



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

مخبر تعبئة و استرداد الموارد المائية

Laboratoire de Mobilisation et Valorisation des Ressources en Eau

Thèse présentée par

**M. Yahiaoui Abdelhalim**

Maître Assistant Classe A – Université de Bechar

En vue de l'obtention du titre de  
**Doctorat en Hydraulique**

**Thème**

**Inondations Torrentielles**  
**Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord**  
**(Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès)**

Travail soutenu publiquement le mardi 3 juillet 2012 devant le jury composé de :

M. KERBACHI Rabah	Professeur, ENP – Alger	Président
Mme. TOUAIBIA Benina	Professeur, ENSH – Blida	Directrice de Thèse
M. DECHEMI Noureddine	Professeur, ENP – Alger	Co-Directeur de Thèse
M. SALAH Boualem	Maître de Conférences A, ENSH – Blida	Examineur
Mme. SOUAG Doudja	Maître de Conférences A, USTHB – Alger	Examineur
M. BENSENASSE Mohamed	Maître de Conférences A, USTB – Blida	Examineur
M. Bermad Abdelmalek	Maître de Conférences A, ENP – Alger	Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*Mes parents*

*Ma femme*

*Mes enfants Sara, Aya & Ayoub*

*Mon frère et mes sœurs. . .*

*Yahiaoui A.*

## Remerciements

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon directeur de thèse Professeur Madame Benina Touaïbia, pour les directives et conseils qu'elle m'a donnés jusqu'à l'aboutissement de ce travail.

Aussi, mes vifs remerciements à mon co-directeur de thèse Monsieur le Professeur Noureddine Dechemi pour les directives et pour les conseils permanent depuis son acceptation de la co-direction de cette thèse et de mener à bien jusqu'à la finalisation de ce travail de doctorat.

Je tiens à remercier Monsieur Christophe Bouvier, directeur de recherche à Hydrosociences de Montpellier et coordinateur de l'axe de recherche "Crues éclair en milieu méditerranéen ou tropical" pour son aide et ses conseils pendant mon séjour au sein de laboratoire Hydrosociences de Montpellier dans le cadre d'une bourse nationale exceptionnelle afin de finaliser ce travail.

Mes remerciements aussi pour Monsieur Eric Servat, directeur du laboratoire Hydrosociences de Montpellier pour l'accueil et la gestion administrative pendant mon séjour dans le laboratoire.

Je tiens à remercier Monsieur Kabour Abdeslam, maître assistant et collègue à l'université de Bechar pour son aide dans la partie cartographie du travail. Ainsi que Monsieur Lefkir Abdelouhab pour son soutien dans la préparation de la soutenance.

Mes gratitudes vont aussi à tous mes enseignants et enseignantes pendant tous mon cursus d'études pour leurs disponibilités et pour le savoir qu'ils m'ont fidèlement transmis.

Enfin, mes sincères remerciements s'adressent à tous ceux qui m'ont apporté leur aide et leur appui pour mener à bien ce travail.

إن الأخطار الناتجة عن فيضانات الأودية في العالم و في الجزائر على وجه الخصوص، أصبحت مشكلة يصعب حلها في كثير من الأحيان وفق الحسابات الهندسية التقليدية مثل الاعتماد على عامل تدفق الوادي كمعطى أساسي للمعالجة. إن الخطر بالمفهوم النظري يمكن أن يتركب من قسمين اثنين : الخطر المباشر، حيث يقدر بنسبة مئوية عند احتمال حدوثه. أما القسم الثاني، فيتمثل في نسبة الحماية في حالة حدوث الخطر. فمقارنة هاتين النسبتين تمكن من معرفة درجة الخطورة المتعرض لها في حالة حدوث فيضان الوادي. فلتحديد الأماكن المعرضة لأخطار الفيضانات على رقعة جغرافية معينة، تم استعمال منهجية علمية تنقسم إلى ثلاثة أقسام هيدرولوجي، هيدروليكي و جغرافي. فالقسم الهيدرولوجي والذي يعنى بالأساس على دراسة طبيعة الجريان في الوادي في حالات الفيضانات، بحيث أن هناك ميزتين أساسيتين يتطلب تعيينهما و هما: التدفق اللحظي الأقصى ذي تردد عشري و الزمن بالفيضان المميز للحوض. إدخال هاذين المعطيين الأساسيين في نماذج رياضية خاصة من نوع " تدفق - زمن - تردد " ستمكن من الحصول على بيانات هيدروغرافية خاصة بكل تردد سيتم ادخالها كشروط نهائية لنموذج رياضي يعبر عن القسم الهيدروليكي لهذه المنهجية. بالنسبة للقسم الهيدروليكي، فإنه يقوم على تقسيم الجريان في الوادي كمعطى طوبوغرافي إلى منطقتين، الأولى الجريان في المجرى الرئيسي والثاني الجريان على ضفاف الوادي في حالة الفيضان. فالمعادلات التفاضلية التي تتحكم في هذه الظاهرة تتطلب نموذج رياضي عددي يعتمد على طريقة الفروقات المنتهية من أجل حلها. بالنسبة للقسم الجغرافي، فإنه يتداخل من جهة مع القسم الهيدروليكي، بحيث يتم تبيان النتائج المتحصل عليها و ذلك برسم المساحات المعرضة للفيضانات الممكنة في خريطة على حدى و من جهة ثانية و اعتمادا على دراسات اقتصادية و سيكولوجية يمكن تعيين وفق نظم معينة، نسبة الحماية من الفيضانات عن طريق تحديد المساحات الجغرافية و التي ترسم في خريطة ثانية على حدى. إن تقاطع المعطيات على هاتين الخريطتين سيؤدي إلى رسم خريطة ثالثة تلخص أخطار الفيضانات، و التي سيكون لها دور مهم على مستوى الحماية و التأمين اتجاه مخاطر الفيضان. ، و لقد تم اختيار حوض وادي المكرة بولاية سيدي بلعباس شمال غرب الجزائر لتطبيق هذه المنهجية.

## Abstract

The risk of flooding is composed by two factors, hazard and vulnerability. The hazard assessment requires the study of the flood regime of the watershed, which is characterized in this methodology with two essential characteristics: the maximum instantaneous flow decennial and the characteristic duration of flood of the watershed, which conduct to the determination of synthetic mono- frequency hydrographs. These hydrographs will be considered thereafter as the boundary conditions upstream of a hydraulic model of unsteady free surface flow. The results for a particular rate of return period it can be interpreted by the mapping a land occupation form. The vulnerability, is determined from a socio-economic, it is represented by a rate that reflects the objective of protecting against possible flooding. Vulnerable areas can be mapped too. These two maps (hazard & vulnerability) conduct to mapping of the risk which can be inferred either by product or by the difference in the hazard and vulnerability. Hazard mapping, will be very useful in the sense of implementing a prevention plan against the risk of floods. The methodology of evaluation and mapping of flood risk has been applied to the oued Mekerra catchment which is situated in Sidi Bel Abbès department in the North West of Algeria.

**Key words:** Hazard, Vulnerability, Characteristic Flow, Duration, FdF, Synthetic Hydrograph, Flood Flooding, Mapping, Hydraulic Model.

## Résumé

Le risque des inondations est composé par deux facteurs, aléa et vulnérabilité. L'évaluation de l'aléa passe par une étude du régime de crue du bassin versant, qui est caractérisé suivant cette méthodologie par deux caractéristiques essentielles à savoir le quantile du débit instantané maxima décennal annuel et la durée de la crue caractéristique du bassin versant. Cette étude du régime conduit à la détermination des hydrogrammes synthétiques mono fréquence qui seront pris en compte dans les conditions aux limites amont d'un modèle hydraulique des écoulements non permanent à surface libre. Les résultats obtenus pour une période de retour donnée sous forme d'occupation du sol, constitue l'aléa des inondations relativement à ces hydrogrammes. Quant à la vulnérabilité, cette composante est déterminée à partir d'une étude socio-économique, elle est représentée par un taux qui traduit l'objectif de protection contre une inondation probable. Les zones vulnérables peuvent être cartographié aussi. De ces deux cartes une cartographie du risque peut être déduite soit par le produit ou par la différence de l'aléa et de la vulnérabilité. La cartographie du risque, sera très utile dans le sens de mettre en œuvre un plan de prévention contre le risque des inondations (PPRi). La méthodologie d'évaluation et de cartographie du risque d'inondation a été appliquée sur le bassin versant de l'oued Mekerra à Sidi Bel Abbès dans le Nord-Ouest Algérien.

**Mots clés :** Aléa, Vulnérabilité, Débit Caractéristique, Durée, QdF, Hydrogramme Synthétique, Crue Inondation, Cartographie, Modèle Hydraulique.

# Table des Matières

Page de garde	
Dédicaces	
Remerciements	
ملخص Abstract & Résumé	
Table des Matières	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Introduction Générale .....	Page 1
<b>Chapitre 1. Aspect Théorique et Problématique des Crues en Algérie .....</b>	<b>3</b>
1.1. Genèse des crues.....	3
1.1.1. Inondations pluviales et périurbaines.....	3
1.1.2. Crues torrentielles.....	3
1.2. L'homme et les inondations.....	5
1.3. Gestion du risque liée aux inondations.....	6
1.3.1. La réglementation.....	6
1.3.2. La prévision.....	6
1.3.2.1. Les observations de terrains.....	7
1.3.2.2. La mise en place d'un service d'annonce de crues.....	7
1.3.3. L'aménagement du bassin versant.....	8
1.3.4. Pendant et après la crise.....	8
1.4. Crue de projet.....	9
1.5. Spirale de l'aménagement.....	9
1.6. Définition du concept du risque.....	9
1.6.1. Aléa.....	10
1.6.2. Vulnérabilité.....	10
1.7. Modélisation conceptuel du risque d'inondation.....	11
1.8. Exposé de la méthodologie.....	13
1.9. L'analyse de l'aléa, de la vulnérabilité et la synthèse du risque.....	13
1.10. Les inondations en Algérie.....	16
1.10.1. Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation).....	16
1.10.2. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie.....	17
1.10.3. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2008).....	18
1.10.4. Analyse de l'événement pluvieux du 9 au 10 novembre 2001 à Alger.....	21
1.11. Conclusion.....	23
<b>Chapitre 2. Cadre de l'Etude. Le Bassin Versant de l'oued Mekerra.....</b>	<b>24</b>
2.1. Caractéristiques générales du bassin versant de l'oued Mekerra.....	25
2.2. Aperçu historique des inondations de l'oued Mekerra.....	27
2.3. Gestion des catastrophes – Plan O.R.S.E.C. Inondation.....	28
2.4. Crue catastrophique d'octobre 2000.....	30
2.5. Acquisition des données.....	30

