

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de génie civil et d'architecture

Département de l'hydraulique



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages Hydraulique

Par

SOUICI ELKHIER

Thème

***Contribution au développement d'une plate-forme d'un système d'alerte
intelligent et intégré pour les aléas des inondations régionales***

(Cas du sous bassin versant de l'oued Mazafran, Wilaya de Tipaza)

Soutenue le 08 novembre 2025 devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Université	Qualité
EZZIANE Karim	Professeur	UHB Chlef	Président
ZEROUALI BILEL	MCA	UHB Chlef	Examineur
DJAFER KHODJA Hakim	MCA	UAMO Bouira	Examineur
YAHIAOUI Abdelhalim	MCA	UAMO Bouira	Rapporteur
ELMEDDAHI Yamina	Professeure	UHB Chlef	Co- Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes parents que Dieu prolonge leur vie

Ma femme

Mes enfants Oussama, Asma, Houssam et Sara

Mes frères et ma sœur

Souici E.

Remerciements

Je tiens à remercier tout particulièrement mon directeur de thèse, le Docteur Yahiaoui, pour son aide et ses conseils tout au long de cette période, m'ayant permis de mener à bien ce travail.

Je tiens également à remercier ma co-directrice de thèse, Professeur Mme. El-Meddahi Yamina, pour ses conseils avisés et pour la réussite de ce travail.

Nous remercions également les membres du jury pour leur accord pour évaluer ce travail.

Enfin, je voudrais remercier tous mes professeurs durant mes études et tous ceux qui m'ont aidé.

Souici E.

ملخص

ظاهرة الفيضانات من المخاطر الطبيعية وهي أكثر أنواع الكوارث الطبيعية شيوعاً، مما يؤدي إلى خسائر في الأرواح وأضرار في الممتلكات الشخصية والبنية التحتية الأساسية، وللسيطرة على المشاكل التي تنشأ أثناء الأحداث (التدخل وإعادة التأهيل في حالة الطوارئ) والتعافي من الكوارث (إعادة التأهيل وإعادة الإعمار). ومن الضروري وضع تدابير وقائية مختلفة و التخطيط و التدخل للتقليل من تكلفة الأضرار واتخاذ جميع الإجراءات التي يتم تنفيذها على جميع المستويات ، و في حالة حدوث فيضانات استثنائية، يتوجب علينا التواصل من أجل إيجاد حلول من خطر الفيضانات، و بين الحلول سيتم اعداد منصة ذكية للتنبيه من مخاطر الفيضانات و التي تعتمد على البيانات المأخوذة من مستجمعات المياه و الذي سيتم اختياره على أساس توافر الأمطار، هذه المعطيات التي تتمثل في ” تدفق – زمن – تردد ” حيث سنتمكن من الحصول على بيانات هيدروغرافية خاصة بكل تردد و سيتم إدخالها كشروط نهائية لنموذج رياضي يعبر عن القسم الهيدروليكي لهذه المنهجية.

كلمات مفتاحية: الفيضان، الخطر، المدة، الرسم البياني المائي، النظام، التنبيه.

Abstract

Floods are a natural hazard and the most common type of natural disaster, resulting in loss of life and damage to personal property and essential infrastructure. To manage the problems that arise during these events (emergency intervention and rehabilitation) and to recover from disasters (rehabilitation and reconstruction), It is necessary to put in place various preventive measures and planning and intervention to reduce the cost of damage and take all the measures that are implemented at all levels, and in the event of exceptional floods, we must communicate in order to find solutions from the risk of floods, and among the solutions will be the development of a smart platform to alert the risks of floods that depends on data taken from watersheds that will be selected based on the availability of rain, these data that are represented in "flow - time - frequency" where we will be able to obtain hydrographic data specific to each frequency and will be entered as final conditions for a mathematical model that expresses the hydraulic section of this methodology.

Keywords : Flood, Hazard, Duration, Hydrograph, System, Alert.

Résumé

Les inondations font partie des catastrophes naturelles les plus fréquentes. Elles provoquent des dégâts. Elles provoquent aussi des décès. aux biens personnels et aux infrastructures de base. Pour contrôler les problèmes qui surviennent lors d'événements (intervention d'urgence et réhabilitation) et pour se remettre des catastrophes (réhabilitation et reconstruction). Il est nécessaire de mettre en place différentes mesures de prévention, de planification et d'intervention pour minimiser les dommages et prendre toutes les mesures qui sont mises en œuvre à tous les niveaux, et en cas d'inondations exceptionnelles, nous devons communiquer afin de trouver des solutions au risque d'inondations, Parmi les solutions proposées, il y aura la mise en place d'une plateforme intelligente d'alerte au risque d'inondation, basée sur des données extraites de bassins versants sélectionnés en fonction de la disponibilité des précipitations, ces données qui sont représentées par « débit – temps – fréquence » où nous pourrions obtenir des données hydrographiques spécifiques à chaque fréquence et elles seront saisies comme conditions finales pour un modèle mathématique qui exprime la section hydraulique de cette méthodologie.

Mots clés : Inondation, Aléa, Durée, Hydrogramme, Système, Alerte.

Table des Matières

1. Dédicaces
2. Remerciement
3. ملخص abstract et résumé
4. Liste de figures
5. Liste des tableaux

	Page
Introduction Générale	1
Chapitre 1 . Problématique et les inondations	2
1.1. introduction.....	2
1.2. connaissance de l'aléa:.....	2
1.3. inondations :	3
1.4. principaux paramètres spécifiant l'alea « inondation ».....	3
1.4.1 période de retour :.....	4
1.4.2 hauteur et durée de submersion :.....	4
1.4.3 vitesse du courant :.....	4
1.4.4 volume de matière transportée :.....	4
1.5. types d'inondations :.....	5
1.5.1. inondations de plaines :.....	5
1.5.2. inondations par remontées des nappes phréatiques :.....	6
1.5.3. inondations par crues torrentielles :.....	6
1.5.4. inondations par ruissellement en secteur urbain :.....	7
1.5.5. inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle :.....	8
1.5.6. inondations marines :.....	8
1.6.causes de formation des crues et des inondations :.....	8
1.6.1.causes directes.....	8
1.6.2. phénomènes aggravant l'alea :.....	10
1.7. l'homme et l'inondation :.....	11
1.8. Modélisation des processus hydrologiques et analyse des données.....	12
1.9.Causes et types d'inondations catastrophiques en Algérie.....	13
1.10. conclusion :	15
Chapitre 2 . Cadre de l'étude, le bassin versant de l'oued Mazafran	16
2.1. introduction.....	16
2-2. présentation générale du bassin versant du Mazafran :.....	16
2-3-Topographie de la baie :.....	17
2.4. Les ressources en eau dans la zone de Programme.....	18
2.5. Acquisition des données.....	19
2-6. Description de la station hydrométrique Fer à cheval	21
2-6-1 fer à chefal :.....	21
2-6-2 Cordonné de la station (fer à cheval) :.....	21

2-7. Parameters de la crue caractéristique du Bassin versant.....	23
2-8. Conclusion.....	27
Chapitre 3. Traitement et analyse des données	28
3-1. introduction.....	28
3-2. Analyse fréquentielle.....	28
3-3. Etapes de l'analyse fréquentielle.....	28
3-4. Échantillonnage.....	29
3-5. Tests relatives à l'échantillonnage.....	31
3-5-1 Test d'indépendance.....	31
3-5-2 Test d'homogénéité.....	32
3-5-3 Test de stationnarité.....	33
3-6. Ajustement à une distribution théorique.....	34
3-7. Méthode des moments (MM).....	35
3-8. Méthode du maximum de vraisemblance (MVS).....	35
3-9. Méthode des moments pondérés (MMP).....	36
3-10. Adéquation d'une loi de probabilité.....	36
3-10-1 Test de Kolmogorov – Smirnov.....	37
3-10-2 Test du coefficient de corrélation.....	37
3-10-3 Test de racine de la moyenne des écarts quadratiques.....	37
3-11. Quantiles et intervalles de confiance.....	38
3-12. Cas de la méthode des moments.....	39
3-13. Cas de la méthode du maximum de vraisemblance.....	42
3-14. Critères de comparaison.....	43
3-15. Système d'aide à la décision (SAD).....	44
3-16. Formulation échantillonnée des débits caractéristiques.....	48
3-16-1 Cas de la distribution de Gumbel.....	49
3-16-2 Cas de la distribution Gamma.....	49
3-16-3 Cas de la distribution de Person de type III.....	50
3-16-4 Cas de la distribution de halphen B	51
3-17. Résultats et discussion	51
3-18. CONCLUSION	55
Chapitre 4. Hydrodynamique et cartographie de l'aléa	56
4-1 introduction.....	56
4-2. Modèle bidimensionnel horizontal.....	56
4-3. Logiciel HEC-RAS.....	57
4-3-1 Modèles utilisés par HEC-RAS en régime permanent.....	58
4-3-1-1 Coefficient de Manning d'un lit composé.....	59
4-3-1-2 Equation de la quantité de mouvement.....	61
4-3-2 Modèles utilisés par HEC-RAS en régime non permanent.....	62
4-3-2-1 Equations de continuité.....	63
4-3-2-2 Equations de conservation de la quantité de mouvement.....	64

4-3-2-3 Singularités et débit latéral.....	64
4-3-3.Utilisation pratique de HEC-RAS.....	65
4-4.Topographie.....	65
4-5.Traitement et simulation.....	81
4-6 .Cartographie de l'aléa.....	94
4-7 .Conclusion.....	96
Chapitre 5. Le système intelligent d'alerte aux crues	97
5-1. introduction.....	97
5-2. Cadre conceptuel	97
5-2.1. Hydrologie et processus pluie-débit	97
5-2.2. Hydraulique fluviale et propagation des crues.....	97
5-2-3. SIG et données géospatiales	97
5-2-4. Intelligence artificielle	98
5-2-5. Internet des Objets	98
5-2-6. Télécommunications	98
5.3. Approche méthodologique.....	98
5.3.1. Collecte et prétraitement des données.....	98
5.3.2. Modélisation hydrologique avec HEC-HMS.....	98
5.3.3. Modélisation hydrologique avec HEC-RAS.....	99
5.3.4. Intégration IoT, Big Data et IA	99
5.3.5. Système d'alerte multi-niveaux	99
5.3.6. Visualisation et WebGIS.....	99
5.4. Architecture de la plateforme	99
5.4.1. Couche de données	99
5.4.2. Couche de modèles	99
5.4.3. Couche d'intelligence et d'alerte	99
5.5.Système d'alerte et intelligence artificielle	100
5.5.1.Modèles avancés d'apprentissage profond.....	100
5.5.2.Fusion de modèles (Hybridation IA + modèles physiques).....	100
5.5.3.Détection d'anomalies....	101
5.5.4.Optimisation de la diffusion des alertes	101
5.6.Discussion scientifique	101
5.7.Système décisionnel et gouvernance des alertes	102
5.7.1.Modèles décisionnels	102
5.7.2.Intégration IA-décision	102
5.7.3.Gouvernance et coordination institutionnelle	102
5.7.4.Gestion opérationnelle des alertes	103
5.7.4.1.Chaîne opérationnelle de gestion des alertes	103
5.7.4.2.Protocoles d'intervention	104
5.7.4.3.Gestion des communications de crise	104
5.8.Déploiement, maintenance et durabilité de la plateforme	104

5.8.1.Déploiement technique	104
a) Installation des infrastructures LOT	104
b) Mise en place de l'architecture Big Data	104
c) Intégration des modèles HEC-HMS et HEC-RAS	105
5.8.2.Maintenance du système	105
5.8.3.Durabilité et résilience	105
5.9.Conclusion	105
Conclusions Générales	106
Références Bibliographiques	107

Liste des Figures

	Page
Figure 1.1 :	Inondation de Plaine..... 5
Figure 1.2 :	Inondation par remontées des nappes phréatiques. 6
Figure 1.3 :	Inondation par crues torrentielles. 7
Figure 1.4 :	Inondation par ruissellement en secteur urbain..... 7
Figure 1.5 :	Inondations en Algérie (Tipaza 05/2023)..... 11
Figure 1.6 :	Cas significatifs des inondations survenues en Algérie 15
Figure 2.1 :	Situation du bassin versant d'oued Mazafran..... 16
Figure 2.2 :	Le bassin versant de l'oued Mazafran 17
Figure 2.3 :	Image pour déterminer le cours d'eau de l'oued mazafrane..... 17
Figure 2.4 :	réseau hydrographique du bassin versant de l'oued Mazafran..... 19
Figure 2.5 :	emplacements des stations de jaugeages..... 20
Figure 2.6 :	Localisation du bassin versant de la Mitidja..... 21
Figure 2.7 :	Débits instantanés maxima annuel Fer à Chavel..... 23
Figure 2.8 :	Détermination de la durée D de la crue caractéristique. (Logiciel AutoCAD)..... 24
Figure 2.9 :	Détermination du temps de montée t_m de la crue caractéristique. (Logiciel AutoCAD)..... 24
Figure 3.1 :	Distribution ordonnées par rapport à leurs queues droites 44
Figure 3.2 :	Diagramme des critères de choix entre les classes C, D et E..... 46
Figure 3.3 :	FME de la série QIX..... 47
Figure 3.4 :	Rapport de Hill de la série QIX 47
Figure 3.5 :	Statistique du diagramme de Jackson 48
Figure 3.6 :	Ajustement à la distribution de Gumbel (PWM)..... 49
Figure 3.7 :	Ajustement à la distribution gamma (MM)..... 50
Figure 3.8 :	Adaptation au Pearson Type III (MM)..... 50
Figure 3.9 :	Montage sur Halphen Type B (ML)..... 51
Figure 3.10 :	Comparaison des raccords 52
Figure 3.11 :	$Q_{IXA10} = 510 \text{ m}^3/\text{s}$, $D = 13$ heures 54
Figure 3.12 :	Hydrogrammes de crue de différentes périodes de retour suivant la méthode SOCOSE..... 54
Figure 4.1 :	Elément de liquide en écoulement à surface libre bidimensionnel..... 56
Figure 4.2 :	Logiciel HEC-RAS (river analysis system)..... 57
Figure 4.3 :	Modèle utilisé par HEC-RAS..... 58
Figure 4.4 :	Division de la section mouillée du canal..... 58
Figure 4.5 :	Chenal et plaine d'inondation active..... 62
Figure 4.6 :	Cours d'eau avant (chenal) et après le débordement (plaine d'inondation active)..... 63
Figure 4.7 :	Lecture géomorphologique des lits d'un cours d'eau..... 66
Figure 4.8 :	Image satellite de tipaza (Source : Google Earth)..... 67
Figure 4.9 :	Tronçon pertinent de l'oued Mazafran..... 68
Figure 4.10 :	Choix des sections dans le tronçon pertinent..... 69
Figure 4.11 :	Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 0 à S 14)..... 87

Figure 4.12 :	Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 16 à S 24).....	88
Figure 4.13 :	Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 26 à S 38).....	89
Figure 4.14 :	Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 41 à S 56).....	90
Figure 4.15 :	Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 59 à S 69).....	91
Figure 4.16 :	Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 74 à S 81).....	92
Figure 4.17 :	Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 82 à S 91).....	93
Figure 4.18 :	Cartographie de l'aléa.....	94
Figure 4.19 :	Une photo de certaines zones situées sur les rives de l'oued Mazafran.	95
Figure 5.01 :	Schéma structurel d'une plateforme intelligente pour la gestion des risques d'inondation.....	100

Liste des Tableaux

	Page
Tableaux 2.1 :	Caractéristiques du sous-bassin versant du Mazafran..... 18
Tableaux 2.2 :	les données pluviométriques, le bassin versant de l'oued Mazafran..... 19
Tableaux 2.3 :	Les stations et leurs codes (Figure 2.8)..... 20
Tableaux 2.4 :	Exemple de données hydrométriques..... 22
Tableaux 2.5 :	Exemple de données des crues observées l'année 1982. (1ier crue)..... 24
Tableaux 2.6 :	traitement des données..... 25
Tableaux 3.1 :	Points clés d'une analyse locale des probabilités (Lang et Lavabre, 2007)..... 29
Tableaux 3.2 :	Caractéristiques empiriques de la série QIX..... 30
Tableaux 3.3 :	Essais d'échantillonnage de la série de débits maximaux instantanés annuels..... 34
Tableaux 3.4 :	Valeurs des quantiles de Kolmogorov – Smirnov..... 37
Tableaux 3.5 :	Test d'ajustement des distributions utilisées..... 52
Tableaux 3.6 :	Débit instantané maximal pour différentes périodes de retour (m3.s-1)..... 53
Tableaux 3.7 :	Valeurs de l'AIC..... 53
Tableaux 4.1 :	Valeurs estimées pour le coefficient de Manning en fonction de la nature des parois..... 59
Tableaux 4.2 :	Distances entre les sections du tronçon pertinent..... 70
Tableaux 4.3 :	Données géométriques des sections (S 0 à S 9) du tronçon pertinent..... 72
Tableaux 4.4 :	Données géométriques des sections (S 11 à S 17) du tronçon pertinent..... 73
Tableaux 4.5 :	Données géométriques des sections (S 19 à S 29) du tronçon pertinent..... 74
Tableaux 4.6 :	Données géométriques des sections (S 30 à S 38) du tronçon pertinent..... 75
Tableaux 4.7 :	Données géométriques des sections (S 41 à S 47) du tronçon pertinent..... 76
Tableaux 4.8 :	Données géométriques des sections (S 48 à S 60) du tronçon pertinent..... 77
Tableaux 4.9 :	Données géométriques des sections (S 61 à S 69) du tronçon pertinent..... 78
Tableaux 4.10:	Données géométriques des sections (S 74 à S 79) du tronçon pertinent..... 79
Tableaux 4.11:	Données géométriques des sections (S 80 à S 88) du tronçon pertinent..... 80
Tableaux 4.12:	Données géométriques des sections (S 89 à S 91) du tronçon pertinent..... 81
Tableaux 4.13:	Résultats de simulation dans le cas extrême pour T = (2) ans. des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent..... 82
Tableaux 4.14:	Résultats de simulation dans le cas extrême pour T = (10) ans. des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent..... 83
Tableaux 4.15:	Résultats de simulation dans le cas extrême pour T = (50) ans. des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent..... 84
Tableaux 4.16:	Résultats de simulation dans le cas extrême pour T = (100) ans. des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent..... 85
Tableaux 4.17:	Résultats de simulation dans le cas extrême pour T = (1000) ans. des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent..... 86

Introduction Générale

Les inondations sont une catastrophe naturelle difficile à contrôler et représentent un risque majeur qui entraîne des pertes de terres et de vies humaines dans le monde entier. Les crues soudaines sont souvent difficiles à prévoir et suffisamment longues pour provoquer une élévation du lit ou un débit spécifique relativement élevé et sont généralement associées à de fortes précipitations dans les bassins de superficie moyenne. Il faut limiter les dégâts causés par les inondations. Il faut aussi garantir la sécurité des biens et des personnes, des mesures doivent être prises, il est impératif d'identifier les zones sujettes aux inondations et les facteurs qui accentuent ou amplifient. Dans le cas de catastrophes entraînant d'importants dégâts et pertes, le dimensionnement des infrastructures de protection contre les inondations est fortement influencé par la quantification des débits de crue du projet.

Développement. De systèmes D'alerte précoce contribuerait à atténuer L'aléa d'inondation et à sauver des vies grâce à l'utilisation efficace de ces nouveaux outils.

Dans le cadre des travaux de recherche, Les méthodes de lutte contre les inondations seront synthétisées et nous élaborerons un plan de prévention d'inondation. Nous mettrons ensuite ce plan en œuvre en préparant une plateforme intelligente qui nous permettra de prédire les inondations dans les bassins et de développer une alerte précoce, qui donnera un avis informatif significatif des manifestations de catastrophe.

La thèse est organisée en cinq chapitres comme suit :

Le premier chapitre : La question du risque d'inondation est abordée sous un angle théorique, en examinant ses implications et les enjeux associés.

Dans la deuxième chapitre, nous aborderons la zone d'étude, à savoir le bassin versant de l'oued Mazafran au nord de l'Algérie, et analyse les débits instantanés maximaux annuels par le biais d'une approche fréquentielle. Le troisième chapitre présente L'analyse fréquentielle des données hydrométriques. Ces données sont recueillies. Elles l'ont été au niveau de la station pluviométrique. Cette station est située dans le bassin versant de Mazfran. Le quatrième chapitre : Dans ce chapitre, nous présentons l'identification du bassin sur une carte topographique avec le transfert de toutes les informations et l'identification le risque sur la carte L'aléa.

Chapitre cinq : Après obtention des résultats, ces informations sont saisies dans un programme d'intelligence artificielle pour créer une plateforme d'alerte. Les résultats sont ensuite transférés vers l'application de la plateforme d'alerte intelligente. À la fin de ce travail, nous présentons une conclusion générale après avoir appliqué ce système aux risques d'inondation.

Chapitre 1. Les inondations, caractérisation et problématique

1.1. Introduction.

Les zones exposées aux inondations ont un impact sur Les crises, dans leur déroulement et leur ampleur, touchent aussi bien les aspects humains que les aspects économiques. Les inondations sont plus fréquentes dans ces zones, qui présentent donc un aléa et une vulnérabilité différents. Ces inondations se produisent très lentement dans les bassins plats, alors qu'elles surviennent très rapidement et soudainement dans les bassins pentus, Les bassins sont en pente et les inondations n'ont causé aucun dommage, Les catastrophes sont susceptibles Il faut accorder de l'importance aux esprits si les régions inondées sont peu ou pas habitées par des êtres humains (Ledoux, 2006).

La réponse au risque d'inondation a été des décennies de contrôle des inondations, ce qui signifie que nous avons tenté d'appréhender ce phénomène naturel, à savoir la crue, en nous intéressant exclusivement à l'une de ses composantes, l'aléa, et non aux enjeux ou à leur vulnérabilité (Ledoux, 2006).

1.2. Connaissance de l'aléa

L'analyse des inondations, qui constituent des aléas naturels d'une grande complexité, requiert des outils performants et développés, comme les modèles hydrodynamiques. La modélisation hydrodynamique est un outil fréquemment utilisé dans la gestion des crues. (Horrit et bates,2002). L'objectif est de pouvoir prédire numériquement comment les propriétés hydrauliques des rivières vont évoluer dans l'espace et le temps pendant une crue. Cela inclut le débit, les courants, la hauteur d'eau et les surfaces inondées, entre autres. C'est un outil très intéressant d'un point de vue pédagogique (il permet de créer des cartes d'inondations pour informer les populations et favoriser la prévention) et/ou d'un point de vue prospectif.. (kreis, 2004).

-La vulnérabilité.

L'exploitation des terres en cas d'inondations engendre des dommages économiques directs et indirects, plus ou moins gravement constatés, La construction classique de courbes de dommages reliant la profondeur d'eau est possible et le coût des dommages correspondants. Ces courbes sont le résultat de la submersion d'un terrain par l'eau. Selon Gilard (1998), la vulnérabilité est définie dans le même espace que l'aléa. Autrement dit, Les termes de profondeur, durée et période de retour (h, d, T) servent à la définir.

- L'Aléa

Le phénomène physique des inondations constitue La gestion des risques d'inondation est au cœur des travaux menés en hydrologie et en hydraulique. Les performances

hydrauliques du réseau hydrographique et l'hydrologie du bassin versant sont des facteurs déterminants. Elle peut également être mesurée sur une parcelle (avec plus ou moins de précision) Les variables hydrologiques les plus couramment utilisées sont la profondeur d'eau et la durée d'inondation, qui sont des facteurs essentiels, sont à prendre en compte, tout comme la période de retour, qui joue un rôle crucial dans l'analyse des risques. Cette dimension probabiliste de l'aléa est traduite par la notion de fréquence (Gillard, 1998).

L'évaluation de l'aléa nécessite la prise en compte des principaux paramètres suivants :

- La Période de retour des crues
- La hauteur et la durée de submersion.
- La vitesse d'écoulement.
- La torrencialité du cours d'eau.

1.3. Inondations.

Le terme « inondation » est issu du latin « inundati », signifiant « submerger ». La définition du risque est la suivante : il s'agit d'un croisement entre l'aléa et la vulnérabilité. L'aléa correspond à la probabilité qu'un phénomène physique se manifeste ; Une crue centennale, par exemple, correspond à une inondation qui se produit statistiquement une fois tous les cent ans Son intensité, son étendue, sa fréquence et sa durée sont des caractéristiques qui la définissent, tandis que la vulnérabilité affecte les individus, les biens et la propriété. Ces derniers sont exposés aux dommages lorsque l'aléa survient. Une inondation correspond à une submersion, rapide ou lente Il s'agit d'une zone habitée. Elle se trouve ordinairement hors de l'eau. Deux composantes expliquent le risque d'inondation : la hauteur de l'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue, déterminants pour l'importance de l'inondation, qui peut ainsi être plus ou moins importante selon ces éléments. Ces éléments, qui sont cruciaux, Plusieurs paramètres entrent en jeu dans l'évaluation du risque : Les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur, etc.) ainsi que l'état du bassin versant et les précipitations sont à prendre en compte sont des éléments à prendre en compte. La présence d'activités humaines peut constituer un facteur d'aggravation de ces Caractéristiques naturelles (d'après Cortes, 2006, et Merabet, 2006).

1.4. Principaux paramètres spécifiant l'aléa « inondation ».

Quatre critères prépondérants s'avèrent essentiels pour appréhender la notion d'aléa d'inondation :

1.4.1. période de retour.

La période de retour est la fréquence d'apparition d'un phénomène. Cette fréquence est calculée à un instant donné. Défini statistiquement, C'est le contraire de la possibilité qu'un événement qui se produit environ une fois tous les cent ans (un événement centennal) se produise ou arrive plus souvent qu'une fois sur cent. C'est seulement en considérant une période très longue qu'on peut vérifier cela. Il est également envisageable, sur des périodes limitées (quelques années), de vivre une répétition de phénomènes similaires à plusieurs reprises. Autrement dit, En l'espace de vingt ans, une crue centennale est subie par une personne sur cinq.

La crue repose souvent sur l'idée d'une période de retour (crue décennale, centennale, millénaire, etc.) ; À mesure que cette période se prolongeait, L'augmentation du débit et de la densité était notable. Sur la carte d'aléa, on voit surtout les crues qui arrivent tous les dix ans et toutes les cent ans (Merabet, 2006).

1.4.2. hauteur et durée de submersion.

Le bâtiment peut être significativement impacté par la hauteur de submersion. Cela se produit lorsqu'elle dépasse le niveau de référence. Les problèmes sanitaires sont plus susceptibles de se produire lorsque la durée de submersion est longue. et parfois l'eau est propre ou contaminée par Dans certains cas, on observe des fuites de carburant depuis les réservoirs, ainsi que des eaux usées. L'homme se trouve généralement en danger lorsque la hauteur d'eau dépasse les 50 cm. Par exemple, la flottaison d'une voiture dans 30 cm d'eau (Merabet, 2006)

1.4.3. vitesse du courant.

La rugosité du lit et la pente influent sur la vitesse de l'écoulement, et il a également une gravité est une fonction du couple hauteur/vitesse. À partir d'une vitesse de 0,5 mètre par seconde, le courant devient dangereux pour l'homme. Il risque d'être emporté par le courant. Il risque aussi de heurter des objets entraînés à grande vitesse. (Merabet, 2006)

1.4.4. volume de matière transportée.

Ce volume est communément appelé « transport solide ». L'argile, le limon, le sable, les graviers, les galets et les blocs sont quelques-uns des matériaux que l'on peut trouver. On les retrouve dans les cours d'eau, soit en suspension dans l'eau, soit au fond du lit, en raison des forces associées. avec eux. Présent. L'aléa d'inondation dans les rivières torrentielles sera principalement caractérisé par une vitesse de courant élevée et un transport de force important. (Merabet, 2006).

1.5. Types d'inondations.

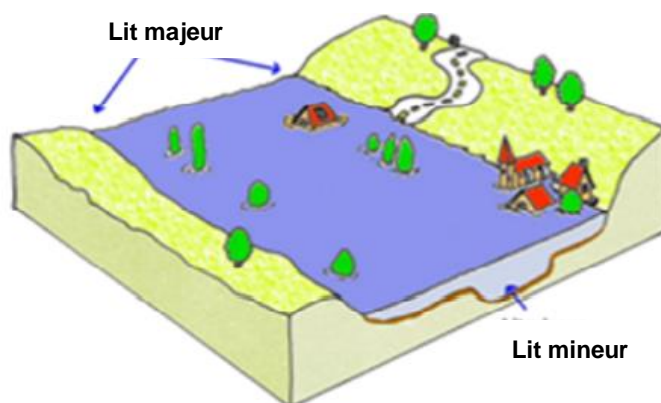
Selon l'événement et la cause de la catastrophe, plusieurs types d'inondations peuvent être distingués :

Les inondations de plaine, dues à la montée des eaux, les crues torrentielles, dues au ruissellement urbain ou rural, Les inondations sont causées par la rupture de digues, mais aussi par les inondations marines.

Les quatre premiers cas sont dus aux précipitations et aux inondations qui sont provoquées par les rivières et les ruisseaux. La classification est donc établie en Il faut distinguer les crues. Les inondations de plaine ou la remontée de nappe sont des exemples d'inondations résultant de crues à cinématique lente. Et celles qui sont cinétiques et rapides. C'est le cas des crues torrentielles ou du ruissellement. Mais pour les deux derniers cas, le premier est lié aux conditions locales qui rendent l'inondation d'un secteur spécifique événementielle, et le second concerne l'action de la mer et le facteur dominant qui en résulte et provoque des perturbations (Ledoux, 2006).

1.5.1. Inondations des plaines.

Les inondations mineures surviennent après de longues périodes de pluies océaniques d'intensité modérée, s'abattant sur les sols et avec Un ruissellement long se caractérise par des bassins versants moyens à grands, c'est-à-dire supérieurs à 500 km². Le lit ordinaire du ruisseau est également quitté lentement pour que son lit principal soit occupé et que la plaine soit inondée pendant une période relativement longue (Figure 1.1). Les terrains bas ou mal drainés sont particulièrement concernés par ces phénomènes. Cette dynamique lente se poursuit pendant plusieurs semaines.



Le bassin versant à faible pente est touché par une crue lente.

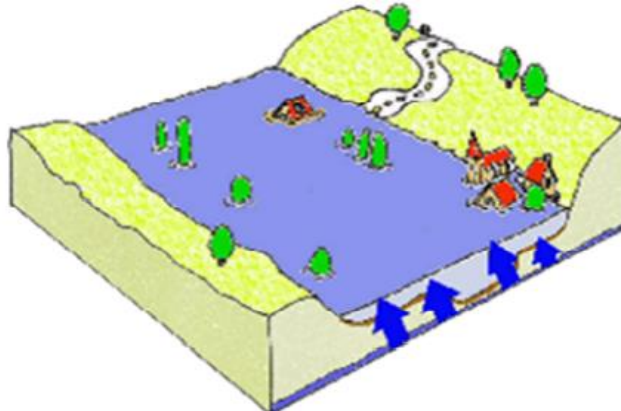
La montée est lente et progressive, ce qui implique des délais importants.

Figure 1.1 : Inondation de Plaine (MERABET, 2006).

Les dommages causés par ce type d'inondation Les hauteurs et durées de submersion sont les principaux critères de mesure. (Merabet, 2006).

1.5.2. Inondations par remontées des nappes phréatiques.

Ce qui correspond à des inondations résultant d'un écoulement indirect, qui se traduit par la remontée du niveau de la nappe phréatique et s'écoule avec la surface, et/ou dans un autre cas, Par l'intrusion d'eau dans les différents systèmes d'évacuation des eaux usées (Figure 1.2). (Merabet, 2006).



La cause est la saturation des nappes phréatiques.

Crue et décrue. Les deux processus sont très lents.

Figure 1.2 : Inondation par remontées des nappes phréatiques (MERABET, 2006).

Ce type de perturbations se traduit par plusieurs types de phénomènes.

il peut y avoir des inondations, Il peut y avoir des remontées sous les bâtiments, Des inondations d'ouvrages souterrains et des déstabilisations ou tassements de remblai peuvent se produire, il peut y avoir des glissements de terrain, il peut y avoir des perturbations des réseaux publics, il peut y avoir des pressions sous les constructions. (Boubchir, 2007)

1.5.3. Inondations par crues torrentielles :

Par définition, les crues torrentielles sont soudaines et violentes. Ils sont causés par des épisodes pluvieux. Ces épisodes sont intenses et localisés, comme les tempêtes convectives. Conventionnellement, on dit qu'il s'agit d'une crue torrentielle Quand le temps mis par une goutte d'eau pour parcourir la distance la plus longue « hydrologiquement » jusqu'à son exutoire est inférieur à douze heures (ou vingt-quatre heures selon certains auteurs), on parle de temps de récurrence hydrologique. Cinq critères sont retenus par les spécialistes pour définir les crues : La vitesse à laquelle le cours d'eau réagit, son inclinaison, le nombre de Froude, le transport de matériaux solides et les conséquences des inondations (Figure 1.3). Les zones montagneuses et les cours d'eau se rencontrent. situés aux abords de la mer Méditerranée sont les principales zones touchées par ces crues, et se caractérisent par des vitesses d'écoulement élevées. , même dans le lit majeur. Ces phénomènes affectent Les bassins versants sont de faible à moyenne superficie. Ils présentent une pente moyennement forte.

Les crues torrentielles transportent et modifient profondément le lit pendant l'événement. Les dommages causés par ces phénomènes se voient avant tout par la vitesse du courant, Ce phénomène est accentué par les matériaux charriés par les rivières lors de telles crues (Ledoux, 2006).

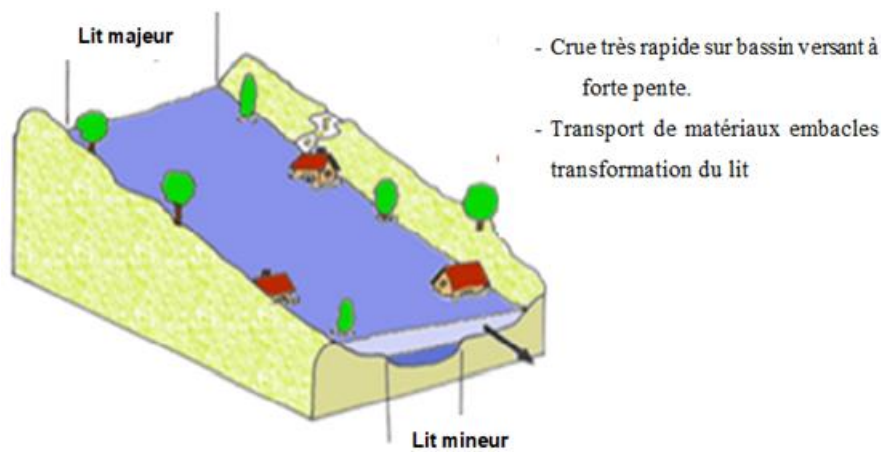


Figure 1.3 : Inondation par crues torrentielles (MERABET, 2006).

1.5.4. Inondations par ruissellement en secteur urbain.

Divers phénomènes physiques sont à l'origine des inondations de ruissellement selon la zone concernée (zone rurale, semi-urbaine ou urbaine), Ils se caractérisent par leur soudaineté. Et par leur courte durée. Cela rend leur prévision difficile. Et leur contrôle en période de crise (Figure 1.4). Ces phénomènes sont très locaux et concernent les petits bassins versants. (Ledoux, 2006).



Figure 1.4 : Inondation par ruissellement en secteur urbain (MERABET, 2006).

Les terres sont plus imperméables, la végétation est moins dense et les pentes sont plus raides, Le ruissellement des eaux de pluie et les inondations importantes sont provoqués par ces zones urbaines, un phénomène naturel qui ne peut être évité. Ce phénomène peut parfois être aggravé par une intervention humaine, C'est dommage. Le 10 novembre 2001, à Alger, la ville a été frappée par les inondations à Bab El Oued, de fortes pluies ont causé des dégâts considérables. En l'espace de 24 heures, l'équivalent de 214 mm de précipitations sont tombées sur une superficie de 1 km², provoquant le décès de 750 personnes et la disparition de 120 individus. Plus de 10 000 familles sinistrées. (Merabet 2006, DGPCA).

1.5.5. Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle.

d'autant plus dommageable qu'il survient soudainement En cas de rupture ou d'inondation au-dessus de la digue, du fait de la proximité du site avec de la digue. Si le seuil de risque a été dépassé récemment ou a été rompu, le risque peut augmenter par cet ouvrage de protection. Celui-ci est dimensionné pour un certain niveau de crue. Les secteurs qui sont hors de l'eau peuvent se retrouver subitement inondés dans l'eau.

L'encombrement des glaces dans les cours d'eau, qui constituent pour nous Une rétention d'eau importante est provoquée par la digue naturelle. Les éléments solides constitutifs de la digue peuvent être arrachés à la source et emportés par Les cours d'eau ou les glissements de terrain. La rupture des glaces peut survenir à la suite d'une période de précipitations ou de mouvements de terrain exceptionnels, qui peut survenir plusieurs jours plus tard (Boubchir, 2007- Ledoux, 2006, Spppi 2004).

