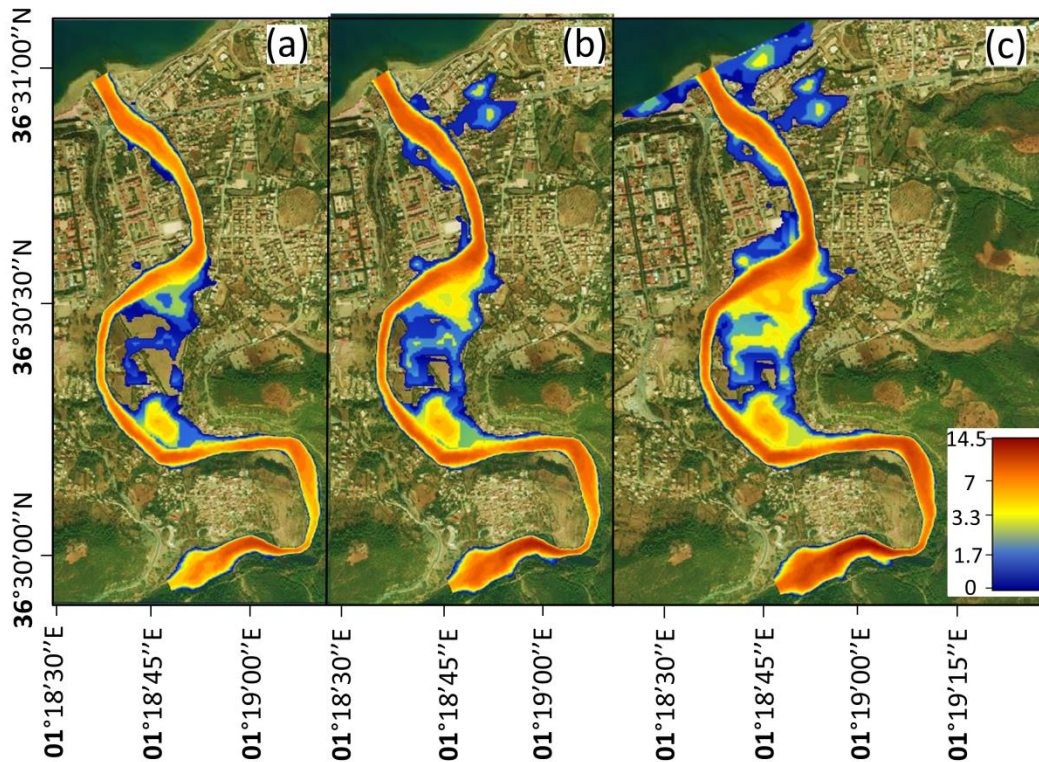
Les estimations de la surface de l'eau pour les débits issues de la courbe de tarage et ses bornes d'incertitude sont décalées d'une hauteur approximative de  $\pm 2$  mètres (figures IV.25), tandis que la zone inondée est étendue/rétractée d'environ 16,5% (figure IV.26). De plus,

selon les informations fournies par la figure IV.26, l'influence de l'incertitude de la courbe de tarage augmente en amont de la zone inondée du centre-ville vers les zones de ponts basse où la pente de la rivière est inférieure à 3 ‰. Cet impact est confirmé par la figure IV.27, qui montre que la zone inondable le long de l'oued d'Allala augmente pour les débits de 100 ans dérivés des courbes de tarage de 2,5%, MaxPost et 97,5%.

À l'embouchure de l'oued (3,590 km), la zone inondable est de 58,3 ha pour la courbe MaxPost. La courbe de tarage de 97,5% augmente la zone inondable par 8,55 ha (14,65%). Cependant, la courbe 2,5% diminue la zone inondable d'environ de 10,43 ha (18,04%). De même, l'incertitude de débit est considérée comme l'un des facteurs ayant un effet plus important sur les cartes des profondeurs et sur la délimitation des zones inondables.



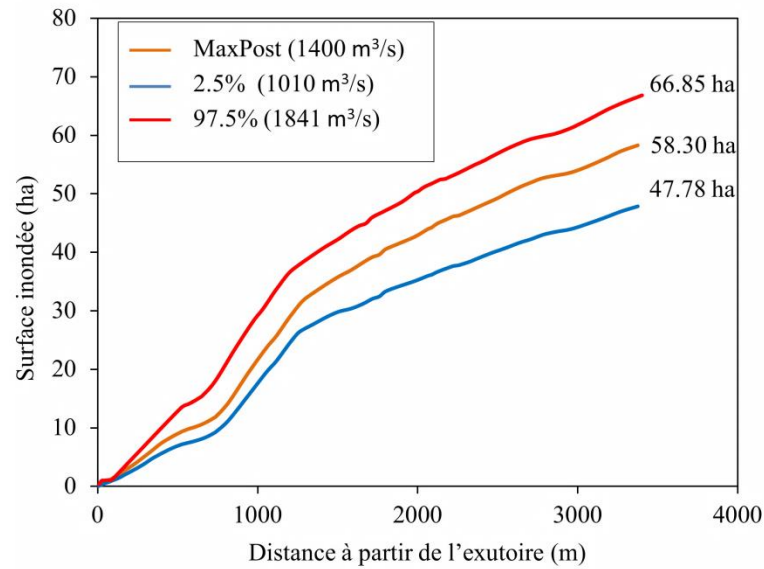
**Figure IV. 25:** Profil des lignes d'eau simulées par HEC-RAS pour les crues centennales (MaxPost, 2.5%, et 97.5%).



**Figure IV. 26:** Carte des profondeurs des crues centennales: (a) 2.5 %, (b) MaxPost et (c) 97.5%.

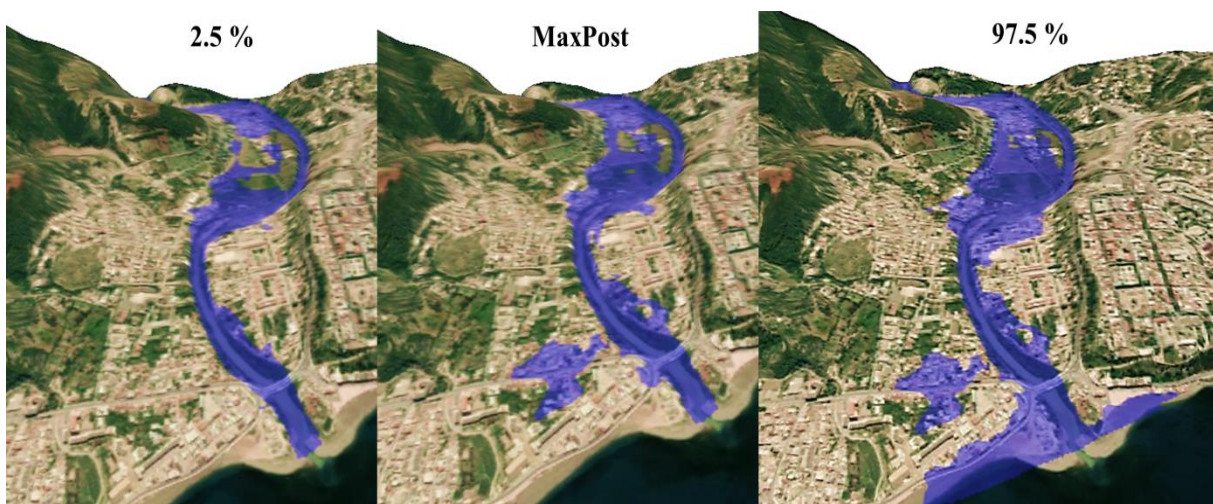
Pour la carte MaxPost, la profondeur d'eau varie de 4 à 9,43 m dans le chenal principal, de 1,5 à 4 m au-dessus des berges de l'oued et de 0 à 2 m dans la plaine inondable (figure IV.26). Par conséquent, une estimation exacte de l'incertitude de la courbe de tarage et de leurs effets sur la cartographie des risques d'inondation devient nécessaire pour la gestion des risques d'inondation. Ce résultat peut fournir des informations décisives aux gestionnaires des urgences de la ville du Vieux-Ténès afin d'anticiper et d'évaluer les prochaines crues qui peuvent affecter les zones vulnérables aux inondations.





**Figure IV. 27:** Surface inondée en hectare pour les crues centennales (MaxPost, 2,5%, et 97,5%).

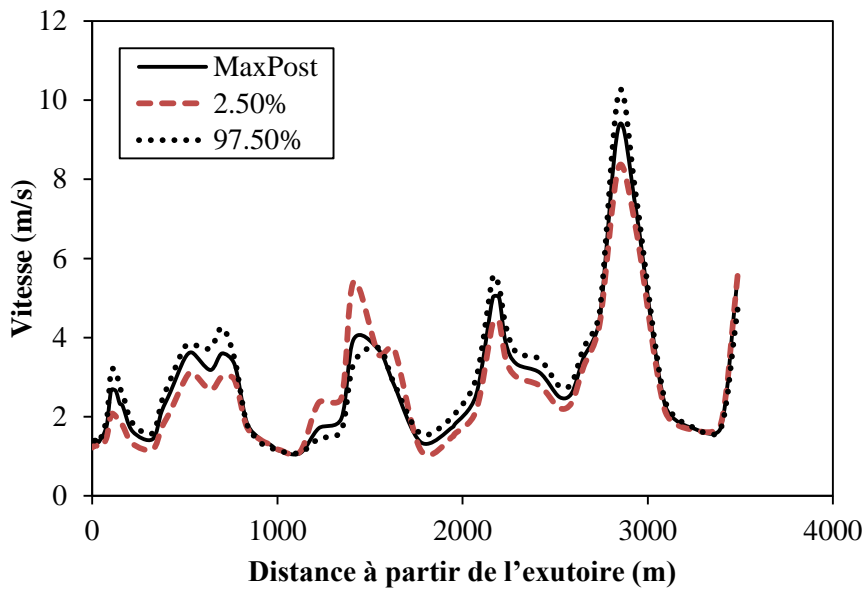
Le modèle HEC-RAS permet de fournir une vue de trois dimensions qui facilitent le suivi du comportement des eaux de crue de période de retour. La figure IV.28 montre que dans la partie amont du tronçon, il n'y a pas un débordement de l'oued à cause de la forte pente. La concentration des eaux s'est effectuée dans le centre du tronçon dont on observe un énorme débordement ainsi près de l'exutoire où la pente est relativement faible.



**Figure IV. 28:** Vue en 3D de l'Oued de Allala pour les débits centennaux (MaxPost, 2.5 % et 97.5 %).

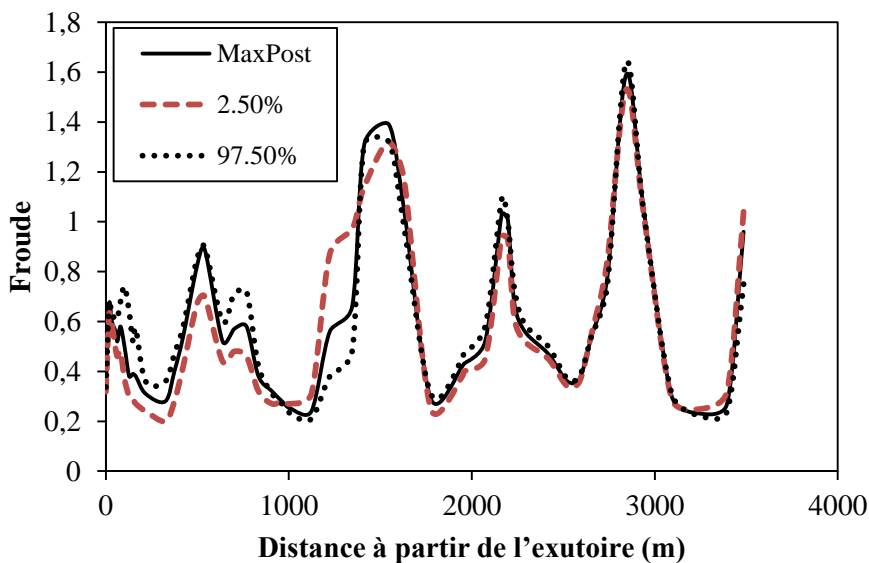
### 2.3.2. Vitesse d'écoulement et le nombre de Froude

La figure IV.29 représente la variation de la vitesse totale d'écoulement des eaux pour les débits centennaux (MaxPost, 2.5 % et 97.5 %) en fonction de la distance à partir de l'exutoire.