	Page
2.5.1. Données pluviométriques.....	30
2.5.2. Données hydrométriques.....	31
2.6. Caractéristiques de l'échantillonnage.....	35
2.7. Tests relatives à l'échantillonnage.....	37
2.7.1. Test d'indépendance.....	37
2.7.2. Test d'homogénéité.....	38
2.7.3. Test de stationnarité.....	38
2.7.4. Test de singularité.....	39
2.8. Fréquence expérimentale.....	40
2.9. Ajustement à une distribution théorique.....	41
2.9.1. Méthode des moments (MM).....	42
2.9.2. Méthode du maximum de vraisemblance (MVS).....	42
2.9.3. Méthode des moments pondérés (MMP).....	43
2.10. Adéquation d'une loi de probabilité.....	43
2.10.1. Test de Chi – Carré.....	44
2.10.2. Test de Kolmogorov – Smirnov.....	44
2.10.3. Test du coefficient de corrélation.....	45
2.10.4. Test de racine de la moyenne des écarts quadratiques.....	45
2.11. Quantiles et intervalles de confiance.....	45
2.11.1. Cas de la méthode des moments.....	47
2.11.2. Cas de la méthode du maximum de vraisemblance.....	49
2.12. Critères de comparaison.....	50
2.12.1. Critères d'information.....	50
2.12.2. Erreur standard.....	50
2.12.3. Système d'aide à la décision (SAD).....	51
2.13. Ajustement à la loi Exponentielle.....	55
2.14. Conclusion.....	57
<b>Chapitre 3. Modélisation du Régime de Crues du Bassin Versant.....</b>	<b>59</b>
3.1. Régime hydrologique.....	59
3.1.1. Régime de crue d'un bassin versant.....	59
3.1.2. Temps courant et temps synthétique.....	59
3.2. Variables hydrologiques.....	60
3.3. Formulation échantillonnée des débits caractéristiques.....	61
3.3.1. Echantillonnage à partir des chroniques continues $Q(t)$ .....	62
3.3.2. Echantillonnage à partir des chroniques en débits journaliers.....	62
3.3.3. Quantiles de débits caractéristiques.....	62
3.4. Echantillonnage des $QCXd$ et $VCXd$ de l'oued Mekerra.....	64
3.5. Paramètres de la crue caractéristique du bassin versant.....	65
3.6. Echantillonnage et ajustement des séries $VCXd$ .....	67
3.6.1. Ajustement à la loi de Gumbel.....	67
3.6.2. Approche QdF basée sur un concept géométrique.....	72
3.6.3. Modèle QdF de référence.....	79
3.6.4. Modèle QdF en débits seuils.....	91



	Page
3.7. L'utilité des modèles QdF.....	93
3.8. Conclusion.....	96
<b>Chapitre 4. Modélisation Hydraulique.....</b>	<b>97</b>
4.1. Modélisation unidimensionnelle.....	97
4.1.1. Equation de continuité.....	98
4.1.2. Equation de conservation de la quantité de mouvement.....	99
4.1.2.1. Forces de gravité et de viscosité (frottement).....	99
4.1.2.2. Force de pression.....	100
4.1.2.3. Forces de singularité et du vent.....	101
4.1.2.4. Forces de volume.....	101
4.1.3. Formes simplifiées des équations de Saint-Venant.....	103
4.1.3.1. Forme vectorielle.....	103
4.1.3.2. Forme non-conservative.....	104
4.2. Résolution des équations de Saint-Venant.....	104
4.2.1. Terminologie de la méthode des différences finies.....	105
4.2.1.1. Différence finie avant.....	105
4.2.1.2. Différence finie arrière.....	105
4.2.1.3. Différence finie centrale.....	106
4.2.2. Méthode des différences finies d'une fonction à deux variables.....	106
4.2.2.1. Schémas explicites.....	107
4.2.2.2. Schéma implicite.....	111
4.3. Modèle bidimensionnel horizontal.....	116
4.4. Logiciel HEC-RAS.....	117
4.4.1. Modèles utilisés par HEC-RAS en régime permanent.....	117
4.4.1.1. Coefficient de Manning d'un lit composé.....	119
4.4.1.2. Equation de la quantité de mouvement.....	120
4.4.2. Modèles utilisés par HEC-RAS en régime non-permanent.....	121
4.4.2.1. Equations de continuité.....	123
4.4.2.2. Equations de conservation de la quantité de mouvement.....	123
4.4.2.3. Singularités et débit latéral.....	125
4.4.2.4. Linéarisation et schéma final aux différences finies des équations.....	125
4.4.3. Utilisation pratique de HEC-RAS.....	129
4.5. Conclusion.....	130
<b>Chapitre 5. Aléa, Vulnérabilité et Synthèse du Risque.....</b>	<b>131</b>
5.1. Topographie.....	131
5.2. Traitement et simulation.....	142
5.3. Cartographie de l'aléa.....	157
5.4. Traitement de la vulnérabilité.....	157
5.4.1. Normes-guides de vulnérabilité.....	158
5.4.2. Traduction de la vulnérabilité en une variable équivalente.....	160
5.4.2.1. Cas des objectifs de protections définis par $T_{obj}$ .....	160

	Page
5.4.2.2. Cas des objectifs de protections définis par $T_{obj}$ et $d_{obj}$ .....	160
5.4.2.3. Cas des objectifs de protections définis par $T_{obj}$ , $d_{obj}$ et $h_{obj}$ . .....	162
5.5. Synthèse du risque.....	164
5.6. Conclusion.....	165
<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>166</b>
<b>Références Bibliographiques.....</b>	<b>168</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>181</b>
Annexe 1. Distribution Exponentielle.....	175
Annexe 2. Distribution de Gumbel.....	178
Annexe 3. Méthode de Newton – Raphson .....	183
Annexe 4. Critère de la Tangente Linéaire .....	185

#### ***Tirés à part des communications et articles***

- *6th World FRIEND Conference. Fez – Morocco. Monday October 25<sup>th</sup> – Friday October 29<sup>th</sup>, 2010.*
- *4th International Workshop on Hydrological Extremes. University of Calabria, Cosenza (Italy), September 15 – 17, 2011.*
- *Revue des Sciences de l'Eau 24(2) (2011) 103-115.*

# Liste des Figures

	Page
<b>Figure 1.1</b> : Inondations en Algérie (Alger, 11/2001 et Ghardaia, 10/2008).....	5
<b>Figure 1.2</b> : Définition du risque.....	9
<b>Figure 1.3</b> : Méthodologie d'étude du risque d'inondation.....	11
<b>Figure 1.4</b> : Organigramme détaillé de la méthodologie d'étude du risque d'inondation.....	12
<b>Figure 1.5</b> : Organigramme de l'analyse de l'Aléa.....	13
<b>Figure 1.6</b> : Aléa ( $d, h, v$ ).....	14
<b>Figure 1.7</b> : Organigramme de l'étude de la vulnérabilité.....	14
<b>Figure 1.8</b> : Comparaison entre aléa – vulnérabilité et synthèse du risque.....	15
<b>Figure 1.9</b> : Distribution des perturbations par année.....	16
<b>Figure 1.10</b> : Distribution par origine des perturbations.....	17
<b>Figure 1.11</b> : Inondation du 10/11/2001 à Bab El Oued (Alger).....	22
<b>Figure 1.12</b> : Ville de Bab El Oued - Alger (d'après Google Earth).....	25
<b>Figure 1.13</b> : Le Bassin versant de oued Koriche (Alger).....	22
<b>Figure 2.1</b> : Situation de la Wilaya de Sidi Bel Abbès.....	24
<b>Figure 2.2</b> : Vue satellitaire de la ville de Sidi Bel Abbès (Source : Google Earth).....	25
<b>Figure 2.3</b> : Bassin versant de l'oued Mekerra.....	25
<b>Figure 2.4</b> : Situation géographique du bassin versant de l'oued Mekerra.....	26
<b>Figure 2.5</b> : Situation du bassin versant de l'oued Mekerra par rapport au grand bassin versant de la Mecta....	26
<b>Figure 2.6</b> : Schématisation des gestions des catastrophes par le plan ORSEC.....	29
<b>Figure 2.7</b> : Répartition spatiale des unités de protection civile sur le territoire de la wilaya de Sidi Bel Abbès...	29
<b>Figure 2.8</b> : Situation des stations pluviométriques (SP) et hydrométriques (SH).....	31
<b>Figure 2.9</b> : Pluies maximales annuelles (en mm) dans chaque station de 1914 au 1998.....	32
<b>Figure 2.10</b> : Hydrogramme des débits instantanés pour l'année 1990/1991.....	34
<b>Figure 2.11</b> : Courbes des fréquences expérimentales en fonction de $QIX$ (Station de Sidi Bel Abbès).....	40
<b>Figure 2.12</b> : Distribution ordonnées par rapport à leurs queues droites (El Adlouni et al., 2008).....	51
<b>Figure 2.13</b> : Diagramme des critères de choix entre les classes C, D et E.....	53
<b>Figure 2.14</b> : Graphique Log-Log pour la discrimination entre la classe C et D.....	53
<b>Figure 2.15</b> : FME de la série $QIX$ .....	54
<b>Figure 2.16</b> : Rapport de Hill de la série $QIX$ .....	55
<b>Figure 2.17</b> : Statistique de Jackson de la série $QIX$ .....	55
<b>Figure 2.18</b> : Ajustement et intervalles de confiance à 95 % de la série $QIX$ à la loi Exponentielle.....	56
<b>Figure 2.19</b> : Ajustement et intervalles de confiance à 95 % de la série $QIX$ à la loi de Gumbel.....	57
<b>Figure 3.1</b> : Chroniques de débits de 1950/51du l'oued Mekerra (Station de Sidi Bel Abbès).....	59
<b>Figure 3.2</b> : Présentation des caractéristiques $VCd$ , $QCd$ et $QIX$ .....	61
<b>Figure 3.3</b> : Définition des deux caractéristiques de régime en crue.....	62
<b>Figure 3.4</b> : Construction des chroniques $VCd$ et $QCd$ et détermination de $VCXd$ et $QCXd$ .....	64
<b>Figure 3.5</b> : Durée et temps de montée caractéristique d'une crue observée.....	65
<b>Figure 3.6</b> : Détermination de la durée $D$ de la crue caractéristique.....	65
<b>Figure 3.7</b> : Détermination du temps de montée $t_m$ de la crue caractéristique.....	66
<b>Figure 3.8</b> : Hydrogrammes de crue de différentes périodes de retour suivant la méthode de SOCOSE.....	66
<b>Figure 3.9</b> : Tailles, moyennes et écarts-types des séries $VCX$ de l'oued Mekerra.....	67
<b>Figure 3.10</b> : Variation, asymétrie et aplatissement des séries $VCXd$ de l'oued Mekerra.....	67
<b>Figure 3.11</b> : Estimation des paramètres de la loi de Gumbel.....	68
<b>Figure 3.12</b> : Tests d'adéquations de $KS$ , $PPC$ et $RMSD$ .....	68
<b>Figure 3.13</b> : Ajustement et intervalles de confiances à 95 % des séries $VCX$ à la loi de Gumbel.....	69
<b>Figure 3.13</b> : Ajustement et intervalles de confiances à 95 % des séries $VCX$ à la loi de Gumbel (suite).....	70
<b>Figure 3.14</b> : Courbes débits – durées – fréquences issues de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	72
<b>Figure 3.15</b> : Droites d'ajustements de Gumbel pour les séries $VCXd$ ( $d = 5, 10, 15, \dots, 50$ heures).....	73
<b>Figure 3.16</b> : Procédure de détermination de $VCXdT$ .....	73