1.5.6. Inondations marines

Quand le coefficient de marée est élevé et que le vent de mer souffle fort, la mer peut submerger les zones côtières.

Ils conduisent à l'invasion d'eaux salées particulièrement agressives. Dans des circonstances où l'on s'y attend le moins, comme lors d'un tsunami, d'une tempête ou d'une rupture des défenses contre la mer, des dangers apparaissent. Ces derniers se manifestent lors d'un tsunami (bien que ce soit un phénomène très rare, il peut être dévastateur), lors d'une tempête (débordement de la mer, vents violents et pluies) ou dans une rupture des défenses contre la mer. (Spppi, 2004).

1.6. Causes de formation des crues et des inondations.

Comprendre les mécanismes de formation des inondations et des crues est essentiel, et il est possible qu'une zone soit inondée dans des proportions identiques à travers différentes crues, et de refléter différentes méthodes d'aménagement à partir de cartes hydrographiques. Fractionner en deux styles, les causes directes et Ces phénomènes conduisent à l'aléa Ils l'aggravent.

1.6.1. Causes directes

a. abondance des précipitations.

Les crues et les inondations trouvent leur explication principale dans ce facteur. Il existe plusieurs catégories de pluies orageuses soudaines :

En l'espace de quelques heures, les tempêtes, Des lames d'eau de 200 à 300 mm peuvent être créées par des précipitations. En Espagne, on a enregistré une intensité pluviométrique de 10 mm/min. Il n'est pas surprenant que des débits spécifiques records puissent être atteints par certains petits bassins versants, On observe que le débit d'eau météorique peut parfois atteindre plus de $30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, et que la densité de 0,1 mm/min correspond à un tel débit . Cela prendra du temps, et les conséquences seront probablement désastreuses!

✓ **Les averses durables** : Ces épisodes sont moins dangereux et se caractérisent par une

série d'averses successives entrecoupées de périodes de calme, ces crues restent tout aussi destructrices. La crue de 1994 à Saintes est un exemple similaire, qui a été inondée pendant plusieurs semaines.

- ✓ **Les pluies de type orographique et cyclonique:** Aux Philippines, par exemple, les précipitations ont atteint 1 136 mm en l'espace d'une journée.
- ✓ En règle générale, plus les précipitations dans le bassin versant sont fortes, intenses et persistantes, La morphologie et la nature des matériaux sont des facteurs déterminants dans l'érosion. Lorsque les débits de ruissellement sont élevés, ces facteurs sont plus susceptibles d'engendrer une érosion, et plus la puissance d'une crue et les dégâts qu'elle provoque sont importants (Salomon, 1997).

b. Fusion brutale des neiges.

En Europe, ce phénomène se produit généralement en fin de printemps et au début de l'été, est un indicateur clé de la transition vers la saison estivale. L'arrivée d'un front chaud, accompagné de vent et de pluie, marque la fin de l'hiver, va rapidement solidifier la neige qui recouvre les bassins versants montagneux. Cela provoquera des crues particulièrement importantes sur des sols parfois gelés et dépourvus de végétation, comme dans les Alpes ou les Pyrénées en France. Dans la plupart des cas, les précipitations neigeuses sont associées à des averses de pluie (Salomon, 1997).

c. débâcle des glaces fluviales.

La déglaciation se produit après l'effondrement des barrages de glace naturels. Ces derniers se trouvent en haute montagne. On en trouve dans les Alpes. Les grands fleuves sibériens ou canadiens, par exemple, sont des exemples de cours d'eau dans lesquels on trouve des icebergs. Chaque hiver, les températures glaciales gèlent d'abord la surface de l'eau, puis la font progressivement s'enfoncer, ce phénomène est saisonnier. De gros embâcles se forment, qui ne permettent aucun écoulement vers la surface. Or, sur les parties amont des cours d'eau, la captation par les rivières est moins efficace du fait de leur situation méridionale (et donc relativement plus chaude), De grands lacs temporaires se forment lorsque l'eau restante s'accumule à l'état liquide. Au printemps, le débit d'eau qui s'accumule derrière les barrages de glace et les températures élevées combinées conduisent inévitablement à l'effondrement de ces barrages. Où se produisent à ce moment-là des catastrophes massives qui emportent tout sur leur passage.

Heureusement, ces très rares inondations catastrophiques ne peuvent être maîtrisées une fois qu'elles se produisent. La seule prévention possible consiste à faire exploser les glaçons une fois qu'ils atteignent un certain seuil (Salomon, 1997)

d. ACCIDENTS : Exemple : En général, la rupture accidentelle d'un barrage naturel ou artificiel est liée à un autre phénomène. Ce phénomène est exceptionnel, comme un glissement de terrain provoqué par de fortes précipitations, un volcanisme ou un séisme (Merabet, 2006)

1.6.2. Phénomènes aggravant l'aléa.

Il existe plusieurs facteurs autres que ceux mentionnés ci-dessus dans les dégâts causés par les inondations. Parmi ces facteurs, on peut citer l'influence des facteurs naturels et anthropiques.

a. influence des facteurs naturels

✓ Superficie et forme des bassins versants : Sur une même superficie, on observe un profil d'hydrogramme de crue identique. d'une pluviométrie spécifique est complètement différent comme suit :

La forme du bassin versant : Il s'agit d'un bassin très long et n'interagit pas comme un bassin de forme compacte, Pour évaluer le « coefficient de compacité », il faut utiliser un indicateur. La concentration d'eau apportée par les affluents est plus importante lorsque cet indicateur est faible. Des crues brutales et bien différenciées peuvent en résulter (Ledoux, 2006 ; Salomon, 1997).

✓ **Configuration du relief des lits des cours d'eau** : La vitesse d'écoulement se forme sous forme de pente, ce qui se traduit par la force de la crue. Et par rapport à la section longitudinale du cours d'eau avec des séries raides ou moins raides. Cela affectera l'inondation. La section transversale est également importante pour un même débit de crue, La réduction du ruissellement est due à une végétation dense. Le ralentissement est aussi provoqué par elle. Une forêt exposée aux intempéries, comme la pluie et la neige, peut mettre très longtemps à fondre, car on dit que plus la force de perméabilité est forte, plus la quantité d'eau météorique disponible pour le ruissellement est grande. à priori les cours d'eau drainent des régions imperméables Des crues dangereuses peuvent être provoquées par ces éléments (Ledoux, 2006 ; Salomon, 1997).

✓ **Facteurs biogéographiques** : La végétation joue un rôle complexe dans le climat, cette dernière entraîne le ruissellement de surface, retient une partie de la pluie, évapore l'eau, etc. Une végétation dense réduit le ruissellement. Elle le ralentit aussi. Si une forêt est exposée aux intempéries, comme la pluie et la neige, elle peut mettre très longtemps à fondre. Cela augmente considérablement l'évaporation. Dans les régions tempérées, celle-ci atteint ou dépasse souvent 500 à 700 mm/an. Le ruissellement direct et l'alimentation des cours d'eau sont limités, ce que nous comprenons. Souvent, Les plantes aux racines nombreuses et entrelacées bénéficient d'une protection naturelle excellente et presque complète contre l'érosion torrentielle. Au contraire, La destruction du couvert végétal a un impact sur la puissance des crues. Elle l'accroît. (Ledoux, 2006 ; Salomon, 1997).

b. influence des facteurs anthropiques

✓ Les zones riveraines sont caractérisées par une concentration de population Les zones inondables sont concernées par une accumulation de biens. Cette situation est à l'origine de risques d'inondation, principalement en raison de l'augmentation des risques, des

vulnérabilités et d'un manque de prévention et de précaution (Figure 1.5).

- ✓ Le développement urbain ou agricole a des conséquences sur l'imperméabilisation du sol.
- ✓ Manque de confiance dans les dispositifs de protection (digues, déversoirs) (Ledoux, 2006 - Salomon, 1997).



Figure 1.5 : Inondations en Algérie (Tipaza 26//05/2023).

1.7. L'homme et l'inondation :

Depuis le début de l'humanité, les inondations (voir la figure 1-5) sont considérées comme des événements magiques. et religieux. Grâce à la technologie humaine, Le cours naturel des rivières a pu être contrôlé, ce qui a fait oublier peu à peu les phénomènes naturels. Des inondations et des crues peuvent se produire. Ces phénomènes sont importants. Ils ont une position géographique. Ils peuvent causer des dégâts et des catastrophes dévastateurs. Ces phénomènes se manifestent principalement par :

- submersion des cultures ;
- L'érosion affecte à la fois les cours d'eau et les terres, qui sont parfois fertiles et cultivées.
- Les inondations submergent les cultures ; elles entraînent des dégâts et des pertes pendant une longue période.
- ✓ Destruction des forêts : De vastes zones forestières sont détruites lors d'inondations violentes, comme l'ont montré des études, conduisant à des formations dispersées et plus fragiles.
- ✓ Ouverture du cours d'eau lors de l'accumulation de graviers expulsés par intermittence lors de fortes crues.
- ✓ Destruction des infrastructures. Cela concerne les barrages et les ponts. Les bâtiments collectifs et les usines, ainsi que les voies de communication (routes et voies ferrées) sont également concernés.
- ✓ De nombreuses vies sont perdues à cause de catastrophes. De graves catastrophes

historiques Les crues du fleuve Jaune (le Hongang Ho) les ont provoquées, La surélévation fréquente de ses berges par rapport à la plaine a en effet provoqué des crues massives. Celles-ci ont tout emporté sur leur passage. Ensuite, le nombre de victimes a atteint des centaines de milliers.

Les statistiques sur les dégâts résultant des inondations sont les plus graves car moins fréquentes : les humains ont la mémoire courte ou sont soumis à des considérations économiques à court terme, Le phénomène est soit négligé, soit ses inconvénients sont reconnus (Salomon, 1997).

1.8. Modélisation des processus hydrologiques et analyse des données

L'analyse et la modélisation des processus hydrologiques occupent une place essentielle dans l'étude du fonctionnement des bassins versants. Cette discipline vise à comprendre comment l'eau circule, se transforme et interagit avec les composantes du milieu naturel. Elle s'intéresse notamment au ruissellement, à l'infiltration, à l'humidité du sol, à l'évapotranspiration et à l'alimentation des écoulements de base, des phénomènes dont la compréhension a été largement enrichie par des travaux pionniers tels que ceux de Chow et al. (1959) et Eagleson (2002).

La modélisation de ces processus repose sur l'utilisation de données météorologiques et hydrométriques obtenues à différentes échelles temporelles et spatiales. Les estimations de précipitations fournies par Huffman et al. (2007) ainsi que les formules d'évapotranspiration développées par Allen et al. (1998) représentent des outils déterminants pour quantifier les entrées et sorties du système hydrologique. Par ailleurs, les évolutions observées dans les tendances climatiques, mises en évidence par Burn & Elnur (2002) et Gocic & Trajkovic (2013), montrent que les variables hydrologiques sont de plus en plus influencées par les fluctuations du climat.

L'analyse statistique constitue un volet complémentaire indispensable. Les modèles fondés sur les séries temporelles permettent de détecter les structures internes des variables hydrologiques et d'élaborer des prévisions adaptées. Les méthodes développées par Box & Jenkins (1976) et approfondies par Montgomery (2015) ont ainsi permis d'améliorer considérablement la capacité prédictive de l'hydrologie.

La représentation des échanges hydriques dans le sol nécessite également des approches conceptuelles et numériques robustes. Les recherches de Freeze & Cherry (1979) et de Baba et al. (2016) ont démontré l'importance du comportement hydrodynamique des sols dans la dynamique d'infiltration et de recharge. Ces mécanismes sont étroitement liés aux propriétés physiques des sols, à la couverture végétale et aux usages anthropiques de la terre, comme le montrent les travaux de Cordova & Bras (1981) ou de Guzha et al. (2018).

L'apport des technologies spatiales est devenu incontournable. Grâce aux techniques de télédétection, il est possible de suivre l'évolution du couvert terrestre, de caractériser les sols et de détecter les transformations à grande échelle. Les études de Ekeu-wei et al. (2017) et Flanagan et al. (2007) soulignent la pertinence de ces outils pour intégrer les composantes

spatiales dans les modèles hydrologiques. De plus, les recherches de Kalnay & Cai (2003) montrent que les modifications de l'occupation du sol, notamment l'urbanisation, ont des répercussions directes sur le bilan hydrique et sur le régime des précipitations.

Les changements climatiques constituent également un axe crucial de la modélisation. Les travaux de Giorgi et al. (2001) et Mitchel & Jones (2005) ont permis de simuler l'impact des scénarios climatiques futurs sur les ressources en eau. Des analyses plus récentes, comme celles de Sillmann et al. (2013) ou Trenberth et al. (2014), montrent l'intensification des phénomènes extrêmes et leurs implications sur la fréquence des inondations et des sécheresses.

Ainsi, la modélisation hydrologique moderne repose sur un ensemble complémentaire de données, d'approches statistiques, de simulations numériques et de technologies spatiales. Cette combinaison permet non seulement de mieux comprendre le comportement des systèmes hydriques, mais aussi d'anticiper leur évolution dans un contexte de pressions climatiques et anthropiques croissantes. Elle contribue également à améliorer la gestion durable des ressources en eau et à renforcer la capacité des territoires à faire face aux risques hydrologiques.

1.9. Causes et types d'inondations catastrophiques en Algérie.

Entre 2001 et 2023, l'Algérie a connu plusieurs épisodes d'inondations majeures liés à des perturbations méditerranéennes intenses et à des régimes de pluies orageuses de forte variabilité spatio-temporelle (Merabet, 2006). Parmi les événements les plus marquants figurent les inondations catastrophiques de 2001 à Bab El Oued, caractérisées par des laves torrentielles et des débits excédant largement la capacité des oueds urbains (Oufella, 2003). Les années 2008, 2012, 2018, 2021 et 2023 ont également enregistré des crues significatives, touchant notamment Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Annaba et plusieurs villes côtières, en raison de l'imperméabilisation croissante, de l'urbanisation non contrôlée et de la défaillance des réseaux de drainage (Bahlouli, 2001 ; Merabet, 2006). Ces événements ont entraîné des pertes humaines, des dommages aux infrastructures routières, à l'habitat, ainsi que des perturbations majeures dans les zones agricoles riveraines.

Dans ce contexte national, le bassin de l'oued Mazafran, partagé entre les wilayas d'Alger et de Tipaza, constitue l'un des secteurs les plus exposés aux crues rapides. Entre 2001 et 2023, ce bassin a enregistré plusieurs épisodes hydrométéorologiques intenses liés à des pluies convectives courtes mais fortement concentrées (Oufella, 2003). L'événement de 2001 a provoqué une saturation rapide des affluents, un ruissellement exceptionnel et des débordements touchant Koléa, Chaïba, Douaouda et Fouka. En 2008, l'intensité pluviométrique sur 24-48 h a dépassé le débit critique du cours d'eau, entraînant l'obstruction partielle d'ouvrages hydrauliques et la formation de crues éclair fortement destructrices, particulièrement dans les zones agricoles aval (Bahlouli, 2001).

Les épisodes de 2012 et 2018 ont révélé une accentuation des phénomènes d'érosion latérale, de sédimentation et de glissements superficiels dans le bassin amont, modifiant

localement la morphologie du lit et réduisant la capacité d'écoulement (Merabet, 2006). Plus récemment, les événements de 2021 et 2023 ont confirmé la vulnérabilité structurelle du Mazafran : les débordements ont surtout affecté Douaouda Marine, Khemisti et les zones littorales, où l'expansion urbaine anarchique et la suppression des zones d'expansion naturelles ont amplifié les dégâts, bien que les pertes humaines soient restées limitées (Oufella, 2003).

L'analyse globale de cette période montre que la fréquence des crues rapides dans le bassin de l'oued Mazafran est largement influencée par la combinaison des facteurs climatiques extrêmes, de l'évolution morphodynamique et de la pression anthropique croissante. Ces constats soulignent l'importance d'une gestion intégrée du risque incluant la modélisation hydrodynamique, la renaturation du lit et la mise en œuvre d'un système d'alerte précoce performant (Bahlouli, 2001 ; Merabet, 2006).

✓ **Inondations engendrées par des crues torrentielles.**

De petits bassins versants, dont la superficie est de l'ordre de quelques dizaines de kilomètres carrés, sont affectés par ces dernières, qui sont parfois associées à des précipitations isolées et localement intenses. Ces dernières sont la résultante de phénomènes convectifs sous forme d'orages. Les deux saisons où ils sont le plus fréquents sont l'automne et l'été. Cette catégorie de crues est considérée comme l'une des plus dangereuses, car elle se manifeste de manière soudaine et rapide. Moins d'une heure après la pluie, un ruissellement peut se produire. Ce ruissellement est extrêmement rapide et violent. En deux ou trois heures, Les débits des vallées peuvent varier considérablement, avec des augmentations allant de quelques mètres cubes par seconde à plusieurs milliers de mètres cubes par seconde. Le 20 octobre 1993, la ville d'Oued Rhiou est frappée par de violentes inondations qui ont causé le décès de 23 personnes, Ce type de crues, qui se caractérise par une accumulation rapide de débris et de détritus, est parfaitement illustré par l'exemple suivant : en seulement 20 minutes de pluie, 20 personnes ont été blessées et de nombreux disparus ont été recensés (Merabet, 2006).

✓ **Inondations des grands bassins versants.**

Dans certains cas, elle est provoquée par de fortes précipitations réparties sur de vastes zones, Elles se distinguent par leur durée et leur quantité, pouvant s'étaler sur 10 à 15 jours. Ces crues sont considérées comme importantes, lentes et facilement prévisibles, à moins qu'elles ne soient soudainement exacerbées par des affluents plus courts et plus rapides en aval. En Algérie, C'est entre décembre et mai, saison hivernale, que se produisent généralement ces inondations (Figure 1.6). (Merabet, 2006).

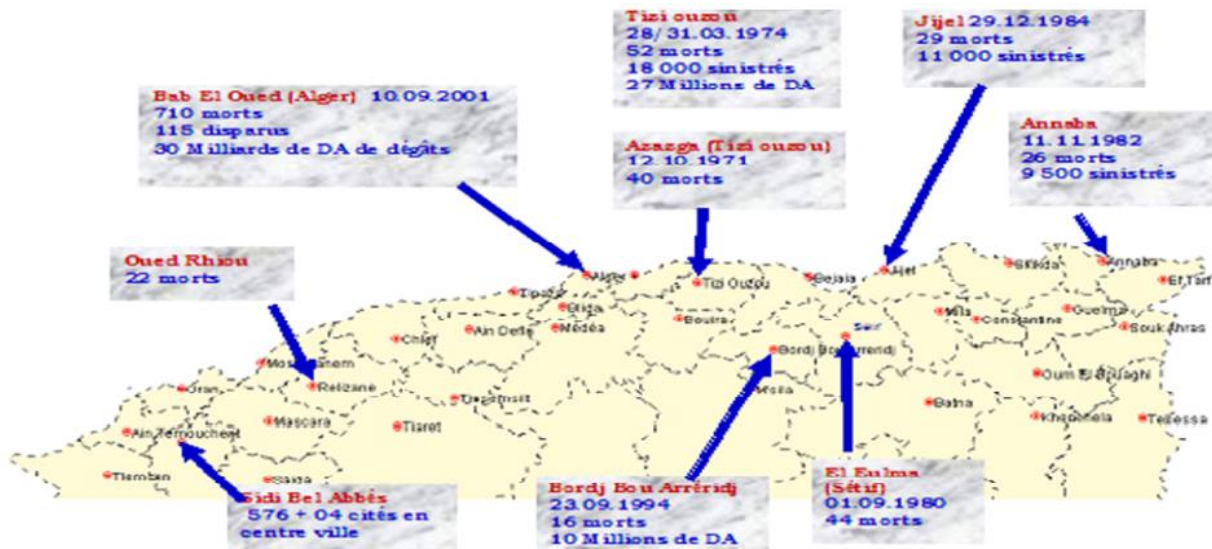


Figure 1.6 : Cas significatifs des inondations survenues en Algérie (MERABET, 2006).

1.10. Conclusion.

Les inondations constituent un danger et peuvent être prédites en termes de gravité, et il est difficile de savoir quand elles apparaîtront, La formation des crues est influencée par de nombreux facteurs, mais l'un d'entre eux joue un rôle déterminant, La prévision des inondations, qui consiste principalement à surveiller en continu les précipitations, est donc essentielle pour la gestion des risques météorologiques. Les inondations font partie des événements climatiques extrêmes. Les catastrophes naturelles sont souvent considérées comme un risque majeur, entraînant de graves conséquences sur les plans humain, social, économique et environnemental, Que ce soit dans les pays développés ou dans les nations en développement, cela se produit de la même manière. Le potentiel d'impact des inondations varie selon les pays, régions, communautés et groupes de population. Dans tous les cas, une attention particulière doit être portée aux opérations de protection contre les inondations.

Chapitre 2. Cadre de l'étude, le bassin versant de l'oued Mazafran

2.1. Introduction

La ville de Tipaza souffre de dérèglements climatiques récurrents qui ont entraîné des inondations catastrophiques et meurtrières, comme par exemple L'inondation du 25 mai 2023 a enregistré plusieurs dégâts très importants ayant entraîné la mort de nombreuses personnes.

Pour prévoir ces catastrophes, il faut connaître le bassin versant du l'oued Mazafran (Figure 2.1), et son fonctionnement, car cela est nécessaire et obligatoire pour toute tentative d'analyse.

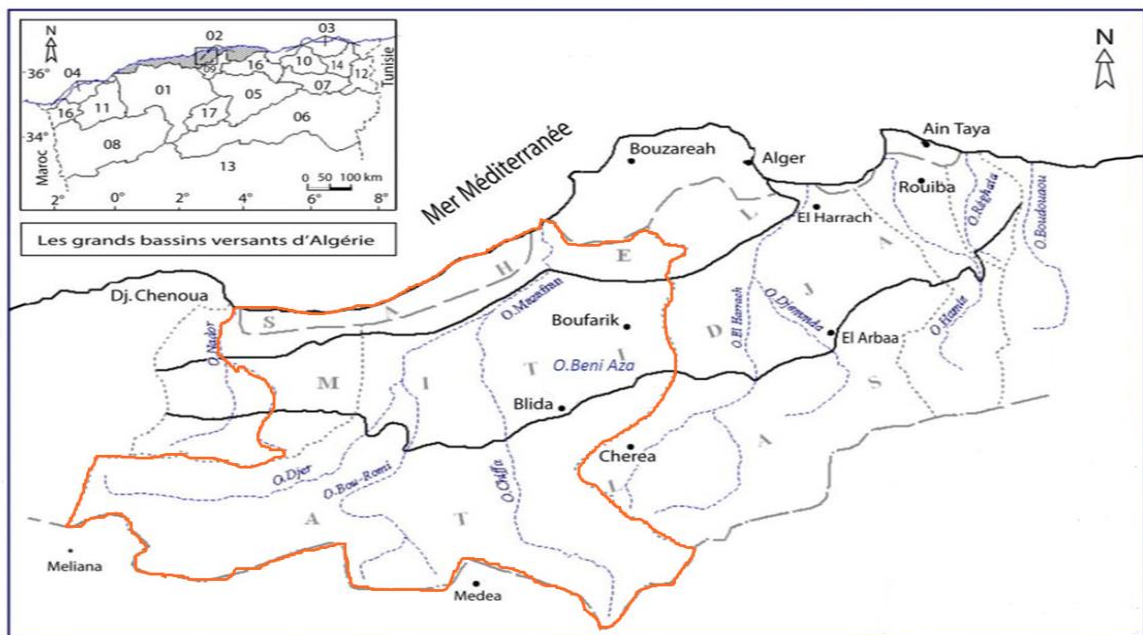


Figure 2.1 : Situation du bassin versant d'oued Mazafran. (ANRH, 2005).

2.2. Présentation générale du bassin versant du Mazafran.

Le bassin de versant Mazzafran est considéré comme faisant partie du grand bassin côtier algérien appelé Bassin versant 02, qui comprend deux zones différentes :

Au sud, on trouve un domaine montagneux, l'Atlas, qui est blindé, tandis qu'au nord se trouve la plaine de Mitija.

Le bassin versant de l'oued du Mazafran (Figure 2.2) est situé au nord de l'Algérie, à 50 km à l'ouest d'Alger, entre la longitude 2°15' et 3°00' et de longitude 36°15' et 36°45'. La superficie du bassin versant est de 1893 km² et sa circonférence est de 315 km. Environ 60 % du bassin versant est situé en montagne. La longueur du bassin versant est de 131 km et sa largeur est de 14,5 km. L'oued Mazafran occupe une zone où se rejoignent trois oueds principaux, BouRoumi, Djer et Chiffa

Cette partie des oueds est exposée à un risque d'inondation important et doit être surveillée lors des précipitations, car elles sont devenues plus intenses ces dernières années.

2.4. Les ressources en eau dans la zone de Programme

2.4.1. Délimitation de la zone du Programme

Cette zone est rattachée au programme Bassin 02A, qui administre l'intégralité des wilayas d'Alger et de Blida, ainsi que, de manière partielle, les wilayas de Tipaza, Boumerdes, Ain Defla et Médéa. La zone du programme couvre le bassin hydrographique 02A, qui s'étend sur une superficie de 4.570 km², dont 70% appartiennent aux bassins des deux principales oueds, l'oued Mazafran et le Harrach. Le tableau 1 présente tous les oueds du bassin hydrographique. Le principal aquifère du pays qu'est la Mitiga, est également situé dans la zone du Programme.

Le sous Bassin de l'oued Mazafran : Sa superficie est estimée à 430 km², et il est situé au nord-est du bassin versant de Mazafran, il est traversé l'oued Mazafran (96 km de long), et les eaux des oueds sont collectées : alleug, boufarik et soumaa.

Tableau 2.1 : Caractéristiques du sous-bassin versant du Mazafran
(T. baounB.i.w.hamriou et G. sadou, U.S.T.H. (67/03014))

caractéristiques	Bassin oued djer	Bassin oued bou-rouimi	Bassin oued chiffa	Bassin intermédiaire	Bassin total
Surface (km ²)	420	250	500	75	-
Périmètre (km)	16	107	123	174	420
Longueur du bassin (km)	45	41	51	31	75
Pente moyenne (%)	1.1	1.3	2.5	0.11	1.1
Longueur de l'oued (km)	54	47	62	36	92
Altitude de max (m)	1530	1386	1629	-	1629
Pente moyenne de l'oued (%)	0.610	0.700	0.840	0.061	0.600
Lithologie dominante	Marnes calcaires	Marnes flyschs	Flyschs calcaires Marnes	Alluvions	-

Le tableau 2.1 présente les caractéristiques du sous-bassin versant du Mazafran. Toutes ses oueds sont des torrents et coulent perpendiculairement à la côte. Elles traversent la plaine de la Mitidja du sud au nord, contournant les obstacles qui les obstruent de temps en temps avant de se jeter dans la mer.

Les oueds ont conduit à l'émergence de zones marécageuses dans la Mitidja (par exemple : l'ancien lac de Halloula).

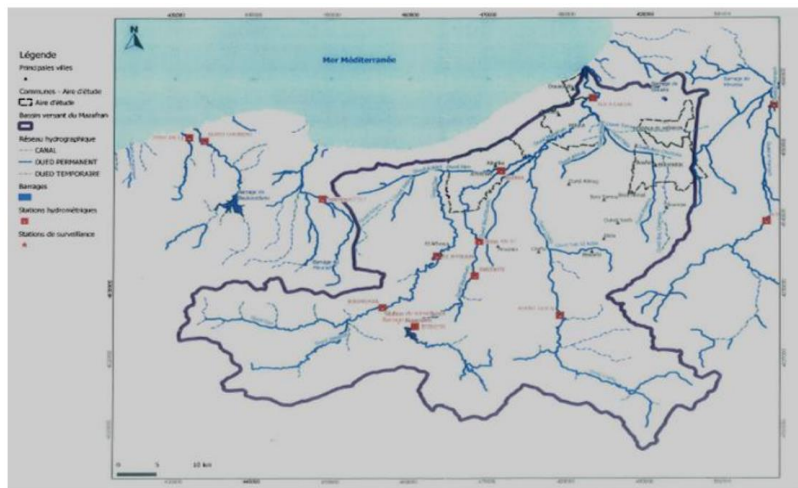


Figure 2.4: réseau hydrographique du bassin versant de l'oued Mazafran (ANRH,2005).

2.5. Acquisition des données.

On distingue deux catégories de données pluviométriques et hydrométriques exploitables, et sont disponibles par de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H.) à Alger.

2.5.1. Données pluviométriques.

Il est représenté par les données pluviométriques, Comme le montre le tableau 2.2, le bassin versant de l'oued Mazafran est équipé de six stations pluviométriques.

Tableau 2.2 : Données pluviométriques. Bassin versant de l'oued Mazafran.

Code	Stations	Oueds	Superficie du B.V km ²	Nombre d'années utilisées	Débit moy.annuel		Module spécifique l/s/km ²
					10 ⁶ m ³	m ³ /s	
1001	s.bberkissa	Bou-roumi	150	73/74/77/78	26,2	0,85	5,7
1002	Tarzoult	Bou-roumi	215	69/70-78/79	56,8	1,8	8,4
1005	Pont du bou-roumi	Bou-rouli	238	74/75-79/80	31,7	1	4,2
1006	Bou-medfa	Djer	336	69/70-78/79	50,5	1,6	4,8
1007	El-affroun	Djer	395	69/70-78/79	53,6	1,7	4,3
10011	Attatba	Bou-roumi	680	69/70-77/78	107,2	3,4	5
1102	Prise de médé	Chiffa	219	69/70-72/73	69,4	2,2	10
1126	Gorges	Chiffa	316	69/70-78/79	117	3,7	11,7
1201	Fer à cheval	Mazafran	1893	68/69-77/78	320	10,14	5,4
		Mazafran s	427				23,7

(Source : ANRH Alger)

Les données présentées pour les pluviométriques Elles se présentent sous la forme des précipitations maximales annuelles enregistrées par les stations pluviométriques du Fer à Cheval (voir la figure 2.4).

Les stations de Fer à cheval contiennent ont des enregistrements significatifs par rapport aux autres stations pluviométriques, dans le tableau 2.2, comme le montre la Figure 2.4.

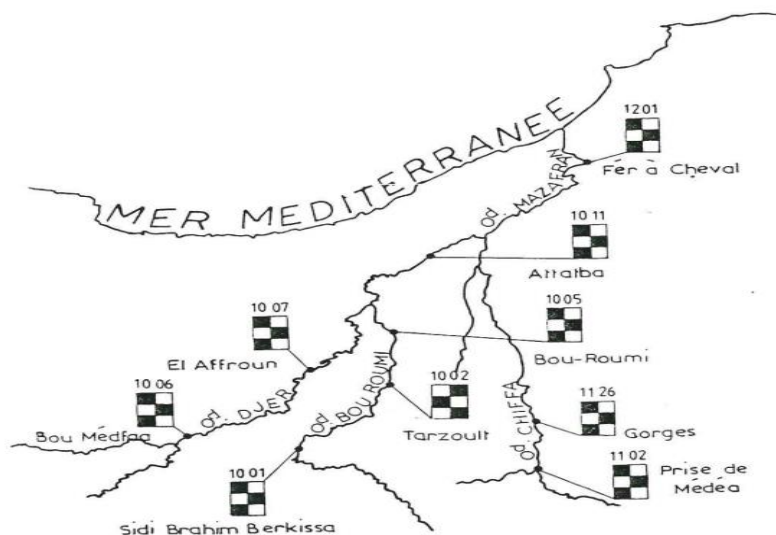


Figure 2.5 : emplacements des stations de jaugeages

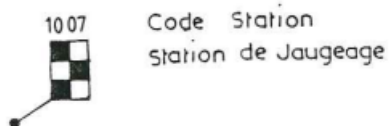


Tableau 2.3 : Les stations et leurs codes (Figure 2.5)

Code	Stations
021001	Sidi brahimberkissa
021002	Tarzout
021005	Pont du bou-roumi
021006	Bou-medfa
021007	El-affroun
021011	Attatba
021102	Corges 1
021102	Prise de médéa
021126	Amont des gores 2
021201	Fer à cheval

02 : numéro du bassin versant

10,11 et 12 : numéros des sous-bassin.

2.6. Description de la station hydrométrique Fer à cheval

2.6.1. fer à chefal.

La station Far à Cheval est située au pont sur la route ouest à Oued Mazafran À 2 km au nord de l'embranchement avec l'autoroute W.7 et à 4 km au sud de l'embranchement avec la route R.N. 11 se trouve la route nationale W12 (figure 2.5).

Cette station a été créée en 1945, et cette station a fonctionné sans arrêt depuis janvier 1964. Elle est considérée comme un lit creusé profondément dans des talus argileux abrupts, la hauteur des flancs est estimée à 9 mètres, elle est composée de graviers et est très mobile.

2.6.2. Coordonnée de la station (fer à cheval) :

Code	Nom	Bassin	typ	Latitude	Longitude
1011104450	Fer à cheval	Mazafran	Station hydrometrique	36.67	2.82

Les informations recueillies dans le cadre de l'étude sont gracieusement mises à disposition par l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH) d'Alger. Nous constituons ces séries chronologiques des débits maximaux instantanés que nous enregistrons à la station de jaugeage du Fer à Cheval pour les périodes 1969/1970 à 1987/ 1988, 1990/1991 à 1994/1995 et 1997/1998 à 2011/2012. La longueur de la série de débits est estimée à 42, avec une moyenne de 269,25 m³/s, un écart type de 179,62 m³/s et 18 m³/s, 861 m³/s dans les valeurs minimales et maximales. L'échantillon est homogène, indépendant et ne contient pas de valeurs aberrantes selon les tests d'indépendance, d'homogénéité et de détection des valeurs aberrantes.

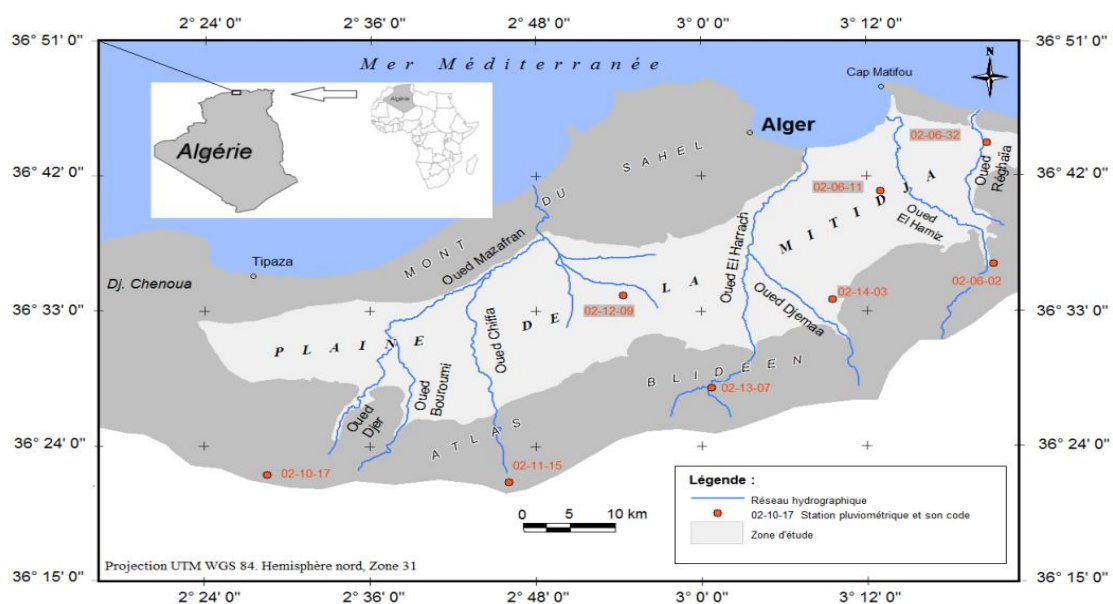


Figure 2.6 . Localisation du bassin versant de la Mitidja.