**Figure IV. 29:** Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance à partir de l'exutoire (MaxPost, 2.5 % et 97.5 %).

La figure IV.30 représente la variation du nombre de Froude pour les débits centennaux (MaxPost, 2.5 % et 97.5 %) en fonction de la distance à partir de l'exutoire.



**Figure IV. 30:** Variation du nombre de Froude en fonction de la distance à partir de l'exutoire.

HEC-RAS permet aussi de créer des tableaux récapitulatifs de l'ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage ou autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l'ensemble des stations à la fois (annexe D).

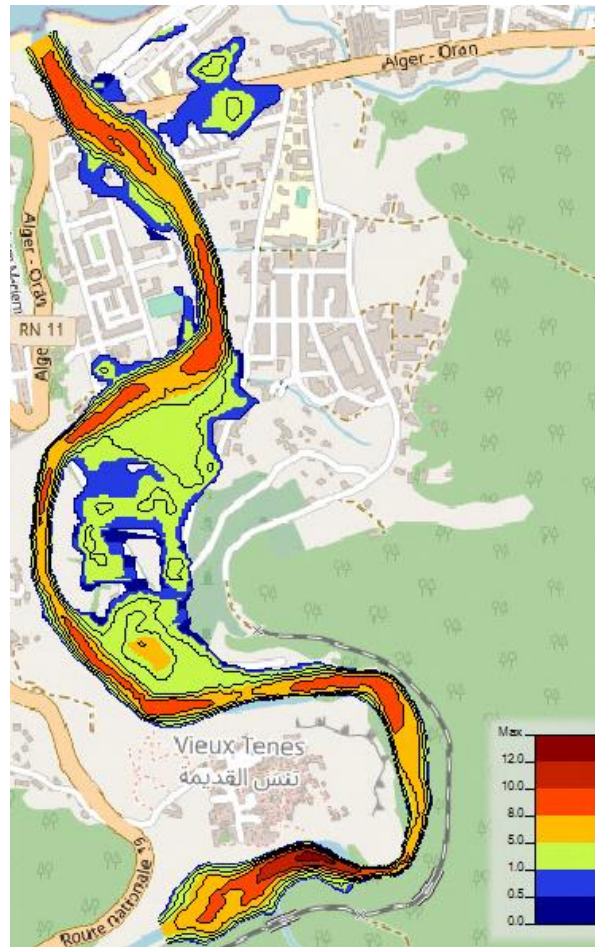
### **2.3.3. Cartographie du risque**

Les cartographies « classiques » des zones inondables permettent de localiser les phénomènes liés aux crues sur le territoire communal. Par contre, ces documents ne quantifient pas la menace que fait peser les écoulements sur ces terrains. En effet, la notion de danger sera différente selon que le terrain se situe sous 10 centimètres ou 2 mètres d'eau, avec des vitesses d'écoulement très faibles ou de plusieurs mètres par seconde. C'est pour cela que la notion de classe d'aléa a été introduite ; en fonction des intensités associées aux paramètres physiques de la crue de référence (hauteur d'eau, vitesse d'écoulement, durée de submersion), des niveaux d'aléas sont distingués.

#### **2.3.3.1. Classes de hauteur**

Il est possible par traitement cartographique d'interpoler les cotes centennales obtenues entre chaque profil en travers sur les secteurs 1D. Par soustraction du MNT, un champ de hauteurs d'eau est obtenu sur les secteurs 1D et 2D de la vallée. Les hauteurs peuvent ainsi être classées selon les seuils considérés comme représentatifs. De ce fait, on distingue trois catégories de submersion en fonction de leurs profondeurs :

- 1-Submersion faible : dont la profondeur est inférieure à 0.5 mètre ( $h < 0.5\text{m}$ );
- 2- Submersion moyenne : dont la profondeur se situe entre  $0.5 < h < 1$  mètre ;
- 3-Submersion élevée : dont la profondeur dépasse  $h > 1$  mètre



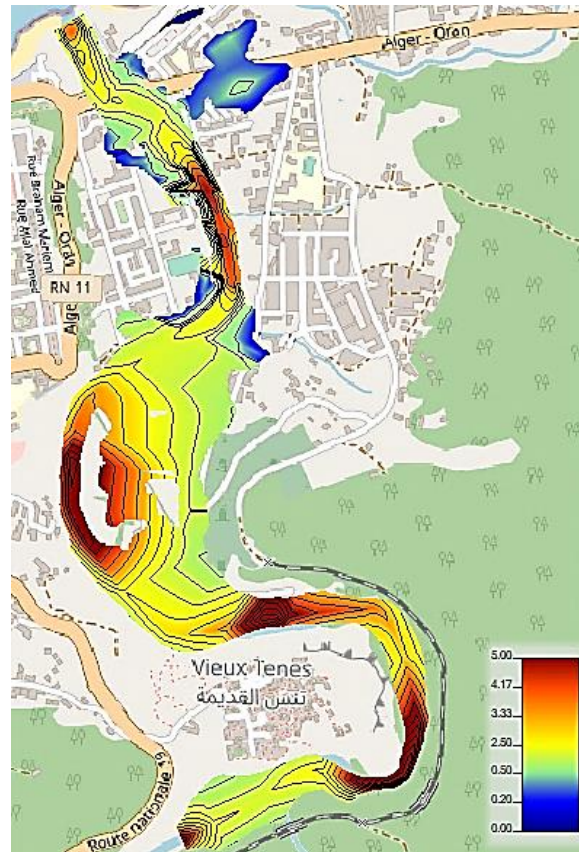
**Figure IV. 31:** Carte de submersion pour la période de retour 100 ans.

### 2.3.3.2. Classes de vitesse

Les vitesses sont aussi classées selon les trois classes suivantes :

- Vitesse faible : dont la vitesse est inférieure à  $V < 0.2$  m/s ;
- Vitesse modérée : dont la vitesse se situe entre  $0.2$  m/s  $< V < 0.5$  m/s ;
- Vitesse forte : dont la vitesse dépasse  $V > 0.5$  m/s.





**Figure IV. 32:** Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans.

### 2.3.3.3. Classes d'aléa

L'estimation des aléas peut être combinée dans le cas des risques aux inondations au croisement des deux facteurs : la hauteur de submersion et la vitesse d'écoulement.

Trois zones de danger clairement identifiables ont des limites claires et des couleurs différentes (figure VI 33) :

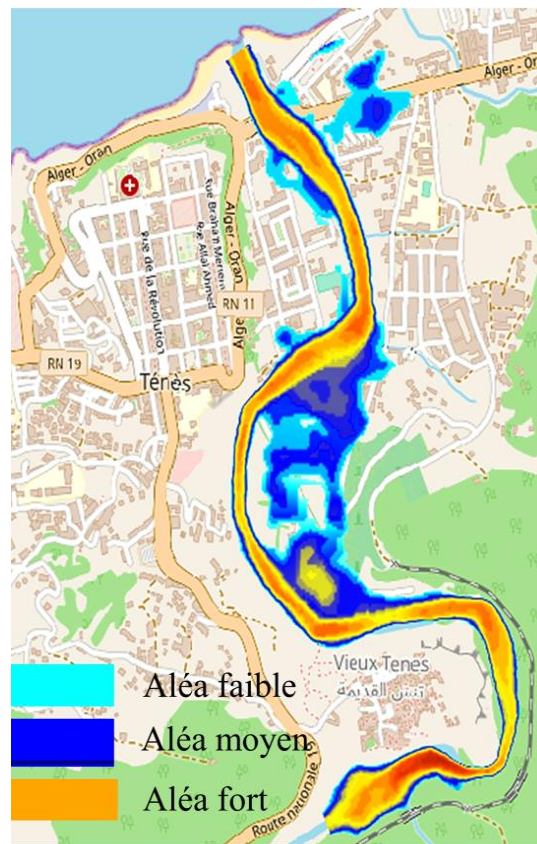
- Zone à haut risque (couleur orange) : correspondant à la zone où le danger est fréquent et grave à la sécurité des personnes en raison de la vitesse d'écoulement ( $V \geq 0.5$  m/s) et de la profondeur de l'eau ( $h \geq 1$  m), ou d'une combinaison des deux ( $hV \geq 0,5$  m<sup>2</sup>/s). Également il peut inclure d'autres phénomènes liés aux inondations (glissements de terrain, sédiments transportés charge, dépôt, et l'érosion,) qui peuvent créer des effets dommageables.
- Zone à risque moyen (couleur bleu foncé) : correspondant à la zone de terrain où les vitesses et les profondeurs ne représentent pas un danger pour la vie humaine ( $0.2$  m/s  $< V < 0.5$  m/s et  $0.5 < h < 1$  mètre).

- Zones à faible risque (couleur bleu claire) : correspond à la zone de terrain ou il y a uniquement des inondations extraordinaires à basses fréquences et à de très faibles vitesses et profondeurs qui ne présentent pas de danger pour la vie humaine ( $V < 0.2$  m/s et  $h < 0.5$ m).

Le tableau suivant (IV.8) résume les critères d'évaluation de l'aléa inondation.

**Tableau IV. 9:** Critères d'évaluation de l'aléa inondation (Source : Cartographie aléas ruisseau du Frayol Sagege 26/01/2016).

<b>Vitesse</b> <b>Hauteur</b>	<b>Faible</b> $h < 0.5$ m	<b>Moyenne</b> $0.5 \text{ m} < h < 1$ m	<b>Forte</b> $h > 1$ m
<b>Faible</b> $V < 0.2$ m/s	Faible	Moyen	Fort
<b>Moyenne</b> $0.2 \text{ m/s} < V < 0.5$ m/s	Moyen	Fort	Fort
<b>Forte</b> $V > 0.5$ m/s	Fort	Fort	Fort



**Figure IV. 33:** Carte de l'aléa pour la crue centennale la plus probable (MaxPost).

La cartographie du risque, nous a permis aussi de conclure que la zone que nous tenons à protéger est une zone d'aléa fort à moyen. De ce fait, il est impératif d'effectuer un aménagement de l'oued pour la protection humaine, de l'environnement et des biens.

### **3. Mesure de protection contre les inondations dans la ville du Vieux-Ténès**

Après la crue extrême du novembre 2001, la Direction des ressources en eau (DRE) a construit des digues protection contre les inondations pour réduire au maximum la probabilité d'inondation dans les zones basses de la ville du Vieux-Ténès. Cependant, les résultats de simulation de la crue centennale par le modèle HEC-RAS montrent que le système de protection contre les inondations existant fonctionne de manière défailante.

Pour proposer une solution efficace à ce problème d'inondation, il est important d'estimer la capacité du cours d'eau à faire passer des inondations futures de différentes tailles (Remo et al., 2012). Le redressement du cours d'eau a permis de réduire le niveau d'eau de la crue et d'augmenter sa capacité d'évacuation (Remo et al., 2012). En outre, l'élargissement du chenal et son amélioration par l'élimination des obstructions et des débris pour contenir le débit élevé, peuvent réduire efficacement l'étendue de la plaine inondable. Néanmoins, dans le bassin d'étude, le redressement et l'élargissement du canal sont impossibles, principalement en raison de la distance la plus étroite des constructions tout au long des deux rives de l'oued.