	Page
<b>Figure 3.17</b> : Interpolation polynomiales des Coubes débits – durées – fréquences locales.....	76
<b>Figure 3.18</b> : Variation de l'erreur $\Delta_T(5)$ .....	77
<b>Figure 3.19</b> : Courbes débits – durées – fréquences suivant la formule analytique de $VCXdT$ .....	77
<b>Figure 3.20</b> : Comparaison entre les $VCXdT$ estimés (points) et les $VCXdT$ calculés (courbes).....	79
<b>Figure 3.21</b> : Courbes QdF en $VCX$ suivant le modèle de Vandenesse de l'oued Mekerra.....	86
<b>Figure 3.22</b> : Courbes QdF en $VCX$ suivant le modèle de Soyans de l'oued Mekerra.....	86
<b>Figure 3.23</b> : Courbes QdF en $VCX$ suivant le modèle de Florac de l'oued Mekerra.....	90
<b>Figure 3.24</b> : Limites $L1$ et $L2$ dans le cas de l'oued Mekerra ( $QIXA10 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ et $D = 10 \text{ h}$ ).....	87
<b>Figure 3.25</b> : Comparaison entre les quantiles estimés et calculés.....	89
<b>Figure 3.26</b> : Calcul du coefficient de Nash.....	90
<b>Figure 3.27</b> : Calcul de la tangente linéaire $TL(T)$ .....	90
<b>Figure 3.28</b> : Calcul du coefficient $RMSE(T)$ .....	90
<b>Figure 3.29</b> : Courbes QdF en $QCX$ (de Florac) de l'oued Mekerra.....	93
<b>Figure 3.30</b> : Procédure de construction de l'Hydrogramme Synthétique Mono-Fréquence (HSMF).....	94
<b>Figure 3.31</b> : Hydrogrammes Synthétiques Mono Fréquence (HSMF) de l'oued Mekerra.....	95
<b>Figure 4.1</b> : Lit d'un cours d'eau.....	97
<b>Figure 4.2</b> : Élément de liquide en écoulement à surface libre (coupe longitudinale).....	98
<b>Figure 4.3</b> : Élément de liquide en écoulement à surface libre (coupe transversale).....	100
<b>Figure 4.4</b> : Approximation par différence finie de la fonction $u(x)$ .....	105
<b>Figure 4.5</b> : Grille de calcul pour la résolution numérique des équations de Saint-Venant.....	106
<b>Figure 4.6</b> : Schéma explicite diffusive de Lax.....	107
<b>Figure 4.7</b> : Schéma saute-mouton (leap-frog).....	108
<b>Figure 4.8</b> : Schéma de Lax – Wendroff (étape 1).....	109
<b>Figure 4.9</b> : Schéma de Lax – Wendroff (étape 2).....	109
<b>Figure 4.10</b> : Quatre points du schéma implicite de Preissmann.....	111
<b>Figure 4.11</b> : Élément de liquide en écoulement à surface libre bidimensionnel.....	116
<b>Figure 4.12</b> : Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center.....	117
<b>Figure 4.13</b> : Modèle utilisé par HEC-RAS.....	118
<b>Figure 4.14</b> : Division de la section mouillée du canal.....	118
<b>Figure 4.15</b> : Chenal et plaine d'inondation active.....	122
<b>Figure 4.16</b> : Cours d'eau avant (chenal) et après le débordement (plaine d'inondation active).....	122
<b>Figure 4.17</b> : Relation entre la surface et la profondeur.....	129
<b>Figure 5.1</b> : Tronçon pertinent pour l'étude des inondations.....	131
<b>Figure 5.2</b> : Lecture géomorphologique des lits d'un cours d'eau.....	132
<b>Figure 5.3</b> : Carte topographique de Sidi Bel Abbès (Source : INCT Alger).....	133
<b>Figure 5.4</b> : Tronçon pertinent de oued Mekerra.....	134
<b>Figure 5.5</b> : Choix des sections dans le tronçon pertinent.....	134
<b>Figure 5.6</b> : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections $S_0$ à $S_5$ ).....	151
<b>Figure 5.7</b> : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections $S_6$ à $S_{11}$ ).....	152
<b>Figure 5.8</b> : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections $S_{12}$ à $S_{17}$ ).....	153
<b>Figure 5.9</b> : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections $S_{18}$ à $S_{23}$ ).....	154
<b>Figure 5.10</b> : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections $S_{24}$ à $S_{29}$ ).....	155
<b>Figure 5.11</b> : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections $S_{30}$ à $S_{34}$ ).....	156
<b>Figure 5.12</b> : Cartographie de l'alea.....	157
<b>Figure 5.13</b> : Exemple d'objectifs de protection type (Oberlin et al., 1993).....	159
<b>Figure 5.14</b> : Définition du TOP pour un objectif de protection défini par $(T_{obj}, d_{obj})$ .....	161
<b>Figure 5.15</b> : Détermination du TOP pour un objectif de protection défini par $(T_{obj}, d_{obj}, h_{obj})$ .....	163
<b>Figure 5.16</b> : Cartographie de la vulnérabilité.....	164

**Figure 5.17** : Carte de synthèse du risque.....165

**Figure A4.1** : Droite de la régression linéaire..... 185

# Liste des Tableaux

	Page
<b>Tableau 1.1</b> : Inondations dues aux crues observées dans l'Est Algérien.....	19
<b>Tableau 1.2</b> : Caractéristiques des crues observées du 28 au 31 mars 1974.....	19
<b>Tableau 1.3</b> : Crues observées du 28/12/1984 au 01/01/1985 dans l'Est Algérien.....	20
<b>Tableau 1.4</b> : Les débits maxima instantanés enregistrés.....	23
<b>Tableau 2.1</b> : Statistique des inondations de Sidi Bel Abbès.....	28
<b>Tableau 2.2</b> : Identification des stations pluviométriques par leurs codes et ses coordonnées.....	30
<b>Tableau 2.3</b> : Stations hydrométriques du bassin versant de l'oued Mekerra.....	32
<b>Tableau 2.4</b> : Exemple de données hydrométriques.....	33
<b>Tableau 2.5</b> : Exemple de données des crues observées.....	34
<b>Tableau 2.6</b> : Débits instantanés.....	34
<b>Tableau 2.7</b> : Caractéristiques empiriques de la série $QIX$ .....	36
<b>Tableau 2.8</b> : Tests relatives à l'échantillonnage de la série $QIX$ .....	40
<b>Tableau 2.9</b> : Valeurs de $b$ .....	40
<b>Tableau 2.10</b> : Valeurs des quantiles de Kolmogorov – Smirnov.....	44
<b>Tableau 2.11</b> : Quantiles et intervalles de confiance estimés par la loi Exponentielle.....	56
<b>Tableau 2.12</b> : Quantiles et intervalles de confiance estimés par la loi de Gumbel.....	57
<b>Tableau 3.1</b> : Quantiles $VCXdT$ (en $m^3/s$ ) issue de l'ajustement statistique des séries $VCXd$ .....	71
<b>Tableau 3.2</b> : Coefficients des polynômes d'interpolation en fonction de la période de retour $T'$ .....	75
<b>Tableau 3.3</b> : Quantiles $VCXdT$ (en $m^3/s$ ) calculés par la formule analytique.....	78
<b>Tableau 3.4</b> : Paramètres $x_i$ pour les modèles QdF en débit moyen (Volume) $VCX$ .....	81
<b>Tableau 3.5</b> : Paramètres $x_i$ pour les modèles QdF en débit dépassé $QCX$ .....	81
<b>Tableau 3.6</b> : Quantiles $VCXdT$ (en $m^3/s$ ) calculés par le modèle QdF de Vandenesse.....	83
<b>Tableau 3.7</b> : Quantiles $VCXdT$ (en $m^3/s$ ) calculés par le modèle QdF de Soyans.....	84
<b>Tableau 3.8</b> : Quantiles $VCXdT$ (en $m^3/s$ ) calculés par le modèle QdF de Florac.....	85
<b>Tableau 3.9</b> : Quantiles $QCXdT$ (en $m^3/s$ ) de l'oued Mekerra.....	92
<b>Tableau 4.1</b> : Valeurs estimées pour le coefficient de Manning en fonction de la nature des parois.....	119
<b>Tableau 5.1</b> : Distances entre les sections du tronçon pertinent.....	135
<b>Tableau 5.2</b> : Données géométriques des sections ( $S_0$ à $S_1$ ) du tronçon pertinent.....	135
<b>Tableau 5.3</b> : Données géométriques des sections ( $S_2$ à $S_6$ ) du tronçon pertinent.....	136
<b>Tableau 5.4</b> : Données géométriques des sections ( $S_7$ à $S_{11}$ ) du tronçon pertinent.....	137
<b>Tableau 5.5</b> : Données géométriques des sections ( $S_{12}$ à $S_{16}$ ) du tronçon pertinent.....	138
<b>Tableau 5.6</b> : Données géométriques des sections ( $S_{17}$ à $S_{21}$ ) du tronçon pertinent.....	139
<b>Tableau 5.7</b> : Données géométriques des sections ( $S_{22}$ à $S_{26}$ ) du tronçon pertinent.....	140
<b>Tableau 5.8</b> : Données géométriques des sections ( $S_{27}$ à $S_{31}$ ) du tronçon pertinent.....	141
<b>Tableau 5.9</b> : Données géométriques des sections ( $S_{32}$ à $S_{34}$ ) du tronçon pertinent.....	142
<b>Tableau 5.10</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 2$ ans.....	143
<b>Tableau 5.11</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 5$ ans.....	144
<b>Tableau 5.12</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 10$ ans.....	145
<b>Tableau 5.13</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 20$ ans.....	146
<b>Tableau 5.14</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 50$ ans.....	147
<b>Tableau 5.15</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 100$ ans.....	148
<b>Tableau 5.16</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 500$ ans.....	149
<b>Tableau 5.17</b> : Résultats de simulation dans le cas extrême pour $T = 1000$ ans.....	150
<b>Tableau 5.18</b> : Normes-guides d'objectifs de protection en zone rurales.....	158
<b>Tableau 5.19</b> : Normes-guides d'objectifs de protection en zone urbaines.....	159