Tableau 2.4 : Exemple de données hydrométriques station fer à cheval année 1981/1982

Station : fer à cheval													
Oued : mazafran débits moyennes journaliers (m ³ /s)													
Code : 02 12 01													
ANNE :1981 /1982													
jour	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1	0	0.01	1.99	204.43	13.20	4.8	3.95	3.10	0.4	0.26	0.16	0	
2	0	0.01	0.96	60	11.06	4.8	3.78	3.10	0.39	0.25	0.16	0	
3	0.22	0	0.59	21.40	10.87	4.8	3.78	3.10	0.39	0.25	0.16	0	
4	0.02	0	1.04	20.76	10.68	4.80	3.78	3.10	0.38	0.24	0.16	0	
5	0.02	0	0.53	17.08	9.35	4.29	3.78	3.10	0.38	0.24	0.15	0	
6	0.01	0	0.49	11.80	8.97	4.29	3.44	3.10	0.37	0.24	0.15	0	
7	0.01	0	0.37	9.04	8.97	4.29	3.10	2.78	0.37	0.23	0.13	0	
8	0.01	0.01	0.21	7.60	8.78	4.29	3.10	2.62	0.36	0.23	0.11	0	
9	0.01	0.01	0.32	7.12	8.22	4.29	3.10	1.50	0.36	0.23	0.09	0	
10	0	0	3.96	6.40	7.68	5.34	3.10	1.50	0.35	0.22	0.07	0	
11	0	0	3.91	6.16	7.50	8.86	3.10	1.50	0.35	0.22	0.05	0	
12	0	0	10.98	5.92	7.32	6.8	3.10	1.50	0.34	0.22	0.05	0	
13	0	0	28.64	5.20	7.14	5.34	3.10	1.50	0.34	0.22	0.04	0	
14	0	0	35.98	5.20	7.14	5.16	2.94	1.50	0.33	0.21	0.03	0	
15	0	0	42.85	7.54	6.60	9.83	2.94	1.50	0.33	0.21	0.02	0	
16	0	0	89.59	7.33	6.60	12.82	2.78	0.70	0.32	0.21	0.02	0	
17	0	0	42.81	5.20	6.42	11.93	2.62	0.86	0.32	0.20	0.01	0	
18	0	0	11.43	5.92	6.06	6.96	2.62	1.02	0.31	0.20	0	0	
19	0	0	6.06	5.92	6.06	6.24	2.62	0.65	0.31	0.20	0	0	
20	0	0.01	3.06	5.92	5.88	5.52	2.46	0.62	0.30	0.19	0	0	
21	0	1.25	2.02	4.97	5.88	5.52	2.46	0.59	0.30	0.19	0	0	
22	0	0.42	1.50	5.72	5.70	3.10	2.14	0.56	0.30	0.19	0	0	
23	0	0.15	1.174	30.14	5.70	4.98	1.66	0.53	0.29	0.19	0	0	
24	0	0.04	0.87	44.66	5.52	4.98	1.66	0.49	0.29	0.18	0	0	
25	0	0.07	0.87	37.36	5.16	4.63	3.61	0.46	0.28	0.18	0	0	
26	0	0.04	0.87	107.62	5.16	4.63	4.29	0.43	0.28	0.18	0	0	
27	0	0.02	0.79	57.52	5.16	4.12	3.956	0.42	0.28	0.17	0	0	
28	0	0.08	2.66	30.22	4.98	3.95	3.95	0.42	0.27	0.17	0	0	
29	0	0.04	7.31	20.77	4.98	0	5.88	0.41	0.27	0.17	0	0	
30	0.01	6.40	57.67	17.14	4.98	0	4.12	0.40	0.26	0.16	0	0	
31	0	8.95	0	14.40	4.96	0	3.95	0	0.26	0	0	0	
Q-MIN	0	0	0.21	4.97	4.98	3.95	1.66	0.4	0.26	0.16	0	0	0.00
Q-MAX	0.22	14.60	140.50	305.20	13.20	16	5.88	3.10	0.40	0.26	0.16	0	305.20
Q-MOY	0.01	0.57	12.05	25.69	7.18	5.83	3.25	1.44	0.33	0.21	0.05	0	4.72
APPORT	0.03	1.52	31.23	68.81	19.24	14.10	8.71	3.72	0.87	0.54	0.14	0	148.93

Les données hydrométriques liées à la station de fer à cheval se présentent sous forme de tableau, comme le montre le tableau 2.4 avec les relevés des débits journaliers moyens et contiennent également les débits instantanés maximaux, minimaux et apport relativement à une année hydrologique, c'est-à-dire l'échelle mensuel et annuel.

Les informations hydrométriques fournies doivent être utilisées, Comme indiqué dans le tableau 2.5, Il est possible d'extraire la série des débits instantanés maximaux annuels.

La construction d'hydrogrammes des débits instantanés horaires est possible.

Il est possible de faire cela pour chaque année hydrologique.

2.7. Parameters de la crue caractéristique du Bassin versant.

A partir des données hydrométrique est la série des débits instantanés maxima annuel instantanés enregistrés Q_{IXA} (Figure 2.7) que nous avons obtenue, qui comprenait 42 ans et une série de crues au cours de cette période pour le bassin versant(Figure 2.6), nous avons analysé ces données, à partir des données de crues observées, exemple tableau N° 2.5 pour l'année 1982 du mois de janvier, où nous avons tracé la courbe à partir des données. Nous avons obtenu la (Figure 2.8) La durée caractéristique de la crue $D=ds$ a pu être déterminée à l'aide de la courbe. et déterminé le débit maximum $Q_{max} = Q_s$ sur la ligne verticale. comme le montre la courbe (Figure 2.8).

Dans le cas où il existe un enregistrement observé ou simulé, le temps de montée des crues est déterminé. Cette détermination se fait à partir de la même courbe. Mais cela se fait à partir de la courbe maximale. Cette courbe correspond à la période allant du début de la montée jusqu'au sommet. La distance entre ces deux courbes permet de déterminer le temps de montée des crues. Vous trouverez un exemple dans la figure 2.9.

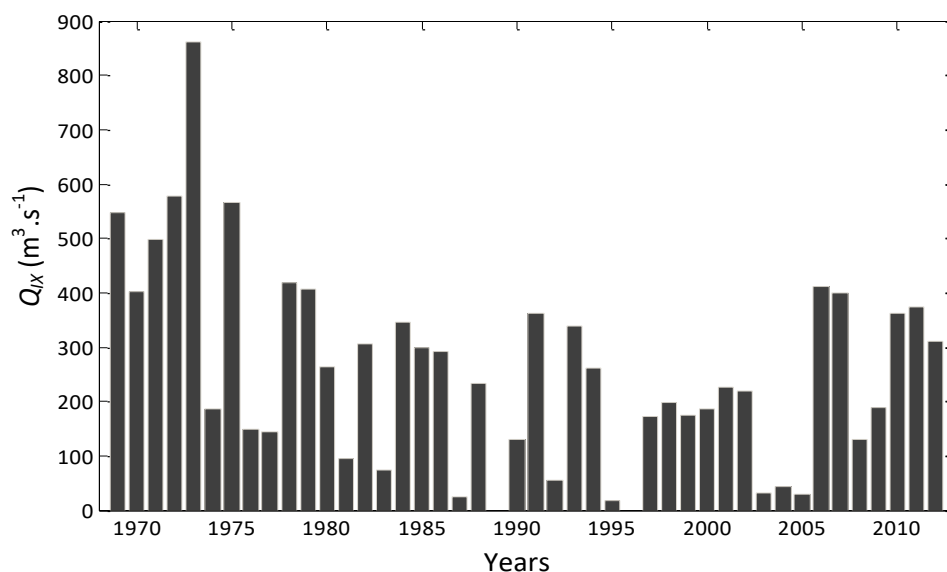


Figure 2.7 : Débits instantanés maxima annuel Fer à Chavel

Tableau 2.5 : Exemple de données des crues observées l'année 1982.(1^{er} crue)

Date	heure	débits	haut crues
24.01.1982	0:00	3.10	70
24.01.1982	1:00	3.10	70
24.01.1982	2:00	3.10	70
24.01.1982	3:00	3.10	70
24.01.1982	4:00	3.25	71
24.01.1982	5:00	4.00	76
24.01.1982	6:00	7.25	95
24.01.1982	7:00	10.40	111
24.01.1982	8:00	12.68	122
24.01.1982	9:00	14.12	128
24.01.1982	10:00	13.88	127
24.01.1982	11:00	13.88	127
24.01.1982	12:00	13.88	127
24.01.1982	13:00	13.64	126
24.01.1982	14:00	13.40	125
24.01.1982	15:00	13.16	124
24.01.1982	16:00	12.68	122
24.01.1982	17:00	12.44	121
24.01.1982	18:00	12.20	120
24.01.1982	19:00	11.60	117
24.01.1982	20:00	11.20	115
24.01.1982	21:00	10.80	113
24.01.1982	22:00	10.00	109
24.01.1982	23:00	9.60	107

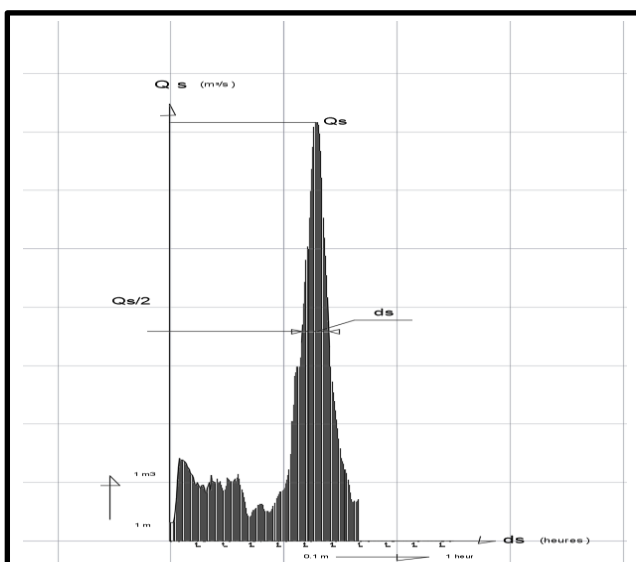


Figure 2.8 : Détermination de la durée D de la crue caractéristique. (Logiciel AutoCAD)

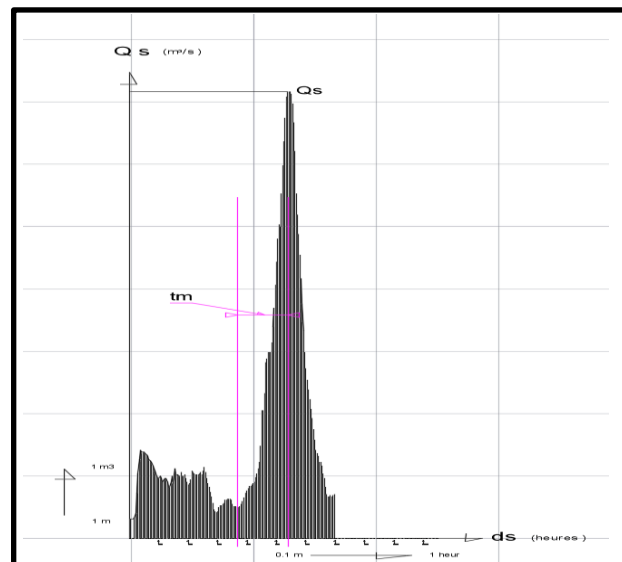


Figure 2.9 : Détermination du temps de montée t_m de la crue caractéristique. (Logiciel AutoCAD)

Tableau 2.6 : traitement des données

Crue N°	Année de crue	Débit max (Qs)	durée caractéristique (ds)	Crue N°	Année de crue	Débit max (Qs)	durée caractéristique (ds)
1	1981-1982	71.6	23h 48 min	91	2004-2005	24.56	24 h 42 min
2		95.01	22h 36 min	92		17.04	11 h 24 min
3		15.08	30h24 min	93		34.98	16 h 36 min
4	1982-1983	14.36	23h48 min	94		14.96	21 h 42 min
5		5.45	50h	95		25.51	37 h 00 min
6		126.00	25h 12 min	96		64.64	50 h 24 min
7		305.20	16h 36 min	97		54.13	26 h 06 min
8		166.60	16h 54 min	98		44.25	22 h 00 min
9		10.30	46h	99		86.32	23 h 18 min
10		16.00	71 h	100	2005-2006	151.00	35 h 24 min
11	1983-1984	12.89	37 h 12 min	101		77.08	16 h 18 min
12		34.38	14 h 18 min	102		44.98	15 h 42 min
13		75.00	14 h 24 min	103		20.00	10 h 00 min
14		10.30	61 h 30 min	104	2006-2007	17.48	44 h 54 min
15		28.50	19 h 36 min	105		12.65	15 h 18 min
16		10.49	11 h 18 min	106		210.76	9 h 00 min
17		17.96	21 h 42 min	107		14.75	10 h 00 min
18		17.08	20 h 48 min	108		60.35	73 h 30 min
19		11.06	17 h 30 min	109		12.44	15 h 30 min
20		346.71	32 h 6 min	110		147.92	46 h 00 min
21		6.24	27 h 6 min	111		20.00	17 h 24 min
22		110.50	63 h 12 min	112	2007-2008	17.90	18 h 36 min
23		57.05	22 h 42 min	113		62.30	6 h 48 min
24		14.29	27 h 12 min	114		398.49	10 h 42 min
25		50.00	10 h 00 min	115		10.34	21 h 42 min
26		236.00	21 h 00 min	116		16.09	18 h 36 min
27		40.10	48 h 48 min	117		57.23	24 h 30 min
28		33.60	30 h 12 min	118		12.87	15 h 24 min
29		15.08	16 h 12 min	119	2008-2009	23.24	44 h 24 min
30		14.82	10 h 30 min	120		49.01	10 h 00 min
31	1985-1986	30.50	17 h 06 min	121		18.85	17 h 18 min
32		22.21	11 h 24 min	122		20.65	15 h 42 min
33		43.00	9 h 24 min	123		88.63	14 h 24 min
34		125.10	10 h 36 min	124		14.48	17 h 36 min
35		20.19	15 h 48 min	125		26.16	8 h 54 min
36		298.87	7 h 54 min	126		97.10	25 h 12 min
37		13.97	46 h 00 min	127		63.47	23 h 48 min
38	1986-1987	12.81	4 h 18 min	128		47.18	27 h 18 min
39		243.70	11 h 42 min	129		129.44	24 h 30 min
40		117.00	23 h 30 min	130		15.40	4 h 54 min
41		309.13	19 h 00 min	131		31.99	8 h 12 min
42	1987-1988	20.60	10 h 24 min	132		19.77	11 h 00 min
43		16.71	14 h 48 min	133	2009-2010	16.55	19 h 54 min
44		25.23	26 h 42 min	134		15.40	15 h 24 min
45	1988-1989	10.64	13 h 24 min	135		13.10	8 h 12 min
46		233.40	16 h 36 min	136		70.49	9 h 12 min
47		28.34	19 h 18 min	137		26.156	14 h 18 min

48		141.00	7 h 30 min	138		15.63	29 h 00 min
49	1989-1990	11.00	3 h 36 min	139		21.944	29 h 36 min
50	1990-1991	25.10	11 h 48 min	140		18.62	8 h 18 min
51		38.90	9 h 06 min	141		60.74	7 h 6 min
52		11.00	50 h 48 min	142		51.572	12 h 42 min
53		130.00	15 h 42 min	143		187.52	14 h 30 min
54		20.75	15 h 06 min	144		10.34	37 h 54 min
55		37.40	6 h 12 min	145		11.72	4 h 0 min
56		123.50	14 h 24 min	146	2010-2011	14.71	4 h 0 min
57		118.00	12 h 42 min	147		20.648	8 h 30 min
58	1991-1992	31.40	17 h 48 min	148		19.31	6 h 10 min
59		37.70	15 h 00 min	149		34.58	6 h 10 min
60		362.00	35 h 24 min	150		35.552	19 h 06 min
61		48.20	18 h 48 min	151		21.944	32 h 48 min
62		33.20	39 h 12 min	152		64.25	12 h 18 min
63		216.00	21 h 12 min	153		40.592	29h 48 min
64		66.90	21 h 24 min	154		13.1	28 h 18 min
65	1992-1993	15.00	19 h 18 min	155		28.1	12 h 36 min
66		24.80	23 h 36 min	156		361.76	12 h 36 min
67		16.50	23 h 48 min	157		43.886	33 h 54 min
68		27.20	11 h 48 min	158		35.876	27h 18 min
69		54.40	9 h 48 min	159		214.08	22 h 54 min
70	1993-1994	338.00	12 h 06 min	160		13.76	15 h 36 min
71		26.90	21 h 24 min	161		130.98	57 h 24 min
72	1994-1995	35.00	6 h 42 min	162		38.396	14 h 42 min
73		34.10	10 h 12 min	163		221.55	15 h 48 min
74		29.60	5 h 54 min	164		25.832	42 h 00 min
75		29.00	5 h 30 min	165	2011-2012	10.9	22 h 30 min
76		27.50	10 h 24 min	166		13.5	5 h 24 min
77		262.00	13 h 36 min	167		25.184	17 h 00 min
78		33.20	35 h 30 min	168		14.02	17 h 18 min
79		129.50	7 h 36 min	169		6.003	18 h 00 min
80		44.00	12 h 18 min	170		5.718	5 h 12 min
81		202.40	18 h 30 min	171		21.62	34 h 6 min
82	2003-2004	17.61	6 h 24 min	172		107.11	43 h 30 min
83		19.86	11 h 36 min	173		31.34	42 h 00 min
84		32.08	10 h 54 min	174		228.19	22 h 00 min
85		17.89	7 h 42 min	175		374	21 h 6 min
86		19.58	24 h 54 min	176		43.154	36 h 12 min
87		19.29	14 h 30 min	177		29.396	20 h 12 min
88		16.76	58 h 42 min	178		12.46	21 h 18 min
89		12.12	15 h 30 min	179		334.72	22 h 00 min
90		29.19	24 h 42 min	180		12.2	20 h 36 min

2.8. Conclusion.

C'est à partir des données de la station de précipitations du bassin de Mazfran que l'analyse des données de crue a été effectuée en traitant la quantité de précipitations durant cette période, en tenant compte de plusieurs paramètres, Parmi les éléments à prendre en compte, on peut citer le débit maximal Q_s , La hauteur et la durée des crues, ainsi que le débit vers l'exutoire, sont des éléments caractéristiques. Ceci permet de connaître le comportement des crues dans le bassin versant du oued Mazfran.

Chapitre 3. Analyse fréquentielle des données hydrométriques

3.1. Introduction

L'étude des risques d'inondation nécessite des données hydrométriques, qui sont essentielles. Cette analyse statistique permet de déterminer les probabilités associées aux événements à risque, à condition que la population soit stable. Pour la mettre en œuvre, il faut d'abord sélectionner des observations représentatives sous la forme d'un échantillon. Ensuite, il faut ajuster cet échantillon à la distribution de probabilité théorique. Enfin, il faut utiliser les résultats obtenus pour estimer les risques.

Pour gérer et prévenir les problèmes extrêmes liés à l'eau, il est très important d'analyser la fréquence des événements rares. Dans le contexte des crues et des inondations, nous estimons l'événement en nous concentrant sur l'analyse fréquentielle x_T ou x_{p1} . Ce dernier est calculé à partir d'un modèle de probabilité.

3.2. Analyse fréquentielle

La détermination des débits maximaux de précipitations ou de crues est l'objectif de l'analyse des risques hydrologiques. Ceux-ci sont en effet à l'origine des dégâts et des catastrophes à venir. La rareté des phénomènes extrêmes et la brièveté des séries d'observations font de cette tâche une mission extrêmement difficile, qui sont souvent courtes dans la plupart des cas.

Des données relatives aux événements passés sont disponibles et une analyse est effectuée.

La fréquence, Cette méthode de prédiction nous permet d'étudier les événements passés pour déterminer la probabilité de leur réapparition future, afin que nous puissions nous en protéger.

La prévision des événements extrêmes, comme les inondations, repose sur la définition et la détermination d'un « modèle de fréquence ». Ce modèle montre comment un phénomène particulier se comporte statistiquement.

L'analyse fréquentielle vise en premier lieu à déterminer les valeurs extrêmes probables en fonction de leurs périodes de retour significatives, et ce, afin de pouvoir les étudier plus en détail.

3.3. Etapes de l'analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle vise à anticiper le comportement des cours d'eau. Pour cela, il faut déterminer les pourcentages correspondant aux périodes de retour fournies par l'approche statistique à partir de données brutes historiques et contemporaines, qui sont soumises à un traitement statistique.

L'analyse de fréquence est utilisée dans diverses techniques et ses étapes sont présentées dans le tableau 3.1.

Tableau : 3.1 : Points clés d'une analyse locale des probabilités (Lang et Lavabre, 2007)

Etapes	Points Clés
(a). Echantillonnage	Pour extraire des valeurs maximales, plusieurs hypothèses doivent être respectées : l'aléa et l'indépendance des valeurs, - échantillon homogène , processus stationnaire.
(b).Validation d'une distribution théorique	Il s'agit maintenant de choisir une distribution et une méthode d'estimation. - des paramètres
	Test d'adéquation (Visuel et statistique)
(c).Extrapolation aux évènements non observés	La limite de validité doit être fixée en fonction de la qualité des produits, qui est un critère essentiel pour le consommateur.- données ; - taille de l'échantillon ; - bonne représentativité. - adéquation de la distribution théorique aux observations.

La manière d'aborder ces diverses étapes est la suivante :

3.4. Échantillonnage

Cela peut être réalisé en extrayant les valeurs maximales annuelles ou toutes les valeurs supérieures à un certain seuil. Cela permet d'obtenir un ensemble de valeurs à partir d'une variable aléatoire, et les hypothèses suivantes sont vérifiées :

- Les variables extraites sont homogènes ou identiquement distribuées (c'est-à-dire qu'elles appartiennent aux mêmes populations d'événements).
- Les variables sélectionnées sont indépendantes. Elles sont également stationnaires. En d'autres termes, les critères de la distribution sont immuables dans le temps.
- La première étape consiste à décrire l'échantillon. Cela permet d'identifier les données à étudier, ce qui est essentiel pour la suite du projet. Il existe trois catégories d'indicateurs qui décrivent les séries statistiques.
- La position des données est indiquée par la moyenne arithmétique, qui est l'une des informations fournies par le premier indicateur.
- La dispersion des données est indiquée par la deuxième catégorie, qui montre aussi comment ces données sont regroupées autour de la moyenne. Autrement dit, La variance, l'écart-type et les valeurs extrêmes minimale et maximale sont des concepts dont cette catégorie fournit des informations.
- C'est la forme de l'échantillon de données qui est déterminée par la dernière catégorie d'indicateurs. Elle collecte également un groupe de coefficients, comme les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement. Le tableau 3.2 résume les caractéristiques expérimentales de la série des débits instantanés maximaux annuels (QIX).

Tableau 3.2 : Caractéristiques empiriques de la série QIX.

Taille	42
Moyenne arithmétique	232.98
Écart – type	188.85
Variance	32264.94
Coefficient de variation	0.81
Coefficient d'aplatissement	5.56
Coefficient d'asymétrie	1.55
Minimum	18.00
<u>Maximum</u>	<u>861</u>

$$b_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_i^r x_{(i)} \quad \text{avec} \quad F_i = \frac{i - 0.35}{n} \quad (3.1)$$

F_i , est la fréquence expérimentale

Une approche statistique appelée L- C'est Hosking (1990) et Hosking et al. (1988) qui ont introduit cette notion sous forme de combinaisons linéaires des moments de probabilité pondérés. $\lambda'_1, \lambda'_2, \lambda'_3$, et λ'_4 , D'après Greenwood et al. (1979), l'expression suivante permet de calculer le moment pondéré d'ordre :

$$\lambda'_s = \sum_{k=0}^{s-1} (-1)^{s-k-1} C_{s-1}^k C_{s+k-1}^k b_k \quad (3.2)$$

En particulier,

$$\lambda'_s = b_a \quad (3.3)$$

$$\lambda'_s = 2b_a - b_0 \quad (3.4)$$

$$\lambda'_3 = 6b_2 - 6b_1 + b_a \quad (3.5)$$

$$\lambda'_4 = 20b_2 - 30b_1 + 12b_0 - b_a \quad (3.6)$$

$\lambda'_1, \lambda'_2, \lambda'_3$, et λ'_4 , conduisent à l'estimation des mesures de variation Lc_v , d'asymétrie Lc_s , et d'aplatissement Lc_k , qui sont les moments sans dimension :

$$LC_v = \frac{\lambda'_2}{\lambda'_1} \quad (3.7)$$

$$LC_s = \frac{\lambda'_3}{\lambda'_2} \quad (3.8)$$

$$LC_k = \frac{\lambda'_4}{\lambda'_3} \quad (3.9)$$

3.5. Tests relatifs à l'échantillonnage

Il est représentatif de la population dont il est issu, la série des observations nécessite qu'un certain nombre de caractéristiques soient présentes (Bobée et al, 1991), et que les observations incluses dans l'échantillon :

Aléatoire : Il s'agit d'un phénomène de fluctuations naturelles et n'est pas le résultat d'influences humaines.

Indépendant : La valeur de l'observation précédente n'est pas affectée par l'ordre temporel (les séries temporelles des flux journaliers sont souvent aléatoires mais jamais indépendantes)

Homogène : provenant de la même population.

Stationnaire : Ces changements appartiennent à une série temporelle et sont considérés comme stationnaires lorsque leurs propriétés statistiques (moyenne, autovariance) ne changent pas avec les saisons.

Unicité : Aucun des individus de l'échantillon n'affecte sa stabilité.

La qualité des échantillons doit être vérifiée. Il est essentiel de noter que plusieurs auteurs proposent des tests statistiques (Wald *et al.*, 1943 ; Mann et al., 1947 ; Kendall, 1975 ; Grubbs *et al.*).

3.5.1. Test d'indépendance.

Il n'y a pas de corrélation entre les observations successives, car l'indépendance est une condition nécessaire et suffisante. La série $(x_{(1)}, x_{(2)}, x_{(3)}, \dots, x_{(n)})$ est soumise au test de (Wald-Wolfowitz de 1943), qui prend en compte la statistique de la série circulaire $x_{n+1} = x_1$.

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} x_i x_{i+1} + x_i + x_n \quad (3.10)$$

La distribution de R suit une loi normale de moyenne \bar{R} et de variance \bar{V}_R .

$$\bar{R} = \frac{S_1^2 - S_2}{n-1} \quad (3.11)$$

ET

$$V_R = \frac{S_1^2 - S_4}{n-1} - \bar{R}^2 + \frac{S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4}{(n-1)(n-2)} \quad (3.12)$$

Avec :

$$S_r = nm_r = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^r \quad (3.13)$$

$U = (R - \bar{R}) / \sqrt{V_R}$ Une valeur centrée réduite normale correspond à un niveau de signification $\alpha \%$. L'hypothèse d'indépendance est acceptée si :

$|U| \leq U_{1-\frac{\alpha}{2}}$ Test de Wald-Wolfowitz pour l'indépendance à

Valeur calculée : 1.860

Valeur critique : 1.960

3.5.2. Test d'homogénéité.

Pour vérifier que les données de la série sont équilibrées, on a utilisé le test de Mann et Whitney (1947). La série $(x_{(1)}, x_{(2)}, x_{(3)}, \dots, x_{(n)})$ est divisée en deux sous-échantillons, P et q ($p \leq q$ et $n = p + q$). Cette hétérogénéité peut être causée par deux facteurs : les modifications apportées à la station de mesure ou les variations saisonnières des crues d'automne et de printemps. L'opération suivante consiste à regrouper les deux sous-échantillons en un seul échantillon, Nous classons par ordre croissant la somme des rangs des éléments du premier échantillon dans l'échantillon combiné. Nous représentons cette somme par U. Nous émettons l'hypothèse suivante : Les deux échantillons sont issus de populations qui ont la même moyenne, ou $H_0 : \mu_1 = \mu_2 = \mu$.

Soit $U = T - p(p+2)/2$ le nombre de dépassements des éléments de l'échantillon 2 par ceux de l'échantillon 1 et T la somme des rangs des éléments de premier échantillon, Si $n > 20$ p et q sont Supérieurs à 3, U est asymptotiquement suit une distribution Normale de moyenne \bar{U} et de variance V_u :

$$\bar{U} = \frac{pq}{2} \quad (3.14)$$

Et

$$V_u = \frac{pq}{2}(p+q+1)$$

(3.15)

$U = (U - \bar{U}) / \sqrt{V_u}$ est une valeur centrée réduite normale, pour un niveau de signification α l'hypothèse d'indépendance est acceptée si :

$$|U| \leq U_{1-\frac{\alpha}{2}}$$

Test de Mann-Whitney pour l'homogénéité à 5 %

Valeur calculée : 1.698

Valeur critique : 1.960

Dans ce test, deux échantillons de taille p et q avec $p \leq q$ sont comparés. L'ensemble de données combiné de taille $N = p + q$ est classé par ordre croissant. Les équations 3.16 et 3.17 prennent en compte les quantités V et W le test de Mann-Whitney (1947) (M-W).

$$V = R - \frac{p(p+1)}{2} \quad (3.16)$$

$$W = pq - v \quad (3.17)$$

Nous définissons R comme la somme des rangs des éléments du premier échantillon (taille p) dans le sire combiné. Nous calculons V et W à partir de R , P et q . V , Nous appelons « nombre de occurrences » la fréquence à laquelle un élément de l'échantillon 1 suit un élément de l'échantillon 2 dans le classement. De la même manière, W peut être calculé pour l'échantillon 2 suivant l'échantillon 1 la statistique **M-W** U est définie par le plus petit de V et W lorsque $N > 20$ et $p, q > 3$ Si l'on part de l'hypothèse que les deux échantillons ne proviennent pas de la même population, on peut dire que U est approximativement distribué de manière normale, avec une moyenne.

$\bar{U} = \frac{pq}{2}$ et une variance $\text{var}(U)$.

$$\text{var}(U) = \left[\frac{pq}{N(N-1)} \right] \left[\frac{N^3 - N}{12} - \sum T \right] \quad (3.18)$$

Où $T = (J^3 - J)/12$ et J est le nombre d'observations liées à un rang donné, T est additionné sur tous les groupes d'observations liées dans les deux échantillons de taille P et q , la statistique $(U - \bar{U}) / [\text{var}(U)]^{1/2}$ est utilisée pour tester l'hypothèse d'homogénéité au niveau de signification α en la comparant avec la variable normale standard pour ce niveau de signification.

Pour vérifier si les données de la série sont homogènes, on peut aussi utiliser le test de Mann-Whitney (1947). Ce test divise la série $(x_i, i = 1, \dots, n)$ en deux sous-séries de tailles p .

La fonction Matlab suivante peut effectuer ce test : « $q(p \leq q, n = p + q)$ ».

3.5.3. Test de stationnarité.

Si l'échantillon est stationnaire, alors les caractéristiques (moyenne, variance, etc.) sont constantes dans le temps, mais un échantillon n'est pas stationnaire si il y a un changement Un changement peut être brusque ou graduel. Si le changement est brusque et que la date du saut est connue, il suffit de tester la stationnarité en appliquant le test de Wilcoxon.

Si le changement est brusque et que la date du saut est inconnue, alors il faut prendre des précautions, il faut tester la stationnarité par le test de Kendall si le changement est graduel.

La série $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ permet de tester la statistique S :

$$S = \sum_{i=j}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{Sgn}(x_j - x_i) \quad (j > i) \tag{3.19}$$

Avec :

$$\text{sgn}(x) \begin{cases} 1 & \text{si } x > 0 & \text{concordance avec les rangs} \\ 0 & \text{si } x = 0 \\ -1 & \text{si } x < 0 & \text{concordance avec les rangs} \end{cases}$$

S suit une loi Normale de moyenne $\bar{S} = 0$ et une variance V_s exprimée comme suit :

$$V_s = \frac{1}{8} \left[N(N-1)(2N+5) \sum_t T(T-1)(2T+5) \right] \tag{3.20}$$

$p_s(i)$ Est la fonction d'autocorrelation de la série $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ elle est exprimée par :

$$p_s(i) = \frac{\frac{1}{n-i+1} \sum_{j=1}^{n-i+1} (X_j - \bar{X})(X_{j+i-1} - \bar{X})}{\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (X_j - \bar{X})^2}$$

(3.21)

La statistique standardisée K de Kendall suit une loi Normale centée réduite, elle est exprimée comme (Kendall, 1975) :

$$K = \begin{cases} \frac{S-1}{\sqrt{V_s}} & \text{si } S > 0, \\ 0 & \text{si } S = 0, \\ \frac{S-1}{\sqrt{V_s}} & \text{si } S < 0, \end{cases} \tag{3.22}$$

Tableau 3.3 : Essais d'échantillonnage de la série de débits maximaux instantanés annuels

Type de test	Valeur calculée	Valeur critique
Test de Wald-Wolfowitz pour l'indépendance à 5 %	1.860	1.960
Test de Mann-Whitney pour l'homogénéité à 5 %	1.698	1.960
Test de Mann-Kendall pour la stationnarité à 5 %	1.170	1.960

3.6. Ajustement à une distribution théorique

La fonction $f_{(x)} \equiv p(X=x)$, La fonction de densité de probabilité d'une variable aléatoire continue est $X f_{(x)}$, se caractérise par un ensemble de paramètres θ_1 , θ_2 et θ_3 , Ils reflètent la tendance globale de l'ensemble des membres de la population P . Nous ajustons l'échantillon

$(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ à une distribution de probabilité théorique IUO, laquelle constitue une estimation des paramètres θ_1 , θ_2 et θ_3 , de la fonction $f_{(x)}$.

La fonction $f_{(x)}$ définie dans le domaine D est constituée d'un certain nombre de propriétés de base, qui sont les suivantes :

La fonction de répartition ou fonction de distribution de probabilité a été définie comme suit :

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{t \leq x} f(t) dt \quad (3.23)$$

La population : son espérance mathématique ou moyenne est donnée par...

$$\mu = E(X) = \int_D x f(x) dx \quad (3.24)$$

- Les moments centrés d'ordre k :

$$\mu_k = E[(X - \mu)^k] = \int_D (x - \mu)^k f(x) dx \quad (3.25)$$

Pour $k = 2$, μ_2 est appelée la variance de la population elle est notée σ^2 , sa racine carrée σ est son

- écart-type. Les moments sans dimensions sont définis par l'espérance mathématique suivante.

γ_1 ($k = 3$) est le coefficient d'assymétrie de la population,

γ_2 ($k = 4$) est le coefficient d'aplatissement de la population.

3.7. Méthode des moments (MM)

Au début de la population, ils sont considérés comme égaux aux premiers moments de l'échantillon. Déterminez également θ_1 , θ_2 et θ_3 les solutions du système d'équations :

$$\begin{cases} \mu = \bar{x}, \\ \sigma^2 = S^2, \\ \mu_3 = m_3. \end{cases} \quad (3.26)$$

3.8. Méthode du maximum de vraisemblance (MVS)

Aussi $f(x_1), f(x_2), \dots, f(x_n)$ les probabilités respectives d'obtenir les n valeurs x_1, x_2, \dots, x_n ; la fonction de vraisemblance notée $L(x_1, x_2, \dots, x_n | \theta_1, \theta_2, \theta_3)$ Les paramètres sont décrits par une fonction de probabilité conditionnelle $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ d'une loi statistique en fonction des valeurs x_1, x_2, \dots, x_n supposées connues, la fonction de vraisemblance est exprimée :

$$\begin{cases} \frac{\partial L}{\partial \theta_1} = 0 \\ \frac{\partial L}{\partial \theta_2} = 0 \\ \frac{\partial L}{\partial \theta_3} = 0 \end{cases} \quad (3.27)$$

Le développement des dérivées fournit un système de trois équations à trois inconnues dont la solution donne les valeurs de θ_1 , θ_2 et θ_3 [2]

3.9. Méthode des moments pondérés (MMP)

Les moments pondérés probabilistes (PWM) sont développés par (Greenwood et al, 1979). Il est utilisé notamment pour les lois Dans le cas où Les moments pondérés de la probabilité de la variable aléatoire X sont définis comme suit : la fonction de répartition est inversible.

$$E \left[X^p (F(X))^s (1-F(X))^s \right] = \int_D [F^{-1}(x)]^p [F(x)]^r (1-x)^s dF$$

(3.28)

p, r et s sont des nombres réels. Les moments de probabilité utilisés en pratique sont obtenus à l'aide de p=1 et s=0, soit :

$$\beta_r = E \left[X (F(X))^r \right] = \int_D [F^{-1}(x)] [F(x)]^r dF \equiv \int_D x (F(x))^r f(x) dx \quad (3.29)$$

Pour un échantillon de taille **n** classé par ordre croissant $(x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)})$, (Landwehr et al, 1979) ont montré que rb(expression (3.28) ou (3.29) est un estimateur sans biais de β_r .

La théorie de la probabilité pondérée exprimée à travers les moments β_r est explicitée en fonction des paramètres θ_1, θ_2 , et θ_3 de la distribution. La méthode des moments permet d'estimer ces paramètres en résolvant le système d'équations (3.30), à l'instar de la méthode précédente.

$$\begin{cases} \beta_1 = b_1, \\ \beta_2 = b_2, \\ \beta_3 = b_3, \end{cases} \quad (3.30)$$

3.10. Adéquation d'une loi de probabilité

Une fois les paramètres de distribution estimés, il faut effectuer un test d'adéquation. Ce test a pour but de déterminer la règle de décision qui détermine si une hypothèse concernant l'accord global est valide ou non.

Pour la distribution empirique avec la distribution théorique modifiée pour Plusieurs types

de tests, paramétriques ou non, sont utilisés pour les observations.