Ainsi, pour réduire le risque d'inondation à Vieux-Ténès, la construction d'un remblai (digues) et le rehaussement des murs de protection en béton existant sont nécessaires. Selon les solutions établies, l'emplacement et la hauteur des murs et des digues à construire sont déterminés et ajustés selon les résultats obtenus par le modèle HEC-RAS comme indiqué dans le tableau VI.9.

**Tableau IV. 10:** Hauteur et emplacement des digues et des murs protection pour la crue centennale la plus probable de 100 ans (MaxPost).

<b>Distance à l'exutoire (m)</b>	<b>3560</b>	<b>3460</b>	<b>3360</b>	<b>3260</b>	<b>3160</b>	<b>3060</b>	<b>2960</b>	<b>2860</b>	<b>2760</b>	<b>2660</b>	<b>2560</b>	<b>2460</b>	<b>2360</b>
Levée gauche (m)	-	1.69	4.54	1.69	-	-	-	-	-	-	-	-	0.66
Levée droite (m)	1.55	-	-	3.52	0.81	-	-	-	-	-	0.74	-	-
<b>Distance à l'exutoire (m)</b>	<b>2260</b>	<b>2160</b>	<b>2060</b>	<b>1954</b>	<b>1854</b>	<b>1754</b>	<b>1654</b>	<b>1554</b>	<b>1454</b>	<b>1354</b>	<b>1254</b>	<b>1154</b>	<b>1054</b>
Digue gauche (m)	3	-	3.02	4.2	1.18	-	1.24	-	-	2.39	4.35	0.59	-
Digue droite (m)	-	2.26	1.92	3.15	2.18	2.08	-	-	-	-	0.46	-	-
<b>Distance à l'exutoire (m)</b>	<b>954</b>	<b>854</b>	<b>754</b>	<b>654</b>	<b>554</b>	<b>454</b>	<b>354</b>	<b>254</b>	<b>154</b>	<b>54</b>	<b>0</b>		
Digue gauche (m)	1.04	0.93	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-		
Digue droite (m)	0.74	2.46	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

#### 4. Conclusion

D'après les résultats obtenus, on peut conclure que l'incertitude des séries chronologiques des débits maxima dérivée de la courbe hauteur-débit est le plus important facteur de l'incertitude dans l'estimation des débits des crues via AFC. Également, cette incertitude peut être accrue lorsque l'extrapolation de la courbe de tarage est indispensable pendant les crues extrêmes. La négligence de cette incertitude peut sous-estimer le risque potentiel d'inondation. L'approche présentée dans ce chapitre, contrairement aux approches traditionnelles, considère les incertitudes de la courbe de tarage dans l'analyse fréquentielle des crues et dans la modélisation hydraulique. Le débit de crue centennial est estimé à 260 m<sup>3</sup>/s pour la station hydrométrique de Bir Ouled Tahar et 1400 m<sup>3</sup>/s pour la station de Sidi Akkacha.

Le modèle HEC-RAS a été appliqué pour modéliser la crue centennale avec leur intervalle d'incertitudes sur la base d'un régime d'écoulement mixte. Cette démarche nous a permis non seulement de définir les zones inondables, mais aussi de définir le système de protection adéquat. Les résultats ont montré que le système de contrôle des inondations existant n'est pas adéquat pour protéger le centre-ville contre les risques d'inondation, en particulier dans les zones basses de la zone inondée. Nous avons constaté que les estimations de la zone inondée varient entre -18% et 15% lors de l'évaluation des incertitudes de la courbe de tarage.



**Conclusion générale**

### Conclusion générale

Les débits estimés à partir de la courbe de tarage sont souvent associés à une enveloppe d'incertitude qui tient compte des incertitudes liées à la sensibilité de la section de jaugeage, la variabilité du contrôle hydraulique, hauteur d'eau mesurée et surtout celles associées à la précision des jaugeages. Dans les cours d'eau où la relation hauteur-débit est soumise à des changements induits par des processus morphologiques (érosion ou sédimentation), la procédure de tracer des courbes de tarage reste l'un des problèmes importants non résolus en hydrométrie. De plus, les crues ne sont pas les seuls événements naturels susceptibles de détarer les courbes de tarage aux stations hydrométriques; le développement d'herbiers saisonniers et également les travaux d'entretien dans les stations induisent des détarages importants.

Cette thèse s'intéresse à la gestion dynamique de la relation "Hauteur-Débit" à travers deux notions: la variabilité et la dérivation par l'utilisation des procédures de segmentations aux stations hydrométriques de Sidi Akkacha et Bir Ouled Tahar. En outre, ces procédures permettent de diviser le nuage de jaugeages initiaux en populations hydrauliquement homogènes. Ensuite, la méthode de l'inférence bayésienne et les simulations de Monte-Carlo et les chaînes de Markov (MCMC) ont été appliquées pour estimer la courbe de tarage la plus probable (MaxPost) et l'incertitude associée au niveau de confiance 95% (les quantiles 2.5% et 97.5%). Les résultats montrent que la courbe de tarage MaxPost et son enveloppe d'incertitude (2,5% et 97,5%), s'écartent considérablement de celle courbe établie par l'ANRH. Cet écart est dû principalement au fait que la courbe issue de BaRatin reposée sur la connaissance a priori de la configuration de la station appuyée par une analyse hydraulique (rugosité, observation de la géométrie du canal, analyse topographique et simulation du débit). Ces derniers facteurs sont généralement ignorés dans la construction de la courbe de tarage déterministe (ANRH). Les mêmes constatations ont été montrées au niveau de la station de Bir Ouled Tahar.

Le modèle BaRatin tient compte des incertitudes de jaugeages ainsi que des incertitudes associées au tracé de la courbe de tarage. L'avantage de ce procédé est que l'absence de données de dépouillement des jaugeages ne présente pas un obstacle pour l'application du modèle. De ce fait, le BaRatin ne semble pas largement sensible aux incertitudes individuelles des jaugeages. Néanmoins, les résultats obtenus ont montré que le nombre de jaugeages semble important pour diminuer l'incertitude paramétrique, particulièrement lorsque les a

## Conclusion générale

---

priori hydrauliques sont très incertains. Les résultats aussi ont confirmé que les incertitudes associées aux hydrogrammes sont très importantes et sont à prendre en compte lors de leurs utilisations (par exemple, lors de calage des modèles hydrauliques et hydrologiques).

Une méthode analytique aussi a été proposée pour étudier l'effet de l'incertitude de la courbe de tarage, non seulement sur l'analyse fréquentielle des crues, mais aussi sur la cartographie des inondations à la ville de Vieux-Ténès. Nous avons constaté que la surface de la zone inondable estimée par la courbe de tarage la plus probable (MaxPost) a montré une augmentation proche de 15 % de la zone inondable en utilisant la limite supérieure de l'incertitude (97,5%) et une diminution de 18 % pour la limite inférieure (2,5%). Les limites de l'incertitude de la zone inondable prédite sont élevées, mais il s'agit d'une représentation réelle de la fiabilité de l'évaluation du risque d'inondation basée uniquement sur l'incertitude de la courbe de tarage. Cette incertitude est fournie par le simulateur bayésien qui utilise les connaissances sur les contrôles hydrauliques et les données de jaugeage avec leurs incertitudes individuelles.

Dans le cadre de l'extrapolation de la courbe de tarification, les limites de l'enveloppe de l'incertitude de l'AFC ont été fortement augmentées, ce qui peut sous-estimer le risque potentiel d'inondation si cette incertitude est ignorée.

L'approche présentée dans cette étude, contrairement aux approches traditionnelles, considère les incertitudes de la courbe de tarage dans l'analyse fréquentielle des crues et dans la modélisation des risques d'inondation. Il est important de souligner que cette approche améliore la modélisation des crues, qui peut être intégrée dans le système d'alerte régionale « Regional Warning System » pour l'atténuation des risques. De plus, elle peut aider à analyser les stratégies de gestion des inondations possibles dans l'avenir.

Cette approche peut avoir une contribution significative sur l'évaluation de la vulnérabilité aux inondations dans les zones où les données sont rares et où une extrapolation importante de la courbe de tarage est nécessaire. Il serait également utile d'utiliser cette méthodologie pour améliorer la cartographie des risques d'inondation dans le cas de l'utilisation d'archivages de paléofloods (l'information historique). Jusqu'aujourd'hui, dans les études de risques hydrologiques, les données de paléoflood sont souvent utilisées pour étendre les données des débits extrêmes et se sont avérées être un outil utile pour réduire l'incertitude associée à l'estimation des crues fréquentielles (Lam et al., 2017).



**Références bibliographique**



## Références bibliographiques

Alfieri L, Cohen S, Galantowicz J, Schumann GJP, Trigg MA, Zsoter E, Prudhomme C, Kruczkiewicz A, Coughlan de Perez E, Flamig Z, et al. 2018. A global network for operational flood risk reduction. *Environmental Science and Policy* 84: 149-158 DOI: 10.1016/j.envsci.2018.03.014

AISSAT, Djilali, 2006. Creus et sécheresses en Algérie, impact sur l'environnement, Cas du Moyen Cheliff. Thèse de magister en hydraulique, Université Hassiba Ben Bouali – Chlef 142p.

Anquetin S, Braud I, Vannier O, Viallet P, Boudevillain B, Creutin JD, Manus C. 2010. Sensitivity of the hydrological response to the variability of rainfall fields and soils for the Gard 2002 flash-flood event. *Journal of Hydrology* 394(1-2): 134-147 DOI: 10.1016/j.jhydrol.2010.07.002

Aronica, G., Candela, A., Cannarozzo, M., & Viola, F. (2006). Influence of rating curve uncertainty on daily rainfall-runoff model predictions. In *Prediction in Ungauged Basins: Promises and Progress* (pp. 116-124).

Azamathulla HM, Jarrett RD. 2013. Use of Gene-Expression Programming to Estimate Manning's Roughness Coefficient for High Gradient Streams. *Water Resources Management* 27(3): 715-729 DOI: 10.1007/s11269-012-0211-1

Bales JD, Wagner CR. 2009. Sources of uncertainty in flood inundation maps. *Journal of Flood Risk Management* 2(2): 139-147 DOI: 10.1111/j.1753-318X.2009.01029.x

Ballesteros-Cánovas JA, Sanchez-Silva M, Bodoque JM, Díez-Herrero A. 2013. An Integrated Approach to Flood Risk Management: A Case Study of Navaluenga (Central Spain). *Water Resources Management* 27 (8): 3051-3069 DOI: 10.1007/s11269-013-0332-1

Barrera-Escoda A, Llasat MC. 2015. Evolving flood patterns in a Mediterranean region (1301-2012) and climatic factors - The case of Catalonia. *Hydrology and Earth System Sciences* 19 (1): 465-483 DOI: 10.5194/hess-19-465-2015

BAULING H., 1959. La morphométrie. *Ann. Géogr. Paris.* 365 : 385 – 408

Beven, K. J., & Hall, J. (Eds.). (2014). *Applied uncertainty analysis for flood risk management*. London: Imperial College Press.

Bendjoudi, H., & HUBERT, P. (2002). Le coefficient de compacité de Gravelius: analyse critique d'un indice de forme des bassins versants. *Hydrological sciences journal*, 47(6), 921-930.

Bjerklie, D. M., Moller, D., Smith, L. C., & Dingman, S. L. (2005). Estimating discharge in rivers using remotely sensed hydraulic information. *Journal of hydrology*, 309(1-4), 191-209.

## Références bibliographique

---

Buahin CA, Sangwan N, Fagan C, Maidment DR, Horsburgh JS, Nelson EJ, Merwade V, Rae C. 2017. Probabilistic Flood Inundation Forecasting Using Rating Curve Libraries. *Journal of the American Water Resources Association* 53 (2): 300-315 DOI: 10.1111/1752-1688.12500

Bobee, B. (1975). The log Pearson type 3 distribution and its application in hydrology. *Water resources research* 11(5): 681-689 DOI: 10.1029/WR011i005p00681

Box, G.E.P. and Cox, D.R., 1964. An analysis of transformations. *Journal of the Royal Statistical Society, Series B*, 26, 211–243.