## Introduction Générale



Inondation d'automne 1957 à Alger

## Introduction Générale

L'Algérie, est parmi les régions méditerranéennes qui sont affectées par des crues qui engendrent des inondations dues généralement aux débordements des cours d'eau traversant des villes et des agglomérations. Ces crues dont l'apparition est soudaine, souvent difficilement prévisibles, de temps de montée rapide et de débit spécifique relativement important, elles sont généralement liées à des épisodes pluvieux intenses et se manifestent sur des bassins de taille modérée. Plusieurs catastrophes provoquées par ses crues ont été recensées en Algérie (Alger en novembre 2001 Sidi Bel Abbès en avril 2007, Ghardaïa et Béchar en octobre 2008, etc.).

Selon l'Institut international de l'eau de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80 % des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique, et les inondations auraient lors de cette décennie affecté en moyenne 66 millions de personnes par an entre 1973 et 1997. Ce sont les catastrophes naturelles qui produisent le plus de dégâts.

Les inondations sont parmi les catastrophes naturelles qui causent des pertes et des dommages matériels dans le monde. Elles constituent le risque le mieux distribué sur la planète (White, 1999). De plus, leur grande fréquence dans certaines régions du globe, leur dépendance face aux changements climatiques et la pression démographique de plus en plus forte sur les rives des cours d'eau en font des événements de plus en plus préoccupants et difficiles à gérer. Selon l'Institut international de l'eau de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80 % des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique, et les inondations auraient lors de cette décennie affecté en moyenne 66 millions de personnes par an entre 1973 et 1997. Ce sont les catastrophes naturelles qui produisent le plus de dégâts.

Le problème des inondations se complexifie d'autant plus qu'il touche à un élément naturel à la base même de la culture et de l'économie de la plupart des peuples. En effet, chacun sait que les cours d'eau ont été et sont encore les éléments fondamentaux du développement des civilisations. Le fait que ces éléments soient fondamentaux accentue le nombre de sphères de la société qui sont concernées par le risque ou le danger qu'ils représentent. L'inondation n'est pas seulement une question technique, c'est aussi un problème qui touche de près les domaines économiques, sociaux, légaux, environnementaux, etc.

En Algérie, les inondations sont devenues de plus en plus complexes à gérer. En effet, la construction de nombreux ouvrages et aménagements, de même que l'installation de résidences permanentes sur les rives des cours d'eau, ont eu pour conséquence d'augmenter, ou du moins modifier, le risque face aux crues exceptionnelles. De plus, l'absence ou la mauvaise transmission vers les intervenants des connaissances sur l'hydrologie fluviale a eu pour conséquence le manque ou l'absence de règlements régissant la construction dans les zones inondables. Ceci a permis à de nombreux citoyens de s'installer en permanence sur les plaines inondables et d'obtenir des droits acquis face aux lois et règlements subséquents (Leclerc, 2000).

Après l'inondation d'Alger du 10 novembre 2001, la prise de conscience de la nécessité d'une lutte contre les inondations avait fait son chemin. Le lourd bilan de cette catastrophe conduit à s'interroger sur les causes des inondations et d'abord les causes naturelles : quels sont les facteurs météorologiques responsables de telles catastrophes ? Les niveaux du cours d'eau ont-ils dépassé les niveaux connus



précédemment ? Quelle est la durée de retour des débits hydrologiques qui souvent ont été réestimés plusieurs fois à la hausse faute d'avoir pu être mesurés in situ ? Est-on en présence d'un phénomène de récurrence cinquantennale, centennale ou pluri – centennale ? Les nombreuses études techniques postérieures sur les crues permettent de répondre partiellement à ces questions.

Diverses méthodes de gestion, de prévision et d'évaluation du risque d'inondation existent (Yahiaoui, 1997). L'évolution des connaissances et les technologies a permis d'établir des méthodes de plus en plus précises basées sur des concepts hydrologiques et hydrauliques. Par contre, aucune des méthodes existantes ne permet de réaliser une évaluation à la fois préventive et quantitative précise liés au risque d'inondation. L'utilisation d'une nouvelle méthodologie basée sur le concept du régime de crue d'un bassin versant conduit à établir une cartographie des risques probables d'inondation très intéressante pour répondre aux différentes préoccupations à l'égard de la prévention de ces événements. D'autant plus que cette méthodologie se base sur une définition précise et reconnue du risque combinant l'aspect de l'aléa et de la vulnérabilité. Cette méthodologie est présentée et illustrée à l'aide d'une application sur le tronçon de l'oued Mekerra à Sidi Bel Abbès dans le nord-ouest Algérien dont le potentiel d'analyse et l'éclairage nouveau apporté par cet outil de cartographie sont exposés et discutés.

Pour aboutir aux objectifs visés, la démarche suivante est adoptée :

Le premier chapitre, est consacré à la présentation de l'aspect théorique et la problématique des crues et inondations, l'exposé de la méthodologie globale d'évaluation du risque et présentation d'un inventaire des crues et des inondations en Algérie.

Le deuxième chapitre est consacré, à la présentation de la zone d'étude : le bassin versant de l'oued Mekerra dans le nord-ouest Algérien et l'analyse fréquentielle des débits instantanés maxima annuel.

Le troisième chapitre, traite de la modélisation du régime de crue à travers une localisation du modèle QdF (Débit – durée – Fréquence) du bassin versant de l'oued Mekerra, et par conséquent la détermination des hydrogrammes synthétiques mono fréquence.

Le quatrième chapitre est consacré à une modélisation mathématique et numérique des écoulements à surface libre, en régime non permanent dans le cas des inondations des plaines actives.

Le cinquième et dernier chapitre, est consacré à la détermination et la cartographie de l'aléa ainsi qu'à l'analyse et la cartographie de la vulnérabilité et par conséquent la cartographie des risques dus aux inondations probables dans le tronçon pertinent de l'oued Mekerra traversant la ville de Sidi Bel Abbès.

Une conclusion générale est présentée à la fin de ce travail, après l'application de cette méthodologie d'évaluation et cartographie du risque des inondations.



## Chapitre 1.

### Aspect Théorique et Problématique des Crues en Algérie

La crue est un phénomène exceptionnel qui peut survenir à tout moment. Mais, à quel moment une rivière est considérée en crue ? De nombreux géographes et hydrologues ont adopté le critère qu'une rivière est en crue lorsque son débit est trois à cinq fois supérieur à son débit moyen (Salomon, 1997).

#### 1.1. Genèse des crues.

Sous les termes de crues et d'inondations se cache un phénomène multiforme. Les crues, terme plutôt hydrologique, désigne le dépassement d'un certain débit ou d'une certaine hauteur par un cours d'eau. Cette hauteur d'eau peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour : crue décennale pour une hauteur d'eau ou un débit qui a une chance sur dix de se produire chaque année. Le terme inondation est d'acceptation plutôt topographique ou géomorphologique. Il désigne le débordement d'un cours d'eau de son lit mineur, mais aussi le remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. Ce type d'inondations pluviales se distingue par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau. Ces paramètres sont essentiels pour comprendre les dommages et instaurer des politiques de prévention efficaces.

##### 1.1.1. Inondations pluviales et périurbaines.

Les cumuls de précipitations exceptionnels (400 mm et plus) pendant de courtes périodes ont réveillé des petits bassins versants qui ne fonctionnent de façon catastrophique que tous les 50 ou 100 ans. Du fait, de la faible taille de ces bassins, le temps de réponse des cours d'eau est très court et la pointe de crue se cale pratiquement sur le pic d'intensité pluviométrique. Dans les secteurs urbanisés, des crues constituées dans l'espace rural ou périurbain se heurtent à la sous-capacité du réseau d'évacuation des eaux pluviales (calibré en général pour des pluies décennales), et à la désorganisation du réseau hydrographique naturel, l'eau emprunte donc les rues qui se transforment en torrents.

##### 1.1.2. Crues torrentielles.

Les crues torrentielles sont couramment associées au milieu méditerranéen. La proximité des massifs montagneux et du niveau de base méditerranéen induit de fortes pentes et des bassins versants de faibles étendues aux réponses rapides.

Les grandes crues ont surtout pour origine des conditions exceptionnelles d'alimentation, tant par leur abondance que par leur intensité, leur durée, leur extension ou leur succession rapprochée. En Algérie l'abondance des précipitations est le principal facteur explicatif des crues et des inondations, à savoir :

- **Averses brutales de type orageux ou durables** : qui peuvent être à l'occasion porteuse de précipitations importantes avec des lames d'eau de 200 à 300 mm en quelques heures. Le déplacement d'un front orageux bloqué localement sur le flan d'une chaîne montagneuse, et subissant une ascendance orographique, peut engendrer de véritables déluges. Ce cas est très

fréquent sur le pourtour de la Méditerranée et les précipitations supérieures à 400 mm en 24 heures ne sont pas rares (Salomon, 1997). Le caractère de brutalité des précipitations est le trait dominant avec une très grande vitesse de montée des eaux : 1 à 2 heures par rapport aux averses, d'où des pointes de crue très caractéristiques. Dans ces conditions, la prévision et les travaux de protection sont très aléatoires, d'autant plus que ce type de cataclysme est très espacé dans le temps. S'il n'est guère possible de s'opposer à la brutalité de l'écoulement, ne vaut-il donc pas mieux s'adapter à son éventualité.