3.10.1. Test de Kolmogorov – Smirnov.

La statistique observée est calculée par le test Kolmogorov-Smirnov (KS).

$$D_{ob} = \max \left| F_i - F(x_{(i)}) \right|_{i=1, \dots, n} \quad (3.31)$$

Si la réglementation est appropriée, c'est-à-dire si $D_{ob} \leq D_{n,\alpha}$, où $D_{n,\alpha}$ Si on trouve une correspondance avec la statistique de Kolmogorov-Smirnov, alors on est en mesure d'accepter qu'elle a un niveau de signification α %. Le tableau 3.3 présente les valeurs de $D_{n,\alpha}$ pour les niveaux de signification 1 et 5 % en fonction de la taille n de l'échantillon (Birnbaum, 1952).

Tableau 3.4 : Valeurs des quantiles de Kolmogorov – Smirnov.

n	$D_{n,0.05}$	$D_{n,0.01}$	n	$D_{n,0.05}$	$D_{n,0.01}$
15	0.338	0.404	20	0.294	0.356
16	0.328	0.392	25	0.270	0.360
17	0.318	0.381	30	0.240	0.290
18	0.309	0.371	35	0.230	0.270
19	0.301	0.363	>35	$1.36 \ln^{0.5}$	$1.63 \ln^{0.5}$

3.10.2. Test du coefficient de corrélation.

La linéarité entre individus d'une série est mesurée par le test PPC, ou test de corrélation probabiliste $(x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)})$ et les individus estimés $(w_1, w_2, w_3, \dots, w_n)$ par la distribution de probabilité expérimentale $(F_1, F_2, F_3, \dots, F_n)$ (Filliben, 1975 Vogel, 1986, 1987), le coefficient de corrélation entre les couples $(x_{(i)}, w_i)$ pour $i=1, \dots, n$ est exprimé par :

$$PPC = \frac{\sum_{i=1}^n (x_{(i)} - \bar{x})(w_i - \bar{w})}{\left[\sum_{i=1}^n (x_{(i)} - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (w_i - \bar{w})^2 \right]^{1/2}} \quad (3.32)$$

La loi des probabilités est suffisante si le coefficient de corrélation est proche de l'unité ou $(PPC)^2 \geq 0.75$.

3.10.3. Test de racine de la moyenne des écarts quadratiques.

Pour évaluer la racine de la moyenne des écarts carrés, il faut d'abord calculer l'écart relatif entre les deux séries ou Root Mean Square Deviation $(x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)})$ et $(w_1, w_2, w_3, \dots, w_n)$. Cette évaluation est représentée par la formule (3.33) (Nerc,

1975 ; Karim et al., 1995) :

$$RMSD = \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_{(i)} - w_1}{x_{(i)}} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (3.33)$$

3.11. Quantiles et intervalles de confiance

Soit une variable aléatoire x suivant une certaine loi de probabilité. Pour une probabilité p numérique, la fonction de densité x_p s'écrit :

$$P(X \leq x_p) = F(x_p) = \int_{-\infty}^{x_p} f(x) dx = p$$

(3.34)

La probabilité et les paramètres sont les éléments qui déterminent la valeur d'un quantile. θ_1 , θ_2 et θ_3 . Quelle que soit la méthode d'estimation.

Il est possible d'écrire toutes les lois de probabilité usuelles sous la forme d'un quantile de probabilité. p :

$$x_p = \mu + k_p \sigma \quad (3.35)$$

k_p est le facteur de fréquence,

La méthode permettant de déterminer la distribution de probabilité de la variable est essentielle, car elle permet pour calculer l'intervalle de confiance quantitatif x_p , puis à estimer ses paramètres. Selon Cramer (1946), Cependant, on peut obtenir une expression de la fonction de densité de probabilité de la distribution d'échantillonnage de x_p , il est à noter que l'intégrale de cette expression ne peut être calculée qu'à l'aide de méthodes numériques approximatives et complexes.

C'est une étude expérimentale de données simulées qui a permis à Kite (1976) de conclure. Ces conclusions portent sur la distribution d'échantillonnage des quantiles. Cette étude conclut que la distribution d'échantillonnage utilisée en hydrologie est identique à la loi normale, en ce qui concerne les lois de probabilité.

Si l'on part de l'hypothèse que la loi de probabilité de la variable aléatoire est normale, et qu'on la définit par sa moyenne μ_{X_p} et son écart type σ_{X_p} , alors la probabilité de non-dépassement associée à une valeur particulière x_p est égale à celle de la variable normale réduite.

$$u = \frac{X_p - \mu_{X_p}}{\sigma_{X_p}} \quad (3.36)$$

L'intervalle de confiance du quantile est déterminé en fonction de :

$$P(u_1 < u < u_2) = 1 - \alpha \quad (3.37)$$

Qui possède une solution particulière :

$$P\left(\frac{X_p - \mu_{x_p}}{\sigma_{x_p}} < u_1\right) = \frac{\alpha}{2} \quad (3.38)$$

$$P\left(\frac{X_p - \mu_{x_p}}{\sigma_{x_p}} > u_2\right) = \frac{\alpha}{2} \quad (3.39)$$

La symétrie de la fonction de densité de la loi normale permet de déterminer l'expression des bornes de l'intervalle de confiance:

$$\mu_{x_p} \pm u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sigma_{x_p}$$

σ_{x_p} L'écart-type d'échantillonnage, ou erreur standard du quantile, est une valeur estimée à partir de l'échantillon des observations. Autrement dit, on la calcule par $S(x)_p = \sqrt{V(x_p)}$. La seule estimation possible de μ_{x_p} est la valeur trouvée pour x_p .

Les éléments suivants expliquent l'intervalle de confiance pour un seuil de signification α :

$$x_p \pm u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{V(x_p)}$$

La méthode $V(x_p)$ La variance d'échantillonnage est déterminée par la méthode employée pour estimer les paramètres de la loi théorique.

3.12. Cas de la méthode des moments

Il est possible d'écrire le quantile X_p en fonction des trois premiers moments empiriques \bar{x}, S^2 et m_3 , soit :

$$X_p = X_p(\mu, \mu_2, \mu_3) \quad (3.40)$$

Taylor développe les valeurs moyennes en série μ_x, μ_{s^2} et μ_{m_3} donne :

$$\begin{aligned} X_p = X_p(\mu_x, \mu_{s^2}, \mu_{m_3}) &+ (\bar{X} - \mu_x) \frac{\partial X_p}{\partial \mu_x} + (S^2 - \mu_{s^2}) \frac{\partial X_p}{\partial S^2} + \\ &+ (m_3 - \mu_{m_3}) \frac{\partial X_p}{\partial m_3} + \frac{1}{2!} (\bar{X} - \mu_x)^2 \frac{\partial^2 X_p}{\partial \mu_x^2} + \dots \end{aligned} \quad (3.41)$$

Si on retient les premiers termes du membre droit de (3.41), il reste une expression linéaire. La variance de X_p peut être calculée facilement grâce à cette expression.

$$\begin{aligned}
V(x_p) &\approx \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu}\right)^2 V(\bar{x}) + \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu_2}\right)^2 V(\mu_2) + \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu_3}\right)^2 V(\mu_3) + \\
&2 \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu_2}\right) \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu_3}\right) \text{Cov}(\mu_2, \mu_3) + \\
&2 \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu}\right) \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu_3}\right) \text{Cov}(\mu, \mu_3) + \\
&2 \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu_2}\right) \left(\frac{\partial X_p}{\partial \mu_3}\right) \text{Cov}(\mu_2, \mu_3)
\end{aligned} \tag{3.42}$$

Comme l'ont expliqué Kendall et al. (1943) dans le système 3.43, les expressions des variances et des covariances d'échantillonnage des moments μ , μ_2 et μ_3 sont :

$$\left\{ \begin{array}{l}
V(\mu) = \frac{\mu_2}{n}, \\
V(\mu_2) = \frac{1}{n}(\mu_4 - \mu_2^2), \\
V(\mu_3) = \frac{1}{n}(\mu_6 - \mu_3^2 - 6\mu_2\mu_4 + 9\mu_2^3), \\
\text{Cov}(\mu, \mu_3) = \frac{\mu_3}{n}, \\
\text{Cov}(\mu, \mu_2) = \frac{1}{n}(\mu_4 - 3\mu_2^2), \\
\text{Cov}(\mu_2, \mu_3) = \frac{1}{n}(\mu_5 - 4\mu_2\mu_3).
\end{array} \right. \tag{3.43}$$

Les moments centraux théoriques μ_k dépendent directement des paramètres des lois. Du coup, quand on estime ces paramètres, on peut facilement calculer les variances et les covariances de l'échantillon du système (3.43).

De l'expression (3.41) du μ_p quantitatif il s'écrit plus spécifiquement étant donné Les variables σ et μ ont été remplacées par leurs estimateurs, H et J, respectivement.

$$x_p = K_p(C_s) \sqrt{S^2} + \bar{x} \tag{3.44}$$

Alors :

$$\frac{\partial x_p}{\partial x} = 1 \tag{3.45}$$

$$\frac{\partial x_p}{\partial S^2} = \frac{K_p(C_s)}{2S} + S \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial S^2} \tag{3.46}$$

Or :

$$\frac{\partial K_p(C_s)}{\partial S^2} = \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \frac{\partial C_s}{\partial S^2} \tag{3.47}$$

et,

$$C_s = \frac{m_3}{S^3} \quad (3.48)$$

Soit :

$$\frac{\partial C_s}{\partial S^2} = m_3 \left(-\frac{3}{2} S^{-5} \right) = -\frac{3}{2} C_s S^{-2} \quad (3.49)$$

Alors :

$$\frac{\partial C_p}{\partial S^2} = \frac{1}{2S} \left(K_p(C_s) - 3C_s \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \right) \quad (3.50)$$

Pour la troisième dérivée :

$$\frac{\partial x_p}{\partial m_3} = \frac{\partial x_p}{\partial K_p(C_s)} \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \frac{\partial C_s}{\partial m_3} \quad (3.51)$$

D'après les expressions (3.44) et (3.48) :

$$\frac{\partial x_p}{\partial K_p(C_s)} = S \quad (3.52)$$

et,

$$\frac{\partial C_s}{\partial m_3} = \frac{1}{S^3} \quad (3.53)$$

C'est-à-dire :

$$\frac{\partial x_p}{\partial m_3} = \frac{1}{S^2} \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \quad (3.54)$$

Finalement, la variance $V(x_p)$ est exprimée par les expressions des variances et des covariances d'échantillonnage.

$$V(x_p) \approx \frac{\mu_2}{n} \left\{ \begin{array}{l} \left[1 + \gamma_1 K_p(\gamma_1) + \frac{K_p^2(\gamma_1)}{4} (\gamma_2 - 1) + \frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} + \right. \\ \left. \left[2\gamma_2 - 3\gamma_1^2 - 6 + K_p(\gamma_1) \left(\gamma_3 - 3\gamma_1 \frac{\gamma_2}{2} - 5 \frac{\gamma_2}{2} \right) \right] \right] + \\ \left(\frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} \right)^2 + \\ \left[\gamma_4 - 3\gamma_1 \gamma_3 - 6\gamma_2 + 9\gamma_1^2 \frac{\gamma_2}{4} + 35 \frac{\gamma_1^2}{4} + 9 \right] \end{array} \right\} \quad (3.55)$$

$V(x_p)$ On peut facilement le calculer grâce aux paramètres de la loi, mais aussi à son expression en termes de moments, $K_p(\gamma_1)$ et $\partial K_p(\gamma_1)/\partial \gamma_1$, μ_2 et il est remplacé par son estimateur *SP2P*. On peut écrire l'écart type des échantillons dans la formule suivante :

$$S(x_p) = \sqrt{V(x_p)} = \frac{S}{\sqrt{n}} \delta \quad (3.56)$$

Où :

$$\delta^2 = \left\{ \begin{array}{l} 1 + \gamma_1 K_p(\gamma_1) + \frac{K_p^2(\gamma_1)}{4} (\gamma_2 - 1) + \frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} \\ \left[2\gamma_2 - 3\gamma_1^2 - 6 + K_p(\gamma_1) \left(\gamma_3 - 3\gamma_1 \frac{\gamma_2}{2} - 5 \frac{\gamma_2}{2} \right) \right] + \left(\frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} \right)^2 \\ \left[\gamma_4 - 3\gamma_1 \gamma_3 - 6\gamma_2 + 9\gamma_1^2 \frac{\gamma_2}{4} + 35 \frac{\gamma_1^2}{4} + 9 \right] \end{array} \right\} \quad (3.57)$$

Dans l'univers des lois de probabilité à trois paramètres, δ se dévoile à travers des tableaux qui s'inscrivent en fonction du coefficient d'asymétrie γ_1 . Cette complexité s'articule avec une dimension empirique, où des expressions simplifiées révèlent des interprétations accessibles. En outre, pour les lois de probabilité à deux paramètres, la relation entre K_p et δ devient plus limpide, ces derniers étant indépendants de γ_1 .

$$\delta^2 = \left(1 + K_p \gamma_1 + \frac{K_p^2}{4} (\gamma_2 - 1) \right) \quad (3.58)$$

3.13. Cas de la méthode du maximum de vraisemblance

Le quantile x_p peut être exprimé à l'aide des paramètres de la loi.

$$x_p = x_p(\theta_1, \theta_2, \theta_3) \quad (3.59)$$

L'expression de la variance d'échantillonnage de K_p par celle-ci est une possibilité offerte par le développement en série de Taylor :

$$V(x_p) = \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial x_p}{\partial \theta_i} \frac{\partial x_p}{\partial \theta_j} Cov(\theta_i, \theta_j) \quad (3.60)$$

L'expression analytique de la loi en question, exprimée en fonction de θ_1, θ_2 et θ_3 , permet d'obtenir les dérivées partielles. Les valeurs numériques des dérivées sont fournies par les estimateurs de ces paramètres.

La matrice d'information La matrice de covariance des estimateurs de paramètres de la loi de vraisemblance, telle que définie par Fisher, est ce que cet outil calcule. Autrement dit, c'est ce qui permet de calculer les composantes de la variance $Cov(\theta_i, \theta_j)$. pour $i, j = 1, 2, 3$ (Kendall et

al, 1943) La matrice obtenue est représentée en inversant la matrice d'information de Fisher (Abt et al., 1998), soit : *et al*

$$\left[Cov(\theta_i, \theta_j) \right]_{i,j=1,2,3} = \left[-E \left(\frac{\partial^2 L}{\partial \theta_i \partial \theta_j} \Bigg|_{\substack{\theta_i = \theta_i \\ \theta_j = \theta_j}} \right) \right]_{i,j=1,2,3}^{-1} \quad (3.61)$$

Dans certains cas, il peut s'avérer nécessaire de remplacer les valeurs propres des dérivées secondes déduites de l'échantillon d'observations. La raison en est que les prédictions mathématiques des dérivées secondes, La matrice d'information de Fisher n'est pas systématiquement exprimée de façon simple en fonction des paramètres θ_1, θ_2 et θ_3 .

3.14. Critères de comparaison.

En hydrologie, choisir l'option optimale n'est pas une tâche facile, Quand on travaille avec des séries de données assez réduites, il est essentiel de choisir comment on prévoit les quantités pour des périodes de retour élevées, et nous pouvons compliquer. Le biais et la variance sont ensuite utilisés comme critères de mesure de la qualité de l'estimation. Il est possible de comparer des lois de probabilité de différentes manières et de sélectionner celle qui correspond le mieux aux données.

Il s'agit du critère d'information d'(Akaike, 1974) *AIC* , qui est la méthode la plus connue. Ces critères est pour garantir que la distribution de probabilité sélectionnée représente bien les données.

Le calcul du critère *AIC* est comme suit :

$$AIC = n \ln \left(\frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^n (w_1 - Q_{LXi})^2 \right) + 2k \quad (3.62)$$

La loi de probabilité comporte un nombre de paramètres, qui est K .

A travers ce critère, on peut construire une classification des modèles statistiques, prenant en compte le principe de parcimonie. Le meilleur ajustement correspond à la valeur la plus basse de son coefficient.

$$AIC = AIC + \frac{2k(k+1)}{n-k-1} \quad (3.63)$$

L'ensemble des données ajustées donne des résultats assez comparables selon ces deux critères.

3.15. Système d'aide à la décision (SAD).

Le système d'aide à la décision a pour fonction d'identifier la classe la plus appropriée pour ajuster un échantillon de données (El Adlouni et al., 2008 ; Ouarda et al., 1994).

En hydrologie fréquentielle, les lois les plus usitées sont ordonnées en fonction de leurs extrémités droites (cf. figure 3.1). La série QIX est représentée par les classes C (distributions à variations régulières) et D (distributions sub-exponentielles).

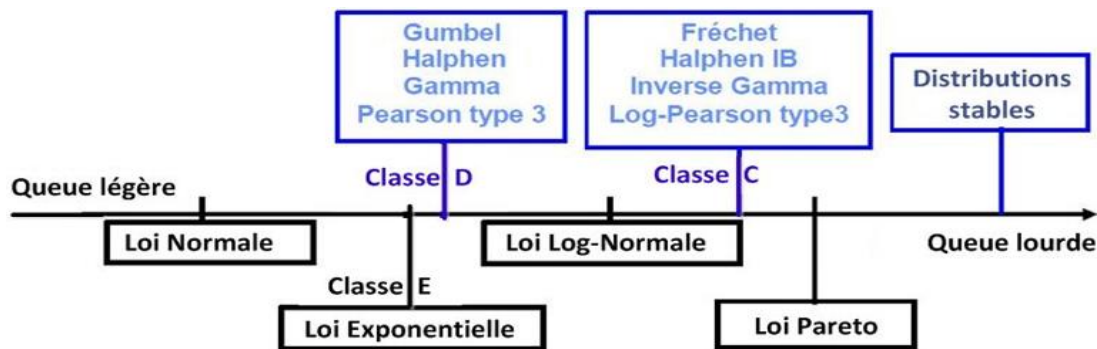


Figure 3.1: Distribution ordonnées par rapport à leurs queues droites (El Adlouni et al., 2008).

La figure 3.2 présente les méthodes utilisées par le système pour identifier la classe la plus adaptée à l'ajustement d'une série.

Le graphe log-log sert à discriminer. Il sert à discriminer la classe C .

Il sert aussi à discriminer les classes D et E .

La discrimination des classes D et E se fait à l'aide de la fonction moyenne des excès (FME).

Pour confirmer les conclusions des deux méthodes précédentes, Il est possible de se baser sur deux statistiques : le rapport de Hill et la statistique de Jackson.

Comme le montre le diagramme de la figure 3.2, l'approche d'un système d'aide à la décision se résume comme suit : Le processus de sélection de la classe se déroule en deux étapes clés. La première étape implique l'utilisation du diagramme log-log. La deuxième étape consiste à utiliser le diagramme de la fonction moyenne des excès, basé sur le résultat de la première étape.

Le choix de la loi la plus adéquate se fait parmi celles de la même classe. Pour cela, on peut utiliser le critère d'information d'Akaike (AIC) ou le critère de Bayes (BIC) lorsque l'une des deux classes C ou D est sélectionné.

Le diagramme Log-Log, consiste à l'ajustement de la série (x_1, x_2, \dots, x_n) à la loi puissance de Pareto ou de Zipf dont la fonction de densité de probabilité est (Newman, 2005) :

$$P(X = x) = f(x) = \frac{\alpha - 1}{x_{\min}} \left(\frac{x}{x_{\min}} \right)^{-\alpha} \tag{3.64}$$

La loi ne prend en compte que le paramètre de la puissance, et la valeur minimale dans la population est indiquée par X_{\min} de R^+ . La méthode de maximum de vraisemblance (voir

Goldstein et al., 2004) est un outil permettant de déterminer l'estimateur sans baie du paramètre.

$$\alpha = 1 + n \left(\sum_{i=1}^n \ln \frac{X_i}{X_{\min}} \right)^{-1} \quad (3.65)$$

Le paramètre α , ou fonction de densité de probabilité discrète de Pareto (Johnson et al., 1992), peut être estimé comme suit :

$$P(X = k) = f(k) = \frac{k^{-\alpha}}{\zeta(\alpha)} \quad (3.66)$$

Soit $\zeta(\alpha)$ L'intégrale généralisée permet de définir la fonction zêta de Riemann (Weisstein, 2003):

$$\zeta(\alpha) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} \int_0^{\infty} \frac{u^{\alpha-1}}{e^u - 1} du \quad (3.67)$$

$\Gamma(\alpha)$ est la fonction Gamma (Weisstein, 2003).

L'expression suivante est obtenue par la méthode du maximum de vraisemblance pour estimer le paramètre :

$$\left. \frac{\zeta'(\alpha)}{\zeta(\alpha)} \right|_{t=\alpha} = -\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (3.68)$$

Pour le cas de la série QIX de oued Mazafrane $\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln X_i = 5.2913$, L'équation Q (3,68) peut être résolue avec un support de calcul. La valeur obtenue est de 1,17.

Il est possible d'exprimer x_{\min} en fonction de α à partir de l'équation (3.65).

$$x_{\min} = \exp \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i - \frac{1}{\alpha - 1} \right) \quad (3.69)$$

C'est-à-dire $X_{\min} = 0.55 \text{ m}^3/\text{s}$.

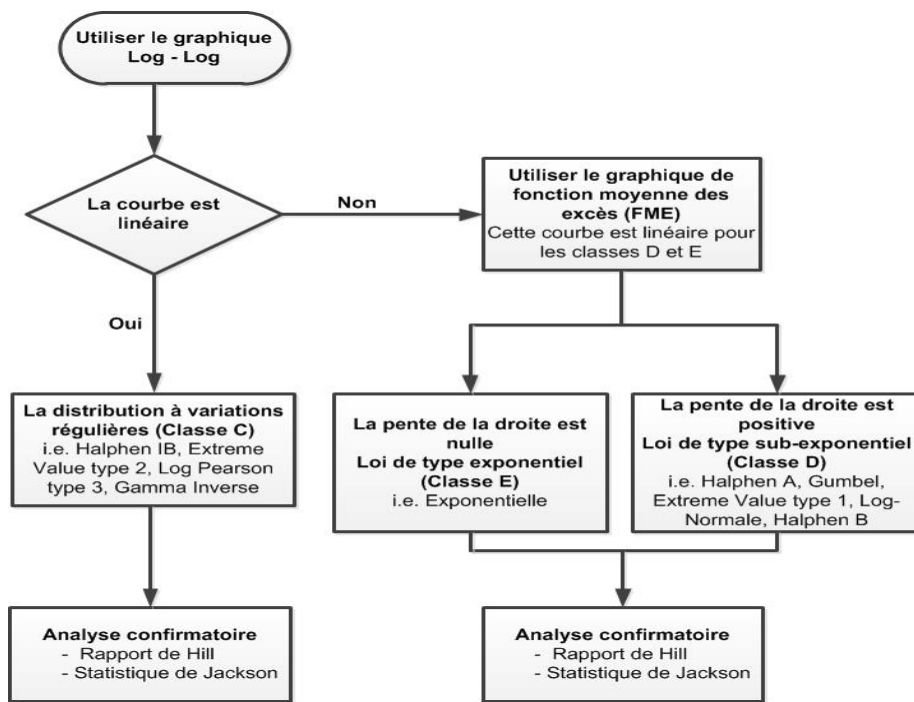


Figure 3. 2 : Diagramme des critères de choix entre les classes C, D et E.

C'est à partir du diagramme de la Fonction Moyenne des Excès (FME) que la discrimination entre la classe D et la classe E est effectuée. Selon Beirlant et al. (2004), cette fonction peut être définie pour une distribution de probabilité.

$$e(u) = E(X - u | X > u) = \frac{1}{P(X > u)} \int_u^\infty (x - u)f(x)dx \tag{3.70}$$

Pour la série $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$, l'estimateur de $e(u)$ est explicité (Figure 3.3) par la formule (Beirlant et al., 2004) :

$$\hat{e}(u_k) = \frac{\sum_{i=1}^n x_{(i)} I(x_{(i)} > u_i)}{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_i)} \tag{3.71}$$

Avec,

$$I(x_{(i)} > u_i) = \begin{cases} 1 & \text{si } x_{(i)} > u_i \\ 0 & \text{si } x_{(i)} \leq u_i \end{cases} \tag{3.72}$$

$U_k = X_{(n-k)}$ avec $k=1, 2, \dots, n-1$: Pour une distribution exponentielle du paramètre d'échelle, la fonction moyenne des excès reste inchangée ($e(u)=a$) et elle est linéaire ($e(u)=u/(\alpha-2)$) pour une distribution de puissance de Pareto. Dans la figure 3.3, $\hat{e}(u)$ change autour d'une droite inclinée. de pente positive, ce qui permet de dire que la série QIX s'ajuste le mieux à une des distribution de la classe D.

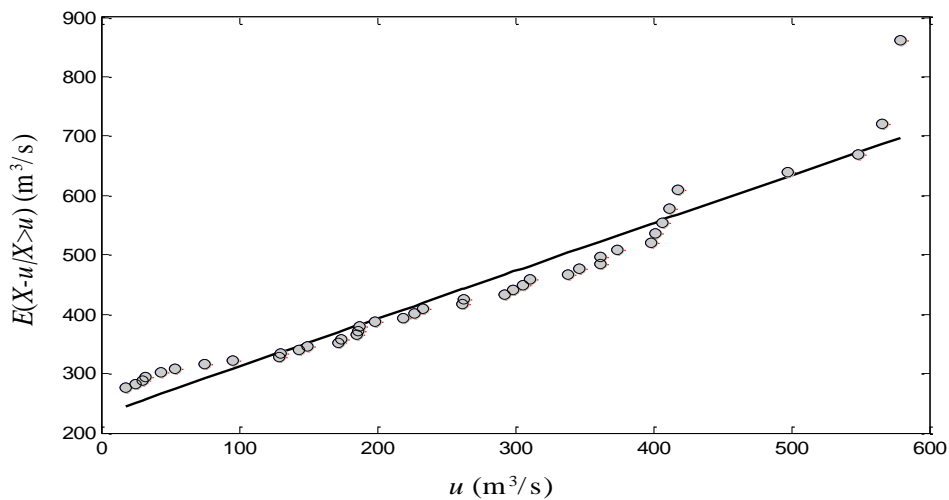


Figure 3.3 : FME de la série QIX.

Pour confirmer ce choix, une analyse confirmatoire est élaborée. La formule (Beirlant et al., 2004) explique le rapport de Hill pour une série $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$:

$$a(u_j) = \frac{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_j)}{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_j) \ln(x_{(i)}/u_j)} \tag{3.73}$$

$u_j = x_{(j+1)}$ avec $j = 1, 2, \dots, n-1$ Pour confirmer le choix d'une distribution appartenant à la classe D et E, on utilise le rapport de Hill (Hill, 1975). Selon le diagramme (Figure 3.4), le rapport tend en moyenne vers la stabilité en fonction de l'augmentation du QIX. On confirme ainsi le choix d'une distribution à la classe D (El Adlouniet al., 2008).

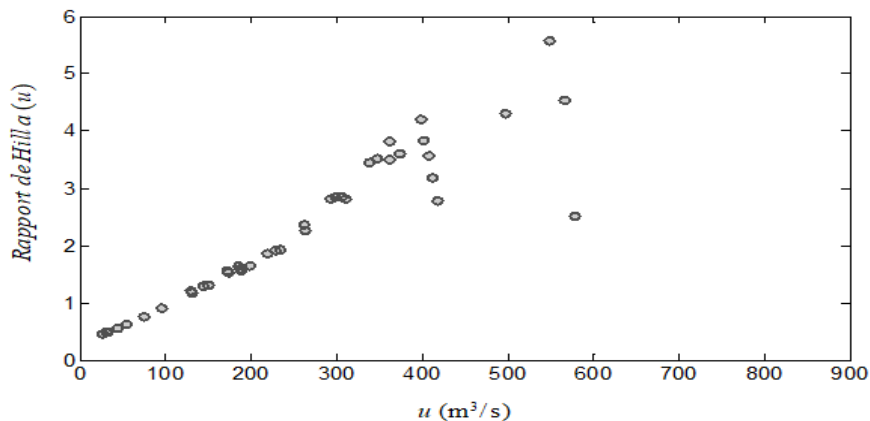


Figure 3.4 : Rapport de Hill de la série QIX.

Le test statistique de Jackson, qui a été développé par le même auteur en 1967, est à la base de la statistique portant son nom.

L'objectif de ce test est de vérifier si la loi exponentielle s'ajuste bien.

La prise en compte s'est faite sur la relation entre la loi exponentielle et la loi de Pareto. dans l'élaboration d'une extension de ce test. En effet, si X est distribué selon une loi de Pareto, la transformation logarithmique $Y = \ln X$ est distribuée selon une loi exponentielle.

Cette méthode permet d'identifier les variables qui se comportent selon la loi de Pareto. La modification apportée à la statistique de Jackson a été appliquée aux extrémités droites de la série. $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$. Cela a permis de déterminer la loi limite de la statistique du test. Ils ont également corrigé le biais dans le cas des échantillons de taille finie, ce qui est un point important de la méthode.

La statistique de Jackson est explicitée pour $k=1, 2, \dots, n-1$ par :

$$T_k = \frac{\sum_{j=1}^k \left(1 - \ln \frac{j+1}{k+1}\right) \ln \left(\frac{X_{(n-j+1)}}{X_{(n-j)}}\right)^j}{\sum_{j=1}^k \ln \left(\frac{X_{(n-j+1)}}{X_{(n-j)}}\right)^j} \quad (3.74)$$

La convergence régulière vers 2 de la statistique de Jackson modifiée et impartiale est attendue si la série a un comportement de type puissance (classe C) à son extrémité droite. Si des irrégularités sont présentées par cette statistique et que la convergence vers 2 n'est pas observée, la distribution est alors classée comme appartenant à la classe sub-exponentielle (classe D). La série QIX de l'oued Mazafran illustre parfaitement ce phénomène, avec une queue droite de la statistique qui se distingue nettement de Jackson ne converge pas vers 2 (Figure 3.5).

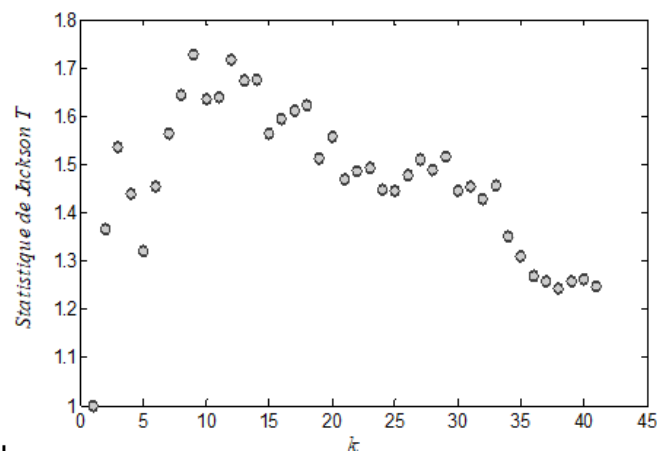


Figure 3.5 : Statistique du diagramme de Jackson.

3.16. Formulation échantillonnée des débits caractéristiques.

Les débits caractéristiques des périodes d'écoulement continu peuvent être échantillonnés. Pour cela, on peut soit partir d'une chronique de débit $Q(t)$, soit d'une chronique journalière. Dans ce cas, on parle de débits moyens écoulés Q_j sur 24 heures.

En général, quand il y a des crues, on se base sur deux mesures de débit pour calculer des débits caractéristiques. Ces débits vont de l'instantané jusqu'à 30 jours ($1s \leq d \leq 30$ jours). Cependant, il est important de noter que la valeur maximale de d peut être modulée en fonction de la taille du bassin versant et de sa réponse, ce qui doit être pris en compte pour une analyse approfondie. La dynamique d'écoulement du bassin versant doit être compatible

avec le pas du temps de la chronique et du débit. car celle-ci est un paramètre essentiel à prendre en compte dans l'aménagement du territoire.

3.16.1. Cas de la distribution de Gumbel

La distribution de Gumbel est donnée par sa fonction de distribution cumulative :

$$P(X \leq x) = F(x) = \exp\left(-\exp\left(\frac{x-m}{a}\right)\right) \quad (3.75)$$

m et a sont les paramètres de $u_j = x_{(j+1)}$ localisation et d'échelle. En utilisant la méthode de pondération des probabilités (PWM) (Hosking, j.r.m.) , les estimations de a et m sont respectivement égales à $143,90 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ et $186,20 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ (Figure 3.6).

Les moments μ, μ_2 et μ_3 et leurs écarts types respectifs sont exprimés ci-après, sont explicitées par (Kendall et al, 1943) dans le système (3.43) :

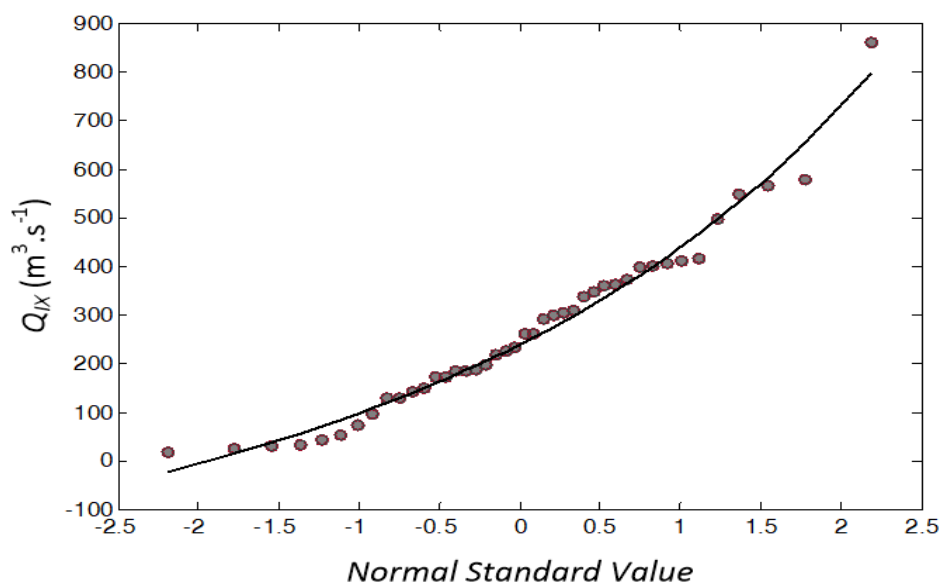


Figure 3.6 : Ajustement à la distribution de Gumbel (PWM).

3.16.2. Cas de la distribution Gamma

La distribution gamma avec les paramètres d'échelle a et de forme λ peut être déterminée à l'aide de la fonction de densité de probabilité suivante :

$$P(X = x) = f(x) = \frac{1}{a\Gamma(\lambda)} \left(\frac{x}{a}\right)^{\lambda-1} e^{-\frac{x}{a}} \quad (3.76)$$

Où, $\Gamma(.)$ est la fonction Gamma [30]. Par la méthode des moments, $\alpha = 119.83 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ et $\lambda = 2.25$ (Figure 3.7).

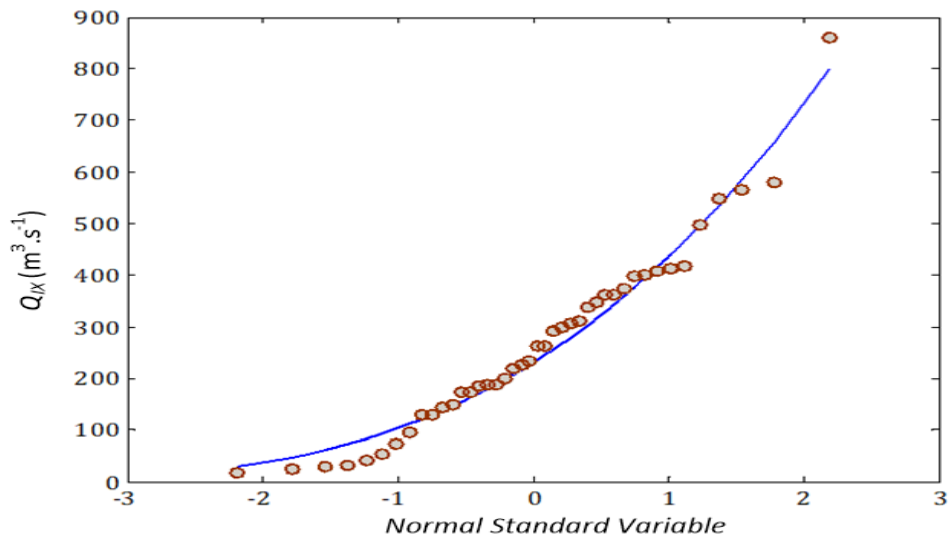


Figure 3.7 : Ajustement à la distribution gamma (MM).

3.16.3. Cas de la distribution de Pearson de type III

La fonction de probabilité de densité caractérise la distribution de Pearson de type III. Cette fonction est définie par trois paramètres : le paramètre de localisation m , le paramètre d'échelle α et le paramètre de forme λ .

$$P(X = x) = f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\lambda)} \left(\frac{x - m}{\alpha} \right)^{\lambda - 1} e^{-\frac{x - m}{\alpha}} \tag{3.77}$$

La méthode des moments (MM) donne l'estimation de α , m et λ comme $-120,65 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $186,20 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et $4,71$ (Figure 3.8).