Buishand, T. A. (1982). Some methods for testing the homogeneity of rainfall records. *Journal of hydrology*, 58(1-2), 11-27.

Clarke RT, MENDIONDO EM, BRUSA LC. 2000. Uncertainties in mean discharges from two large South American rivers due to rating curve variability. *Hydrological Sciences Journal* 45 (2): 221-236 DOI: 10.1080/02626660009492321

CHORLEY, R.J. and MORGAN, M.A., 1962, Comparison of morphometric features, Unaka Mountains, Tennessee and North Carolina, and Dartmoor, England: *Geol. Soc. America Bull.*, v. 73, pp. 17-34.

Cloke, H. L., & Pappenberger, F. (2009). Ensemble flood forecasting: A review. *Journal of hydrology*, 375(3-4), 613-626.

Corbett, D. M. (1943). Stream-gaging procedure. A manual describing methods and practices of the US Geological Survey. USGS Water Supply Paper, 888.

Condie R, Lee KA. 1982. Flood frequency analysis with historic information. *Journal of Hydrology* 58 (1–2): 47–61 DOI: 10.1016/0022-1694(82)90068-3

Comité Français des Grands Barrages (1994). Les crues de projet des barrages: Méthode du GRADEX. *Barrages & Réservoirs*, éd.: 18ème congrès CIGB/ICOLD, 2, 96.

Coxon G, Freer J, Westerberg IK, Wagener T, Woods R, Smith PJ. 2015. A novel framework for discharge uncertainty quantification applied to 500 UK gauging stations. *Water Resources Research* 51 (7): 5531-5546 DOI: 10.1002/2014WR016532

Dauphiné, A., & Provitolo, D. (2007). La résilience: un concept pour la gestion des risques. In *Annales de géographie* (No. 2, pp. 115-125). Armand Colin.

De Saint-Venant, A.J.C.B., 1871. Théorie du mouvement non permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences* 73, pp. 148–154, 237–240.

Di Baldassarre G, Castellarin A, Montanari A, Brath A. 2009. Probability-weighted hazard maps for comparing different flood risk management strategies: A case study. In *Natural Hazards* 50 (3): 479-496 DOI: 10.1007/s11069-009-9355-6

## Références bibliographique

---

Dickinson, W. T. (1967). Accuracy of discharge determinations. Hydrology papers (Colorado State University); no. 20.

Darrigol, O., 2002. Between hydrodynamics and elasticity theory: the first five births of the Navier–Stokes equation. *Arch. Hist. Exact Sci.* 56 (2), 95–150.

Domeneghetti A, Vorogushyn S, Castellarin A, Merz B, Brath A. 2013. Probabilistic flood hazard mapping: Effects of uncertain boundary conditions. *Hydrology and Earth System Sciences* 17 (8): 3127-3140 DOI: 10.5194/hess-17-3127-2013

Engeland, K., Steinsland, I., Johansen, S.S., Petersen-Øverleir, A., Kolberg, S., Effects of uncertainties in hydrological modelling. A case study of a mountainous catchment in Southern Norway, *Journal of Hydrology* (2016), doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.02.036>

Faghih M, Mirzaei M, Adamowski J, Lee J, El-Shafie A. 2017. Uncertainty Estimation in Flood Inundation Mapping: An Application of Non-parametric Bootstrapping. *River Research and Applications* 33 (4): 611-619 DOI: 10.1002/rra.3108

Fenton, J. D., 2001, Rating Curves: Part 2 – Representation and Approximation, Conference on Hydraulics in Civil Engineering, The Institution of Engineers, Australia, pp. 319–328.

Fu X, Li AQ, Wang H. 2014. Allocation of Flood Control Capacity for a Multireservoir System Located at the Yangtze River Basin. *Water Resources Management* 28 (13): 4823-4834 DOI: 10.1007/s11269-014-0778-9

Gao Y, Yuan Y, Wang H, Zhang Z, Ye L. 2018. Analysis of impacts of polders on flood processes in Qinhuai River Basin, China, using the HEC-RAS model. *Water Science and Technology: Water Supply* 18 (5), 1852-1860 DOI: 10.2166/ws.2018.008

Garcia R, Costa V, Silva F. 2020. Bayesian Rating Curve Modeling: Alternative Error Model to Improve Low-Flow Uncertainty Estimation. *Journal of Hydrologic Engineering* 25 (5): 04020012 DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001903

Ghanbarpour MR, Saravi MM, Salimi S. 2014. Floodplain Inundation Analysis Combined with Contingent Valuation: Implications for Sustainable Flood Risk Management. *Water Resources Management* 28 (9): 2491-2505 DOI: 10.1007/s11269-014-0622-2

Giorgi F. 2006. Climate change hot-spots. *Geophysical Research Letters* 33 (8) DOI: 10.1029/2006GL025734

GRAY, D. M., 1965, Physiographic characteristics and the runoff pattern: Proc. of Hydrol. Symp. No.4, Research Watersheds, National Research Council of Canada, pp. 147-164.

Hamilton, S., 2008. Sources of uncertainty in Canadian low flow hydrometric network. *Canadian Water Resources Journal*, 33 (2), 125–136. doi:10.4296/cwrj3302125

## Références bibliographique

---

Herschey RW. 1995. Streamflow measurement. E & FN Spon an imprint of Chapman & Hall.

Herschey, R. W. (1970). The evaluation of errors at flow-measurement stations. Paper presented at International Symposium on Hydrometry, Koblenz. International Association of Hydrological Sciences, Publication no. 99, 109–131 pp.

Hershfield, D. M., & Kohler, M. A. (1960). An empirical appraisal of the Gumbel extreme value procedure. *Journal of Geophysical Research*, 65(6), 1737-1746.

Hicks FE, Peacock T. 2005. Suitability of HEC-RAS for Flood Forecasting. *Canadian Water Resources Journal*30 (2): 159-174DOI: 10.4296/cwrj3002159

Horton, R. E. (1945). Erosional development of streams and their drainage basins; hydrophysical approach to quantitative morphology. *Geological society of America bulletin*, 56(3), 275-370.

Horton, R. E. (1923). Accuracy of areal rainfall estimates. *Monthly Weather Review*, 51, 348–353.

Horner, I. (2014). Quantification des incertitudes hydrométriques et impact sur les bilans hydrologiques: application au bassin versant de l'Yzeron (ouest Lyonnais) (Doctoral dissertation, Institut de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (IRSTEA), 5 rue de la Doua, 69100 Villeurbanne).

Hu L, Nikolopoulos EI, Marra F, Anagnostou EN. 2020. Sensitivity of flood frequency analysis to data record, statistical model, and parameter estimation methods: An evaluation over the contiguous United States. *Journal of Flood Risk Management* 13 (1): e12580 DOI: 10.1111/jfr3.12580

Huard D, Mailhot A. 2008. Calibration of hydrological model GR2M using Bayesian uncertainty analysis. *Water Resources Research* 44 (2) DOI: 10.1029/2007WR005949

Hubert, G., & Ledoux, B. (1999). Le Coût du risque...: l'évaluation des impacts socio-économiques des inondations (p. 240). Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Hubert, P., Carbonnel, J. P., & Chauche, A. (1989). Segmentation des séries hydrométéorologiques—application à des séries de précipitations et de débits de l'Afrique de l'ouest. *Journal of hydrology*, 110(3-4), 349-367.

ISO, 1998. Measurements of liquid flow in open channels. Part 2: Determination of the stage–discharge relationship. Tech. Rep., International Organization for Standardization, Geneva.

Jalbert, J., Mathevet, T., and Favre, A.-C., 2011. Temporal uncertainty estimation of discharges from rating curves using a variographic analysis. *Journal of Hydrology*, 397,83–92. doi:10.1016/j.jhydrol.2010.11.031

## Références bibliographique

---

Jung Y, Merwade V. 2012. Uncertainty Quantification in Flood Inundation Mapping Using Generalized Likelihood Uncertainty Estimate and Sensitivity Analysis. *Journal of Hydrologic Engineering* 17 (4): 507–520 DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000476

Juston J, Jansson PE, Gustafsson D. 2014. Rating curve uncertainty and change detection in discharge time series: Case study with 44-year historic data from the Nyangores River, Kenya. *Hydrological Processes* 28 (4): 2509-2523 DOI: 10.1002/hyp.9786.

Kastali, A., Zeroual, A., Remaoun, M., Serrano-Notivoli, R., & Moramarco, T. (2021). Design Flood and Flood-Prone Areas under Rating Curve Uncertainty: Area of Vieux-Ténès, Algeria. *Journal of Hydrologic Engineering*, 26(3), 05020054.

Kasiviswanathan KS, He J, Tay JH. 2017. Flood frequency analysis using multi-objective optimization based interval estimation approach. *Journal of Hydrology* 545: 251-262 DOI:10.1016/j.jhydrol.2016.12.025

Knoche, M., Fischer, C., Pohl, E., Krause, P., & Merz, R. (2014). Combined uncertainty of hydrological model complexity and satellite-based forcing data evaluated in two data-scarce semi-arid catchments in Ethiopia. *Journal of Hydrology*, 519, 2049-2066.

Kiang JE, Gazoorian C, McMillan H, Coxon G, Le Coz J, Westerberg IK, Belleville A, Sevrez D, Sikorska AE, Petersen-Øverleir A, et al. 2018. A Comparison of Methods for Streamflow Uncertainty Estimation. *Water Resources Research* 54 (10): 7149-7176 DOI: 10.1029/2018WR022708

Kvočka D, Ahmadian R, Falconer RA. 2018. Predicting Flood Hazard Indices in Torrential or Flashy River Basins and Catchments. *Water Resources Management* 32 (7): 2335-2352 DOI: 10.1007/s11269-018-1932-6

Kundzewicz, Z. W., & Robson, A. J. (2004). Change detection in hydrological records—a review of the methodology/revue méthodologique de la détection de changements dans les chroniques hydrologiques. *Hydrological sciences journal*, 49(1), 7-19.

Laborde, J. P. (2000). *Eléments d'hydrologie de surface*. Université de Nice-Sophia Antipolis. France (204p).

Lam D, Thompson C, Croke J, Sharma A, Macklin M. 2017. Reducing uncertainty with flood frequency analysis: The contribution of paleoflood and historical flood information. *Water Resources Research* 53 (3): 2312-2327 DOI: 10.1002/2016WR019959

Lamichhane N, Sharma S. 2018. Effect of input data in hydraulic modeling for flood warning systems. *Hydrological Sciences Journal* 63 (6): 938-956 DOI: 10.1080/02626667.2018.1464166

Lang M, Pobanz K, Renard B, Renouf E, Sauquet E. 2010. Extrapolation of rating curves by hydraulic modelling, with application to flood frequency analysis. *Hydrological Sciences Journal* 55 (6): 883–898 DOI: 10.1080/02626667.2010.504186

## Références bibliographique

---

Lavabre, J., Arnaud, P., Royet, P., Fine, J. A., Delichère, S., Fang, Z. X., & Foussard, F. (2010). Crues de projet ou cotes de projet? Exemple des barrages écrêteurs de crue du département du Gard. *La Houille Blanche*, (2), 58-64.

Le Boursicaud, R., Bonnifait, L., Le Coz, J., and Renard, B. (2012). Analyse des courbes de tarage de 5 stations hydrométriques pour le SPC Rhin-Sarre. IRSTEA - Unité Hydrologie Hydraulique.

Lee, A. F., & Heghinian, S. M. (1977). A Shift Of The Mean Level In A Sequence Of Independent Normal Random Variables—A Bayesian Approach—. *Technometrics*, 19(4), 503-506.