- **Averses durable** : cas banal en saison des pluies tropicales, sont moins brutales car elles comportent en fait des séries d'averses successives entrecoupées de périodes d'accalmie, mais elles sont toutes aussi dévastatrices (Salomon, 1997).
- **Pluies de type orographique et cyclonique** : cas des pluies de fortes intensités allant de 1000 mm en 24 heures au 6000 mm en 12 jours. Le caractère de soudaineté et de brutalité des averses génératrices des crues entraînent des conséquences catastrophiques pour l'homme, qui ne doit nullement négliger leur caractère naturel.

Le volume d'eau écoulé va généralement augmenter de l'amont à l'aval et la vitesse d'écoulement augmente proportionnellement à la racine carrée de la hauteur de lame d'eau. Les débits de crue des cours d'eau cheminent vers l'aval à des vitesses d'autant plus grandes qu'il y a de la pente et de la profondeur, autrement dit, plus une crue s'aggrave, plus son onde se déplace vite. Par contre, en cas de submersion, cette dernière réduit la profondeur moyenne et freine la vitesse du courant : l'action érosive diminue et l'évacuation des eaux est retardée. Dans la nature, les vitesses enregistrées sont généralement inférieures à 20 km/h en montagne et 10 km/h en plaine. En plaine submergée, elles sont inférieures à 2 à 3 km/h. Lors de phénomènes exceptionnels, la croissance type peut ne pas dépasser quelques heures, voir moins d'une heure pour certains torrents. Mais pour les cours d'eau importants cela demande plusieurs jours, ou semaines, ce qui laisse le temps de la prévision. Ces durées s'entendent pour des crues mono – géniques or seules les crues polygéniques peuvent être graves sur les cours d'eau inférieurs.

En règle générale, la puissance de la crue et les dégâts qu'elle occasionne sont d'autant plus forts que :

- les précipitations sur le bassin versant ont été fortes, intenses et durables ;
- les quotients d'écoulement sont plus élevés ;
- la morphologie du bassin versant et la structure du réservoir permettent mieux, abaissant le seuil d'intensité, l'établissement d'un gros apport entre débit maximum fluvial et débit pluvial ;
- la morphologie et la nature des matériaux se prêtent à l'érosion et au charriage.

Il est à noter que, plus le bassin versant est grand, moins la précipitation risque d'être homogène dans l'espace et dans le temps. Dans ce cas, le temps de concentration, depuis les parties les plus arrosées jusqu'au l'exutoire s'allonge. A ce moment-là, le rapport débit fluvial / débit pluvial a tendance à baisser. Par contre, pour de petits bassins versants, ce rapport tend à augmenter si bien que des débits record sont obtenus.



Figure 1.1 : Inondations en Algérie (Alger, 11/2001 et Ghardaïa, 10/2008).

## 1.2. L'homme et les inondations.

Depuis l'aube de l'humanité, les inondations (Figure 1.1) ont eu un caractère spécial. Cependant grâce à sa technique, l'homme est parvenu à infléchir sinon contrôler le cours naturel des rivières, selon leur importance et leur localisation géographique. Les crues et les inondations peuvent provoquer des dégâts et même d'effroyables désastres, ceux-ci se manifestent surtout par :

- L'érosion des sols et des cours d'eau (berges emportées, affouillement, creusement de ravines, etc...) parfois fertiles et cultivés. La force érosive est fonction de la masse déplacée (liquide et solide) et de la vitesse, elle-même fonction de la pente expliquant le caractère catastrophique des crues. Les versants sont souvent affectés d'éboulement, de glissements provoqués tant par le rajeunissement du pied de versant en raison de l'érosion provoquée par la crue, que par la gravité, à la faveur de sols détrempés par les fortes pluies. Les masses rocheuses se détachant brusquement des parois peuvent former des tabliers de matériaux grossiers et venir obstruer localement un écoulement déjà impétueux.
- L'asphyxie des cultures en plaine, l'eau qui a débordé peut rester durablement : la force érosive n'est plus à redouter, mais les récoltes sont menacées. Après trois jours de submersion totale, beaucoup de champs en épis sont perdus. Le bétail est parfois noyé souvent l'eau n'est éliminée que par évaporation. Par contre, l'inondation contribue à enrichir le sol et la biomasse en matière minérale favorisant ainsi la croissance végétale ultérieure et la productivité primaire.
- La destruction des forêts par les inondations est très violente, les forêts sont détruites sur de vastes surfaces provoquant des modifications dans la composition végétale, mettant en place des formations peu denses et plus fragiles.

- La modification de la configuration du cours d'eau, les sapements ou les accumulations de galets chassés par à-coups lors des fortes crues, radiers et ponts peuvent être endommagés par blocage des buses voûtes. Ce qui provoque non seulement des déversements au-dessus des tabliers mais aussi des cas spectaculaires d'érosion liés aux mouvements tourbillonnaires consécutifs. Les excavations d'alluvions en des piles de ponts peuvent entraîner l'effondrement des ouvrages. Inversement, des atterrissements importants se produisent à l'aval des resserrements. Tous ces phénomènes traduisent des écoulements diphasiques avec une force considérable.
- La destruction d'ouvrages d'arts (barrages, ponts), de voies de communication (routes et chemin de fer), de construction (bâtiments collectifs, usines, ou maisons individuelles) ou de récolte etc... Les inondations de 1995 en Europe occidentale ont vu l'évacuation de 300 000 personnes aux Pays Bas, en France 250 000 foyers furent privés d'eau et 400 entreprises et commerces sinistrés une crue semblable à celle de 1910 provoquerait près de 60 milliards de Francs de dommage (Rizzoli, 1988), pour la Loire des dommages pourraient s'élever à plus de 10 milliards de Francs pour une crue similaire à celle de 1856 (Jacq, 1987).
- Des catastrophes avec de nombreux morts. Le cas de Bab El Oued à Alger en est un exemple, les inondations de novembre 2001 ont fait plus de 750 morts.

Mais les pires désastres ont certainement été ceux provoqués par les crues du Hoang HO (Fleuve Jaune) car la surélévation fréquente au-dessus de la plaine entraîne d'immenses défluviations au cours desquelles les eaux emportaient tout sur leur passage, les victimes se comptèrent alors par centaines de milliers et les inondations du Pakistan en Aout 2010 dont le nombre de sinistrés a atteint le 15.4 millions de personnes, 894 000 maisons endommagées et l'étendue des zones affectées par les inondations est de 160 000 kilomètres carrés ce qui représente un territoire aussi grand que la Suisse, la Belgique et l'Autriche réunis.

Les statistiques ont montré que les dommages dus aux crues sont d'autant plus graves qu'ils sont moins fréquents, car l'homme à la mémoire courte, ou obéit à des considérations économiques à court terme qui l'amènent à négliger le phénomène ou à admettre ses inconvénients.

### **1.3. Gestion du risque liée aux inondations.**

Les inondations du début des années 80 auront eu le mérite de susciter une prise de conscience préalable à l'élaboration d'une politique de prévention des risques naturels dans plusieurs pays, les actions qui s'y réfèrent peuvent être résumées comme suite :

#### **1.3.1. La réglementation.**

Celle-ci ancienne, variante, souvent incomplète parfois mal adoptée, elle devrait systématiquement prendre en compte les actions anthropiques aboutissant à une modification substantielle du relief (travaux d'aplanissement, extraction de gravier et carrière etc...) à l'édification de toute construction en zone inondable, mais très souvent la réglementation n'est pas respectée ce qui amené souvent, à des situations très dangereuses.

#### **1.3.2. La prévision.**

La première démarche à entreprendre est de procéder à un inventaire des observations de terrain, la seconde est de mettre en place un service d'annonce de crue.

### 1.3.2.1. Les observations de terrains.

Il s'agit d'analyser, aux différents endroits des bassins versants susceptibles de subir une crue ou une inondation, les paramètres suivants :

- la délimitation précise des secteurs inondables et ce, pour chaque type de crue ;
- la typologie des inondations (pointe, durée, récurrence, intensité) ;
- l'ampleur de l'inondation possible ;
- la période de retour ;
- l'évaluation des dommages à craindre, sur les plans matériel et humain.

### 1.3.2.2. La mise en place d'un service d'annonce de crues.

La prévision porte sur la collecte et la transmission des données pluviométriques et hydrologiques. Bien entendu, l'efficacité des systèmes d'alerte dépend de leur qualité et donc des moyens mis à la disposition des spécialistes mais aussi de l'ancienneté des chroniques disponibles. Il est très important de multiplier et d'accumuler des données dans la plupart des cas. Les délais, souvent, pour alerter les populations se réduisent à quelques heures voir moins. Cependant l'apparition de capteurs et des systèmes de transmission a permis d'améliorer l'annonce des crues (Lobled et al., 1987).

Deux aspects de la prévision peuvent être distingués :

- **La prévision immédiate.** Avec l'alerte des populations quelques heures avant que la crue n'intervienne. Ce rôle était joué par des observateurs chargés de suivre la montée des eaux et de transmettre les informations par les moyens de communication. Les mesures sont progressivement automatisées et les services ont même la possibilité d'interroger les stations en cas de besoins que ce soit sur la pluie, les débits, les volumes d'eau des retenues, l'onde de crue, etc... L'implantation d'un réseau de radar météorologique qui mesure la pluie tombée, avant son accumulation au sol, permet d'anticiper au mieux et peut représenter un véritable outil d'aide à la décision (Roy, 2000). Cependant la prévision notamment pour les phénomènes brutaux, n'est pas facile, car même le recours aux documents, radars et satellitaires, ne permet ni de localiser avec précision les points d'impacts majeurs des phénomènes de grande ampleur, ni d'évaluer leur importance réelle.
- **La prévision à long terme.** Elle peut se faire en utilisant les documents historiques et les cartes à risques. L'analyse sur réseau hydrographique peut être d'un grand intérêt quand la prévention. Un "chevelu" dense concentré, des pentes fortes sur terrain imperméables, une incision importante, l'absence d'une couverture végétale dense, sont autant de facteurs favorables à la production d'une crue importante. Aussi, la cartographie de l'occupation du sol, base d'une analyse de vulnérabilité des biens, obtenus par traitement des données multiples, permet d'évaluer la densité du couvert végétal et d'estimer la proportion du ruissellement des différentes parcelles. La pertinence d'une cartographie géomorphologique spécialisée est largement démontrée (Lambert, 1996). Elle permet de situer les ouvrages et travaux susceptibles de modifier le fonctionnement hydro – morphologique de base (freinage ou d'accélération de l'écoulement des eaux, amplification des crues etc...).