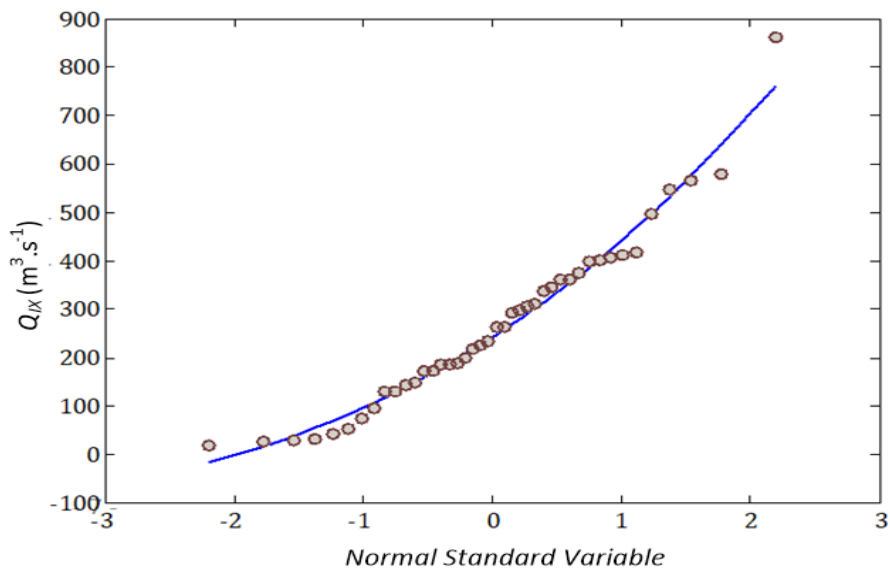


Figure 3.8 : Ajustement à la loi de Pearson Type III (MM).

3.16.4. Cas de la distribution de Halphen type B

Le système de Halphen est formé par les lois de probabilités. Les critères appliqués à la série de oued Mazafran à conduit à utiliser la loi de Halphen type B dont la $f(x)$ et exprimée par :

$$f(x) = \frac{2}{\alpha^{2\nu} \Gamma(\nu)} x^{2\nu-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^2 + k\left(\frac{x}{\alpha}\right)\right] \quad (3.78)$$

Les paramètres α, k, ν La méthode du maximum de vraisemblance a été utilisée pour estimer l'ajustement de la sédimentation du oued Mazafran:

$\alpha = 373,43 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $k = 0,44$ et $\nu = 0,59$ (Figure 3.9).

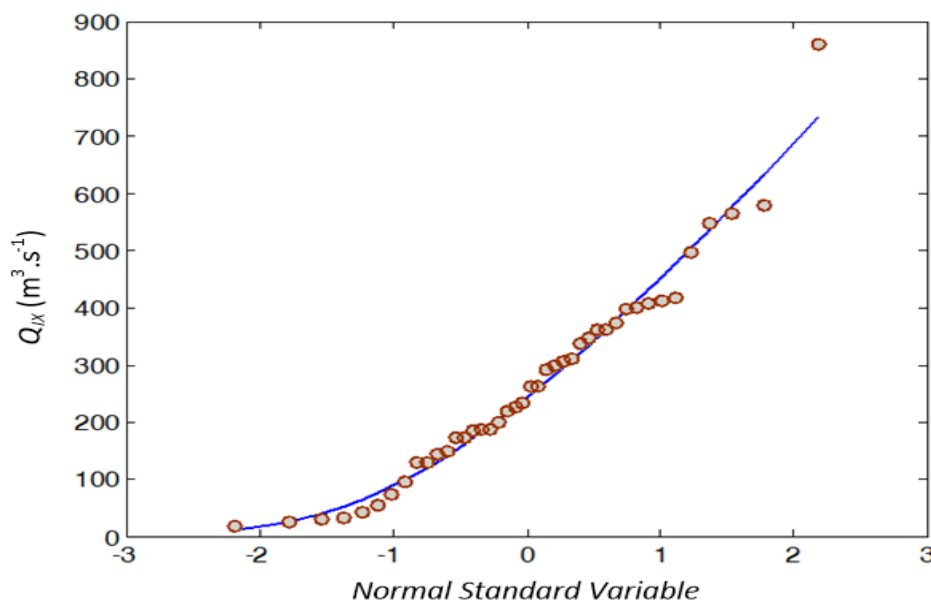


Figure 3.9 : Ajustement à la loi de Halphen Type B (ML).

3.17. Résultats et discussion

Le test d'ajustement des distributions utilisées (Tableau 2) peut être réalisé à l'aide du coefficient de corrélation du diagramme de probabilité (PPCC) (Filliben, j. j. 1975 , Vogel, r.m. and kroll, c.n. 1989), de l'écart quadratique moyen (RMSD) (Nerc) [34] et du test de Kolmogorov-Smirnov (test ks) (Massey, f

Les valeurs du PPCC et de l'RMSD évaluent la distribution ajustée sur un site en résumant les écarts entre les débits observés et les débits calculés. Le test ks est un test non paramétrique, le calcul de D_{ob} étant le maximum de la différence entre les fréquences observées cumulées F_i et la distribution théorique $F(Q_{IX})$:

$$D_{ob} = \max |F_i - F(Q_{IX})| \quad (3.79)$$

Le D_{ob} doit être inférieur aux valeurs critiques $D_{n,\alpha}$, où α est le seuil de signification et n la taille de l'échantillon. Lorsque n est supérieur à 35, $D_{n,\alpha}$ est calculé pour $\alpha = 1 \%$ et $\alpha = 5 \%$ par

$$D_{n,1\%} = \frac{1.63}{\sqrt{n}} = 0.252 \tag{3.80}$$

$$D_{n,5\%} = \frac{1.63}{\sqrt{n}} = 0.210 \tag{3.81}$$

D'après les résultats obtenus (tableau 3.5), toutes les valeurs de Kolmogorov-Smirnov observées sont inférieures à 0,21, à l'exception de la distribution Halphen B. Les mesures de PPCC se rapprochent de 1 et les mesures de RMSD sont inférieures à 1. En outre, l'analyse des ajustements des quatre répartitions affichées à la figure 3.10 permet d'accepter toutes les distributions pour la prédiction des débits instantanés maximaux probables.

Tableau 3.5 : Test d'ajustement des distributions utilisées

Test	Gumbel	Gamma	Person 3	Halphen B
<i>KS</i>	0.06	0.08	0.05	0.68
<i>PPCC</i>	0.99	0.99	0.99	0.99
<i>RMSD</i>	0.40	0.37	0.07	0.18

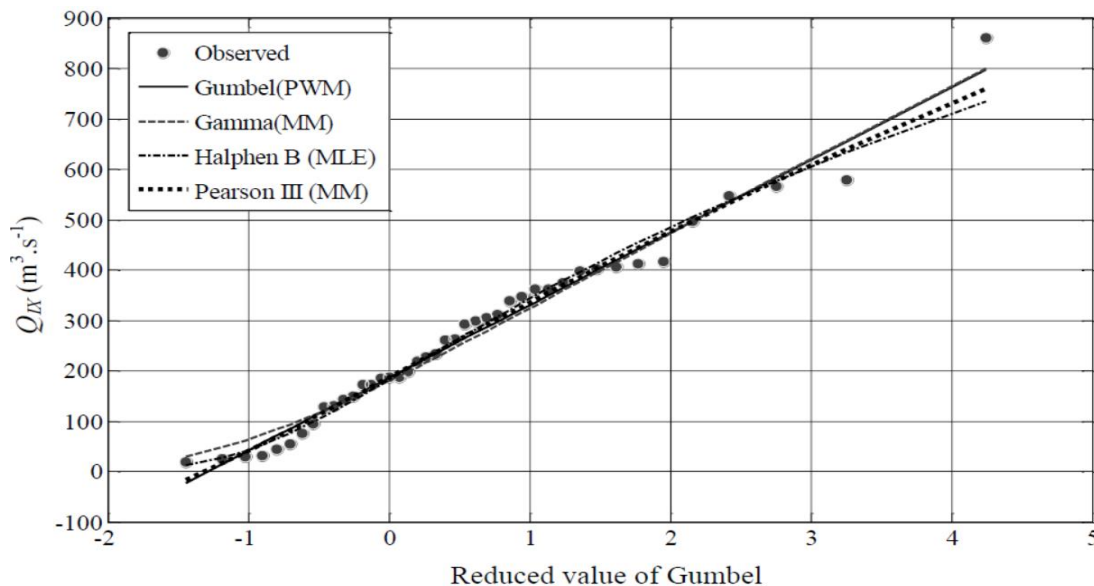


Figure 3.10 : Comparaison des ajustements.

Les débits instantanés maximaux à l'oued Mazafran, Le tableau 3.6 présente les résultats du calcul, effectué selon les quatre distributions, dans le domaine des fréquences observables. ($T \leq 100$ ans), ils sont de même magnitude, mais dans le domaine des fréquences rares ($T > 100$ ans), les débits selon les distributions de Gumbel et Gamma sont supérieurs à ceux selon les distributions de Pearson de type III et de Halphen B.

Tableau 3.6 . Débit instantané maximal pour différentes périodes de retour ($m^3.s^{-1}$)

T (années)	2	10	20	50	100	500	1000
Gumbel	239	510	614	748	848	1080	1180
Gamma	231	510	616	751	850	1074	1168
Pearson Type III	242	510	604	720	803	987	1063
Halphen B	242	516	601	700	767	904	957

insi, l'utilisation du critère d'information d'Akaike (AIC) (Akaike, h., 1974) permet de sélectionner la meilleure distribution. Ce critère s'exprime par :

$$AIC = n \ln \left(\frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^n (w_i - Q_{IXi})^2 \right) + 2K \quad (3.82)$$

Où w_i est le quantile estimé pour la même fréquence observée de Q_{IXi} et k est le nombre de paramètres. La valeur de l' AIC détermine ces paramètres, qui correspondent à ceux de la distribution. Comme l'indique le tableau 3.7, la distribution de Gumbel a pour valeur la plus basse de l' AIC

Tableau 3.7 : Valeurs de l' AIC

Type de distribution	AIC
Gumbel	273
Gamma	283
Pearson 3	298
Halphen B	286

Pour faire cette étude, on a analysé et traité les données sur la pluie des années dont on a parlé. On a aussi estimé les variables (Qs et ds) pendant les précipitations de cette période, nous avons cherché à comprendre le comportement des crues dans le bassin versant de l'oued Mazfran.

Nous avons tracé la courbe de points pour ces variables et, après avoir mis en correspondance la droite avec la courbe, nous avons démontré sa nature. Il a été démontré la courbe est non Linéaire. À partir de cette courbe, nous avons déterminé la période de retour (D) en fonction du débit.

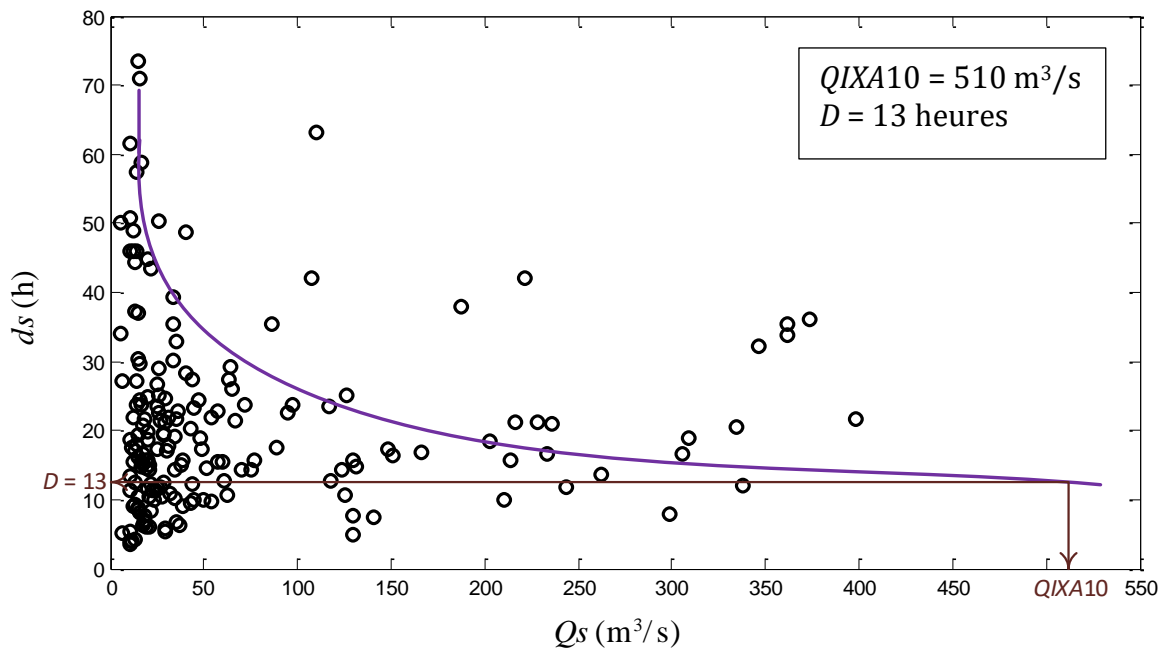


Figure 3.11 : QIXA10 = 510 m3/s ,D = 13 heures.

Nous connaissons la durée D de la crue. Nous connaissons aussi les débits $QIXAT$. Ces débits ont été déterminés précédemment. Ils sont caractéristiques du bassin versant ,nous pouvons définir le schéma hydrographique de la crue de conception (Figure 3.12) selon la méthode SOCOSE (Ehsanzadeh, e.; el adlouni,) pour la période de retour T avec l'équation :

$$Q_t(t) = QIXAT \frac{2\left(\frac{2t}{3D}\right)^4}{1 + \left(\frac{2t}{3D}\right)^8}$$

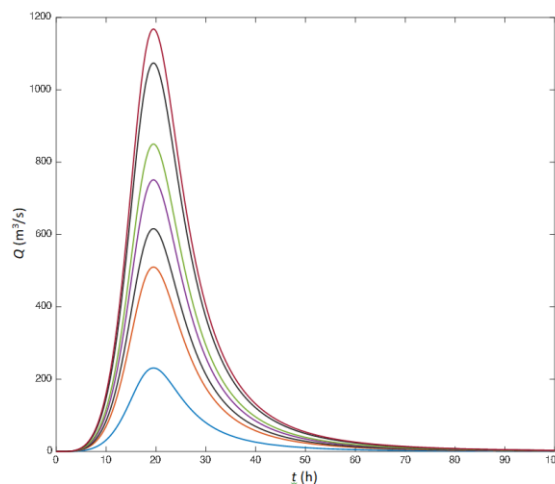


Figure 3.12 : Hydrogrammes de crue de différentes périodes de retour (méthode SOCOSE).

Les hydrogrammes de crue présentés dans les diagrammes de la figure 3.12, obtenus par la méthode SOCOSE, montrent que le temps de montée est un paramètre important à prendre en compte. est pratiquement le même que le temps dérivé précédemment (Figure 3.11).

3.18. CONCLUSION

Sur la base de la courbe précédemment réalisée, obtenue à partir des données sur les crues ds et Qs , nous déterminons le débit vers le bassin.

Dans le tableau mentionné ci-dessus, nous avons obtenu les résultats des débits débits instantanés maximaux de crue, où nous prenons les résultats proches des débits obtenus car nous remarquons qu'au temps T_{10} les résultats obtenus sont proches (504, 511, 510, 538, 510, 516, 533, 510) où nous remarquons trois résultats égaux et un autre proche donc nous prenons le débit $510 \text{ m}^3/\text{s}$.

Après avoir déterminé le débit $510 \text{ m}^3/\text{s}$, nous le plaçons sur la courbe dans la ligne horizontale des débits, puis nous traçons une ligne parallèle qui coupe la ligne verticale et les temps, et à partir de là nous déterminons le temps sur cette ligne, où nous obtenons 13 heures, qui est le temps de périodes de retour.

Chapitre 4. Hydrodynamique et cartographie de l'aléa

4.1. Introduction

L'histoire de la cartographie s'étend de l'Antiquité au XXe siècle, et il est difficile de déterminer la date d'origine des cartes géographiques.

La carte est passée d'un dessin à une image, une représentation précise de la réalité pour connaître l'état du monde d'un groupe de population. L'image satellite change également de support si la carte était auparavant dessinée sur papier, et est désormais affichée sur papier, l'écran.

La cartographie prend un tournant majeur, en fait avant ce siècle, alors que la construction de cartes consistait principalement à collecter des données géographiques, puis la cartographie a émergé comme une discipline connexe au dessin (Mustiere, 2001) de l'Antiquité au XIXe siècle.

4.2. Modèle bidimensionnel horizontal

Il existe plusieurs types de ce modèle unidimensionnel. Ces types sont plus complexes. Ils sont en deux dimensions. Les dimensions sont horizontales. Dans le domaine de l'aménagement des cours d'eau, Les modèles horizontaux bidimensionnels de Barré de Saint-Venant (figure 4.1) sont les seuls à être appliqués en pratique. Mais ils sont bien trop simplistes.

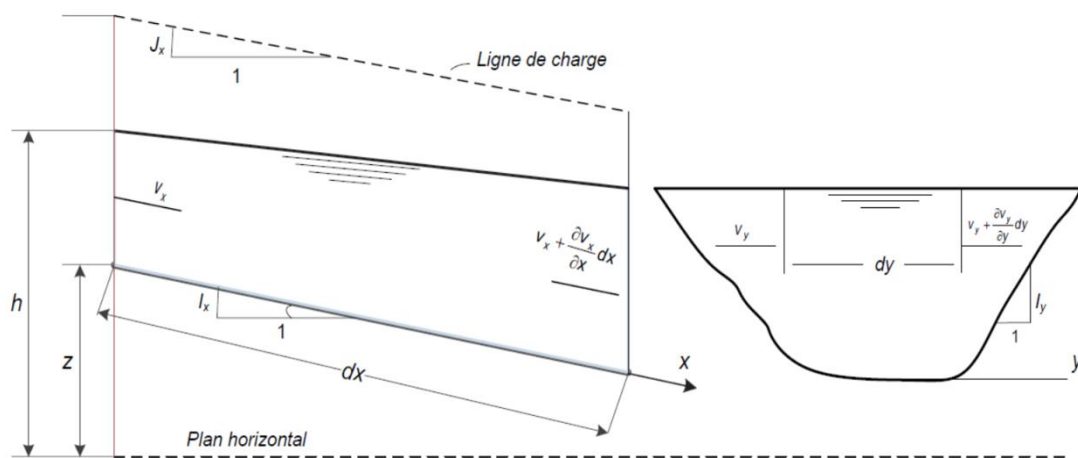


figure 4.1 : Élément de liquide en écoulement à surface libre bidimensionnel.

Les équations des modèles 2D horizontaux de Barré de Saint-Venant (Figure 4.1) sont :

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(hv_x) + \frac{\partial}{\partial x}(hv_x) = 0, \\ \frac{\partial}{\partial t}(hv_x) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hv_x^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(hv_x v_y) - g(l_x - J_x)h = 0, \\ \frac{\partial}{\partial t}(hv_y) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hv_y^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial x}(hv_x v_y) - g(l_x - J_y)h = 0. \end{cases} \quad (4.1)$$

Ces modèles préservent les différences entre les deux dimensions horizontales (yx) de l'espace et supposent que les variables sont intégrées dans chaque verticale. Le maillage du plan horizontal, qui tient compte de la topographie, sert de base aux modèles. Dans certaines situations hydrauliques complexes, leur utilisation peut s'avérer nécessaire. La modélisation unidimensionnelle devient obsolète en raison de la nature bidimensionnelle des écoulements. C'est le cas de certaines grandes plaines inondables Car les performances hydrauliques détaillées ne sont pas connues à l'avance ; l'importance et la direction des écoulements à un instant donné peuvent alors être déterminées par le modèle bidimensionnel.

Pour le cas de l'oued Mazafran, nous avons pris en compte uniquement le modèle unidimensionnel de Saint-Venant dans les calculs, et pour ce faire le programme HEC-RAS a été utilisé (Figure 4.2).

4.3. Logiciel HEC-RAS

Le système d'analyse du centre d'ingénierie hydrologique (HEC-RAS) (figure 4.2) Le centre Hydrologic de l'U.S. Army Corps of Engineers (USACE) a développé un logiciel d'analyse hydraulique intégré. Ce logiciel peut simuler les écoulements à surface libre (USACE, 2010a et 2010b).

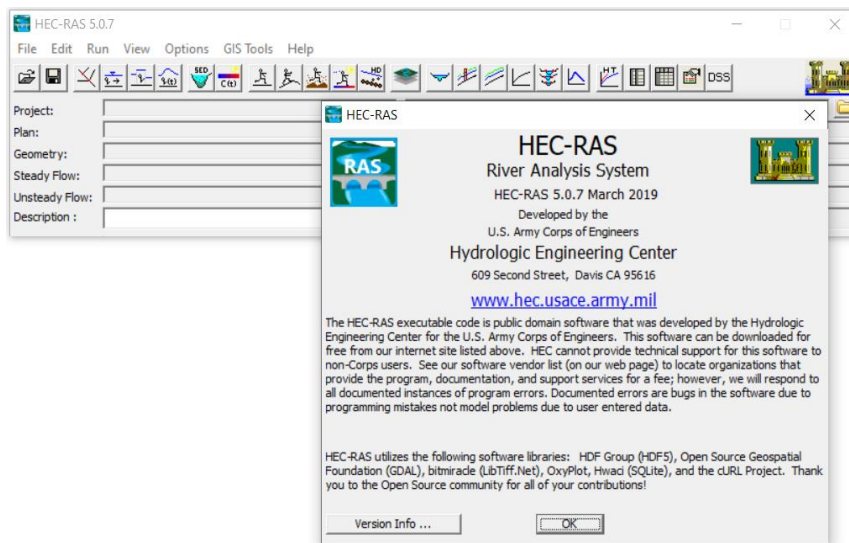


Figure 4.2 : Logiciel HEC-RAS (River Analysis System).

l'écoulement. Pour les situations évoluant rapidement telles que Les problèmes d'écoulement à surface libre, qu'ils soient permanents ou non, peuvent être résolus par HEC-RAS. Ce logiciel permet également de calculer les lignes d'eau qui varient progressivement. Il s'engage aussi à résoudre l'équation d'énergie unidimensionnelle Il faut évaluer les pertes au fond de Manning-Strickler, en utilisant la formule de frottement, ainsi que par les formules de contraction/d'expansion de l'écoulement. En cas de situations évoluant rapidement, comme les sauts hydrauliques, il est possible de procéder au remplacement de l'équation de l'énergie. On peut aussi remplacer l'équation de l'énergie par l'équation de la quantité de mouvement. En cas de débordement, la section totale est subdivisée en sous-sections qui présentent des

caractéristiques de forme et de rugosité identiques, La méthode des canaux divisés et la formule de Manning-Strickler sont utilisées pour calculer chaque débit partiel Q_i .

4.3.1. Modèles utilisés par HEC-RAS en régime permanent.

Deux sections $SR1R$ et $SR2R$ de l'écoulement sont séparées d'une distance Δx (Figure 4.3). Si $ER1R$ et $ER2R$, qui sont les énergies de l'écoulement, étaient aux mêmes points, le bilan énergétique entre ces deux sections sera interprété selon l'équation.

$$E_2 - E_1 = (I - J)\Delta x \quad (4.2)$$

Le modèle de Bernoulli, Dans HEC-RAS, le calcul des hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible s'effectue à l'aide d'une méthode qui a été simplifiée.

La « Standard Step Method » est une procédure itérative. Elle permet de résoudre l'équation énergétique. Cette procédure permet de calculer la ligne d'eau. La pente de l'énergie J est ainsi obtenue. La somme des pertes de charge par frottement est supposée égale à cette dernière. La perte par contraction ou par expansion de la section est un concept important à comprendre pour J_f .

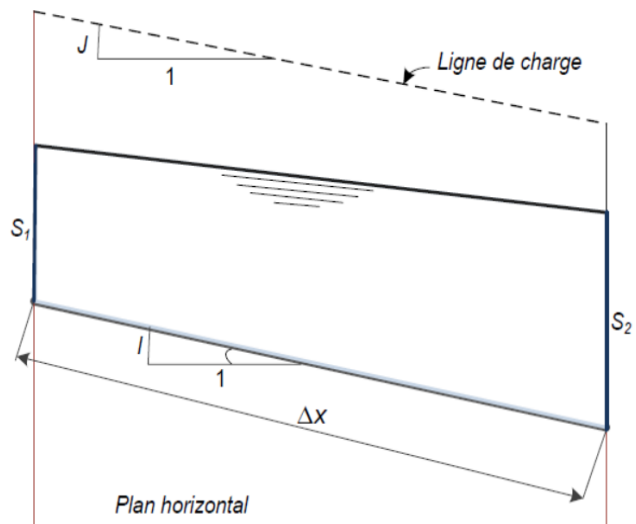


Figure 4.3 : Modèle utilisé par HEC-RAS

$$J = J_f + \frac{C}{\Delta x} \left| \beta_2 \frac{V_2^2}{2g} - \beta_1 \frac{V_1^2}{2g} \right| \quad (4.3)$$

HEC-RAS recommande les valeurs suivantes pour le coefficient de contraction C .

La transition est nécessaire pour que le résultat soit valide.

Pour une transition qui se fait en douceur, le coefficient C s'établit comme suit : 0,1 pour la phase de contraction et 0,3 pour la phase expansion.

Au niveau d'un pont, la constant C est égale à 0,3 pour la traction et à 0,5 pour l'expansion.

En cas de variation brusque, C vaut 0,5 pour la contraction et 0,8 pour l'expansion.

La section mouillée est divisée en trois sous-sections majeures gauche par HEC-RAS. A_1 , mineur centrale A_2 et majeur droite A_3 (Figure 4.4). Le coefficient β La section totale est calculé. Ce calcul se base sur les débitances. k_i Chaque sous-section doit être divisée comme suit :

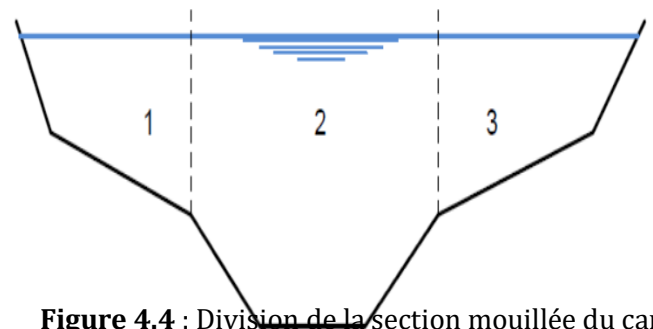


Figure 4.4 : Division de la section mouillée du canal.

$$\beta = \frac{S^2}{K^3} \left(\frac{K_1^3}{A_1^2} + \frac{K_2^3}{A_2^2} + \frac{K_3^3}{A_3^2} \right) \quad (4.4)$$

Les coefficients β par sous-section sont supposés égaux à 1 dans le calcul. D'autre part, le pas Δx est calculé comme suit :

$$\Delta x = \frac{\Delta x_1 \overline{Q}_1 + \Delta x_2 \overline{Q}_2 + \Delta x_3 \overline{Q}_3}{\overline{Q}_1 + \overline{Q}_2 + \overline{Q}_3}$$

(4.5)

\overline{Q}_i Le débit moyen traverse la sous-section A_i .

La pente de frottement entre les sections S1 et S2 est enfin déterminée:

$$J_f = \left(\frac{\overline{Q}_1 + \overline{Q}_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (4.6)$$

4.3.1.1. Coefficient de Manning d'un lit composé.

Comme l'indique le tableau 4.1, c'est le coefficient de Manning qui caractérise la nature des parois (Chow, 1959).

Tableau 4.1 : Valeurs estimées pour le coefficient de Manning en fonction de la nature des parois.

Nature des parois	Coefficient de Manning n (s/m ^{P1/3P})
Béton lisse	0.011 à 0.013
Béton brut	0.013 à 0.016
Canal en terre, non enherbé	0.017
Canal en terre, enherbé	0.02
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	0.025 à 0.029
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	0.033
Rivière à berges étroites très végétalisées	0.067 à 0.1
Lit majeur en prairie	0.033 à 0.05
Lit majeur en taillis	0.067 à 0.1
Lit majeur urbanisé	0.067 à 0.1
Lit majeur en forêt	0.15

Les lits majeurs principaux adjacents sont alimentés par un écoulement qui se déborde du lit mineur du cours d'eau. Cette débordance, qui se situe entre l'écoulement du lit mineur et celui du lit majeur, est turbulente. Des variations le long du cours d'eau peuvent être présentées par les grands bassins, notamment des différences de largeur. Des transferts de masse s'opèrent entre le lit mineur et le lit majeur. Auparavant, les transferts turbulents classiques imposaient ces transferts en raison du gradient de vitesse entre les lits.

La capacité d'écoulement d'un lit composite peut être calculée de manière simplifiée. Pour cela, il faut considérer que la section globale est totalement homogène. L'équation de Manning ne peut pas être utilisée pour calculer le débit de granulats. En effet, l'écoulement est complexe et la vitesse n'est pas homogène sur l'ensemble de la section. De plus,

immédiatement après l'inondation de la plaine inondable, le périmètre mouillé augmente brusquement, Cela entraîne une diminution. Cette diminution est significative. Elle touche le rayon hydraulique. Le débit sur la section totale est sous-estimé en raison de la rugosité de Manning constante sur la section totale.

Les autres méthodes proposées visent donc à remédier aux lacunes identifiées. Chacune de ces méthodes est associée à une hypothèse spécifique qui établit des liens entre les débits, les vitesses, Les forces de frottement et les contraintes sont présentes au niveau des sous-sections, mais aussi au niveau de la section totale. La plupart de ces méthodes sont basées sur le calcul de la rugosité complexe de Manning, n_c , telle que :

$$n_c = \sum_i \omega_i n_i \quad (4.7)$$

ω_i étant des fonctions de poids de rugosité sont utilisées selon la sous-section nRiR, qui relie Selon les auteurs, les paramètres géométriques et hydrauliques sont sujets à variation. Dans HEC-RAS, chaque débit est divisé en sections totales, Des sous-sections homogènes en termes de forme et de rugosité sont à leur tour subdivisées. \bar{Q}_i est calculé à l'aide de la formule de Manning-Strickler :

$$\bar{Q}_i = K_i J_i^{1/2} \quad (4.8)$$

Avec K_i est la débitance de la partie i de la section :

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_i^{2/3} \quad (4.9)$$

Si le débit n'est pas changé par les lits, alors la charge pour chaque lit est la même que la pente au fond. En conséquence, les pentes de frottement de chaque lit s'avèrent identiques, ce qui aboutit à la conclusion suivante :

$$J_i^{1/2} = \frac{\bar{Q}_1}{K_1} = \frac{\bar{Q}_2}{K_2} = \dots = \frac{\bar{Q}_n}{K_n} = \frac{\sum_i \bar{Q}_i}{\sum_i K_i} = \frac{Q}{K} \quad (4.10)$$

Il résulte :

$$n_c = \left(\frac{\sum_i^N p_{mi} n_i^{1/5}}{p_m} \right)^{2/3} \quad (4.11)$$

N est le nombre total des sous-sections ($3=N$ dans HEC-RAS)

P_{mi} est Dans le calcul des PMI, seuls les contacts terre-eau du périmètre mouillé de la sous-section I sont pris en compte.

4.3.1.2. Equation de la quantité de mouvement.

Dans toutes les équations précédentes et dans les itérations indirectes, HEC-RAS est utilisé. Le type de régime d'écoulement fluvial ou torrentiel est déterminé par l'élévation de chaque surface du canal.

Parfois, il y a un changement brutal de canal changement une modification du système, qu'il s'agisse d'un passage d'un régime fluvial au système de crue ou vice versa. L'équation d'énergie ne s'applique pas dans ce cas, donc seule l'équation d'équilibre de quantité de mouvement est utilisée par HEC-RAS. Pour qu'il s'agisse de l'élément de canal sur la surface libre (Figure 4.13), l'équilibre des forces agissant sur cet élément s'explique selon le principe de base de la dynamique qui suit la direction d'écoulement x à travers :

$$F_{p1} - F_{p2} + F_{wx} - F_f = \rho \Delta(QV_x) \quad (4.12)$$

Avec :

F_{pi} Force de pression qui agit sur la section S_i ;

F_{wx} Force du poids de l'élément liquide ;

F_f Force due au frottement de l'élément liquide aux parois du canal ;

$\rho \Delta(QV_x)$ Bilan des forces de volume dû au déplacement de l'élément liquide.

On peut déduire plusieurs choses. Pour cela, on utilise les expressions des forces. Ces expressions sont établies dans les paragraphes précédents. Ces paragraphes concernent les équations de Saint-Venant.

- Chow (1959) explique la force de pression F_{pi} qui agit sur la section S_i comme suit :

$$F_{pi} = pgS_i Y_i \cos \theta \approx pgS_i Y_i \quad (4.13)$$

La profondeur moyenne de l'écoulement, c'est-à-dire la profondeur mesurée en moyenne sur l'ensemble de la section Y_i , est de...

-La force du poids F_{wx} suivant la direction x est égale à :

$$F_{wx} = pg \left(\frac{S_1 + S_2}{2} \right) I \Delta x \quad (4.14)$$

- La force du frottement F_f :

$$F_f = pg \left(\frac{S_1 + S_2}{2} \right) I \Delta x \quad (4.15)$$

- Bilan des forces du volume $\rho \Delta(QV_x)$:

$$\rho \Delta(QV_x) = \rho (\beta_2 Q_2 V_2 - \beta_1 Q_1 V_1) = p \left(\beta_2 \frac{Q_2^2 V_2}{S_2} - \beta_1 \frac{Q_1^2 V_1}{S_1} \right) \quad (4.16)$$

C'est la formule suivante qui est utilisée par HEC-RAS pour le bilan de quantité de mouvement :

$$\beta_2 \frac{Q_2^2 V_2}{g S_2} + S_2 Y_2 = \beta_1 \frac{Q_1^2 V_1}{g S_1} + S_2 Y_2 + \left(\frac{S_1 + S_2}{2} \right) (I - J) \Delta x \quad (4.17)$$

Ce modèle hydraulique unidimensionnel permet d'obtenir le niveau d'eau en tout point du réseau modèle en régime permanent, en plus des vitesses moyennes dans les sections de calcul et les ouvrages hydrauliques. Cette donnée peut s'avérer pertinente lorsque les capacités de stockage en place s'avèrent insuffisantes en regard des débits moyens des crues. C'est alors que le cours d'eau peut être traité par tronçons hydrauliquement indépendants et de faible longueur, grâce à la topographie du lieu.

Il permet également de tester l'effet sur la hauteur d'eau atteinte sur la rive opposée du pont au régime stationnaire. La détermination des débits pour l'ensemble de la berge est également facilitée, car il prend en compte les changements locaux du terrain. Il sert aussi à repérer les courbes de stagnation causées par un ouvrage hydraulique spécifique. Dans certains cas, ces modèles donnent des résultats tout à fait pertinents, ce qui est un atout indéniable. Ils répondent aux questions de planification.

4.3.2. Modèles utilisés par HEC-RAS en régime non permanent.

Les équations de Saint-Venant ont été établies à partir du modèle d'écoulement à surface libre qui atteint zéro à la distance linéaire infinitésimale entre l'amont et l'aval dx , c'est-à-dire que, Au vu des considérations pratiques, la distance est de quelques mètres, voire de quelques dizaines de mètres. C'est le cas en cas d'inondations, lorsque le parcours d'écoulement est modifié entre les deux sections du canal (voir les figures 4.5 et 4.6).

Lors du parcours dans le canal, est Δx_c , Le chemin dans la plaine inondable active est un chemin. Δx_{in} . Nous pouvons résoudre le problème de l'écoulement et du débordement des rives sur les deux rives de plusieurs manières. Les deux se représentent en négligeant complètement le débit des berges par rapport au débit du canal avant la crue et en considérant les rives comme un stockage en dépression (débit négligeable).