Le Coz J, Camenen B, Peyrard X, Dramais G. 2012. Uncertainty in open-channel discharges measured with the velocity-area method. *Flow Measurement and Instrumentation* 26: 18-29 DOI: 10.1016/j.flowmeasinst.2012.05.001

Lee, A. F., & Heghinian, S. M. (1977). A Shift Of The Mean Level In A Sequence Of Independent Normal Random Variables—A Bayesian Approach—. *Technometrics*, 19(4), 503-506.

Le Coz, J., Chaléon, C., Bonnifait, L., Le Boursicaud, R., Renard, B., Branger, F., ... & Valente, M. (2013). Analyse bayésienne des courbes de tarage et de leurs incertitudes: la méthode BaRatin. *La Houille Blanche*, (6) : 31-41

Le Coz J, Renard B, Bonnifait L, Branger F, Le Boursicaud R. 2014. Combining hydraulic knowledge and uncertain gaugings in the estimation of hydrometric rating curves: A Bayesian approach. *Journal of Hydrology* 509: 573-587 DOI: 10.1016/j.jhydrol.2013.11.016

Lee WS, Lee KS, Kim SU, Chung ES. 2010. The development of rating curve considering variance function using pseudo-likelihood estimation method. *Water Resources Management* 24 (2) 321 DOI: 10.1007/s11269-009-9448-8

Lee, W.S., et al., 2010. The development of rating curve considering variance function using pseudo-likelihood estimation method. *Water Resources Management*, 24, 321–348. doi:10.1007/s11269-009-9448-8

Leonard, J., et al., 2000. Rating curve modelling with Manning's equation to manage instability and improve extrapolation. *Hydrological Sciences Journal*, 45 (5), 739–750. doi:10.1080/02626660009492374

Levesque, V. A., & Oberg, K. A. (2012). Computing discharge using the index velocity method (pp. 3-A23). US Department of the Interior, US Geological Survey.

Liu J, Shi Z, Wang D. 2016. Measuring and mapping the flood vulnerability based on land-use patterns: a case study of Beijing, China. *Natural Hazards* 83 (3): 1545-1565 DOI: 10.1007/s11069-016-2375-0



## Références bibliographique

---

Liu Z, Merwade V, Jafarzadegan K. 2019. Investigating the role of model structure and surface roughness in generating flood inundation extents using one- and two-dimensional hydraulic models. *Journal of Flood Risk Management* 12 (1): e12347 DOI: 10.1111/jfr3.12347

Llasat MC, Llasat-Botija M, Prat MA, Porcú F, Price C, Mugnai A, Lagouvardos K, Kotroni V, Katsanos D, Michaelides S, et al. 2010. High-impact floods and flash floods in Mediterranean countries: The FLASH preliminary database. *Advances in Geosciences* 23:47-55 DOI: 10.5194/adgeo-23-47-2010

Luke, Adam & Kaplan, Brad & Neal, Jeffrey & Lant, Jeremiah & Sanders, Brett & Bates, Paul & Alsdorf, Doug. (2015). Hydraulic modeling of the 2011 New Madrid Floodway activation: a case study on floodway activation controls. *Natural Hazards* 77 (3): 1863-1887 DOI: 10.1007/s11069-015-1680-3.

Mai DT, De Smedt F. 2017. A combined hydrological and hydraulic model for flood prediction in Vietnam applied to the Huong river basin as a test case study. *Water (Switzerland)* 9 (11): 879 DOI: 10.3390/w9110879

Montanari, A., & Brath, A. (2004). A stochastic approach for assessing the uncertainty of rainfall-runoff simulations. *Water Resources Research*, 40(1).

Mattauer M (1958) : Etude géologique de l'Ouarsenis oriental (Algérie). Thèse. Doctorat Es-science Besancon, France, 343 p.

McMillan H, Freer J, Pappenberger F, Krueger T, Clark M. 2010. Impacts of uncertain river flow data on rainfall-runoff model calibration and discharge predictions. *Hydrological Processes* 24 (10): 1270-1284 DOI: 10.1002/hyp.7587

McMillan, H., Krueger, T., & Freer, J. (2012). Benchmarking observational uncertainties for hydrology: Rainfall, river discharge and water quality. *Hydrological Processes*, 26(26), 4078–4111.

McMillan, H., Seibert, J., Petersen-Overleir, A., Lang, M., White, P., Snelder, T., Kiang, J. (2017). How uncertainty analysis of streamflow data can reduce costs and promote robust decisions in water management applications. *Water Resources Research*, 53, 5220–5228.

Mirza, M.M.Q., 2003. The choice of stage–discharge relationship for the Ganges and Brahmaputra Rivers in Bangladesh. *Nordic Hydrology*, 34 (34), 321–342. doi:10.2166/nh.2003.0010

Merwade V, Olivera F, Arabi M, Edleman S. 2008. Uncertainty in flood inundation mapping: Current issues and future directions. *Journal of Hydrologic Engineering* 13 (7): 608-620 DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2008)13:7(608)

## Références bibliographique

---

Moramarco T, Melone F, Singh VP. 2005. Assessment of flooding in urbanized ungauged basins: A case study in the Upper Tiber area, Italy. *Hydrological Processes* 19 (10): 1909-1924 DOI: 10.1002/hyp.5634

Morlot, T., Perret, C., Favre, A. C., & Jalbert, J. (2014). Dynamic rating curve assessment for hydrometric stations and computation of the associated uncertainties: Quality and station management indicators. *Journal of Hydrology*, 517, 173-186.

Morlot, T. (2014). La gestion dynamique des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie et le calcul des incertitudes associées: un indicateur de gestion, de qualité et de suivi des points de mesure (Doctoral dissertation, Grenoble).

Mosquera-Machado S, Ahmad S. 2006. Flood hazard assessment of Atrato River in Colombia. *Water Resources Management* 21 (3): 591-609 DOI: 10.1007/s11269-006-9032-4

Moyeed RA, Clarke RT. 2005. The use of Bayesian methods for fitting rating curves, with case studies. *Advances in Water Resources* 28 (8) 807-818 DOI: 10.1016/j.advwatres.2005.02.005

Müller A. 2013. Flood risks in a dynamic urban agglomeration: A conceptual and methodological assessment framework. *Natural Hazards* 65 (3): 1931–1950 DOI: 10.1007/s11069-012-0453-5

Mussy, A., 2002. Cours d'hydrologie générale. EPF Lausanne,

Musy, A., & Higy, C. (2003). *Hydrologie. Une science naturelle*. Lausanne: Presses polytechniques et universitaires Romandes.

Muste, M., Ho, H. C., & Kim, D. (2011). Considerations on direct stream flow measurements using video imagery: Outlook and research needs. *Journal of Hydro-environment Research*, 5(4), 289-300.

Navier-Stokes equation. *Archive for History of Exact Sciences*, 56(2), 95-150.  
de Saint-Venant, A. J. C. (1871). Théorie du mouvement non-permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. *CR Acad. Sci. Paris*, 73(147-154), 5.

Neppel L, Renard B, Lang M, Ayrat PA, Coeur D, Gaume E, Jacob N, Payrastre O, Pobanz K, Vinet F. 2010. Flood frequency analysis using historical data: Accounting for random and systematic errors. *Hydrological Sciences Journal* 55 (2): 192-208 DOI: 10.1080/02626660903546092

NOOKA, RATNAM, K., SRIVASTAVA, Y.K., VENKATESHWARA RAO, V., AMMINEDU, E. and MURTHY, K.S.R. (2005) Check dam positioning by prioritization of micro-watersheds using SYI model and morphometric analysis – Remote Sensing and GIS perspective. *Jour. Indian Soc. Remote Sensing*, v.33 (1), pp.25-38.



## Références bibliographique

---

Osorio ALNA, Reis DS. 2016. A Bayesian Approach for the Evaluation of Rating Curve Uncertainties in Flood Frequency Analyses. In World Environmental and Water Resources Congress 2016 American Society of Civil Engineers: Reston, VA; 482–491. DOI: 10.1061/9780784479858.050

Papaoannou G, Loukas A, Vasiliades L, Aronica GT. 2016. Flood inundation mapping sensitivity to riverine spatial resolution and modelling approach. *Natural Hazards* 83 (1): 117-132 DOI: 10.1007/s11069-016-2382-1

Pappenberger F, Beven K, Horritt M, Blazkova S. 2005. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. *Journal of Hydrology* 302 (1-4): 46-69 DOI: 10.1016/j.jhydrol.2004.06.036

Pappenberger, F., & Beven, K. J. (2006). Ignorance is bliss: Or seven reasons not to use uncertainty analysis. *Water Resources Research*, 42(5), W05302. <https://doi.org/10.1029/2005WR004820>

Pappenberger, F. and Beven, K.J., 2006. Ignorance is bliss: or seven reasons not to use uncertainty analysis. *Water Resources Research*, 42 (5), W05302. doi:10.1029/2005WR004820

Pappenberger F, Dutra E, Wetterhall F, Cloke HL. 2012. Deriving global flood hazard maps of fluvial floods through a physical model cascade. *Hydrology and Earth System Sciences* 16 (11): 4143–4156 DOI: 10.5194/hess-16-4143-2012

Pappenberger F, Matgen P, Beven KJ, Henry JB, Pfister L, Fraipont P. 2006. Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Advances in Water Resources* 29 (10): 1430-1449 DOI: 10.1016/j.advwatres.2005.11.012

Parida BP, Kachroo RK, Shrestha DB. 1998. Regional Flood Frequency Analysis of Mahi-Sabarmati Basin (Subzone 3-a) using Index Flood Procedure with L-Moments. *Water Resources Management* 12 (1): 1-12 DOI: 10.1023/A:1007970800408

Peña-Arancibia, J.L., Zhang, Y., Pagendam, D.E., Viney, N.R., Lerat, J., van Dijk, A.I.J.M., Vaze, J., Frost, A.J., 2015. Streamflow rating uncertainty: Characterisation and impacts on model calibration and performance. *Environ. Model. Softw.* 63, 32–44. doi:10.1016/j.envsoft.2014.09.011

Pettitt, A. N. (1979). A non-parametric approach to the change-point problem. *Journal of the Royal Statistical Society: Series C (Applied Statistics)*, 28(2), 126-135.

Petersen-Øverleir A. 2006. Modelling stage-discharge relationships affected by hysteresis using the Jones formula and nonlinear regression. *Hydrological Sciences Journal* 51 (3): 365-388 DOI: 10.1623/hysj.51.3.365

## Références bibliographique

---

Petersen-Øverleir A, Soot A, Reitan T. 2009. Bayesian rating curve inference as a streamflow data quality assessment tool. *Water Resources Management* 23 (9): 1835-1842 DOI: 10.1007/s11269-008-9354-5

Quiroga VM, 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 (1): 25-33 DOI: 10.1016/j.riba.2015.12.001

Rahman AS, Rahman A, Zaman MA, Haddad K, Ahsan A, Imteaz M. 2013. A study on selection of probability distributions for at-site flood frequency analysis in Australia. *Natural Hazards* 69 (3): 1803-1813 DOI: 10.1007/s11069-013-0775-y

Ranger N, Hallegatte S, Bhattacharya S, Bachu M, Priya S, Dhore K, Rafique F, Mathur P, Naville N, Henriot F, et al. 2011. An assessment of the potential impact of climate change on flood risk in Mumbai. *Climatic Change* 104 (1): 139-167 DOI: 10.1007/s10584-010-9979-2

Ratnam, K. N., Srivastava, Y. K., Rao, V. V., Amminedu, E., & Murthy, K. S. R. (2005). Check dam positioning by prioritization of micro-watersheds using SYI model and morphometric analysis—remote sensing and GIS perspective. *Journal of the Indian society of remote sensing*, 33(1), 25-38.