A partir des analyses effectuées, l'action devrait se tourner prioritairement vers l'aménagement du bassin versant.

### 1.3.3. L'aménagement du bassin versant.

Du point de vue de la prévention des crues, l'aménagement du bassin versant apparaît comme fondamental tant au niveau des versants que du lit proprement dit.

- **Au niveau des versants.** Le reboisement apparaît comme la première solution envisageable pour la protection des versants, car la forêt intercepte la pluie (réduction ou anéantissement de l'effet "Splash"), et retarde la fonte des neiges sous son couvert, accroît l'évapotranspiration (en particulier en été ou la transpiration des arbres contribue à l'assèchement des sols et l'abaissement du niveau des nappes phréatiques, au bénéfice de la rétention). L'humus forestier qui est relativement abondant, est capable d'absorber jusqu'à 10 fois son poids d'eau (Loup, 1974). Inversement, la destruction d'une forêt provoque un accroissement annuel de l'écoulement, mais aussi l'apparition de ravins. En cas d'absence de couverture végétale, l'érosion (depuis l'effet Splash jusqu'à l'écoulement concentré) se développe.
- **Au niveau du lit.** La correction des lits est souvent la solution proposée par les ingénieurs qui cherchent à accroître la section mouillée en élargissant les lits ou encore à les approfondir par des dérochements ou encore en érigeant des digues, etc... Tous ces travaux ont pour but de minorer les niveaux, encore faut-il que ces interventions soient précédées d'une connaissance préalable de la crue maximale probable, et mieux encore du bassin versant. Le recalibrage qui consiste à rectifier la section d'écoulement et à augmenter le débit, permet d'évacuer plus rapidement la crue, mais déplace le risque sur le secteur aval, sur des zones intermédiaires ne permettant pas de stocker une partie des eaux.

Le mieux est de chercher à étaler la crue que la contenir, un bon aménagement devrait donc examiner avec soin la solution des retenues de ralentissement, dans toutes les variantes axiales ou latérales selon les configurations locales et non pas seulement celle des barrages réservoirs.

Pour le lit des cours d'eau, il convient de cesser tout dragage, et d'interdire toute gravière de basse terrasse, notamment dans les zones amont des agglomérations.

### 1.3.4. Pendant et après la crise.

En dépit de toutes les mesures de protection et/ou de prévention que l'homme peut arrêter, les crues et les inondations imprévues seront toujours probables. Aussi, il importe d'envisager des scénarii tenant compte de l'inévitable.

Les plans d'organisation des secours O.R.S.E.C., sont des dispositifs d'urgence, destinés à faire face à tout événement calamiteux, d'ordre exceptionnel, dépassant les possibilités opérationnelles de secours locaux. Les dispositions législatives et réglementaires confient à l'état la responsabilité de la prévention et de la réponse aux besoins des populations en cas de catastrophes naturelles. Cependant, il est à signaler que le choc de la phase d'urgence ne représente en fait que le début des difficultés rencontrées, pour les familles sinistrées. Le règlement ou l'indemnisation sont accompagnées d'une série de vicissitude. Les aides immédiates (évacuation, hébergement : distribution de vivres, sanitaires et habillements) sont généralement correctement effectuées et largement médiatisées. Les aides postérieures, à la crise (collectivités locales, mouvement association, état) sont plus aléatoires, généralement longues à intervenir et toujours jugées insuffisantes par ceux qui ont été affectés (Vuillaume, 2000).

#### 1.4. Crue de projet.

Une rapide analyse des pratiques traditionnelles met en évidence la connaissance de la zone inondable, pour exposer le problème, cette approche est de fait en contradiction avec les résultats hydrologiques qui mettent en évidence une forte variabilité interannuelle du fonctionnement des bassins versants, approché par des méthodes statistiques. Celles-ci permettent de définir des crues d'intensités variables, correspondant à différentes périodes de retour, mettant en évidence une certaine continuité du phénomène entre les événements les plus courants et les événements les plus rares.

Cette approche classique est renforcée par la définition d'une crue de projet unique, permettant de dimensionner les ouvrages de protection et de délimiter la zone inondable, mais l'illusion de sécurité apportée par un ouvrage qui permet de se protéger contre la crue de projet est trompeuse, en cela que s'il se produit un événement d'intensité supérieur, le risque encouru n'est pas explicitement identifié, il peut même être occulté dans certains cas. Cette illusion est d'autant plus grande que le niveau de protection est atteint. La généralisation de tels travaux le long d'un cours d'eau porte en germe l'échec de telles solutions.

#### 1.5. Spirale de l'aménagement.

Cette approche dichotomique entre zone inondée et zone non inondée et son corollaire en termes de crue de projet, mène à la spirale bien connue, toujours plus d'aménagement pour protéger des usages toujours plus vulnérables.

L'analyse de l'évolution passée de la prévention du risque d'inondation, laisse penser que c'est bien l'absence d'une prise en compte explicite de tout le régime hydrologique en crue, ainsi que l'absence d'une définition objective de la vulnérabilité qui est un concept socio-économique, qui explique pour partie les difficultés rencontrées actuellement. La focalisation de l'attention sur le terme "aléa" est pertinente tant qu'il existe encore de nombreuses potentialités structurelles pour améliorer la situation. Plus ces situations sont exploitées, c'est à dire plus des travaux hydrauliques sont réalisés et moins efficaces, sont les nouvelles interventions programmées. Il est donc urgent de définir de nouvelles méthodes d'aménagement permettant d'englober toute la complexité du problème posé à une échelle adaptée à sa gestion à savoir celle du bassin versant (Gilard et al., 1998).

#### 1.6. Définition du concept du risque.

Le concept de risque est en soi assez complexe puisque qu'il ne peut se définir qu'en considérant simultanément, et sur une même parcelle d'espace, un phénomène physique (en l'occurrence, la présence d'eau), et une utilisation sociale de ce même espace qui souffre de cette présence d'eau.

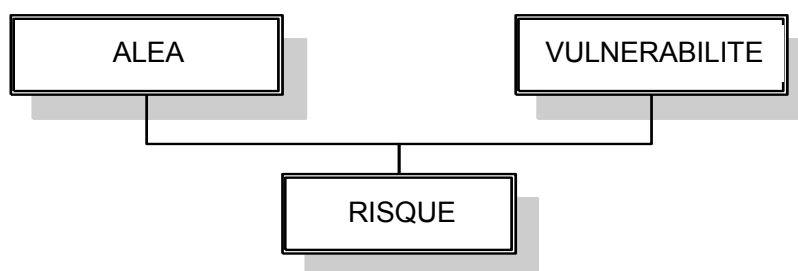


Figure 1.2 : Définition du risque.



Le risque est définie comme résultant de deux facteurs réputés indépendants que sont (Figure 1.2) : l'**aléa** et la **vulnérabilité** (Gendreau et al., 1997 ; Molin Valdes, 1994). Il doit être bien entendu que cette décomposition du risque est une première modélisation conceptuelle de l'objet étudié qui comporte dans sa part de simplification (Gilard et al., 1998).

### 1.6.1. Aléa.

Est défini comme lié uniquement au phénomène physique considéré, la crue fait l'objet de l'essentiel des travaux en hydrologie et hydraulique appliqués à la gestion des risques d'inondation. Il dépend du comportement hydrologique du bassin versant et du fonctionnement hydraulique du réseau hydrographique. Il peut être quantifié sur une parcelle (avec une précision plus au moins bonne) grâce aux variables hydrologiques classiquement utilisées que sont la **profondeur d'eau** et la **durée d'inondation**, associée à une période de retour. Sur cette dimension probabiliste de l'aléa traduit la notion de fréquence ou de période moyenne de retour.

La notion de "vitesse" du courant est parfois utilisée comme paramètre complémentaire de caractérisation de l'aléa mais elle est encore assez mal connue. Sa mesure ou sa modélisation posent des problèmes théoriques et pratiques puisque actuellement, seule la vitesse moyenne par section en travers, peu pertinente en terme d'aléa est accessible (Gilard et al., 1998).

### 1.6.2. Vulnérabilité.

La vulnérabilité de l'occupation des sols aux inondations traduit le fait que les dommages économiques directs et indirects, et plus au moins sévères, apparaissent lorsque l'eau inonde une parcelle. De façon classique, des courbes de dommages qui relient entre eux les paramètres de profondeur d'eau et le coût des dommages correspondants peuvent être construites d'une manière classique. La vulnérabilité se définit dans le même espace que l'aléa, à savoir en termes de profondeur, durée et période de retour ( $h, d, T$ ) (Gilard et al., 1998).

La méthode classique consiste à assortir la courbe des dommages du paramètre probabiliste traduisant la réalité de la contrainte hydraulique ou aléa (Penning-Rowell et al., 1995 ; Torterotot, 1993). Le risque se quantifie par le coût annuel moyen des dégâts, espérance mathématique du produit scalaire du coût des dommages par leur probabilité.

$$Risque \approx \int_0^1 Coût(p) p dp \quad (1.1)$$

Mais l'inconvénient majeur de cette définition est de n'aboutir qu'à une définition positive du risque qui se traduit inévitablement par une recherche en terme de minimalisation, et qui conduit à s'approcher autant que possible du risque zéro, même s'il est inaccessible. Ceci se traduit dans les faits par deux éléments :

- des ouvrages de protection de plus en plus importants pour se protéger contre des crues de plus en plus rares ;
- une urbanisation ou l'installation d'activités sensibles dans les plaines inondables, en principe protégés.

A cette définition, Gilard et al. (1998) proposent une autre définition en termes de comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité, qui consiste à faire la différence entre les deux :

$$\text{Risque} = \Delta (\text{Aléa}, \text{Vulnérabilité}) \quad (1.2)$$

Dans ce cas, un risque est positif peut être définie quand l'aléa est supérieur à la vulnérabilité et négatif quand il lui est inférieur. La recherche d'une solution passe non plus par une minimisation du risque, mais surtout par une recherche du risque "négatif" c'est-à-dire acceptable.