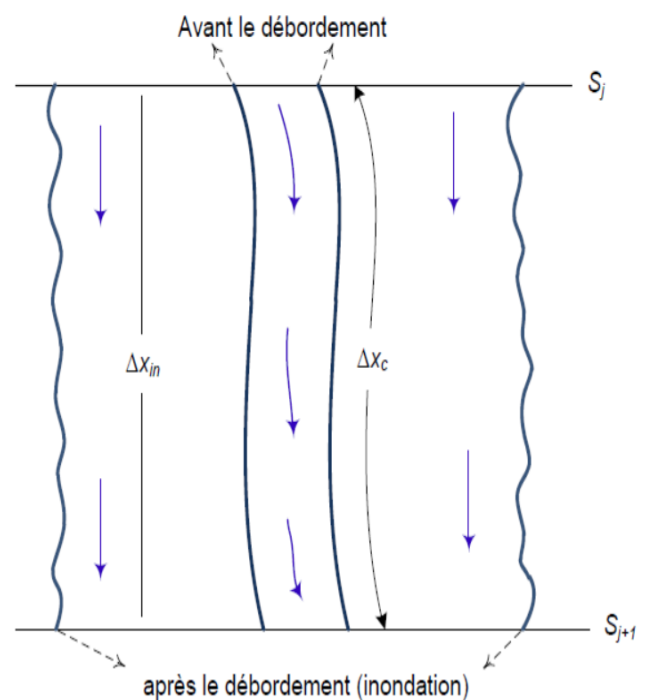


Figure 4.5 : Chenal et plaine d'inondation active

Fred, En 1976 et en 1978, Smith et un autre auteur ont respectivement considéré que l'écoulement était divisé en deux parties. Pour chacune des deux routes, on établit l'équation de continuité et l'équation de conservation de la quantité de mouvement, l'une traversant le chenal et l'autre s'étendant sur les deux rives. L'écoulement s'effectue horizontalement. Il se produit à travers les deux rives à la normale des sections transversales S_j et S_{j+1} . L'échange se

fait en impulsion entre les deux écoulements. Le débit dans un canal Q_c est la proportion du débit total Q qui traverse l'ensemble du canal (canal et rives), et s'explique par :

$$Q_c = \phi Q = \left(\frac{K_c}{K_c + K_{in}} \right) Q \quad (4.18)$$

K_c Il s'agit de la débitance du canal avant le débordement, autrement dit le chenal.

K_{in} Il s'agit du débit du canal après le débordement (inondation).

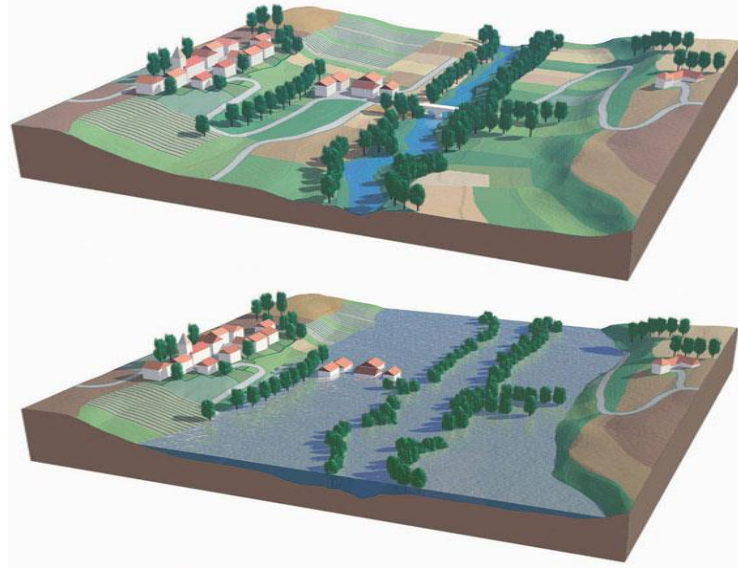


Figure 4.6 : Cours d'eau avant (chenal) et après le débordement (plaine d'inondation active).

Ces hypothèses permettent d'exprimer les équations de Saint-Venant de la manière suivante :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial(\phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi)Q]}{\partial x_{min}} = q_l \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_c} \left(\frac{\phi^2 Q^2}{S_c} \right) + \frac{\partial}{\partial x_{in}} \left(\frac{(1-\phi)^2 Q^2}{S_{in}} \right) + \quad (4.20)$$

$$gS_c \left(\frac{\partial Z}{\partial x_c} + J_c \right) + gS_{in} \left(\frac{\partial Z}{\partial x_{in}} + J_{in} \right) = 0$$

Dans l'équation, l'écoulement dans le canal est désigné par la lettre C, La lettre A est utilisée pour indiquer l'écoulement dans les plaines inondables actives. (lettre d'entrée) en excès.

D'après les premiers travaux de (Freed, 1976), (Smith, 1978) et (Barkaw, 1982), on peut écrire deux équations de équations. Il s'agit d'un dispositif venant pour chaque écoulement, que ce soit pour le chenal ou les rives inondées.

4.3.2.1. Equations de continuité.

Voici comment sont expliquées les équations de continuité pour le chenal et pour les rives inondées :

$$\frac{\partial S_c}{\partial t} + \frac{\partial Q_c}{\partial x_c} = q_{in} \quad (4.21)$$

$$\frac{\partial S_c}{\partial t} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q_{in}}{\partial x_f} = q_c + q_l$$

(4.22)

q_c et q_{in} Ils correspondent aux débits latéraux échangés par unité de longueur entre le chenal et la plaine d'inondation de l'écoulement, c'est-à-dire la zone où l'eau s'écoule.

A : La section transversale ne contient aucune information concernant cette partie de stockage. En règle générale, cette partie est négligeable.

4.3.2.2. Equations de conservation de la quantité de mouvement.

Voici comment se justifient les équations de conservation de la quantité de mouvement de canal et pour les rives inondées :

$$M_c \frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_c} (V_c Q_c) + g S_c \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + J_c \right) = 0 \quad (4.23)$$

$$M_{in} \frac{\partial Q_{in}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_{in}} (V_{in} Q_{in}) + g S_{in} \left(\frac{\partial z}{\partial x_{in}} + J_{in} \right) = 0 \quad (4.24)$$

4.3.2.3. Singularités et débit latéral

Cet écoulement est affecté par d'autres forces, D'un point de vue scientifique, il faut ajouter celles liées à la viscosité et à la pression. Les forces qui en résultent sont celles qui sont causées par des singularités, comme les piles du pont, les contractions ou les élargissements brusques de blocs. jouent un rôle essentiel dans la conservation. L'élan.

Plusieurs méthodes ont été suggérées pour calculer les pertes de charge uniques. Comme l'ont montré Chow (1959) et WES (1973), ces formules sont généralement les suivantes :

$$h_s = \zeta \frac{V^2}{2g} \quad (4.25)$$

ζ La nature de la singularité détermine le coefficient de la perte de charge singulière. La perte de charge par unité de longueur équivalente J_c est exprimée par la formule suivante, pour une distance dx :

$$J_s = \frac{dh}{dx} \quad (4.26)$$

La perte de charge singulière moyenne par unité de longueur est calculée comme étant égale à la distance Δx_c est donc égale à :

$$\bar{J}_s = \frac{\Delta h_s}{\Delta x_e} \quad (4.27)$$

Outre la perte de charge causée par des singularités spécifiques, le débit d'entrée latéral engendre une quantité de mouvement additionnelle, dont la relation permettant de l'exprimer est la suivante :

$$M_l = \zeta \frac{Q_l V_l}{\Delta x_e} \quad (4.28)$$

ζ est un coefficient qui traduit la fraction de la quantité de mouvement entrant.

4.3.3. Utilisation pratique de HEC-RAS

La détermination des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement de surface le long d'un cours d'eau nécessite, nous devons prendre en compte plusieurs éléments. Il faut considérer les conditions aux limites amont et aval. Les données topographiques du cours d'eau doivent également être prises en compte. Pour finir, il est essentiel de bien identifier les ouvrages qui pourraient avoir un impact sur l'écoulement, comme les ponts, les seuils, les vannes, et tout autre ouvrage de ce type.

Ce modèle hydraulique HEC-RAS requiert l'utilisation de conditions aux limites amont et aval. Les conditions aux limites amont sont généralement déterminées par le débit interne, qui est une mesure de la quantité de liquide qui s'écoule dans un milieu en unité de temps.

$Q(t)$ en chacun des différents points amont du réseau hydrographique modèle. C'est une étude hydrologique a été réalisée et les hydrogrammes en ont été issus. Les conditions aux limites aval prennent généralement la forme d'une loi de calage, qui établit une relation entre la hauteur d'eau et le débit. Ce type de condition a un effet sur les résultats de calcul. Il faut donc faire attention. Cela est particulièrement vrai dans les zones à faibles pentes. Les résultats peuvent être transportés très loin en amont. En première approximation, la distance d'impact en aval est égale à la hauteur d'eau maximale divisée par la pente.

C'est au terme d'une étude hydrologique qu'ont été obtenus ces hydrogrammes. Généralement, les conditions aux limites aval sont représentées par une loi de calage. Cette loi de calage établit la relation entre la hauteur de l'eau et la loi d'écoulement. Les résultats de calcul peuvent être significativement affectés par ce type de condition, notamment dans les zones à faibles pentes. Il est donc essentiel de prêter attention à son effet.

4.4. Topographie.

Toute la topographie du lit du cours d'eau est concernée par les données nécessaires : le chenal et la plaine inondable active. Le degré de précision de ce topographie est également déterminé en grande partie par la précision des résultats attendus. Il faut également tenir compte de ce point et utiliser une topographie dont la précision correspond aux besoins. La précision moyenne d'un levé topographique n'est pas suffisante pour déterminer la pertinence des données disponibles. Levé topographique.

L'hydraulique doit être adaptée Pour répondre aux contraintes du secteur hydraulique, des aménagements ont été effectués, comme le resserrement de la vallée, le remblai, les berges du lit mineur, la rupture de pointe, etc. (Gilard, 1998).

Les travaux topographiques à déterminer doivent faire suite à une expérience hydraulique préalable, qui vise à déterminer les lignes de structures hydrauliquement pertinents, et sur ces lignes nous nous appuyons pour déterminer la nature exacte des travaux topographiques à réaliser.

Par conséquent, nous devrions réduire la difficulté de trouver les limites correspondant aux différentes lits dans une scène naturelle réelle. La figure 4.7 montre une vue plus géomorphologique des bassins hydrographiques pour illustrer ce fait.

En règle générale, les levés topographiques sont effectués en deux temps. La première étape permet une connaissance globale du terrain, ce qui permet d'élaborer un modèle hydraulique préliminaire. À partir de ses résultats et des lacunes identifiées, la deuxième étape permet de rechercher les informations topographiques manquantes.

Pour répondre aux contraintes du secteur hydraulique, des aménagements ont été effectués, comme le resserrement de la vallée, le remblai, les berges du lit mineur, la rupture de pointe, etc. (d'après Gilard, 1998).

Les travaux topographiques

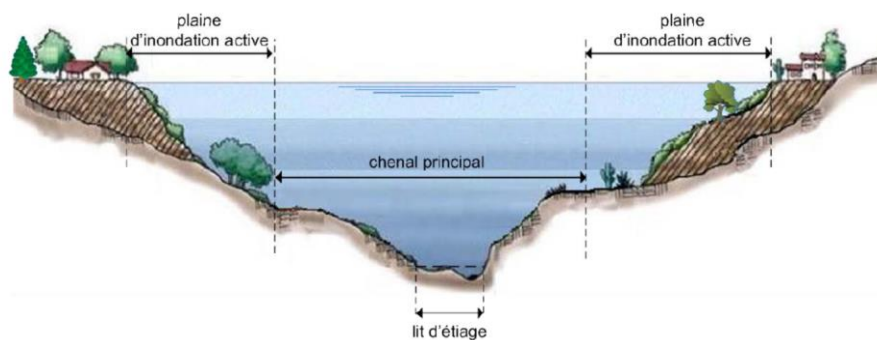


Figure 4.7 : Lecture géomorphologique des lits d'un cours d'eau.

Des profils transversaux sont parfois utilisés pour les levés topographiques. Il se situe par rapport au lit mineur de la rivière. Le levé du lit majeur est également réalisé. Il est réalisé sous forme de continuation. Cette continuation est celle des mêmes profils transversales ou d'ensemencement régulier de points et peut être obtenu par des moyens automatiques tels que le levé aérien.

Les données topographiques de l'oued du Mazafaran sont accessibles via une carte topographique de la zone située entre les États d'Algérie et de Tipaza.

Les données topographiques de oued du Mazafran sont accessibles grâce à une image satellite extraite de Google Earth à différentes échelles (Figure 4.8), Toutes les informations liées à la détermination de la taille des différentes sections du cours d'eau sont récupérées grâce à ce système, y compris la hauteur de la berge et la largeur du lit mineur.

Les relevés topographiques cartographient très précisément les phénomènes hydrologiques (petits talus par exemple). L'objet topographique le plus couramment utilisé est la coupe transversale, notamment pour représenter le lit mineur.



Figure 4.8 : Image satellite de tipaza (Source : Google Earth).

Plusieurs stations sont regroupées au sein du oued djer, du oued bouroumi et du oued chiffa. Les oueds se rejoignent également en un point qui traverse L'oued de Mazafran. Cette oued et traverse à côté de l'agglomération de Berbessa, et a côté de La zone urbaine du Mazafran se trouve à côté. Et à proximité de la ville de Koléa, non loin du centre de population de Douaouda. est lié à la station hydrométrique, tandis que la sortie finale est dirigée vers la mer Méditerranée, (Figure 4.9).

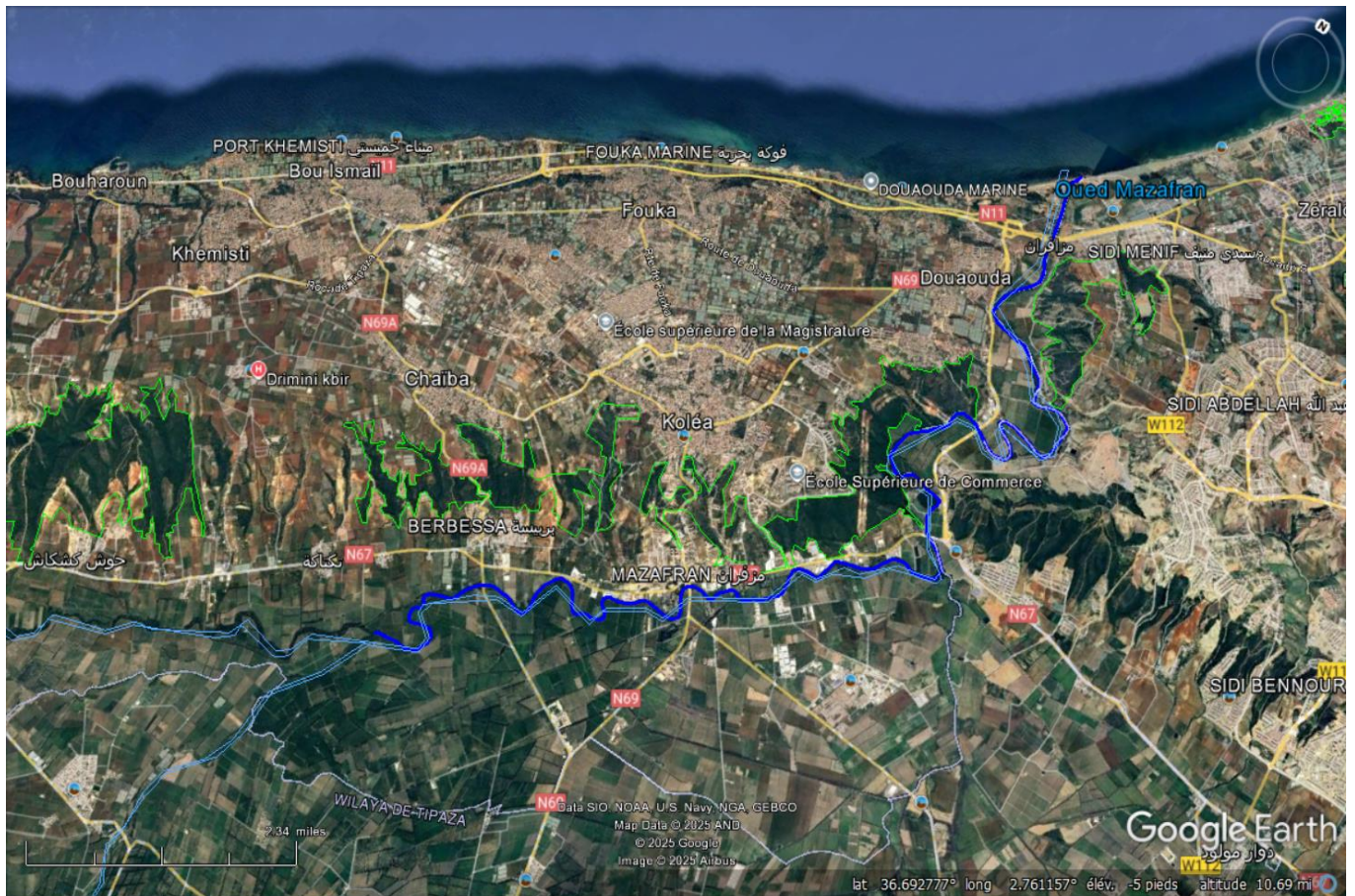


Figure 4.9 : Tronçon pertinent de l'oued Mazafran.

La longueur du tronçon concerné fait 23,5 km , sa topographie a nécessité la sélection des sections nécessaires à l'alimentation du modèle hydraulique, et 90 sections ont été levées perpendiculairement à l'axe d'écoulement (Figure 4.10).

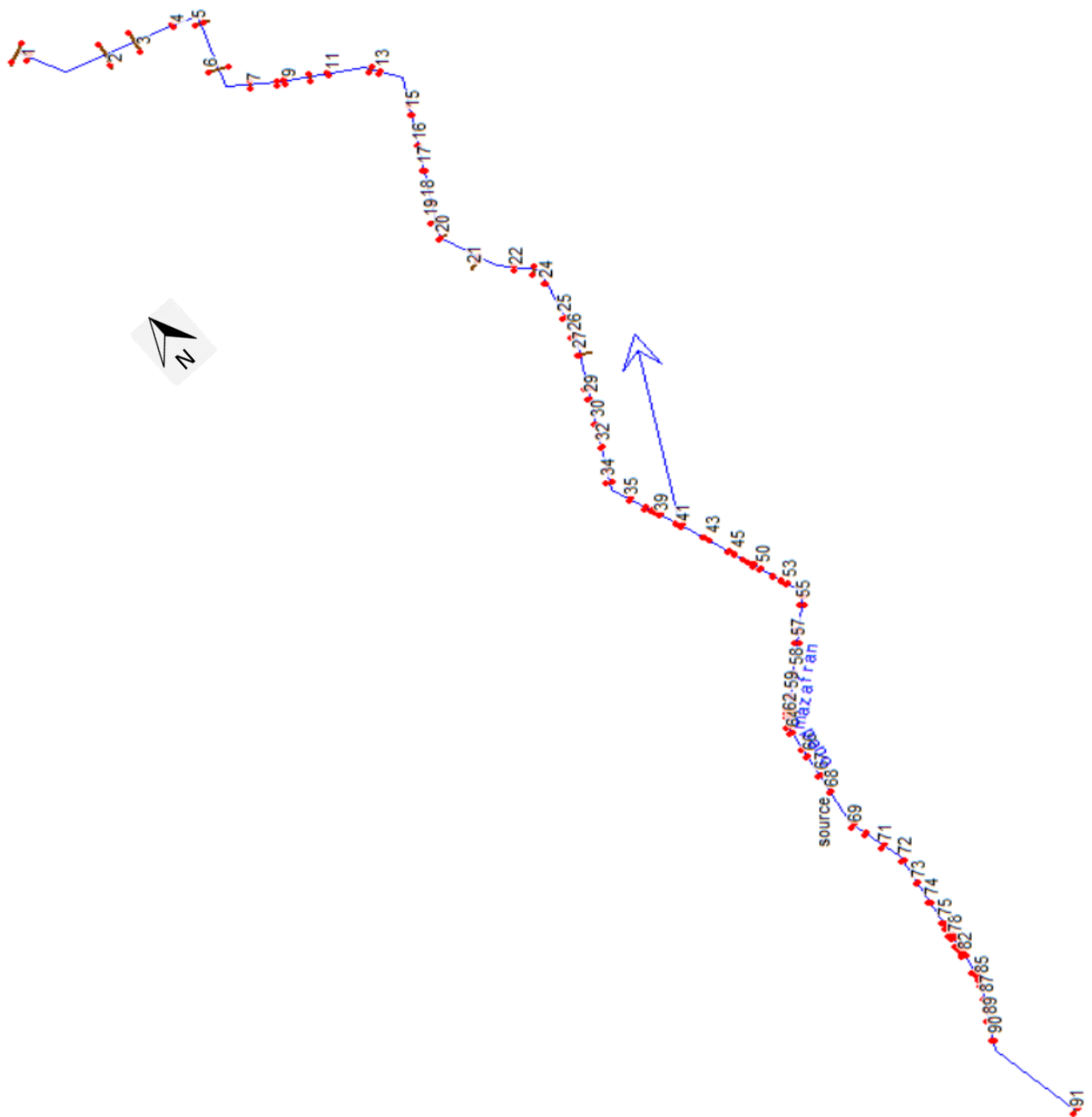


Figure 4.10 : Choix des sections dans le tronçon pertinent.

Les Tableaux 4.2 , 4.3 au 4.12 donnent les caractéristiques géométriques des sections ainsi que les distances entre deux sections successives du tronçon pertinent.

Tableau 4.2 : Distances entre les sections du tronçon pertinent.

Sections S_i - S_{i+1}	Distance (m)	Profondeure	Sections S_i - S_{i+1}	Distance (m)	Profondeure
S_0	0	7	S_{45} - S_{46}	89	2
S_0 - S_1	294	5	S_{46} - S_{47}	298	2
S_1 - S_2	154	4	S_{47} - S_{48}	83	2
S_2 - S_3	156	2	S_{48} - S_{49}	324	2
S_3 - S_4	202	2	S_{49} - S_{50}	84	2
S_4 - S_5	91	6	S_{50} - S_{51}	234	1
S_5 - S_6	77	4	S_{51} - S_{52}	72	1
S_6 - S_7	67	3	S_{52} - S_{53}	57	1
S_7 - S_8	255	3	S_{53} - S_{54}	87	4
S_8 - S_9	50	3	S_{54} - S_{55}	239	1
S_9 - S_{10}	69	4	S_{55} - S_{56}	382	7
S_{10} - S_{11}	66	4	S_{56} - S_{57}	180	2
S_{11} - S_{12}	102	3	S_{57} - S_{58}	342	1
S_{12} - S_{13}	120	3	S_{58} - S_{59}	177	4
S_{13} - S_{14}	111	7	S_{59} - S_{60}	166	4
S_{14} - S_{15}	93	7	S_{60} - S_{61}	364	1
S_{15} - S_{16}	343	4	S_{61} - S_{62}	163	2
S_{16} - S_{17}	323	4	S_{62} - S_{63}	501	1.5
S_{17} - S_{18}	369	7	S_{63} - S_{64}	287	1
S_{18} - S_{19}	339	4	S_{64} - S_{65}	296	5
S_{19} - S_{20}	288	5	S_{65} - S_{66}	547	6
S_{20} - S_{21}	194	4	S_{66} - S_{67}	273	2
S_{21} - S_{22}	581	8	S_{67} - S_{68}	258	1
S_{22} - S_{23}	270	7	S_{68} - S_{69}	484	1
S_{23} - S_{24}	325	2.5	S_{69} - S_{70}	572	6
S_{24} - S_{25}	131	7	S_{70} - S_{71}	249	1
S_{25} - S_{26}	253	3.5	S_{71} - S_{72}	278	1
S_{26} - S_{27}	100	5	S_{72} - S_{73}	482	1
S_{27} - S_{28}	146	7	S_{73} - S_{74}	370	4
S_{28} - S_{29}	59	4.5	S_{74} - S_{75}	461	3.5
S_{29} - S_{30}	69	5	S_{75} - S_{76}	142	1
S_{30} - S_{31}	197	6	S_{76} - S_{77}	703	3
S_{31} - S_{32}	355	6	S_{77} - S_{78}	123	1
S_{32} - S_{33}	423	2	S_{78} - S_{79}	559	4
S_{33} - S_{34}	178	5	S_{79} - S_{80}	236	5
S_{34} - S_{35}	385	4.5	S_{80} - S_{81}	329	2

$S_{35} - S_{36}$	124	4.5	$S_{81} - S_{82}$	103	4
$S_{36} - S_{37}$	294	4	$S_{82} - S_{83}$	336	3
$S_{37} - S_{38}$	88	2.5	$S_{83} - S_{84}$	588	4
$S_{38} - S_{39}$	123	4	$S_{84} - S_{85}$	712	1
$S_{39} - S_{40}$	186	4	$S_{85} - S_{86}$	446	3.5
$S_{40} - S_{41}$	101	4	$S_{86} - S_{87}$	543	1.5
$S_{41} - S_{42}$	22	4	$S_{87} - S_{88}$	423	1
$S_{42} - S_{43}$	66	2	$S_{88} - S_{89}$	1078	3
$S_{43} - S_{44}$	85	3	$S_{89} - S_{90}$	134	1.5
$S_{44} - S_{45}$	122	2	$S_{90} - S_{91}$	164	1

Tableau 4.3 : Données géométriques des sections (S0 à S9) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 0	0	25	
	8	24	
	13.5	23	
	17.5	22	
	22	21	
	24	20	
	29	19	
	34	18	
	62	18	
	65	19	
	67	20	
	70	21	
	73	22	
76	23		
80	24		
96	25		
Section 3	0	19	
	9.5	18	
	24	17	
	28	18	
	37	19	
	42	20	
	54	22	
Section 6	0	21	
	5	20	
	10	19	
	17	18	
	25	18	
	34	17	
	46	17	
	50	18	
	55	19	
	57	20	
	61	21	
67	22		
72	23		
Section 9	0	23	
	1	22	
	4	21	
	8	20	
	12	19	
	13	18	
	15	17	
	20	17	
	27	17	
	28	18	
	44	19	
74	20		

Tableau 4.4 : Données géométriques des sections (S 11 à S 17) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 11	0	21	
	1	20	
	5	19	
	9	18	
	14	17	
	22	16	
	28	16	
	31	17	
	35	18	
	40	19	
46	20		
Section 14	0	22	
	2	21	
	7	20	
	13	19	
	10	18	
	25	17	
	31	16	
	34	15	
	38	15	
	41	16	
	46	17	
	61	18	
	70	19	
71	20		
75	21		
77	22		
Section 15	0	23	
	2	22	
	5	21	
	7	20	
	9	19	
	10	18	
	12	17	
	15	16	
	26	16	
	29	17	
	35	18	
	37	19	
	41	20	
44	21		
47	22		
51	23		
Section 17	0	20	
	3	19	
	7	18	
	8	17	
	13	16	
	20	16	
	25	17	
	30	18	
	34	19	
38	20		

Tableau 4.5 : Données géométriques des sections (S 19 à S 29) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 19	0	21	
	7	20	
	10	19	
	13	18	
	14	17	
	20	17	
	25	18	
	28	19	
	33	20	
37	21		
Section 21	0	21	
	10	20.5	
	12.5	20	
	16	19	
	20	18	
	26	17	
	31	17	
	32	18	
	36	19	
	38	20	
41	21		
Section 24	0	19	
	15	18	
	19	17	
	23	16.5	
	29	16.5	
	32	17	
	37	19	
Section 26	0	17	
	7	16	
	12	15	
	16	14	
	20	13.5	
	22	13.5	
	23	14	
	25	15	
	27	16	
29	17		
Section 29	0	18	
	2	17	
	15	16	
	22	15	
	26	14	
	31	13.5	
	36	13.5	
	38	14	
	40	15	
	41	16	
43	17		
46	18		

Tableau 4.6 : Données géométriques des sections (S 30 à S 38) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 30	0	18	
	4	17	
	7	16	
	9	15	
	12	14	
	15	13	
	18	12	
	26	12	
	27	13	
	30	14	
	32	15	
35	16		
38	17		
Section 31	0	18	
	11	17	
	14	16	
	17	15	
	20	14	
	22	13	
	27	12	
	31	12	
	33	13	
	35	14	
	37	15	
39	16		
41	17		
50	18		
Section 37	0	16	
	5	15	
	10	14	
	14	13	
	21	12	
	25	12	
	27	13	
	32	14	
	35	15	
36	16		
Section 38	0	14	
	5	13	
	12	12.5	
	15	12.5	
	18	13	
	20	14	

Tableau 4.7 : Données géométriques des sections (S 41 à S 47) du tronçon pertinent.

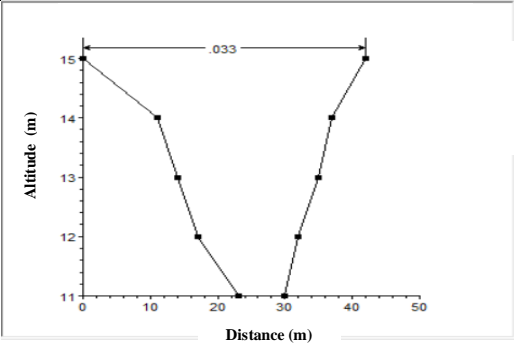
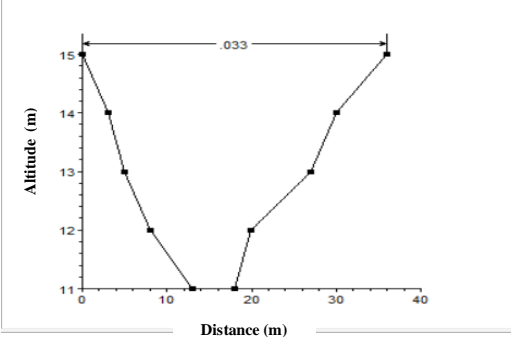
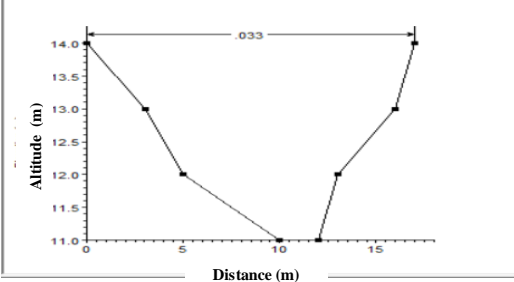
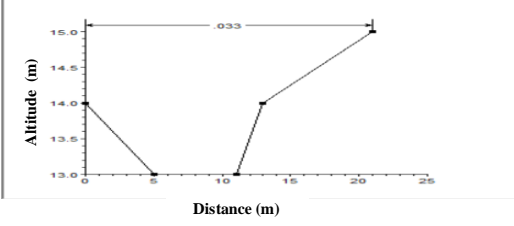
Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 41	0	15	
	11	14	
	14	13	
	17	12	
	23	11	
	30	11	
	32	12	
	35	13	
	37	14	
42	15		
Section 42	0	15	
	3	14	
	5	13	
	8	12	
	13	11	
	18	11	
	20	12	
	27	13	
	30	14	
	36	15	
Section 44	0	14	
	3	13	
	5	12	
	10	11	
	12	11	
	13	12	
	16	13	
	17	14	
Section 47	0	14	
	5	13	
	11	13	
	13	14	
	21	15	

Tableau 4.8 : Données géométriques des sections (S 48 à S 60) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 48	0	15	
	3	14	
	7	14	
	10	15	
	12	16	
Section 56	0	18	
	7	17	
	8	16	
	9	15	
	10	14	
	11	13	
	12	12	
	14	11	
	19	11	
	20	12	
	22	13	
	24	14	
	26	15	
28	16		
31	17		
51	18		
Section 59	0	13	
	5	12	
	8	11	
	12	10	
	20	9	
	25	9	
	28	10	
	34	11	
39	12		
43	13		
46	14		
Section 60	0	13	
	10	13	
	15	12	
	17	11	
	20	10	
	25	9	
	26	10	
	28	11	
	31	12	
	36	13	
43	14		

Tableau 4.9 : Données géométriques des sections (S 61 à S 69) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 61	0	13	
	10	12.5	
	23	12.5	
	35	13	
Section 62	0	12	
	8	11	
	13	10	
	20	10	
	24	11	
	40	12	
	45	12	
Section 66	0	12	
	8	11	
	20	10	
	32	9	
	47	8	
	54	7	
	61	6	
	65	7	
	69	8	
	71	9	
	73	10	
	76	11	
80	12		
83	13		
Section 69	0	13	
	10	12	
	43	11	
	61	11	
	96	11	
	105	11.5	
	150	12	

Tableau 4.10 : Données géométriques des sections (S 74 à S 79) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 74	0	9	
	31	9.5	
	73	9	
	78	8	
	79	7	
	82	6	
	84	5	
	85	5	
	94	6	
	96	7	
	98	8	
	100	9	
107	9		
Section 75	0	9	
	21	8	
	24	7	
	27	6	
	30	5	
	37	5	
	40	6	
	44	6	
	47	8	
	53	8.5	
Section 77	0	7	
	14	7	
	17	6	
	19	5	
	22	4	
	28	4	
	30	5	
	31	6	
	33	7	
	35	8	
40	9		
Section 79	0	6	
	19	5	
	24	4	
	27	3	
	31	2	
	38	2	
	40	3	
	42	4	
	43	5	
	45	6	
46	7		

Tableau 4.11 : Données géométriques des sections (S 80 à S 88) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 80	0	7	
	6	6	
	17	5	
	26	4	
	28	3	
	44	2	
	56	2	
	62	3	
	83	4	
	91	5	
	96	6	
100	7		
Section 81	0	6	
	17	6	
	38	5	
	43	4	
	52	4	
	55	5	
	58	6	
	59	7	
81	8		
Section 82	0	7	
	15	6	
	18	5	
	21	4	
	25	3	
	30	3	
	34	4	
	42	5	
	68	5	
	74	6	
90	7		
Section 83	0	5	
	15	4	
	26	3	
	36	2	
	45	2	
	48	3	
	51	4	
53	5		
Section 88	0	4	
	24	4.5	
	42	3	
	64	3	
	81	4	
	88	5	

Tableau 4.12 : Données géométriques des sections (S 89 à S 91) du tronçon pertinent.

Section	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 89	0	5	
	4	4	
	10	3	
	24	2	
	25	2	
	130	2	
	230	2	
	240	3	
	286	4	
	300	6	
Section 91	0	1	
	62	1	
	150	0	
	340	0	
	370	1	

4.5. Traitement et simulation.

Ces simulations réalisées par logiciel HEC-RAS permettent d'obtenir, dans des cas extrêmes pour différentes périodes de retour (tableaux 4.13 à 4.17), Dans n'importe quelle section, il est nécessaire de prendre en compte la côte d'eau, ainsi que les vitesses moyennes dans les sections de calcul (voir les figures 4.11 et 4.17).

Ces informations sont suffisantes. Cela se produit lorsque les volumes de stockage disponibles deviennent faibles. Ces volumes sont par rapport au volume moyen de crue.