Rantz SE. 1982. Measurement and computation of streamflow. Volume 1. Measurement of stage and discharge. Volume 1. Computation of discharge. US Geological Survey Water-Supply Paper

Remo, J.W.F., Carlson, M. & Pinter, N 2012. Hydraulic and flood-loss modeling of levee, floodplain, and river management strategies, Middle Mississippi River, USA. *Nat Hazards* 61: 551–575. <https://doi.org/10.1007/s11069-011-9938-x>

Reitan T, Petersen-Øverleir A. 2008. Bayesian power-law regression with a location parameter, with applications for construction of discharge rating curves. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment* 22 (3): 351-365 DOI: 10.1007/s00477-007-0119-0 22(3), 351-365

Riou França L. (Mai 2009). *Statistique Bayésienne – Éléments de Culture Générale*, INSERM U669. Consulté le 24/07/2016, disponible sur <http://christophe.genolini.free.fr/recherche/aTelecharger/Bayes.pdf>

Renard, B., Garreta, V., and Lang, M. (2006). An application of bayesian analysis and markov chain monte carlo methods to the estimation of a regional trend in annual maxima. *Water Resources Research*, 42(12) :W12422.

Romanescu G, Hapciuc OE, Minea I, Iosub M. 2018. Flood vulnerability assessment in the mountain–plateau transition zone: a case study of Marginea village (Romania). *Journal of Flood Risk Management* 11: S502-S513 DOI: 10.1111/jfr3.12249

## Références bibliographique

---

Remaoun, M., & Issaadi, A. (2007). Crues et sécheresses en Algérie Cas du moyen Chellif (Doctoral dissertation).

Refsgaard, J. C., & Knudsen, J. (1996). Operational validation and intercomparison of different types of hydrological models. *Water Resources Research*, 32(7), 2189-2202.

Schmidt, A. R. 2002. Analysis of stage-discharge relations for openchannel flows and their associated uncertainty. Ph.D. thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Illinois at UrbanaChampaign.

Scanlon, P., Western, A., and Ozbey, N., 2008. Estimating the uncertainty in flow estimates at flow monitoring sites in Victoria using Australian Standard 3778.2.3. Final report for Victorian Government Department of Sustainability and Environment, Melbourne

Sevruk, B. (1986). Correction of precipitation measurements, summary report. In *Correction of precipitation measurements (Vol. 23, pp. 13–23)*. Zurich, Switzerland: ETH, Geographisches Institut.

Shiklomanov AI, Yakovleva TI, Lammers RB, Karasev IP, Vörösmarty CJ, Linder E. 2006. Cold region river discharge uncertainty-estimates from large Russian rivers. *Journal of Hydrology* 326 (1-4): 231-256 DOI: 10.1016/j.jhydrol.2005.10.037

Shiklomanov, A.I., et al., 2006. Cold region river discharge uncertainty–estimates from large Russian rivers. *Journal of Hydrology*, 326 (1–4), 231–256. doi:10.1016/j.jhydrol.2005.10.037

Shimizu, Y., Giri, S., Yamaguchi, S., & Nelson, J. (2009). Numerical simulation of dune–flat bed transition and stage-discharge relationship with hysteresis effect. *Water Resources Research*, 45(4).

Sikorska AE, Renard B. 2017. Calibrating a hydrological model in stage space to account for rating curve uncertainties: general framework and key challenges. *Advances in Water Resources* 105: 51-66 DOI: 10.1016/j.advwatres.2017.04.011

Singh V.P. (1998) Three-Parameter Lognormal Distribution. In: *Entropy-Based Parameter Estimation in Hydrology*. Water Science and Technology Library, vol 30. Springer, Dordrecht

Sivapragasam C, Muttil N. 2005. Discharge rating curve extension - A new approach. *Water Resources Management* 19(5): 505-520 DOI: 10.1007/s11269-005-6811-2

Shao, Q., et al., 2014. Uncertainty estimation with bias-correction for flow series based on rating curve. *Journal of Hydrology*, 510, 137–152. doi:10.1016/j.jhydrol.2013.12.025

## Références bibliographique

---

Song S, Schmalz B, Xu YP, Fohrer N. 2017. Seasonality of Roughness - the Indicator of Annual River Flow Resistance Condition in a Lowland Catchment. *Water Resources Management* 31 (11): 3299-3312 DOI: 10.1007/s11269-017-1656-z

Snedecor GW, Cochran WG (1989) *Statistical methods*. Iowa University Press Ames

Steinbakk GH, Thorarinsdottir TL, Reitan T, Schlichting L, Hølleland S, Engeland K. 2016. Propagation of rating curve uncertainty in design flood estimation. *Water Resources Research* 52 (9): 6897-6915 DOI: 10.1002/2015WR018516

Strahler, A. N. (1957). Quantitative analysis of watershed geomorphology. *Eos, Transactions American Geophysical union*, 38(6), 913-920.

Sokolovsky, d., & shiklomanov, E. I. (1968). Estimation of maximum discharges and hydrographs of flood. *moment*, 10, 343.

Tacnet, J. M., & Burnet, R. (2007). *Risques naturels Organisation de la gestion et de la prévention en France: Eléments pour une comparaison transfrontalière Version 1.3 [en ligne]*. PRINAT-Action n.

Torsten, D., Gerd, M., & Torsten, S. (2002). Extrapolating stage–discharge relationships by numerical modeling. In *Int conf on hydraulic engineering*. Warsaw.

Touaibia Bénina, 2004. *Manuel Pratique d'Hydrologie*. Presse Madani frères, Blida, Algérie. 166p

Tsakiris, G., Nalbantis, I., & Pistrika, A. (2009). Critical technical issues on the EU flood directive. *European Water*, 25 (26): 39-51

USACE. 2016. *HEC-RAS River Analysis System - Hydraulic Reference Manual, Version 5.0*. Hydrologic Engineering Centre (HEC), U. S. Army Corps of Engineers DOI: CPD-68

Venetis, C., 1970. A note on the estimation of the parameters in logarithmic stage–discharge relationships with estimate of their error. *Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology*, XV (2), 105–111. doi:10.1080/02626667009493957

Werren G, Reynard E, Lane SN, Balin D. 2016. Flood hazard assessment and mapping in semi-arid piedmont areas: a case study in Beni Mellal, Morocco. *Natural Hazards* 81 (1): 481-511 DOI: 10.1007/s11069-015-2092-0

Westerberg, I., **et al.**, 2011. Stage–discharge uncertainty derived with a non-stationary rating curve in the Choluteca River, Honduras. *Hydrological Processes*, 25, 603–613. doi:10.1002/hyp.7848

Westerberg, I. and McMillan, H. (2014). Uncertainty in hydrological signatures for characterising rainfall-runoff process. In *European Geosciences Union (EGU) General Assembly*

## Références bibliographique

---

WELBER, Matilde, LE COZ, Jérôme, LARONNE, Jonathan B., et al. Field assessment of noncontact stream gauging using portable surface velocity radars (SVR). *Water Resources Research*, 2016, vol. 52, no 2, p. 1108-1126.

Wiltshire, S. E. (1986). Identification of homogeneous regions for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology* 84(3-4): 287-302 DOI:10.1016/0022-1694(86)90128-9

WMO (2010). *Manual on Stream Gauging, Vol. II : Computation of discharge*. World Meteorological Organization

Yen, B.C., 1979. Unsteady flow mathematical modeling techniques. In: Shen, H.W. (Ed.), *Modeling of Rivers*. John Wiley & Sons, New York, pp. 13.1–13.33.

Yochum, S. E. (2017). *Flow Resistance Coefficient Selection in Natural Channels: A Spreadsheet Tool*. US Department of Agriculture, Forest Service, National Stream and Aquatic Ecology Center, Technical Summary, 103.

Yochum, S. E., Comiti, F., Wohl, E., David, G. C., & Mao, L. (2014). Photographic guidance for selecting flow resistance coefficients in high-gradient channels. *Gen. Tech. Rep. RMRS-GTR-323*. Fort Collins, CO: US Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station 91 p., 323

Zeroual A, Assani AA, Meddi M, Alkama R. 2018. Assessment of climate change in Algeria from 1951 to 2098 using the Köppen–Geiger climate classification scheme. *Climate Dynamics* 52 (1-2): 227-243 DOI: 10.1007/s00382-018-4128-0

Zeroual A, Meddi M, Assani AA. 2016. Artificial Neural Network Rainfall-Discharge Model Assessment Under Rating Curve Uncertainty and Monthly Discharge Volume Predictions. *Water Resources Management* 30 (9): 3191–3205 DOI: 10.1007/s11269-016-1340-8

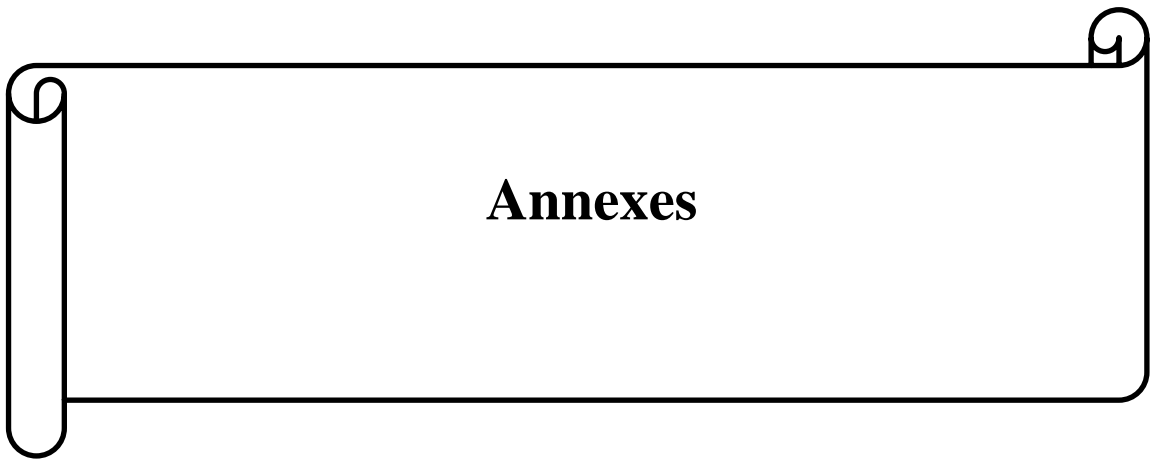
Zemzami, M., Benaabidate, L., Layan, B., & Dridri, A. (2013). Design flood estimation in ungauged catchments and statistical characterization using principal components analysis: application of Gradex method in Upper Moulouya. *Hydrological Processes*, 27(2), 186-195.