L'explication sociale et économique du risque acceptable devrait permettre une recherche de protection plus raisonnable dont les effets bénéfiques sont nombreux (Gilard et al., 1998). La définition d'un niveau de risque acceptable a pour conséquence opérationnelle des aménagements raisonnés et dimensionnés à la hauteur des vulnérabilités identifiées elles-mêmes fonctions de l'occupation des sols (Oberlin, 1995).

Les risques ainsi acceptés correspondant aux occurrences de l'aléa dépassant le niveau des protections structurelles réalisées, doivent être gérés par des mesures complémentaires que sont des processus d'assurance, de prévision et de gestion de crise, et ne sera toléré par les individus que si la culture du risque est assurée à leur propre niveau. Ces différents seuils entre prévention par l'aménagement structurel et mesures d'assurance – prévision – gestion de crise dépendent de la réalité des vulnérabilités en place et qu'il faut les diversifier autant que possible tout le long du cours d'eau.

### 1.7. Modélisation conceptuel du risque d'inondation.

La notion du risque est approchée par un premier modèle conceptuel (Figure 1.2) consistant à le décomposer en aléa et vulnérabilité (JO, 2009 ; Molin Valdes, 1994 ; Oberlin et al., 1996). Dans le cas d'inondation cela est particulièrement vrai. Cette première étape de décomposition du risque entre aléa et vulnérabilité est effectivement un premier niveau de modélisation d'une réalité complexe qui permet de la simplifier afin de mieux la modéliser.

Cette modélisation, vise à mesurer quantitativement le risque au niveau d'un élément de surface tel qu'une parcelle ou tout autre découpage approprié du territoire. Pour cela, elle propose une modélisation quantifiée parallèle et indépendante des deux variables.

Pour réaliser une quantification de ces variables pour une zone bien déterminée, il faut pouvoir obtenir une modélisation spatiale des paramètres en question. C'est, aussi, cette quantification sur des bases objectives qui doit permettre la mise en place d'une négociation réelle entre les différents acteurs de l'aménagement autour de ces enjeux en termes de risque (Gleizes, 1995).

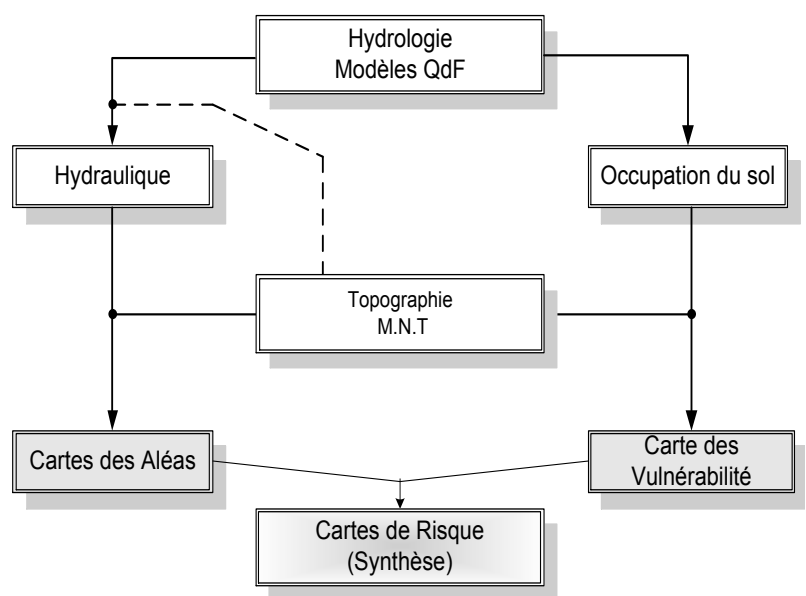


Figure 1.3 : Méthodologie d'étude du risque d'inondation.

L'attribution d'une mesure ponctuelle du risque à chaque site se traduit par une attribution de points de risque. Cette méthode de quantification permet ensuite d'échanger des points de risque entre les différents secteurs concernés (Givone, 1995) pour faciliter l'émergence de solutions plus efficaces car mieux distribuées sur le territoire. C'est une étape nécessaire pour mettre en place ce processus de négociation. Ces principales caractéristiques sont rappelées dans l'organigramme suivant (Figure. 1.3).

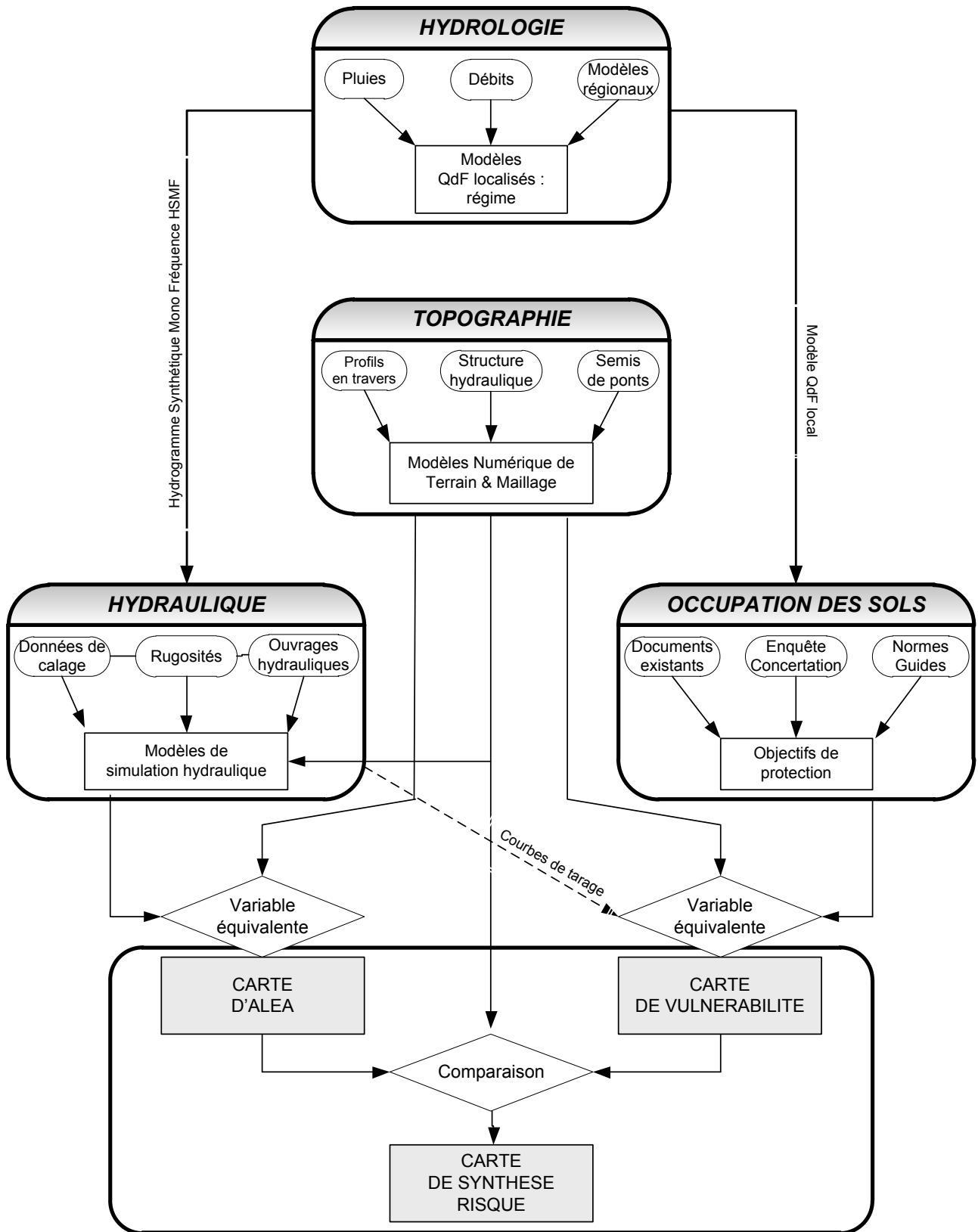


Figure 1.4 : Organigramme détaillé de la méthodologie d'étude du risque d'inondation.

Pour les deux variables analysées, comme pour leur synthèse en terme de risque, la méthodologie propose une représentation cartographique adaptée de manière à fournir un document facilement interprétable.

### 1.8. Exposé de la méthodologie.

La méthodologie d'étude du risque d'inondation d'une façon détaillée peut être illustrée par l'organigramme détaillé (Figure 1.4), qui permet de visualiser les différents éléments qui constituent par leur architecture d'ensemble une description de la méthodologie d'étude du risque d'inondation allant de l'acquisition des données nécessaires jusqu'à l'établissement de cartes de synthèse des risques, quatre sous-ensembles principaux peuvent être identifiés :

- Hydrologique ;
- Hydraulique ;
- Occupation du sol ;
- Cartographie, intégrant la topographie.

Mais cette méthodologie (Figure 1.4) n'intervient pas de manière strictement séquentielle puisqu'elle participe aussi bien à l'analyse de l'aléa que de la vulnérabilité.

- Le modèle hydrologique, intervient pour définir les conditions d'entrée par le biais des hydrogrammes synthétiques mono fréquence (HSMF), mais aussi pour la traduction de l'objectif de protection attribué à un élément de surface en une variable équivalente.
- Le modèle hydraulique, intervient pour la définition de l'aléa en permettant le calcul de la courbe de tarage locale qui en résulte, qui permet aussi de donner une mesure équivalente d'un objectif de protection intégrant des profondeurs d'eau nulles.
- Le modèle cartographique, permet la traduction des résultats sous forme de cartes complémentaires et repose sur un modèle numérique de terrain (MNT), qui doit être compatible avec celui utilisé par le modèle hydraulique ; il intervient à la fois comme pré–processeur et post–processeur du modèle hydraulique notamment.

### 1.9. L'analyse de l'aléa, de la vulnérabilité et la synthèse du risque.

L'aléa représente (Figure 1.5) la contrainte naturelle, à savoir les inondations, qui ne sont qu'une conséquence du phénomène des crues dans les cours d'eau. Une crue non débordante ne cause pas d'inondation, mais les inondations qui sont prises en compte sont celles causées par des débordements du cours d'eau.