Tableau 4.13 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = (2)$ ans.
des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent

sections	Z_{sol}	$Z_{sol}+h$	$Z_{sol}+h_{cr}$	h_{totale}	J	V	S
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)
0	0	0.51	0.51	0.74	0.013982	2.11	113.27
3	2	2.51	2.51	2.76	0.013615	2.22	107.83
6	2.5	4.05	4.05	4.31	0.014063	2.26	105.76
9	2	4.48	4.48	5.2	0.009628	3.76	63.52
12	2	3.76	4.01	4.7	0.018316	4.3	55.62
15	4	7.69	7.69	8.6	0.00619	4.36	60.8
18	5	8.4	8.4	9.48	0.009068	4.59	52.04
21	9	10.53	10.53	10.92	0.009171	2.94	89.64
24	12	13.93	13.93	14.5	0.007907	3.66	76.28
27	7	11.45	11.45	12.05	0.004356	3.54	82
30	10	12.4	12.55	13.3	0.012869	4.23	57.64
33	9	11.89	11.89	12.76	0.009134	4.14	57.72
36	11	14.84	15.15	16.55	0.012988	5.79	41.27
39	14	16.06	16.06	16.83	0.008372	3.96	62.8
42	15	18.27	18.27	19.25	0.008369	4.56	55.97
45	12	15.92	15.92	17.4	0.010572	5.4	44.28
48	14	17.81	17.81	19.08	0.007768	5.22	50.12
51	12	15.97	15.97	17.04	0.009298	4.57	52.31
54	12	14.82	15.14	16.15	0.015222	5.11	46.81
57	12	15.55	15.55	16.59	0.008971	4.51	53
60	12	15.21	15.21	16.08	0.00927	4.14	57.76
63	12	16.11	16.21	17.52	0.01009	5.26	45.46
66	12.5	18.04	18.04	19.24	0.009585	4.84	49.33
69	13	14.35	15.16	17.28	0.066316	7.57	31.56
72	17	20.35	20.35	21.29	0.009141	4.28	55.78
75	18	21.7	21.7	22.69	0.009319	4.4	54.35
78	16	19.25	19.25	19.97	0.00989	3.74	64.02
81	16	19.94	19.94	20.85	0.009413	4.23	56.5
84	17	20.18	20.18	21.07	0.009239	4.18	57.23
87	20	22.49	22.49	23.22	0.009521	3.78	63.64
90	19	22.57	22.57	23.6	0.00899	4.48	53.38
91	18	19.78	19.78	20.53	0.009488	3.84	62.27

Tableau 4.14 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = (10)$ ans.
des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent

sections	Zsol	Zsol+h	Zsol+h _{cr}	h _{totale}	J	V	S
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)
0	0	0.82	0.82	1.17	0.012277	2.6	195.9
3	2	2.84	2.84	3.25	0.011617	2.82	180.56
6	2.5	4.39	4.39	4.81	0.011596	2.85	178.67
9	2	5.43	5.43	6.49	0.008738	4.57	111.67
12	2	4.32	4.86	6.04	0.023559	5.81	87.8
15	4	8.94	8.94	10.29	0.00595	5.52	106.43
18	5	9.97	9.97	10.62	0.003837	3.99	172.67
21	9	10.93	10.93	11.7	0.011696	4.13	137.09
24	12	14.68	14.68	15.55	0.007528	4.62	128.67
27	7	12.32	12.32	12.76	0.003056	3.62	225.79
30	10	13.06	13.5	14.85	0.015781	6	87.21
33	9	13.1	13.1	14.32	0.008233	4.89	104.35
36	11	17.54	17.54	18.83	0.008647	5.04	101.23
39	14	17.07	17.07	18.32	0.007889	5.09	105.35
42	15	18.58	19.55	21.9	0.02426	8.39	64.87
45	12	17.5	17.87	20.37	0.01408	7.5	68.01
48	14	19.46	19.46	21.64	0.007415	6.9	83.13
51	12	17.36	17.36	19.11	0.008922	5.86	87.06
54	12	16.11	16.37	17.79	0.01136	5.74	88.87
57	12	17.11	17.11	18.22	0.008716	4.66	109.38
60	12	16.41	16.41	17.66	0.008189	4.95	103.13
63	12	18.18	18.18	19.66	0.008479	5.4	94.5
66	12.5	19.61	19.61	21.04	0.009051	5.31	96.1
69	13	15.06	16.24	19.19	0.053079	9	56.68
72	17	21.59	21.59	22.93	0.008421	5.14	99.21
75	18	22.98	22.98	24.53	0.008599	5.52	92.47
78	16	20.19	20.19	21.34	0.008477	4.78	107.95
81	16	21.25	21.25	22.48	0.006765	5	107.44
84	17	21.36	21.36	22.78	0.007897	5.3	97.81
87	20	23.46	23.46	24.61	0.00804	4.79	108.43
90	19	24.1	24.1	25.28	0.008022	4.82	106.36
91	18	20.8	20.8	21.95	0.008347	4.74	107.49

Tableau 4.15 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = (50)$ ans.
des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent

sections	Zsol	Zsol+h	Zsol+h _{cr}	h _{totale}	J	V	S
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)
0	0	0.94	1.05	1.48	0.016324	3.24	230.66
3	2	3.08	3.08	3.59	0.010731	3.17	235.97
6	2.5	4.64	4.64	5.16	0.010617	3.21	232.78
9	2	6.04	6.04	7.41	0.008248	5.19	144.25
12	2	4.66	5.41	7.03	0.027118	6.82	109.67
15	4	9.75	9.75	11.44	0.005937	6.26	138.91
18	5	10.37	10.37	11.16	0.004325	4.57	220.81
21	9	11.53	11.53	12.06	0.005874	3.66	257.94
24	12	15.19	15.19	16.32	0.007508	5.26	164.22
27	7	12.6	12.6	13.14	0.003611	4.15	285.69
30	10	13.53	14.19	16.02	0.016914	7.08	108.52
33	9	13.83	13.83	15.37	0.007531	5.51	136.6
36	11	18.39	18.39	19.81	0.008693	5.27	141.92
39	14	17.87	17.87	19.37	0.007086	5.63	142.79
42	15	18.97	20.5	24.17	0.032435	10.52	75.76
45	12	18.45	19.3	22.67	0.017912	9.1	82.23
48	14	20.69	20.69	23.57	0.007128	7.95	107.78
51	12	18.37	18.37	20.63	0.008951	6.66	112.36
54	12	17.11	17.17	18.94	0.008414	5.99	124.94
57	12	17.75	17.75	19.17	0.008203	5.28	141.55
60	12	16.75	17.28	18.82	0.012205	6.37	117.4
63	12	19.38	19.38	20.79	0.00665	5.28	146.48
66	12.5	20.43	20.43	22.28	0.008777	6.03	124.11
69	13	15.55	16.98	20.43	0.04672	9.78	76.47
72	17	22.37	22.37	24.11	0.008129	5.84	128.14
75	18	23.86	23.86	25.88	0.008559	6.29	118.92
78	16	20.88	20.88	22.33	0.007725	5.37	141.93
81	16	21.99	21.99	23.55	0.006737	5.68	140
84	17	22.29	22.29	24.01	0.006975	5.86	131.8
87	20	24.13	24.13	25.62	0.007702	5.46	139.93
90	19	22.57	22.57	23.6	0.00899	4.48	53.38
91	18	21.52	21.52	22.92	0.007922	5.23	143.12

Tableau 4.16 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour T = (100) ans.
des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent

sections	Zsol (m)	Zsol+h (m)	Zsol+h _{cr} (m)	h _{totale} (m)	J (m/m)	V (m/s)	S (m ²)
0	0	0.96	1.13	1.62	0.019674	3.6	235.78
3	2	3.18	3.18	3.73	0.010478	3.28	258.52
6	2.5	4.73	4.73	5.3	0.01032	3.34	253.93
9	2	6.29	6.29	7.77	0.008041	5.39	157.27
12	2	4.78	5.62	7.41	0.028295	7.18	118.17
15	4	10.04	10.04	11.88	0.005995	6.55	150.71
18	5	10.52	10.52	11.37	0.004499	4.78	238.23
21	9	11.61	11.61	12.2	0.006206	3.87	275.91
24	12	15.38	15.38	16.61	0.007498	5.49	177.81
27	7	12.7	12.7	13.28	0.003813	4.34	307.13
30	10	13.72	14.46	16.48	0.017187	7.46	116.83
33	9	14.11	14.11	15.77	0.007269	5.71	149.79
36	11	18.64	18.64	20.17	0.008537	5.49	154.4
39	14	18.19	18.19	19.74	0.006664	5.75	159.49
42	15	19.14	20.87	25.07	0.034858	11.24	80.33
45	12	18.84	19.85	23.56	0.019034	9.62	88.17
48	14	21.17	21.17	24.32	0.007022	8.32	117.42
51	12	18.77	18.77	21.22	0.008973	6.94	122.26
54	12	17.47	17.47	19.4	0.007937	6.14	138.09
57	12	18	18	19.55	0.008101	5.52	153.75
60	12	16.92	17.63	19.27	0.013101	6.78	125.14
63	12	19.67	19.67	21.15	0.006399	5.45	163.26
66	12.5	20.76	20.76	22.76	0.008613	6.26	135.46
69	13	15.74	17.27	20.91	0.04524	10.08	84.17
72	17	22.67	22.67	24.56	0.008082	6.09	139.2
75	18	24.23	24.23	26.4	0.008417	6.53	129.93
78	16	21.13	21.13	22.7	0.007643	5.6	154.34
81	16	22.26	22.26	23.95	0.006769	5.93	152.09
84	17	22.6	22.6	24.46	0.006929	6.11	143.84
87	20	24.39	24.39	26.01	0.007598	5.7	152.11
90	19	25.08	25.08	26.65	0.007124	5.61	155.54
91	18	21.81	21.81	23.27	0.007712	5.36	158.1

Tableau 4.17 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour T = (1000) ans.
des sections (S 0 à S 91) du tronçon pertinent

sections	Zsol	Zsol+h	Zsol+h _{cr}	h _{totale}	J	V	S
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)
0	0	1.04	1.35	2.08	0.027712	4.52	263.37
3	2	3.47	3.47	4.12	0.009888	3.59	328.95
6	2.5	5.02	5.02	5.72	0.009688	3.7	318.58
9	2	7.01	7.01	8.87	0.007765	6.03	195.76
12	2	5.13	6.21	8.57	0.03177	8.22	143.63
15	4	10.94	10.94	13.24	0.006127	7.39	186.62
18	5	10.94	10.94	11.99	0.004956	5.39	289.59
21	9	11.9	11.9	12.61	0.006495	4.3	339.09
24	12	15.98	15.98	17.53	0.007383	6.15	219.86
27	7	12.99	12.99	13.7	0.004361	4.88	369.93
30	10	14.29	15.27	17.88	0.017673	8.52	142.58
33	9	14.93	14.93	16.99	0.006992	6.38	187.48
36	11	19.39	19.39	21.3	0.008138	6.11	193.01
39	14	18.99	18.99	20.86	0.006569	6.37	202.59
42	15	19.65	21.99	27.87	0.040686	13.24	94.84
45	12	20.07	21.54	26.32	0.022161	11.07	106.59
48	14	22.68	22.68	26.67	0.00668	9.37	147.55
51	12	19.96	19.96	23.03	0.009226	7.76	152.06
54	12	18.42	18.42	20.82	0.007833	6.85	172.18
57	12	18.76	18.76	20.69	0.007776	6.15	191.93
60	12	17.45	18.39	20.57	0.01732	7.82	150.94
63	12	20.4	20.4	22.22	0.006465	6.11	205.7
66	12.5	21.71	21.71	24.24	0.008702	7.04	167.67
69	13	16.3	18.08	22.29	0.041646	10.84	108.85
72	17	23.6	23.6	25.95	0.007940	6.8	173.64
75	18	25.28	25.28	28.01	0.008521	7.31	161.45
78	16	21.93	21.93	23.85	0.00717	6.21	194.76
81	16	23.1	23.1	25.2	0.006838	6.64	188.92
84	17	23.52	23.52	25.83	0.006892	6.84	179.89
87	20	25.18	25.18	27.21	0.007348	6.38	189.48
90	19	25.86	25.86	27.81	0.006951	6.27	194.4
91	18	22.6	22.6	24.32	0.007406	5.81	203.16

zsol ; élève la base de la section

zsol+h : Elévation de la ligne d'eau

zsol +h_{cr} : Elévation critique

h_{totale} : Elévation totale

J : perte la charge linéaire

V : Vitesse de l'écoulement

S : Section de l'écoulement

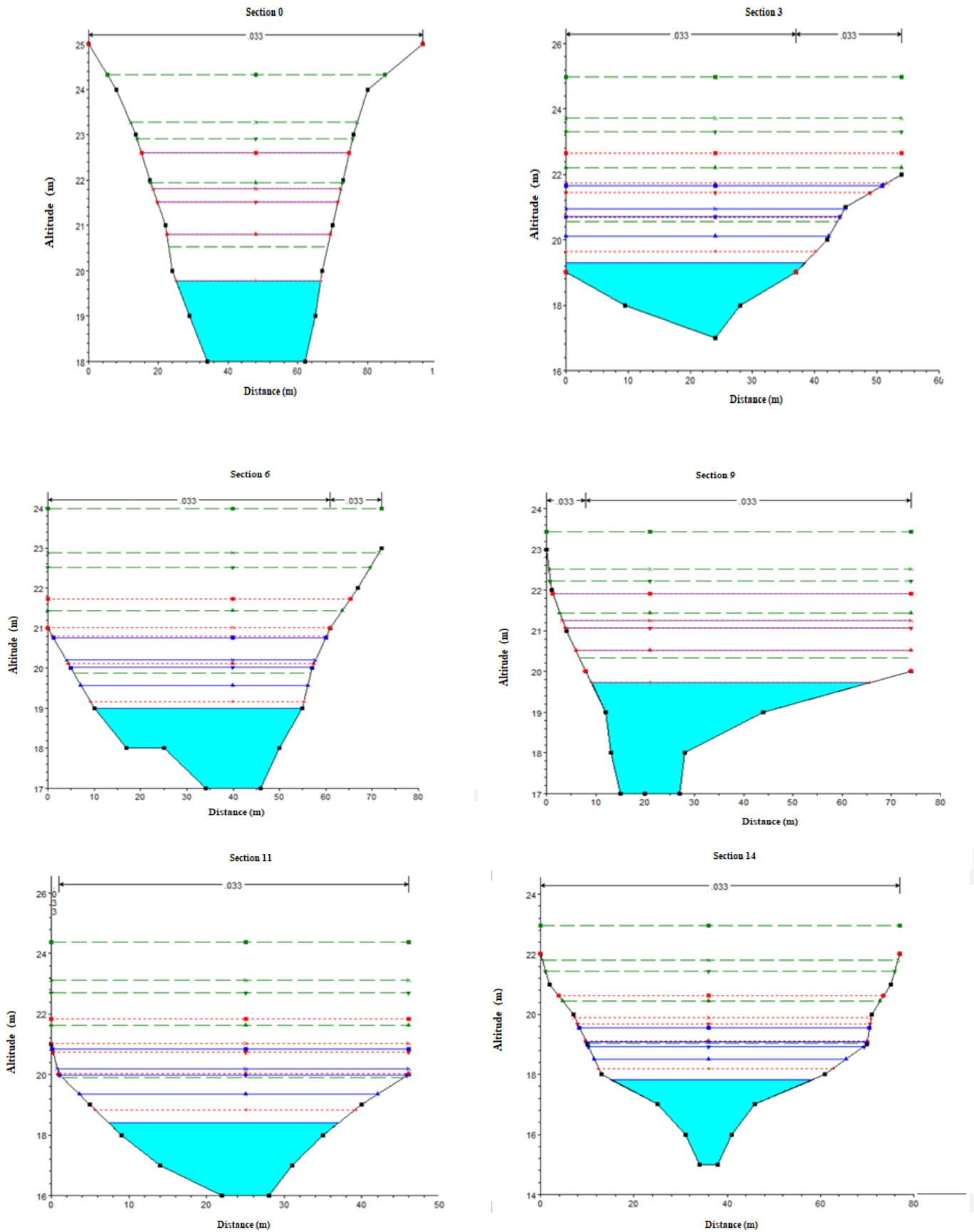


Figure 4.11 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections *S0* à *S14*).

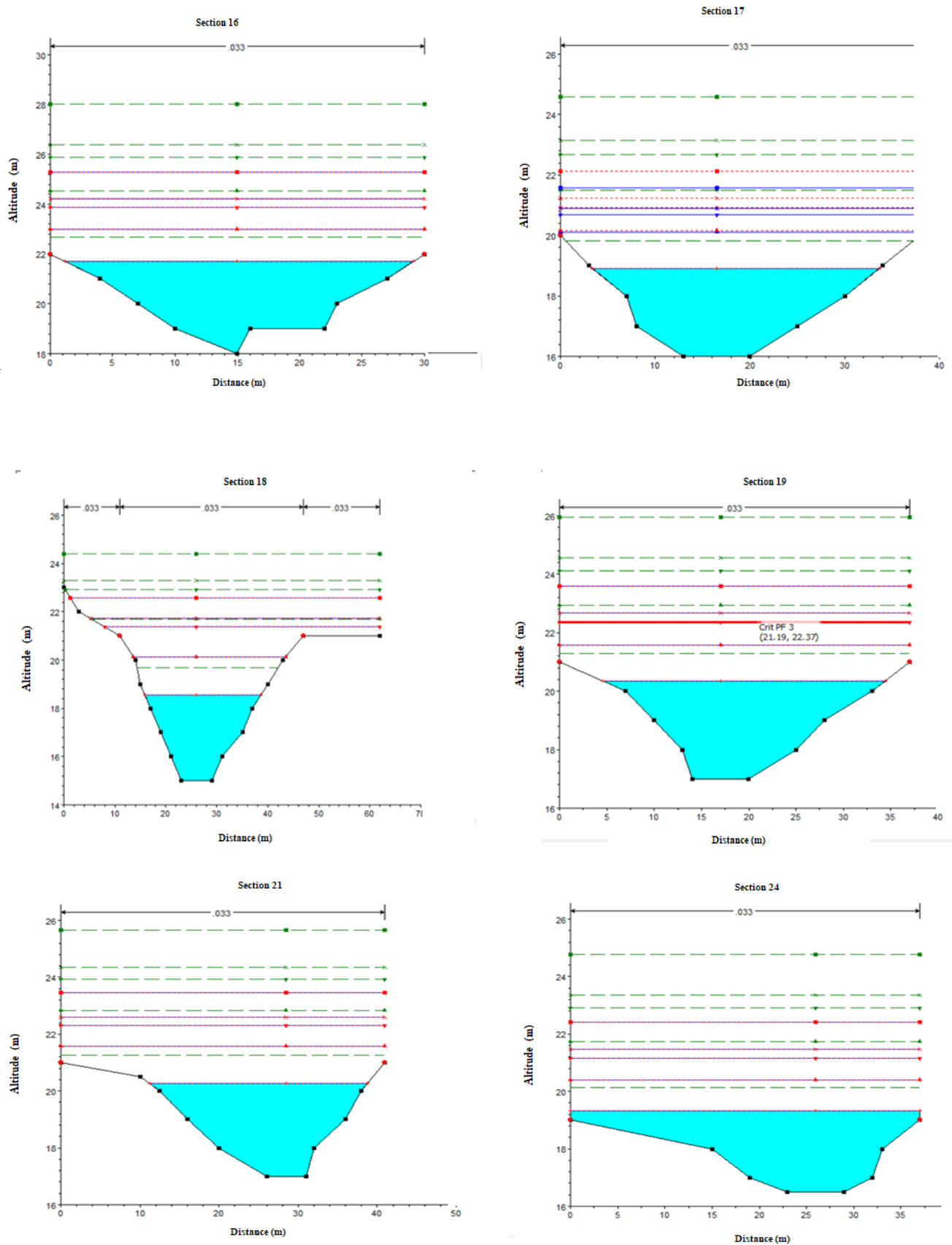


Figure 4.12 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections *S 16* à *S 24*).

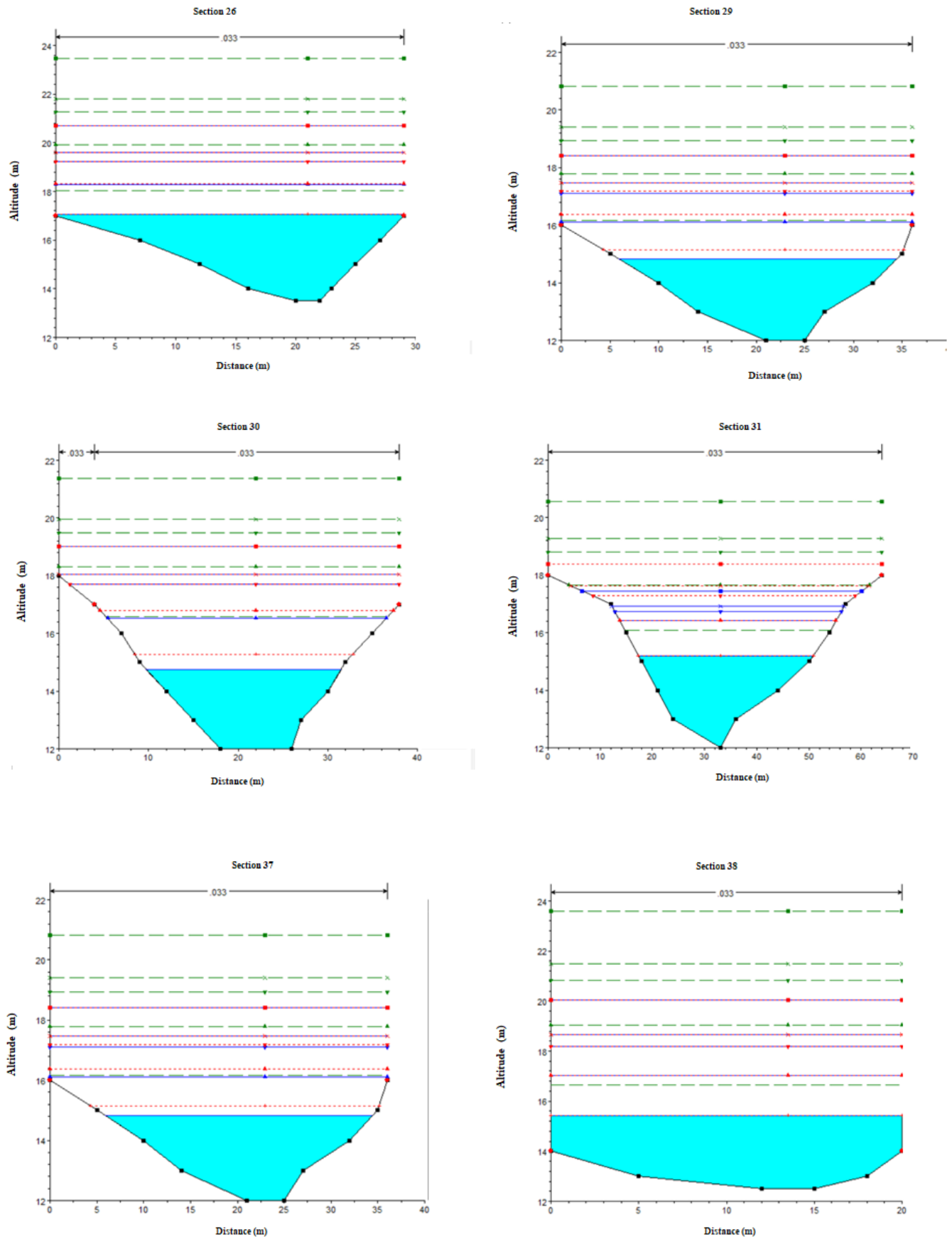


Figure 4.13 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 26 à S 38).

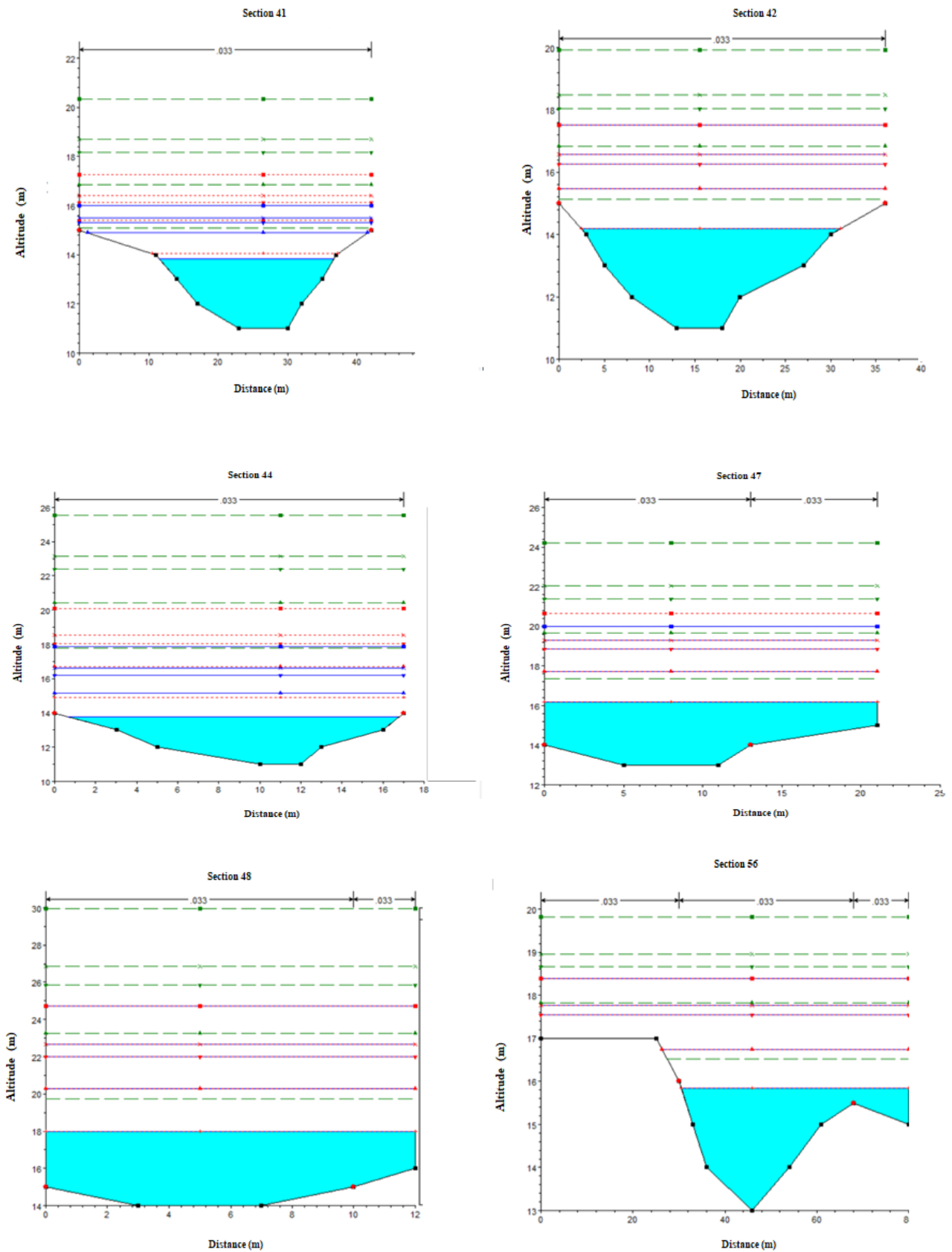


Figure 4.14 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 41 à S 56).

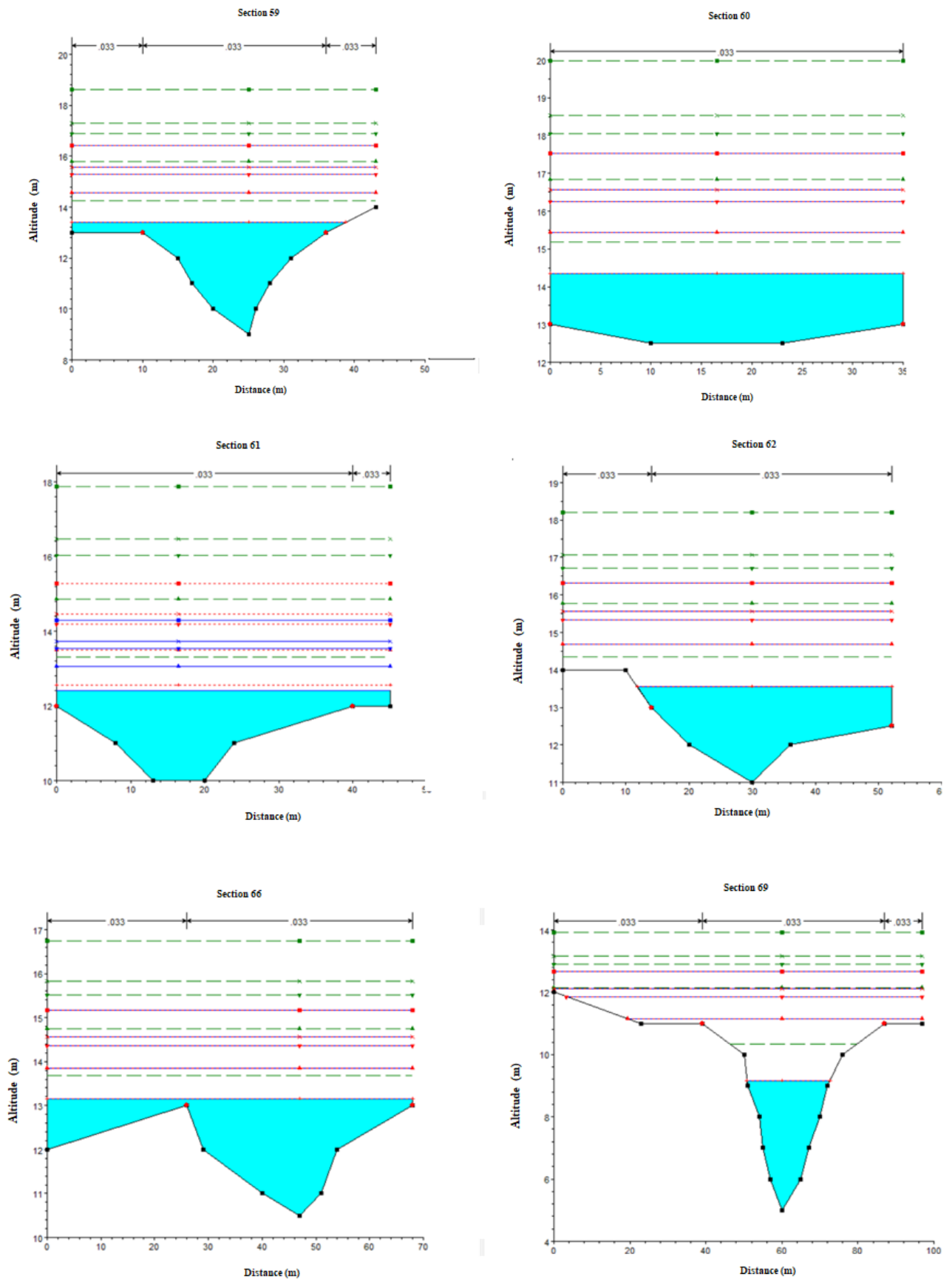


Figure 4.15 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 59 à S 69).

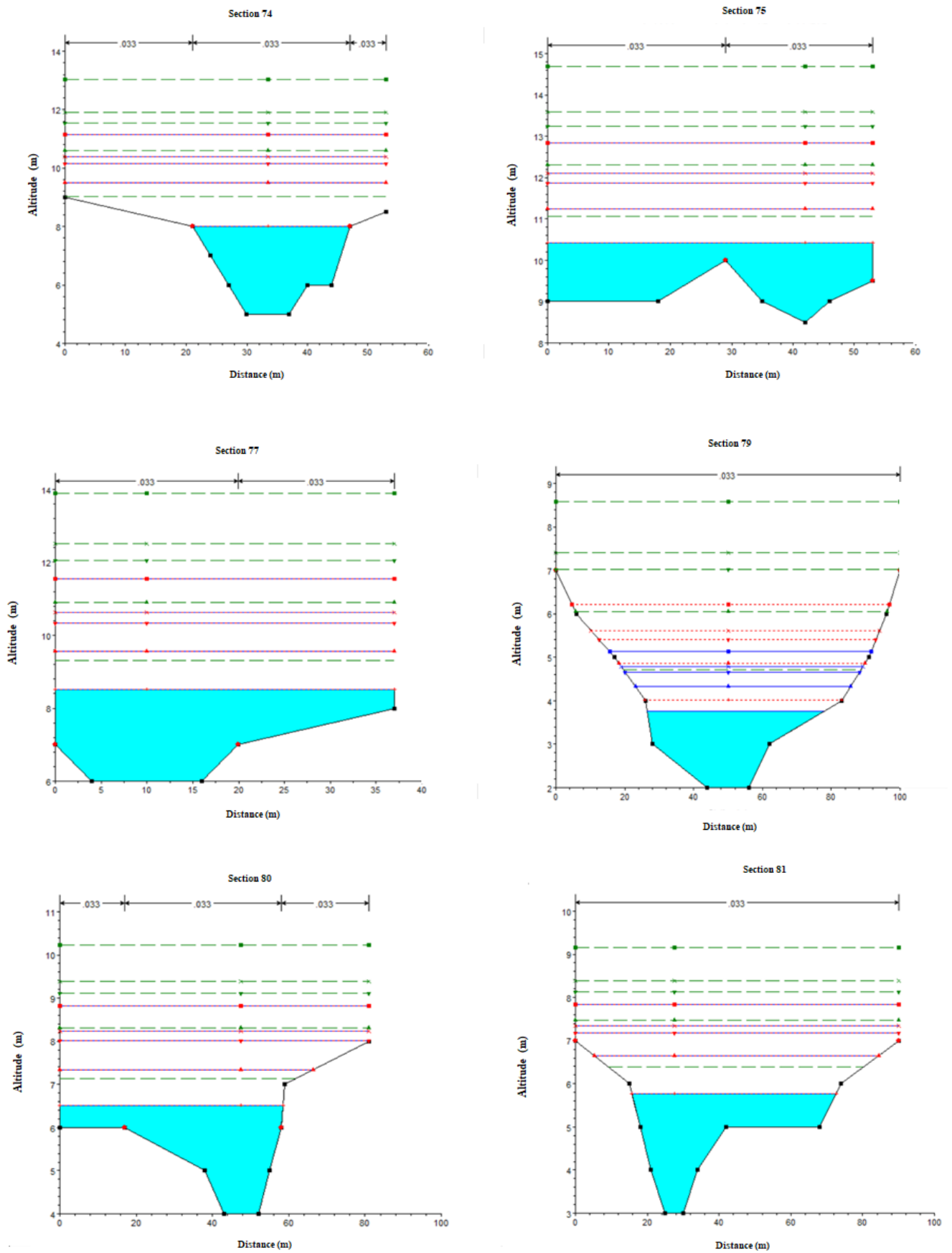


Figure 4.16 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 74 à S 81).

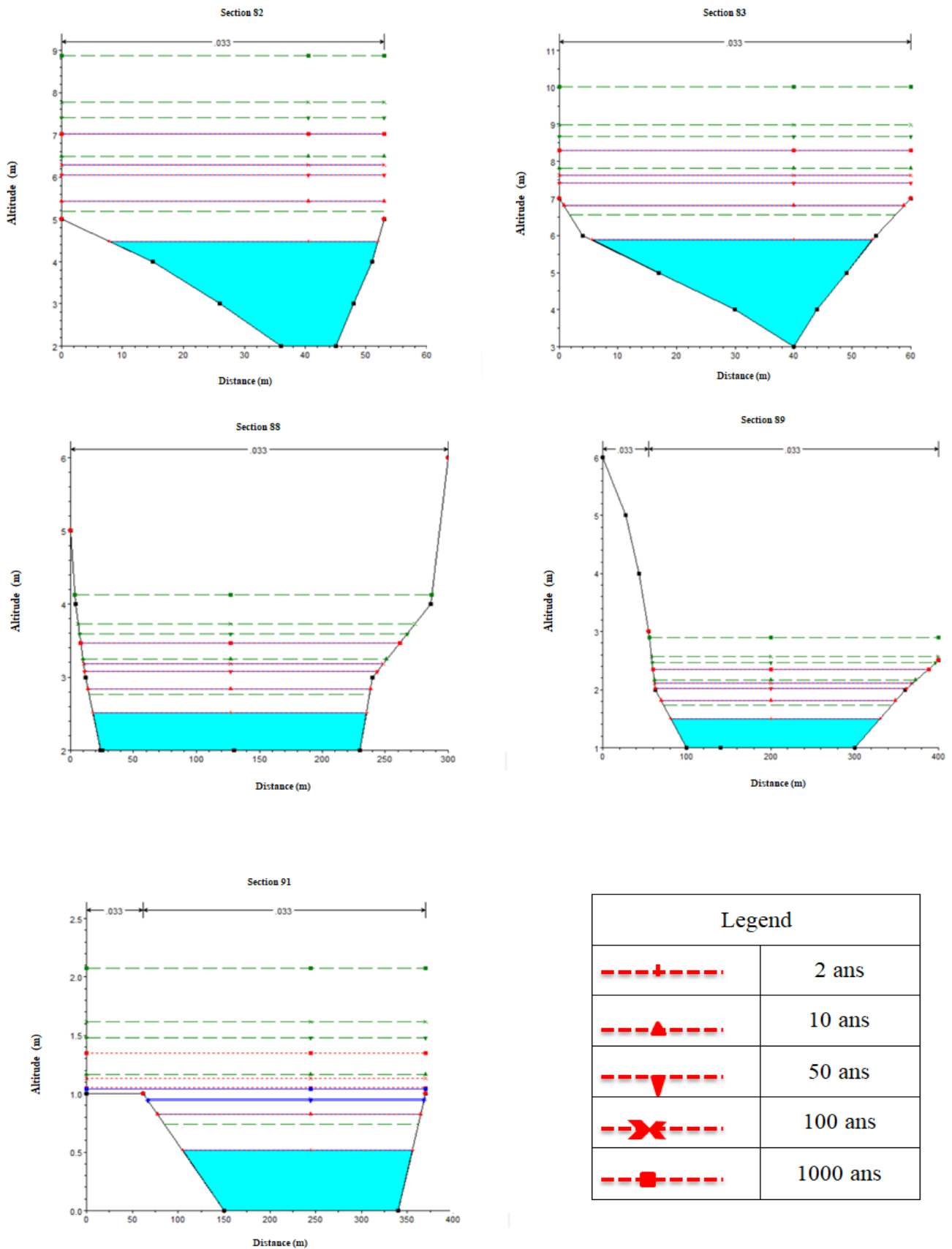


Figure 4.17 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S 82 à S 91).

4.6. Cartographie de l'aléa.

Après avoir obtenu les données sur la carte topographique Google Earth pour chaque section, à partir de la section 1 à la dernière, la section 91, représentant les hauteurs et les longueurs du niveau du terrain naturel, nous avons saisi ces variables dans le programme Hecras. Les résultats pour chaque section, y compris le niveau d'eau pour chaque année saisie, ont été obtenus. Ce programme nous a permis de déterminer le risque sur la carte et sa valeur.

Cette carte représente non seulement les zones inondables, mais aussi les limites atteintes par les crues à différentes périodes de retour.

La projection des points sur le niveau d'eau calculé nous permet de déterminer la zone du risque correspondant à la période de retour, Les points obtenus forment également une zone fermée autour de la zone concernée. Une coupe transversale montre une parcelle inondable la zone TAL (période de retour de l'aléa) (Figure 4.18).

Chacune de ces couleurs sur le cours d'eau indique également la valeur d'aléa pour chaque zone menacée d'inondation pour toutes les périodes de retour.