Zink JM, Jennings GD. 2014. Channel roughness in north carolina mountain streams. *Journal of the American Water Resources Association* 50 (5): 1354-1358 DOI: 10.1111/jawr.12180

Zope PE, Eldho TI, Jothiprakash V. 2015. Impacts of urbanization on flooding of a coastal urban catchment: a case study of Mumbai City, India. *Natural Hazards* 75 (1): 887-908 DOI: 10.1007/s11069-014-1356-4

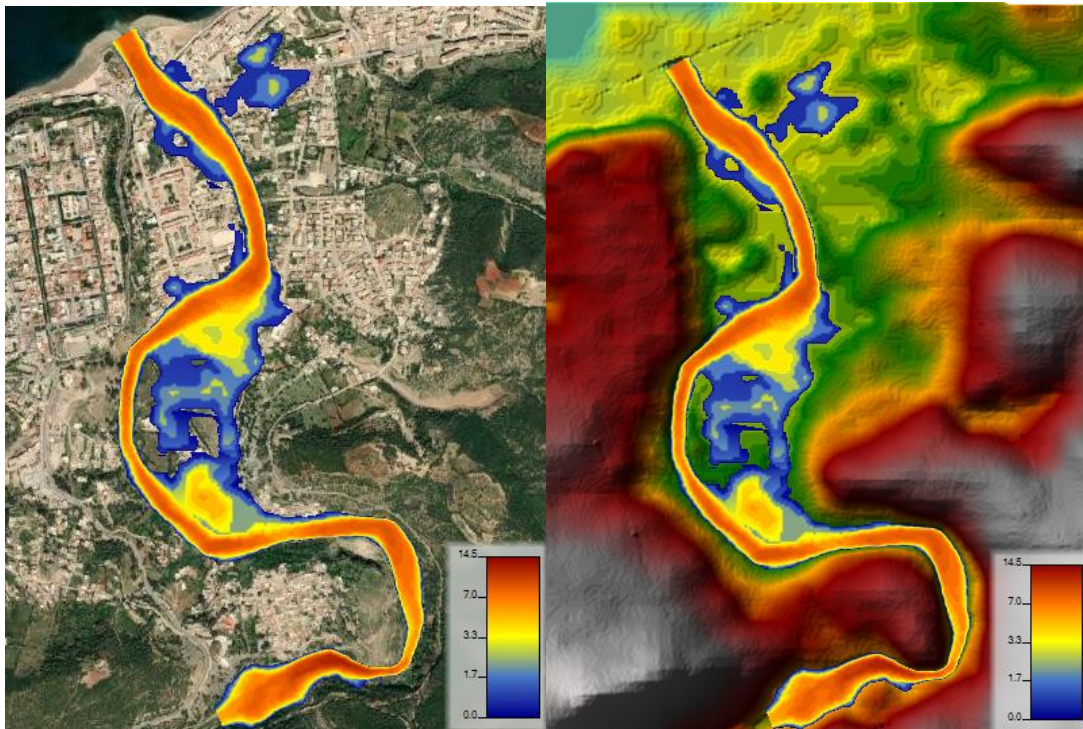
**Cartes géologiques: 1/50.000.** GLAUGEAUD.D. Carte géologique Miliana 1959

**Cartes géologiques: 1/200.000.** MATTAEUR.M Carte géologique de l'Ouarsenis orientale 1958

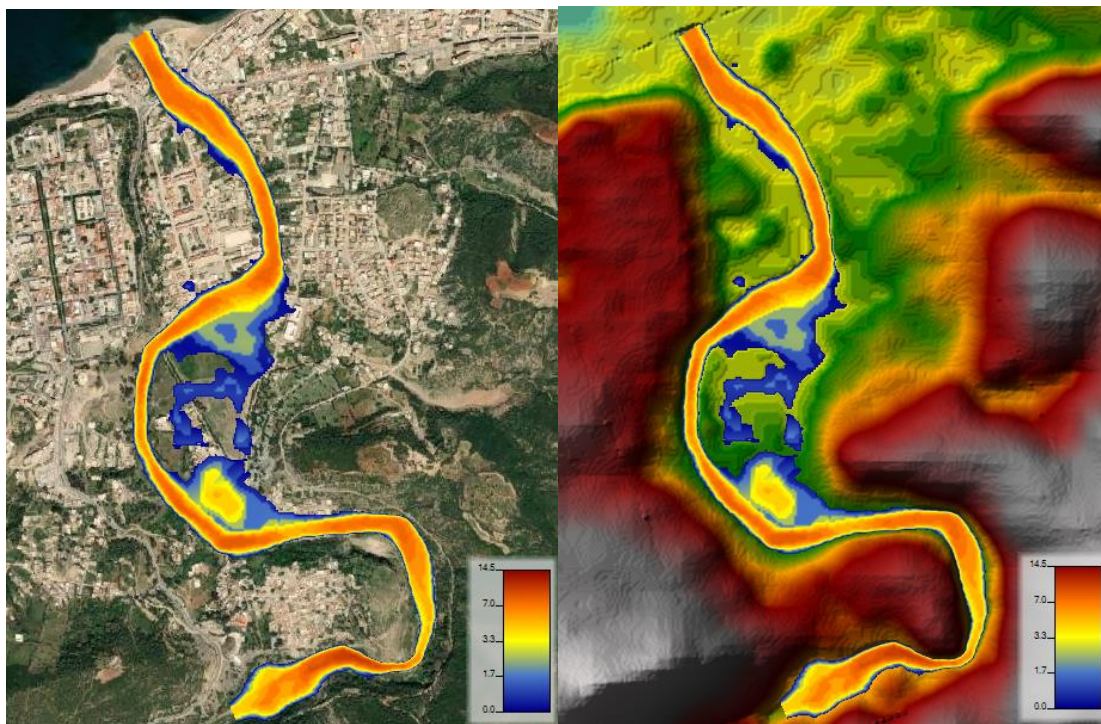


**Annexes**



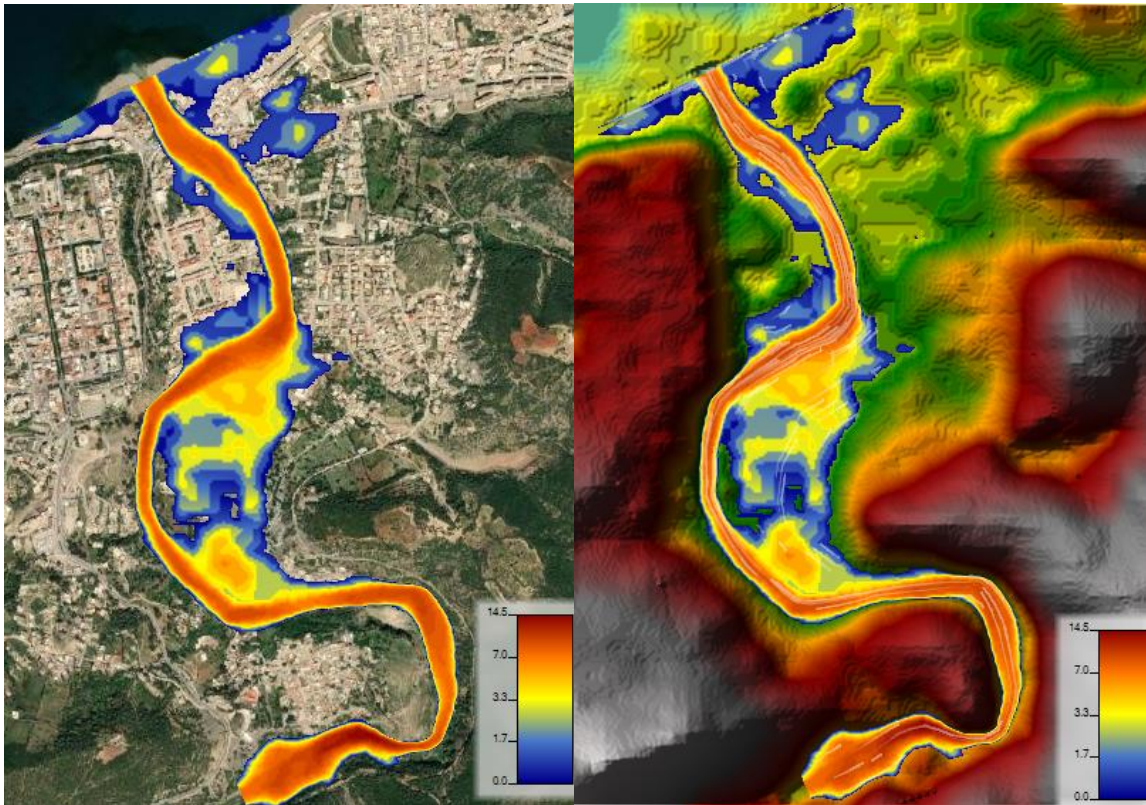


**Annexe A** : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans (MaxPost).



**Annexe B** : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans (2.5%).





**Annexe C:** Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans (97.5%)



## Annexes

### Annexe D : Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations.

Station	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude
11475	MaxPost	1400	22	27.67	27.4	29.47	0.0137	6.09	252.55	64.39	0.88
11475	2.50%	1010	22	26.5	26.5	28.23	0.0185	5.9	181.72	57.31	0.97
11475	97.50%	1840	22	29.62	28.28	31.03	0.0071	5.48	390.62	77.08	0.67
11178	MaxPost	1400	20.09	28.57		28.76	0.001	2.11	807.4	150	0.25
11178	2.50%	1010	20.09	26.8	23.94	27.01	0.0015	2.14	554.87	135.77	0.3
11178	97.50%	1840	20.09	30.31		30.51	0.0008	2.13	1081.69	163.62	0.23
10720	MaxPost	1400	19.13	28.47		28.64	0.0007	1.9	830.69	131.32	0.21
10720	2.50%	1010	19.13	26.68		26.84	0.0009	1.8	609.18	116.3	0.23
10720	97.50%	1840	19.13	30.23		30.41	0.0006	1.99	1073.68	144.78	0.2
10186	MaxPost	1400	15.98	28.16		28.49	0.001	2.64	605.54	83.6	0.27
10186	2.50%	1010	15.98	26.4		26.67	0.0011	2.36	467.69	72.15	0.26
10186	97.50%	1840	15.98	29.88		30.27	0.001	2.88	760.14	96.09	0.27
9679	MaxPost	1400	16.41	24.8	24.8	27.82	0.0162	7.85	194.96	35.93	0.97
9679	2.50%	1010	16.41	23.5	23.5	26.02	0.0177	7.12	150.66	32.49	0.98
9679	97.50%	1840	16.41	26.1	26.1	29.58	0.0149	8.49	244.03	39.03	0.96
9370	MaxPost	1400	14.11	20.06	21.57	25.18	0.052	10.75	149.95	37.27	1.63
9370	2.50%	1010	14.11	19.27	20.43	23.34	0.0492	9.54	121.34	35.05	1.56
9370	97.50%	1840	14.11	20.86	22.7	27.01	0.0518	11.83	180.57	39.5	1.67
9028	MaxPost	1400	13.07	19.53	18.74	20.86	0.0094	5.66	315.51	71.04	0.75
9028	2.50%	1010	13.07	18.35	17.85	19.59	0.0116	5.39	233.85	66.61	0.8
9028	97.50%	1840	13.07	20.66	19.55	22.11	0.0083	5.99	397.95	74.52	0.73
8748	MaxPost	1400	12.2	19.42		20.2	0.0047	4.3	400.5	75.59	0.54
8748	2.50%	1010	12.2	18.17		18.84	0.0053	3.94	308.75	71.24	0.55
8748	97.50%	1840	12.2	20.59		21.5	0.0045	4.69	490.87	79.46	0.54
8534	MaxPost	1400	12	19.49		19.91	0.0022	3.15	539.93	87.73	0.37
8534	2.50%	1010	12	18.21		18.54	0.0022	2.81	430.19	83.59	0.37
8534	97.50%	1840	12	20.68		21.2	0.0022	3.51	646.97	91.39	0.39
8316	MaxPost	1400	10.91	19.36		19.78	0.002	3.24	560.55	85.19	0.36
8316	2.50%	1010	10.91	18.09		18.41	0.0019	2.83	454.9	80.83	0.35
8316	97.50%	1840	10.91	20.54		21.06	0.0021	3.66	663.49	89.14	0.38
7973	MaxPost	1400	10.25	18.84		19.52	0.0031	4.04	449.76	74.55	0.46
7973	2.50%	1010	10.25	17.64		18.17	0.0029	3.53	363.4	69.59	0.43
7973	97.50%	1840	10.25	19.94		20.78	0.0033	4.56	533.99	79.01	0.48
7553	2.50%	1010	10	17.08		17.73	0.0037	3.99	335.79	69.92	0.49
7553	97.50%	1840	10	19.25		20.28	0.0043	5.15	507.11	87.2	0.55
7367	2.50%	1010	10	16.61		17.46	0.0052	4.52	292.3	64.41	0.57
7367	97.50%	1840	10	18.5		19.94	0.0065	6.01	428.32	80.01	0.66
7248	MaxPost	1400	10	16.33	16.25	18.32	0.0141	7.24	279.11	71.53	0.93

## Annexes

### Annexe D : Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Suite).

Station	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
7248	2.50%	1010	10	15.6	15.28	17.1	0.0122	6.2	228.59	65.22	0.85
7248	97.50%	1840	10	17.24	17.24	19.49	0.0138	7.85	347.22	77.75	0.94
7138	MaxPost	1400	10	15.88	15.88	17.84	0.0158	7.31	279.32	75.2	0.98
7138	2.50%	1010	10	15.21	14.97	16.68	0.0135	6.23	231.08	69.41	0.88
7138	97.50%	1840	10	16.55	16.82	18.99	0.0174	8.26	332.07	81.06	1.04
6842	MaxPost	1400	8.66	16.2	13.91	16.74	0.0032	3.74	549.09	135.38	0.45
6842	2.50%	1010	8.66	15.6		15.98	0.0024	3.07	470.45	126.35	0.39
6842	97.50%	1840	8.66	16.72	14.98	17.45	0.004	4.42	620.25	141.71	0.51
6460	MaxPost	1400	7	16.14		16.47	0.0015	2.97	777.61	217.03	0.32
6460	2.50%	1010	7	15.53		15.77	0.0012	2.48	647.55	208.5	0.28
6460	97.50%	1840	7	16.67		17.11	0.0019	3.46	895.98	224.66	0.37
6431	MaxPost	1400	7	16.14		16.45	0.0015	2.93	803.23	221.1	0.32
6431	2.50%	1010	7	15.52		15.76	0.0011	2.45	671.15	210.22	0.27
6431	97.50%	1840	7	16.67		17.08	0.0018	3.41	923.75	228.7	0.36
5868	MaxPost	1400	7.11	16.11		16.28	0.0012	2.5	1036.42	259.93	0.29
5868	2.50%	1010	7.11	15.5		15.62	0.001	2.08	883.37	239.17	0.25
5868	97.50%	1840	7.11	16.66		16.87	0.0015	2.87	1180.79	266.55	0.32
5387	MaxPost	1400	7.36	14.86	14.86	15.92	0.008	5.69	498.11	258.45	0.7
5387	2.50%	1010	7.36	13.87	13.87	15.23	0.0106	5.89	271.64	136.38	0.79
5387	97.50%	1840	7.36	15.4	15.4	16.49	0.0082	6.1	645.46	283.11	0.72
5116	MaxPost	1400	7.08	13.39	13.85	15.07	0.0147	7.01	379.71	219.67	0.94
5116	2.50%	1010	7.08	12.93	13.3	14.33	0.0126	6.12	282.7	176.91	0.85
5116	97.50%	1840	7.08	13.88	14.46	15.64	0.0154	7.55	491.58	242.81	0.97
4675	MaxPost	1400	4	11.99	11.99	13.6	0.0105	6.21	353.11	187.97	0.78
4675	2.50%	1010	4	10.66	10.55	12.53	0.0149	6.34	186.53	65.24	0.9
4675	97.50%	1840	4	12.66	13.05	14.19	0.0099	6.45	549.79	306.47	0.78
4458	MaxPost	1400	3.19	11.99	11.29	12.49	0.0035	3.96	714.26	310.57	0.47
4458	2.50%	1010	3.19	10.92	9.4	11.66	0.0051	4.29	407.86	257.18	0.55
4458	97.50%	1840	3.19	13.12	11.78	13.46	0.0023	3.58	1106.38	376.3	0.39
4057	MaxPost	1400	3.89	11.78		12.16	0.0024	3.39	819.72	336.41	0.4
4057	2.50%	1010	3.89	10.46	8.69	11.1	0.0042	3.9	427.24	257.27	0.5
4057	97.50%	1840	3.89	13.02		13.26	0.0015	2.98	1266.24	370.88	0.32
3727	MaxPost	1400	3.07	11.87		11.98	0.0007	2.01	1293.08	329.15	0.22
3727	2.50%	1010	3.07	10.66		10.79	0.001	2.07	901.94	315.33	0.25
3727	97.50%	1840	3.07	13.05		13.15	0.0006	2	1688.14	342.54	0.21
3361	MaxPost	1400	3.03	11.78		11.91	0.0007	1.9	1231.1	317.07	0.22
3361	2.50%	1010	3.03	10.58		10.7	0.0008	1.8	872.6	267.23	0.22
3361	97.50%	1840	3.03	12.97		13.09	0.0006	1.96	1626.55	352.9	0.21
3199	MaxPost	1400	4	11.71		11.86	0.001	2.14	1088.9	277.83	0.25

## Annexes

### Annexe D : Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Suite).

Station	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
3199	2.50%	1010	4	10.51		10.65	0.0011	1.99	784.93	219.81	0.26
3199	97.50%	1840	4	12.9		13.05	0.0008	2.2	1504.86	385.12	0.24
3022	MaxPost	1400	3	11.63		11.81	0.0008	2.13	977.15	274.46	0.24
3022	2.50%	1010	3	10.44		10.6	0.0008	1.89	709.89	168.88	0.23
3022	97.50%	1840	3	12.81		13	0.0008	2.23	1364.54	355.58	0.23
2778	MaxPost	1400	2	11.43		11.73	0.0012	2.64	753.36	182.6	0.29
2778	2.50%	1010	2	10.3		10.52	0.0011	2.27	578.16	130.54	0.26
2778	97.50%	1840	2	12.59		12.92	0.0012	2.86	1007.81	266.74	0.29
2563	MaxPost	1400	2	10.79		11.56	0.0034	4.15	421.87	93.68	0.47
2563	2.50%	1010	2	9.83		10.38	0.0029	3.48	344.71	66.6	0.42
2563	97.50%	1840	2	11.68		12.72	0.0041	4.86	531.73	133.87	0.52
2341	MaxPost	1400	2	10.38		11.29	0.0042	4.62	388.92	69.15	0.52
2341	2.50%	1010	2	9.56		10.17	0.0032	3.76	335.1	63.2	0.45
2341	97.50%	1840	2	11	8.85	12.36	0.0057	5.66	433.38	80.25	0.62
2134	MaxPost	1400	2	10.27		11	0.0035	4.24	439.62	79.99	0.48
2134	2.50%	1010	2	9.46		9.96	0.0027	3.48	377.54	73.97	0.42
2134	97.50%	1840	2	10.92		11.96	0.0045	5.08	493.7	85.95	0.56
1812	MaxPost	1400	2	9.35		10.53	0.0066	5.23	386.9	130.16	0.64
1812	2.50%	1010	2	8.82		9.61	0.0048	4.21	324.15	101.84	0.54
1812	97.50%	1840	2	10.04	8.52	11.41	0.0072	5.81	480.16	141.19	0.68
1674	MaxPost	1400	2	9.17		10.22	0.0062	4.99	404.26	129.19	0.62
1674	2.50%	1010	2	8.69		9.38	0.0044	4.01	347.28	111.69	0.52
1674	97.50%	1840	2	9.82		11.08	0.007	5.63	491.09	139.84	0.67
1428	MaxPost	1400	2	9.21		9.76	0.003	3.55	532.2	140.72	0.43
1428	2.50%	1010	2	8.72		9.06	0.002	2.79	469.92	119.11	0.35
1428	97.50%	1840	2	9.85		10.55	0.0035	4.1	625.84	151.57	0.48
1270	MaxPost	1400	1	9.27		9.59	0.0015	2.71	658.62	164.06	0.32
1270	2.50%	1010	1	8.76		8.95	0.001	2.12	587.91	117.67	0.26
1270	97.50%	1840	1	9.91		10.35	0.0019	3.21	773.67	194.96	0.36
1109	MaxPost	1400	1	9.34		9.49	0.0007	1.86	976.53	249.94	0.22
1109	2.50%	1010	1	8.79		8.89	0.0005	1.47	860.63	178.28	0.18
1109	97.50%	1840	1	10.01		10.22	0.0009	2.23	1166.73	352.29	0.25
755	MaxPost	1400	1	9.2		9.4	0.0009	2.14	858.36	210.41	0.24
755	2.50%	1010	1	8.71		8.83	0.0006	1.68	762.28	181.78	0.2
755	97.50%	1840	1	9.84		10.11	0.0011	2.55	999.67	238.22	0.28
580	MaxPost	1400	1	8.97		9.32	0.0016	2.79	613.36	129.74	0.32
580	2.50%	1010	1	8.58		8.78	0.001	2.13	568.31	104.46	0.25
580	97.50%	1840	1	9.48		10	0.0022	3.41	711.67	221.31	0.38
529	MaxPost	1400	1	8.93		9.29	0.0016	2.87	601.9	124.59	0.33
529	2.50%	1010	1	8.55		8.76	0.001	2.2	557.02	111.64	0.26

## Annexes

**Tableau IV.1** : Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Suite et fin).

Station	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
529	97.50%	1840	1	9.39		9.96	0.0024	3.58	673.59	163.02	0.4
460	MaxPost	1400	0	8.8		9.25	0.0019	3.15	529.14	86.01	0.35
460	2.50%	1010	0	8.48		8.74	0.0011	2.38	502	84.36	0.27
460	97.50%	1840	0	9.2		9.89	0.0027	3.91	581.21	169.79	0.43
377	MaxPost	1400	0	8.7		9.2	0.002	3.29	524.73	131.84	0.37
377	2.50%	1010	0	8.42		8.71	0.0012	2.48	489.8	120.53	0.28
377	97.50%	1840	0	9.06		9.82	0.0029	4.09	577.37	209.23	0.45
306	MaxPost	1400	0	8.74		9.12	0.0017	3.05	767.29	338.29	0.34
306	2.50%	1010	0	8.43		8.67	0.0011	2.39	663.54	317.8	0.27
306	97.50%	1840	0	9.17		9.69	0.0022	3.63	929.6	424.22	0.39
250	MaxPost	1400	0	8.76		9.07	0.0016	2.92	889.54	379.9	0.33
250	2.50%	1010	0	8.43		8.64	0.0011	2.35	765.27	370.1	0.27
250	97.50%	1840	0	9.22		9.62	0.002	3.39	1091.01	509.44	0.37
218	2.50%	1010	0	8.41		8.63	0.0011	2.36	779.82	438.07	0.27
218	97.50%	1840	0	9.22		9.59	0.0019	3.31	1191.12	631.71	0.36
151	MaxPost	1400	1	8.72		9.02	0.0017	2.93	1038.77	621.86	0.34
151	2.50%	1010	1	8.37		8.6	0.0013	2.47	823.54	601.79	0.29
151	97.50%	1840	1	9.2		9.54	0.002	3.28	1368.39	767.78	0.37
102	MaxPost	1400	1	8.63		8.99	0.002	3.13	983.13	623.09	0.37
102	2.50%	1010	1	8.32		8.58	0.0015	2.59	788.52	599.52	0.31
102	97.50%	1840	1	9.12		9.5	0.0023	3.45	1314.23	789.9	0.39
43	MaxPost	1400	1	8.77	5.48	8.87	0.0025	1.37	1025.44	552.78	0.32
43	2.50%	1010	1	8.41	4.63	8.49	0.0025	1.22	830.73	533.33	0.31
43	97.50%	1840	1	9.28	6.24	9.37	0.0025	1.36	1356.1	738.92	0.32

**Min Ch. El** : Altitude du radier du canal      **Velchnl** : Vitesse d'écoulement

**W.S Elev** : Altitude du plan d'eau calculé      **Flowarea** : Section mouillée

**Top Width** : Largeur au miroir      **E.G Elev** : Altitudes de la ligne d'énergie

**Froude # chl** : Nombre de Froude      **E.G slope** : Pente de la ligne d'énergie