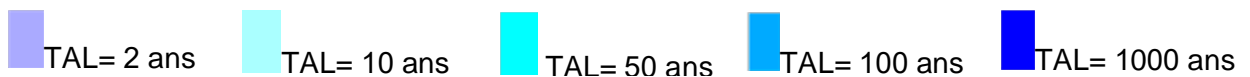
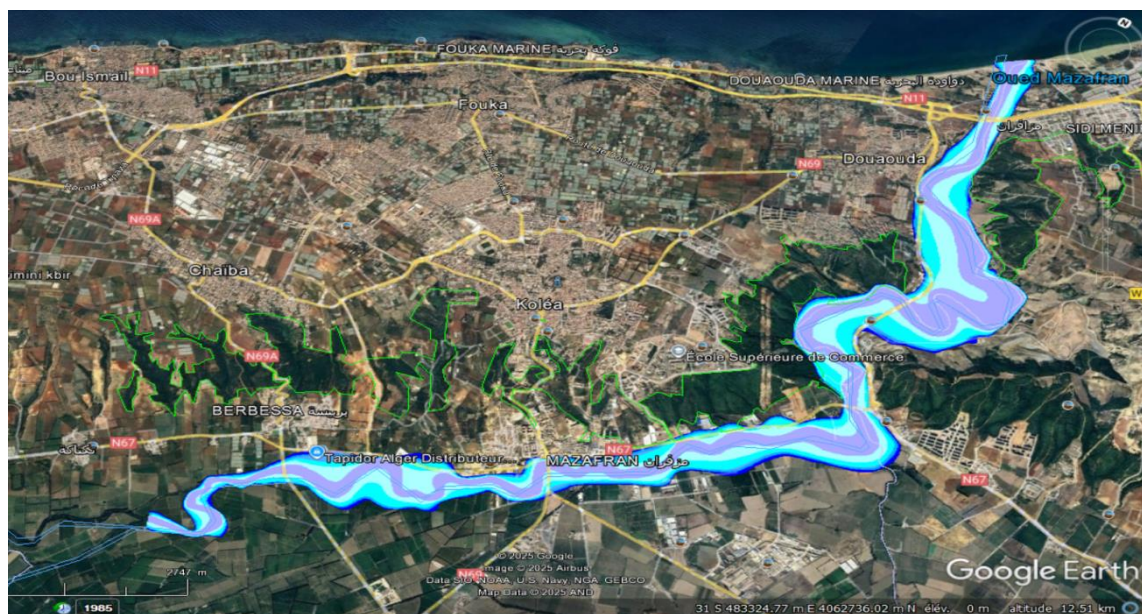


Figure 4.18 : Cartographie de l'aléa.

Ces couleurs indiquent la valeur du risque pour chaque zone dans toutes les périodes de retour des crues pour toutes les années mentionnées et les résultats obtenus. Après avoir identifié les zones (l'agglomération, industrielles ... ect) sur la carte Google Earth dans le bassin inondé, nous avons déterminé le pourcentage de risque pour chaque zone inondée pour toutes les périodes de retour des crues.



Figure 4.19 : Une photo de certaines zones situées sur les rives de l'oued Mazafran.

4.7. Conclusion.

Dans ce chapitre, nous avons parlé de la nature des cartes et de la manière d'élever les niveaux topographiques, et à partir de là, nous avons exploré la carte Google Earth qui nous donne la nature du terrain et détermine les niveaux qu'il contient et à partir de là, le bassin submergé a été dessiné et bien sûr basé sur les résultats obtenus sur le programme Hecras où nous avons également déterminé les zones submergées par les inondations pour toutes les périodes de retour des inondations car ce travail était l'objectif de l'étude

Chapitre 5 : Le système intelligent d’alerte aux crues

5.1. Introduction

Les inondations représentent l’un des aléas climatiques les plus destructeurs au monde, provoquant chaque année des milliers de pertes humaines et des dégâts économiques. Au cours des deux dernières décennies, la fréquence et l’intensité de ces événements ont augmenté sous l’effet du changement climatique, comme l’ont documenté l’UNDRR (2021) et la WMO (2020). Dans plusieurs pays d’Afrique du Nord et de la région méditerranéenne, les crues soudaines constituent un risque majeur, exacerbé par l’urbanisation rapide, la saturation des réseaux d’assainissement et la vulnérabilité des zones côtières.

Face à ces défis, les plateformes intelligentes intégrant la donnée, la modélisation, l’intelligence artificielle et les systèmes d’alerte deviennent des outils stratégiques pour la réduction des risques. Le présent chapitre propose une conception complète d’une plateforme intelligente d’alerte aux inondations, fondée sur une approche systémique et interdisciplinaire conforme aux recommandations du Cadre de Sendai (2015–2030).

5.2. Cadre conceptuel

Le cadre conceptuel repose sur la complémentarité entre plusieurs disciplines scientifiques et technologiques essentielles à la compréhension et à la gestion du risque d’inondation

5.2.1. Hydrologie et processus pluie-débit

L’hydrologie fournit la base physique permettant d’expliquer la transformation des précipitations en écoulements. Les travaux de Beven (2012) et Singh et al. (2024) soulignent l’importance de l’hétérogénéité spatiale des bassins versants, de l’infiltration, de la topographie et des conditions initiales des sols. Ces principes théoriques structurent la calibration du modèle HEC-HMS.

5.2.2. Hydraulique fluviale et propagation des crues

L’hydraulique modélise le comportement des eaux en mouvement, à travers les équations de Saint-Venant utilisées dans HEC-RAS (2020). Cette discipline est indispensable pour comprendre la propagation de l’onde de crue, les débordements, les zones d’expansion et les vitesses d’écoulement.

5.2.3. SIG et données géospatiales

Les SIG permettent de structurer, analyser et visualiser les données spatiales, support essentiel aux simulations hydrologiques et hydrauliques. Comme l’a démontré Goodchild

(2007), les SIG sont au cœur des systèmes de gestion des risques, en particulier pour la cartographie dynamique des zones inondables.

5.2.4. Intelligence artificielle

L'IA permet l'analyse de séries temporelles complexes et la détection de relations non linéaires dans les données hydrométéorologiques. Les approches hybrides (réseaux neuronaux + modèles physiques) présentent un fort potentiel pour améliorer les prévisions (Shrestha & Solomatine, 2006).

5.2.5. Internet des Objets

Les technologies IoT assurent une surveillance continue par capteurs interconnectés et fournissent des données haute fréquence essentielles aux systèmes d'alerte.

5.2.6. Télécommunications

Les réseaux GSM, 4G/5G et satellitaires constituent la colonne vertébrale de la diffusion des alertes rapides.

5.3. Approche méthodologique

Approche méthodologique La méthodologie adoptée pour la conception de la plateforme intelligente suit une démarche structurée en plusieurs étapes : collecte des données, modélisation, intégration technologique, analyse intelligente et diffusion des alertes. Elle s'appuie sur le document « Plateforme d'alerte » fourni (/mnt/data/Plateforme d'alerte .docx) et sur la littérature scientifique.

5.3.1. Collecte et prétraitement des données

Les données proviennent de multiples sources : stations pluviométriques, stations hydrométriques, capteurs IoT, radars météorologiques, images satellitaires, MNT et bases SIG. Leur prétraitement inclut la correction d'erreurs, l'interpolation et la normalisation (Fang et al., 2018).

5.3.2. Modélisation hydrologique avec HEC-HMS

HEC-HMS simule la transformation pluie-débit en utilisant des modules d'infiltration, de ruissellement et de transfert. Les travaux de Singh et al. (2024) montrent que la calibration rigoureuse du modèle améliore sensiblement la précision des prévisions.

5.3.3. Modélisation hydraulique avec HEC-RAS

HEC-RAS est utilisé pour simuler la propagation des crues dans le réseau hydrographique. Les données SIG (MNT, sections transversales) permettent de paramétrer le modèle. Les cartes d’inondation obtenues servent à identifier les zones vulnérables.

5.3.4. Intégration IoT, Big Data et IA

Le traitement massif des données est assuré par des technologies Big Data (Hadoop, Spark). L’IA analyse les données en temps réel, détecte les anomalies et génère des prévisions avancées.

5.3.5. Système d’alerte multi-niveaux

Le système d’alerte comprend quatre niveaux progressifs : surveillance, pré-alerte, alerte et crise. Les messages sont diffusés via SMS, e-mails, notifications mobiles et panneaux électroniques.

5.3.6. Visualisation et WebGIS

Le système d’alerte comprend quatre niveaux progressifs : surveillance, pré-alerte, alerte et crise. Les messages sont diffusés via SMS, e-mails, notifications mobiles et panneaux électroniques.

5.4. Architecture de la plateforme

L’architecture est organisée en trois couches principales, comme le montre la Figure 5.1.

5.4.1. Couche de données

Elle assure la collecte, le stockage et la gestion des données hydrologiques, météorologiques et géospatiales.

5.4.2. Couche de modèles

Elle regroupe les modèles hydrologiques (HEC-HMS) et hydrauliques (HEC-RAS).

5.4.3. Couche d’intelligence et d’alerte

Elle traite les sorties des modèles, applique des algorithmes d’IA et déclenche les alertes.

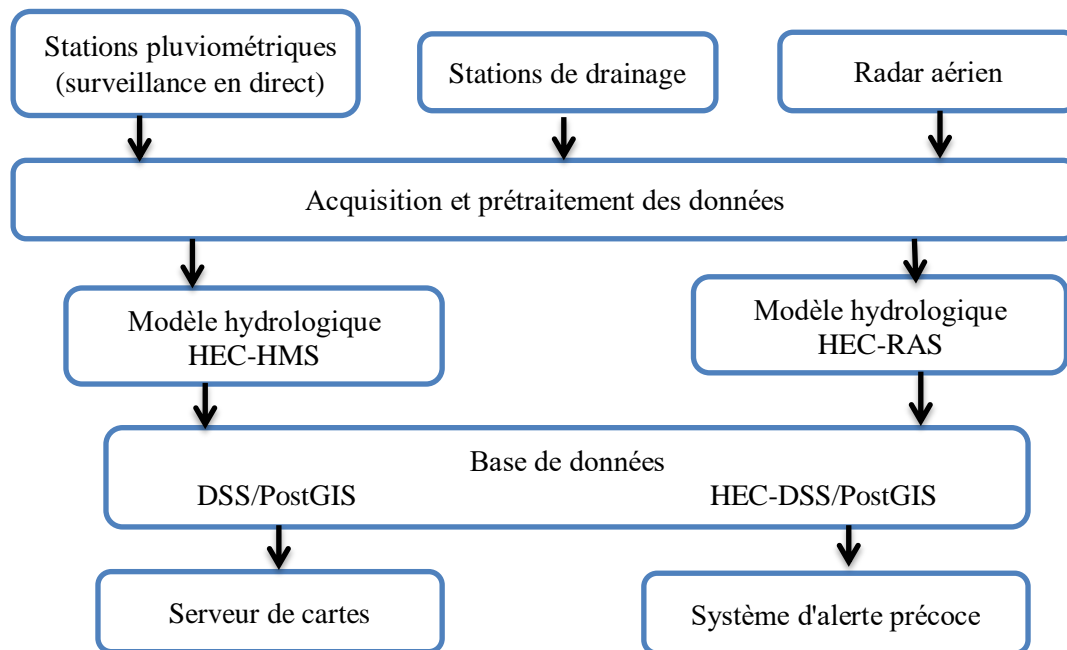


Figure 5.1 : Schéma structurel d'une plateforme intelligente pour la gestion des risques d'inondation“
Source: UNDRR, 2021”

5.5. Système d'alerte et intelligence artificielle

L'intégration de l'intelligence artificielle au sein du système d'alerte constitue un levier majeur pour améliorer la réactivité et la précision de la prédiction des crues (Figure 5.1). Afin d'approfondir cette section, nous introduisons des éléments supplémentaires décrivant les méthodologies avancées utilisées.

5.5.1. Modèles avancés d'apprentissage profond

Les modèles d'apprentissage profond tels que les réseaux neuronaux récurrents (RNN), les LSTM (Long Short-Term Memory) et les Transformers temporels sont particulièrement adaptés aux séries hydrométéorologiques. Ces modèles permettent :

- d'anticiper les fluctuations rapides des débits,
- de prédire les pics de crue à court et moyen terme,
- de réduire l'incertitude liée à la variabilité climatique.

Les LSTM, en particulier, sont capables de « mémoriser » les états hydrologiques précédents, ce qui augmente la fiabilité des prévisions (Shrestha & Solomatine, 2006).

5.5.2. Fusion de modèles (Hybridation IA + modèles physiques)

Les systèmes hybrides combinant modèles IA et modèles déterministes (HEC-HMS et HEC-RAS) sont de plus en plus utilisés dans les plateformes modernes. Cette approche permet :

- d'améliorer la cohérence physique des résultats,

- de réduire les erreurs extrêmes,
- d'améliorer la performance en conditions de données limitées.

5.5.3. Détection d'anomalies

L'IA est également utilisée pour détecter en temps réel :

- les ruptures soudaines dans les niveaux d'eau,
- les erreurs de capteurs IoT,
- les hausses rapides de pluviométrie indiquant une crue imminente.

Les méthodes de détection d'anomalies basées sur les autoencodeurs (Autoencoders) ou les forêts d'isolation (Isolation Forest) sont particulièrement efficaces.

5.5.4. Optimisation de la diffusion des alertes

Les algorithmes d'IA peuvent optimiser la priorisation et la diffusion des messages d'alerte en fonction :

- de la localisation des risques,
- de la densité de population,
- de la vulnérabilité des infrastructures,
- et du comportement historique des usagers.

5.6. Discussion scientifique

L'analyse de la plateforme proposée montre qu'elle présente plusieurs avantages majeurs :

- Intégration multi-sources : données IoT, SIG, données satellitaires, mesures in situ.
- Modélisation robuste : couplage HEC-HMS / HEC-RAS pour simuler à la fois le ruissellement et la propagation des crues.
- IA intégrée : amélioration des prévisions et optimisation des alertes.
- Architecture modulaire : facilite la maintenance, l'extension et l'interopérabilité.

Cependant, plusieurs limites doivent être soulignées pour renforcer la rigueur scientifique de l'étude :

- Qualité variable des données IoT : dépendance aux conditions environnementales et à la calibration des capteurs.
- Dépendance aux réseaux télécom : une panne 4G/5G peut retarder l'alerte.
- Propagation des incertitudes dans les modèles hydrologiques et hydrauliques.
- Faible couverture spatiale dans les zones rurales ou montagneuses.

Une comparaison avec des systèmes internationaux comme NOAA Flood Warning System (USA) et EFAS (Union Européenne) montre que la plateforme proposée suit les meilleures pratiques mondiales, mais pourrait être renforcée en intégrant :

- des modèles d'ensemble (Ensemble Forecasting),
- des réseaux neuronaux profonds (Deep RNN),
- des modules d'Edge Computing pour réduire la latence.

5.7. Système décisionnel et gouvernance des alertes

Le système décisionnel constitue une composante fondamentale de la plateforme intelligente, car il assure la transformation des résultats de modélisation et des analyses IA en actions opérationnelles. Son efficacité repose sur la capacité à synthétiser l'information, évaluer la gravité du risque et proposer des décisions adaptées aux différents acteurs institutionnels.

5.7.1. Modèles décisionnels

Les méthodes décisionnelles utilisées dans la gestion des risques hydrologiques reposent souvent sur :

- l'analyse multicritère (AMC),
- les modèles hiérarchiques, tels que l'AHP (Analytic Hierarchy Process),
- les systèmes experts, basés sur des règles de décision,
- les approches bayésiennes, permettant de représenter l'incertitude.

Ces approches facilitent la hiérarchisation des risques et l'identification des zones prioritaires.

5.7.2. Intégration IA-décision

L'intelligence artificielle contribue à la prise de décision en fournissant :

- des prévisions probabilistes,
- des analyses de sensibilité,
- des scores de risque,
- des recommandations automatiques basées sur la vulnérabilité locale.

L'IA permet de réduire le temps de décision et d'améliorer la réactivité des autorités.

5.7.3. Gouvernance et coordination institutionnelle

La gouvernance du système repose sur plusieurs niveaux :

- autorités locales (municipalités),
- agences hydrauliques et météorologiques,
- protection civile,
- décideurs régionaux.

Une coordination efficace est essentielle pour assurer une gestion cohérente des alertes.

5.7.4. Gestion opérationnelle des alertes

La gestion opérationnelle constitue l'étape où les informations issues de la modélisation, de l'analyse IA et du système décisionnel sont transformées en actions concrètes. Elle repose sur une organisation structurée, un enchaînement clair des responsabilités et un protocole d'intervention standardisé.

5.7.4.1. Chaîne opérationnelle de gestion des alertes

La chaîne opérationnelle englobe quatre phases principales :

1. Réception des signaux hydrométéorologiques

Les données issues des capteurs IoT, stations hydrométriques, radars et modèles HEC-HMS/HEC-RAS sont collectées et intégrées automatiquement dans la plateforme.

2. Analyse et classification du niveau d'alerte

À l'aide des algorithmes IA, la plateforme attribue un niveau d'alerte (surveillance, pré-alerte, alerte, crise).

Cette classification tient compte de :

- l'intensité des précipitations (WMO, 2020),
- les seuils hydrologiques historiques (Beven, 2012),
- l'état de saturation du bassin (Singh et al., 2024).

3. Validation institutionnelle

Le niveau d'alerte proposé est transmis aux autorités compétentes : agence hydraulique, protection civile et autorités locales.

Une validation institutionnelle est exigée avant la diffusion publique.

4. Diffusion des alertes et activation des plans d'urgence

Une fois confirmée, l'alerte est diffusée simultanément via :

- SMS géolocalisés,
- notifications des applications mobiles,
- panneaux électroniques,
- médias locaux et radios régionales.

5.7.4.2. Protocoles d'intervention

Chaque niveau d'alerte déclenche un ensemble d'actions prédéfinies :

- Niveau 1 – Surveillance : contrôle du réseau de capteurs, suivi des cartes dynamiques, vérification des seuils.
- Niveau 2 – Pré-alerte : mobilisation des équipes techniques, inspection des ouvrages hydrauliques, préparation logistique.
- Niveau 3 – Alerte : évacuation partielle des zones sensibles, fermeture des routes à risque, activation des centres de coordination.
- Niveau 4 – Crise : opérations de sauvetage, mise en sécurité de la population, communication intensive et continue.

Ces protocoles s'inspirent des recommandations du Cadre de Sendai (2015–2030), qui insiste sur la préparation proactive et la coordination interinstitutionnelle.

5.7.4.3. Gestion des communications de crise

Un volet crucial de la gestion opérationnelle concerne la communication :

- diffusion d'informations claires, fréquentes et adaptées aux différents publics,
- utilisation d'un langage simple pour réduire les risques de confusion,
- disponibilité d'un canal d'urgence pour les plaintes et signalements.

L'IA permet d'ajuster la communication en fonction de la densité de population, des zones vulnérables et des comportements observés lors des crues précédentes.

5.8. Déploiement, maintenance et durabilité de la plateforme

Le déploiement d'une plateforme intelligente d'alerte aux inondations nécessite une planification technique rigoureuse et une stratégie durable.

5.8.1. Déploiement technique

Le déploiement comporte trois volets :

a) Installation des infrastructures IoT

- capteurs de niveau d'eau,
- stations météorologiques automatiques,
- passerelles 4G/5G ou satellitaires.

b) Mise en place de l'architecture Big Data

Les technologies telles que **Hadoop**, **Spark** et les bases NoSQL assurent une ingestion robuste et un traitement en temps réel (Fang et al., 2018).

c) Intégration des modèles HEC-HMS et HEC-RAS

Les modèles sont connectés au WebGIS afin de produire des cartes dynamiques en continu.

5.8.2. Maintenance du système

- calibration régulière des capteurs (Goodchild, 2007),
- tests trimestriels du réseau de communication,
- mise à jour logicielle des modèles IA,
- contrôle qualité des bases de données.

5.8.3. Durabilité et résilience

Pour garantir la durabilité de la plateforme, plusieurs stratégies sont recommandées :

- adoption de standards ouverts pour faciliter l'interopérabilité,
- formation continue des équipes opérationnelles,
- audit annuel des performances du système,
- amélioration continue fondée sur les retours d'expérience (NOAA, EFAS).

5.9. Conclusion

Le présent travail a permis de concevoir une plateforme intelligente intégrée pour la prévision et la gestion des risques d'inondation, fondée sur une architecture robuste et multidisciplinaire. Grâce au couplage des modèles hydrologiques (HEC-HMS) et hydrauliques (HEC-RAS), à l'intégration des données IoT, à l'analyse Big Data et à l'apport significatif de l'intelligence artificielle, la plateforme propose :

- une amélioration notable de la précision des prévisions,
- une gestion optimisée des alertes,
- une réactivité accrue des autorités,
- une réduction potentielle des pertes humaines et matérielles.

Malgré les limites identifiées (qualité des données, dépendance aux télécommunications, incertitudes des modèles), la solution s'aligne avec les meilleures pratiques internationales et constitue une base solide pour développer un système moderne conforme au Cadre de Sendai et aux recommandations des organismes mondiaux tels que l'UNDRR et la WMO.

Ainsi, cette plateforme offre une vision stratégique et opérationnelle pour renforcer la résilience des territoires face aux risques croissants d'inondation.

Conclusions Générales

Les inondations sont des catastrophes naturelles difficiles à contrôler qui présentent un risque important tout au long de l'année. Elles entraînent des pertes de terres et de vies humaines, sont souvent difficiles à prévoir et durent suffisamment longtemps pour provoquer une crue relativement importante du lit d'une rivière ou un débit spécifique. Elles sont généralement associées à de fortes précipitations dans des bassins de taille moyenne. L'analyse du risque d'inondation repose principalement sur trois concepts clés : hydrologique, hydraulique et cartographique. La composante hydraulique permet également la détermination de l'aléa nécessite des simulations qui fournissent ensuite les courbes de classification locales. Celles-ci sont indispensables au calcul de la vulnérabilité. La notion de vulnérabilité reflète le risque maximal acceptable. L'objectif et l'analyse de protection doivent pouvoir prendre en compte toutes les variations d'occupation du sol et ne peuvent se réduire à une étude de dommages bien intégrée. Une approche positive, l'exploitation économique d'une parcelle en zone inondable est à l'origine de bénéfices qui sont au cœur de l'analyse, peut établir une approche alternative à ce risque maximal acceptable.

La notion de risque peut être négociée sur le plan pratique grâce aux objectifs de protection qui sont définis au travers de variables hydrologiques. Seules la période de retour moyenne, l'étendue de la crue et la profondeur maximale atteinte peuvent être utilisées, et leur fréquence peut être prise en compte, compte tenu du caractère acceptable d'un dommage donné et rare.

La nature du terrain et la définition des niveaux sur les cartes jouent un rôle dans le dessin du bassin d'inondation basé sur le programme HEC-RAS de simulation d'écoulement à surface libre unidimensionnel. L'étude de la localisation des aléas est une étape nécessaire à la mise en œuvre de mesures préventives contre les inondations de grande ampleur.

L'intelligence artificielle dans la prévision des inondations représente un point de rencontre entre les progrès et l'urgence de relever les défis mondiaux historiques. L'IA offre une approche et une solution scientifiques. Cela permet de développer des méthodes innovantes. Ces méthodes concernent la prévision, la planification et la gestion des catastrophes naturelles. Les systèmes basés sur l'IA fournissent des informations contextuelles qui améliorent l'efficacité et la pertinence de la prévision et de la réponse aux inondations. Cela représente également des avancées significatives dans notre compréhension des inondations, de la préparation et des stratégies d'atténuation.

Références bibliographiques

Achiche krimo, larbi samir (2010), impact des eaux usées et des embouchures des oueds sur la qualité des eaux de la baie de Bousmail mémoire ingénieur ENSSMAL ,78 pages.

Allen, r. g., pereira, l. s., raes, d., & smith, m.(1998). Crop Evapotranspiration Guidelines for Computing Crop Water Requirements. FAO Paper 56

Allen RG, Pereira LS, Raes D, Smith M (1998).Crop evapotranspiration—guidelines for computing crop water requirements. FAO Irrigation and Drainage Paper 56, Rome, Italy

Anderson, m, & burt, t. (2011). Hydrological Fundamentals and Processes. Cambridge University Press.

ASCH, T. (2019). Real-time Flood Monitoring Using IoT Networks. Journal of Hydrological Technology, 44(3), 221–233.

Baba, a., tayfur, g., türkan, m. s., & şimşek, c. (2016). Modeling infiltration and soil water movement. Journal of Hydrologic Engineering.

Bahlouli (2001) : «Les risques majeurs et l'aménagement du territoire», Colloque international, 15 et 16 2004- Alger.

Barkau, r.l. (1982). Simulation of the july 1981 flood along the Salt river. Report for CE695BV. Special Problems in Hydraulics. Department of Civil Engineering. Clolorado State University. Ft. Collins. CO.

Beirlant, J., Goegebeur, Y, Segers, J., Teugels, J. (2004). Statistics of Extremes : Theory and Applicationsi. Wiley , 490 p.

Beven, k. (2012). rainfall–runoff modelling: the primer. wiley-blackwell.

Birnbaum, Z.W. (1952). Numerical tabulation of distribution of Kolmogorov-Smirnov's statistic for finite sample size. Journal Ameri. Statistic Associat.,47, 425 - 441.

Bobée, B. et F. Ashkar (1991). The Gamma Family and Derived Distributions Applied in Hydrology. Water Resources Publications, 203 p.

Boubchir, M.A. (2007), Risques d,inondation et occupation des sols dans le thore (région de labruguiere et de mazamet). Toulouse.

- Bourrier, r. (1997)** les réseaux d'assainissement, calculs applications perspectives. edition lavoisier, collection tec & doc. paris, france. 810p
- Box, g. e. p., & jenkins, g. m. (1976)**. time series analysis: forecasting and control. holden-day.
- Brivio, p. a., colombo, r., maggi, m., & tomasoni, r. (2002)**. flood mapping with remote sensing. remote sensing of environment, 72, 255–267.
- Cadre de sendai (2015–2030)**. nations unies.
- Chang, l.-c., & chang, f.-j. (2006)**. neural networks for flood forecasting. journal of hydrology, 314, 12–27.
- Chen, j., hill, a., & urbano, l. (2020)**. advanced hydraulic modeling using hec-ras. journal of hydraulic modeling, 11(2), 115–134.
- Chow, v.t. (1959)**. open-channel hydraulics, mcgraw-hill, new-york, 680 p.
- Cortes amandine (2006)** : « l'appropriation active du risque inondation : intérêts et limites de la réglementation. etude de cas entre seyssel et bregnier cordon (haut rhône) », rapport de stage ingénieur maître-institut de la montagne.
- Cordova, j. r., & bras, r. l. (1981)**. probabilistic infiltration models. water resources research.
- Cramer, h. (1946)**. mathematical methods of statistics. princeton university press, 368 p.
- De moel, h., & aerts, j. (2011)**. uncertainty in flood hazard maps. nhess, 11, 2617–2628.
- Eagleson, p. s. (2002)**. ecohydrology. cambridge university press.
- Efas (2020)**. european flood awareness system.
- Ekeu-wei, t., et al. (2017)**. remote sensing in hydrological modelling. int. j. applied earth observation.
- El adlouni, s., bobée, b. & ouarda, t. b. m. j. (2008)**. on the tails of extreme event distributions. journal of hydrology. 355, 16 - 33.
- Fang, y., tian, f., & hu, h. (2018)**. big data in hydrologic forecasting. water resources research, 54.
- Filliben, j. j. 1975**. the probability plot correlation test for normality. technometrics. 1975,vol.17,no.1,pp.111–117.

- Flanagan, d. c. et al. (2007).** wepp technical documentation. usda-ars.
- Fread, d. l. (1976).** theoretical development of an implicit dynamic routing model. hydrologic research laboratory. office of hydrology. u.s. department of commerce, noaa, nws, silver spring, md., presented at dynamic routing seminar, lower mississippi river forecast center, slidell, la. 13-17 dec 1976
- Gilard o. (1998)** , les bases techniques de la méthode inondabilité, édition du cemagref, 1998, 207 p
- Giorgi, f., shields, c., & bates, g. (2001).** regional climate modelling. climatic change.
- Gocic, m., & trajkovic, s. (2013).** trend analysis using mann–kendall. global and planetary change, 100.
- Goodchild, m. (2007).** volunteered geographic information. geojournal, 69, 211–221.
- Gómez, h., & haro, j. (2021).** iot-based flood warning systems. sensors, 21, 4775.
- Greenwood, j.a. et al., (1979).** probability weighted moments : definition and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form. water resource research 15 (5), 1049 - 1054.
- Grubbs, f. et g. beck (1972).** extension of sample sizes and percentage points for significance tests for outlying observations. technometrics, 14(4), 847 - 854.
- Guzha, a. c., et al. (2018).** land cover impacts on runoff. hydrology and earth system sciences.
- Hec-hms (2020).** user's manual. usace.
- Hec-ras (2020).** reference manual. usace.
- Hill, b.m. (1975).** a simple general approach to inference about the tail of a distribution. annals of statistics 3, 1163 - 1174.
- Hoffmann, d., & cullmann, j. (2014).** remote sensing precipitation. hydrology and earth system sciences.
- Horritt, M. S., Bates, P. D. (2002).** Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting rivers flood inundation. Journal of Hydrology. 286, 87 - 99.
- Hosking JRM (1990) L-moments:** analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics. J R Statist Soc Ser B 52(1):105–124

- Huffman, g. j., et al. (2007).** tampa rainfall product. journal of hydrometeorology, 8, 38–55.
- Hurvich, c. m. et tsai, c.-l. (1995).** model selection for extended quasi-likelihood models in small samples. *biometrics* 51, pp.1077-1084.
- Ippcc (2022).** Climate Change 2022: impacts, adaptation and vulnerability.
- Johnson, n. l., s. kotz, a. w. kemp (1992).** univariate discrete distributions. john wiley & sons, new york. 569 p.
- Jonkman, s. (2005).** flood mortality. *natural hazards*, 34, 151–175.
- Kalnay, e., & cai, m. (2003).** urbanization impacts on climate. *nature*, 423, 528–531.
- Karim, m. d. et j.u. chowdhury (1995).** a comparison of four distributions used in flood frequency analysis in bangladesh. *hydrological sciences journal* 40. february, 55 - 66.
- Kendall, m. g. (1975).** rank correlation methods. charles griffin, london.
- Kendall, s. m. et a. stuart (1943).** the advanced theory of statistics. charles griffin, londres. 3 volumes, 472 p., 723 p., 585 p. dans l'édition 1977.
- Kite, g.w. (1976).** frequency and risk analysis in hydrology. inland waters directorate, water resour. branch, ottawa, canada, 407 p.
- Kourgialas, n., & karatzas, g. (2013).** hydroinformatics flood forecast. *environmental modelling & software*, 41, 59–70.
- Kreis nicolas (2004),** modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation application a la vallée de la thur (haut-rhin) ;thèse de doctorat spécialité : sciences de l'eau à l'ecole nationale du génie de l'eau et de l'environnement de strasbourg, 350p
- Landwehr, j.m. et al., (1979).** probability weighted moments compared with some traditional techniques in estimating gumbel parameters and quantiles. *water resource research* 15 (5), 1055 - 1064.
- Ippcc (2022).** Climate Change 2022: impacts, adaptation and vulnerability.
- Johnson, n. l., s. kotz, a. w. kemp (1992).** univariate discrete distributions. john wiley & sons, new york. 569 p.
- Jonkman, s. (2005).** flood mortality. *natural hazards*, 34, 151–175.

- Kalnay, e., & cai, m. (2003).** urbanization impacts on climate. *nature*, 423, 528–531.
- Karim, m. d. et j.u. chowdhury (1995).** a comparison of four distributions used in flood frequency analysis in bangladesh. *hydrological sciences journal* 40. february, 55 - 66.
- Kendall, m. g. (1975).** rank correlation methods. charles griffin, london.
- Kendall, s. m. et a. stuart (1943).** the advanced theory of statistics. charles griffin, londres. 3 volumes, 472 p., 723 p., 585 p. dans l'édition 1977.
- Kite, g.w. (1976).** frequency and risk analysis in hydrology. inland waters directorate, water resour. branch, ottawa, canada, 407 p.
- Kourgialas, n., & karatzas, g. (2013).** hydroinformatics flood forecast. *environmental modelling & software*, 41, 59–70.
- Kreis nicolas (2004),** modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation application a la vallée de la thur (haut-rhin) ;thèse de doctorat spécialité : sciences de l'eau à l'ecole nationale du génie de l'eau et de l'environnement de strasbourg, 350p
- Landwehr, j.m. et al., (1979).** probability weighted moments compared with some traditional ethniques in estimating gumbel parameters and quantiles. *water resource research* 15 (5), 1055 - 1064.
- Ledoux bruno (2006) :** « la gestion du risque inondation », edition tec et doc.
- Li, z., & wong, d. (2010).** gis flood mapping. *computers, environment and urban systems*, 34, 523–535.
- Liu, j., sun, z., & chen, x. (2019).** lstm for flood prediction. *water*, 11, 1398.
- Mann, H.B. et D. R. Whitney (1947).** On the test of Weather one of two random variables in stochastically larger than the other. *Ann. Math. Statistic*. 18, 50 - 60.
- Mason, d., horritt, m., & bates, p. (2007).** flood mapping radar. *journal of hydrology*, 344, 111–124.
- Merabet abbés (2006) :** «etude de la protection de la ville de sidi bel abbés contre les inondations», mémoire de magister, université de djilali liabes-sidi bel abbés
- Merz, b., thieken, a., & gocht, m. (2007).** flood risk uncertainty. *natural hazards and earth system sciences*, 7, 741–754.

- Mitchel, t., & jones, p. (2005).** climate database method. international journal of climatology.
- Montgomery, d. c. (2015).** introduction to time series analysis and forecasting. wiley.
- Nacer, n.m.** hydrogéologie et pollution des eaux : exemple du bassin versant du Mazafran, mitidja (algérie). thèse de doctorat en hydrogéologie. université scientifique et médicale de grenoble. 1987. natural environment research council (nerc) (1975). flood studies report. vol. 1-5. swindon, uk.
- NERC (1975).** Flood Studies Report. Hydrological Studies. National Environment Research Council London, Vols. 1-5. United Kingdom. 550 p.
- Newman m. e. j. (2005).** power laws, pareto distributions and zipf's law. contemporary physics. 46 323 - 351.
- Noaa (2019).** flood warning system.
- Noh, s., rakovec, o., & weerts, a. (2018).** data assimilation for floods. journal of hydrology, 557, 259-273.
- Ochoa-rodríguez, s., et al. (2015).** urban rainfall monitoring. water resources research, 51, 1645-1663.
- Oufella o, toabia b (2005) :** « contribution à la cartographie des zones vulnérables aux inondations : application de la méthode inondabilité ; cas de la ville de sidi bel abbes », revue semestrielle scientifique et technique, journal de l'eau et de l'environnement-ensh blida.
- Ricci, s., piacentini, a., & thual, o. (2011).** streamflow assimilation. journal of hydrology, 400, 221-232.
- Rogers, d., & tsirkunov, v. (2011).** early warning systems. world bank.
- Salomon, J. N. (1997).** L'homme face aux crues et aux inondations. Collection « scietren ». Presses universitaires de Bordeaux ,136 p.
- Shrestha, d., & solomatine, d. (2006).** ml techniques for floods. neural networks, 19, 208-214.
- Sillmann, j., et al. (2013).** Climate extreme indices. jgr atmospheres.
- Singh, v. p., & frevert, d. (2024).** Advances in hydrologic modelling. Elsevier.

- Singh, V. P., Bisht, D. S., Paul, P. K., & Gaur, S. (2024).** Hydrological Processes Modelling and Data Analysis. Water Science and Technology Library, Vol. 127. Springer Nature Singapore.
- Smith, I. (2009).** remote sensing flood modelling. progress in physical geography, 33, 482– 500.
- Spppi (2004) :** « prise en compte du risque inondation dans les études de dangers des installations classées», cahier technique n°8, drire haute-normandie - 21, avenue de la porte des champs - 76037 rouen cedex tél. 02 35 52 32 00 - fax 02 35 52 32 32.
- Tang, x., zhou, x., & li, h. (2021).** transformer flood models. water resources research, 57(10).
- Tehrany, m. s., & pradhan, b. (2014).** Flood susceptibility GIS. geomatics, natural hazards and risk, 5(4), 323–347.
- Undrr (2021).** global assessment report on disaster risk reduction.
- United nations (2021).** using artificial intelligence for disaster risk reduction.
- Vogel, r.m. (1987).** correlation to the probability plot correlation test for the normal, log-normal and gumbel distributional hypothesis. water resource research 23 (10).
- Wald, a. et j. wolfowitz (1943).** an exact test for randomness in the parametric case based on serial correlation. ann. math. statistic, 14, 378 - 388.
- Weisstein, W. E. (2003).** crc concise encyclopedia of mathematics. second edition. chapman & hall/crc. 3253 p.
- Wmo (2020).** state of climate report 2020.
- Wright, d., et al. (2014).** Radar rainfall and flood prediction. bulletin of the american meteorological society, 95, 207–218