L'analyse de l'aléa doit aboutir à une connaissance aussi objective que possible de cette contrainte qui permet à la fois, sa quantification et sa répartition

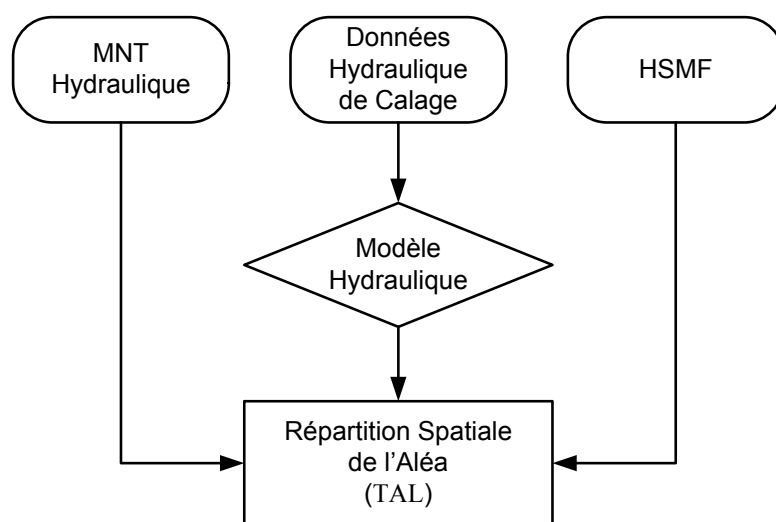


Figure 1.5 : Organigramme de l'analyse de l'Aléa.

spatiale. Pour ce faire, il est nécessaire de disposer d'une modélisation des phénomènes applicables en tout point du territoire et reposant sur des observations de calage permettant une bonne pertinence de la représentation.

L'analyse de l'aléa est la phase classique dans la mesure où la plupart des études en matière de risque d'inondation hydrologique et hydraulique des crues (DRM, 1990 ; Gondrand, 1995). L'analyse spatialisée peut prendre plusieurs formes plus ou moins équivalentes, par exemple, pour une crue historique ou pour une crue de projet, les paramètres caractéristiques de l'aléa ne sont autres que la durée de l'inondation, la profondeur de l'eau et la vitesse du courant qui sont des variables, se rapportant à la parcelle considérée (Figure 1.6).

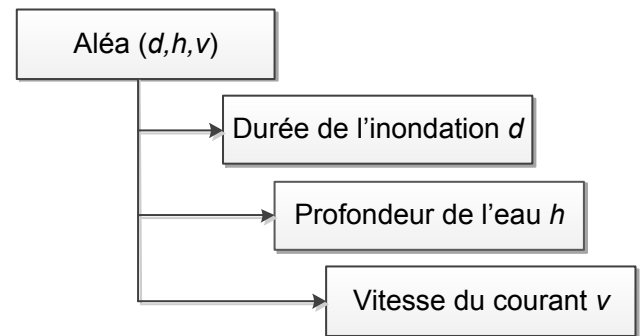


Figure 1.6 : Aléa ( $d, h, v$ ).

Un paramètre unique comme la période de retour de la première crue inondante est défini pour chaque parcelle, étant donné les propriétés biunivoques des caractéristiques (hauteur – durée – fréquence) qui font partie des hypothèses théoriques de la méthode sur laquelle reposent les modèles synthétique Débit – durée – Fréquence (QdF).

Notons que le fait de disposer d'une variable unique comme mesure, rend objectif le classement de l'aléa, sans avoir besoin de combiner les variables aussi différentes que la hauteur et la vitesse.

La variable de mesure de l'aléa prend une valeur unique en chaque point du territoire et est baptisée **TAL** (**T** : période de retour et **AL** pour Aléa) qui est une mesure de l'aléa, attribuée à un élément de surface ou une parcelle et définit comme étant la période moyenne de retour de la première crue inondant cette surface, l'unité de mesure de **TAL** (**T** : période de retour et **AL** pour Aléa) est l'année.

Tant à la vulnérabilité (Figure 1.7) son analyse est une représentation spatialisée pertinente de cette composante du risque. Elle doit prendre en compte la diversité de l'occupation du sol existante et tâcher d'identifier une échelle de mesure permettant de classer au moins en valeur relative, les caractéristiques des différents types d'occupation du sol de manière à attribuer à chaque élément de surface (parcelle ou autre) une valeur représentative de sa vulnérabilité dans un système commun à l'ensemble de la zone considérée.

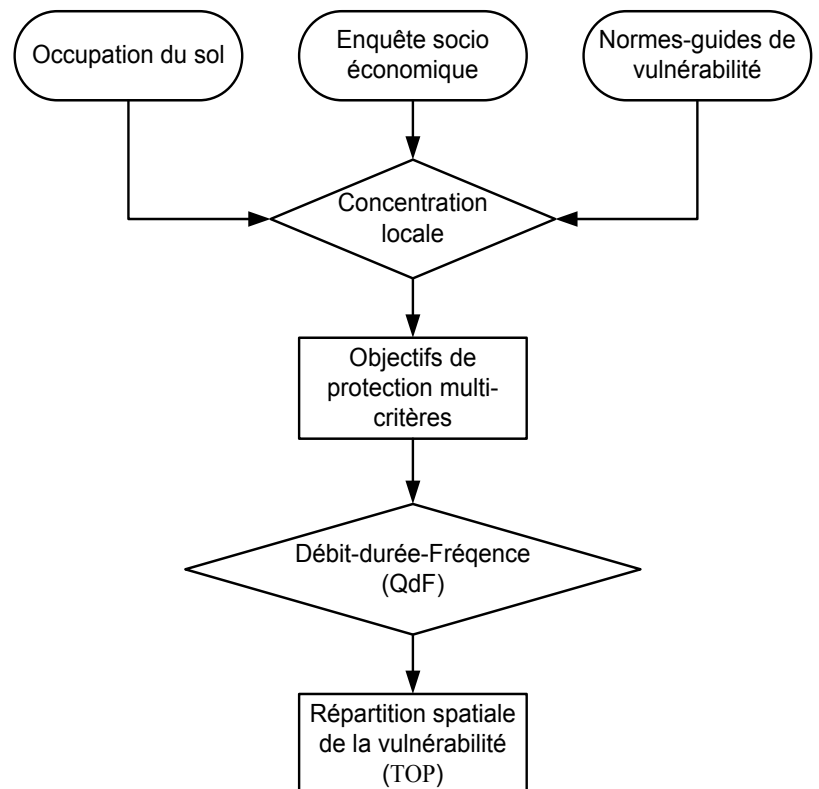


Figure 1.7 : Organigramme de l'étude de la vulnérabilité.

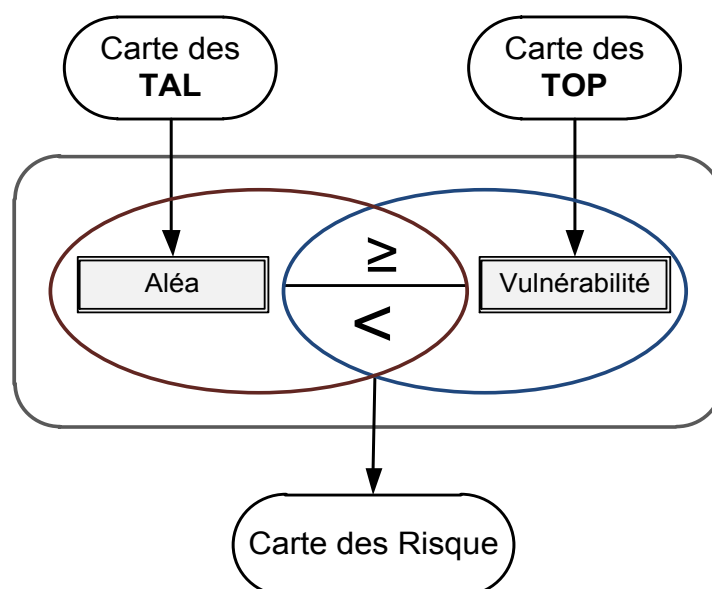
Outre, les considérations purement économiques qui permettent de chiffrer le coût des dégâts dus aux inondations (Torterdot, 1993), il est important d'intégrer d'autres valeurs moins économiques et plus sociologiques, comme la valeur effective associée au foncier, ainsi que la variabilité d'un individu a un autre de cette notion de vulnérabilité.

Le modèle QdF (Débit-durée-Fréquence) permet de traduire ces couples  $(T, d)$  ou ces triplets  $(T, d, p)$  en une variable équivalente, ou période moyenne de retour équivalent à l'objectif de protection. La variable qui prend une valeur unique en chaque point du territoire est baptisée **TOP** (**T** : période de retour et **OP** pour **O**bjective de **P**rotection) qui quantifie l'objectif de protection, elle a la dimension d'une période de retour et l'unité de mesure en est l'année.

Il suffit ensuite, de reporter sur une carte, cette mesure de la vulnérabilité obtenue pour chaque parcelle, pour obtenir la carte des vulnérabilités sur l'ensemble de la zone d'étude, qui doit couvrir largement la zone inondée par les crues maximales simulées, c'est-à-dire l'ensemble du lit majeur du cours d'eau considéré.

Une fois la disposition de cette répartition spatiale est élaborée en terme d'aléa (cartographie du **TAL**) et en terme de vulnérabilité (cartographie du **TOP**), il devient possible de comparer ces deux valeurs d'autant plus que la modélisation proposée à partir des modèles QdF de ces deux composantes sont compatibles entre elles. Pour les occupations sensibles du sol dont l'objectif de protection se traduit généralement par une estimation de la période moyenne de retour de la crue acceptée telle qu'une centennale avec durée et profondeur nulle souvent utilisées pour les zones urbaines, où l'estimation de l'aléa (périodes moyenne de retour de la première crue inondant) et l'estimation de la vulnérabilité (période moyenne de retour au-dessus de laquelle on accepte d'être inondé) soit parfaitement compatible et cohérentes. La comparaison pour chaque élément de surface – parcelle par parcelle des deux variable mesurant l'aléa et la vulnérabilité (Figure 1.8) permet d'obtenir une vision objective de la situation du risque le long du cours d'eau.

Elle met en évidence les zones où sont localisés les problèmes et les zones où, au contraire existe une marge de sécurité. Par ailleurs, l'écart entre les deux variables en question donne une estimation de l'ampleur du risque ou de la marge de sécurité, et donc convient intrinsèquement des éléments de solution globale au problème.



**Figure 1.8** : Comparaison entre aléa – vulnérabilité et synthèse du risque.

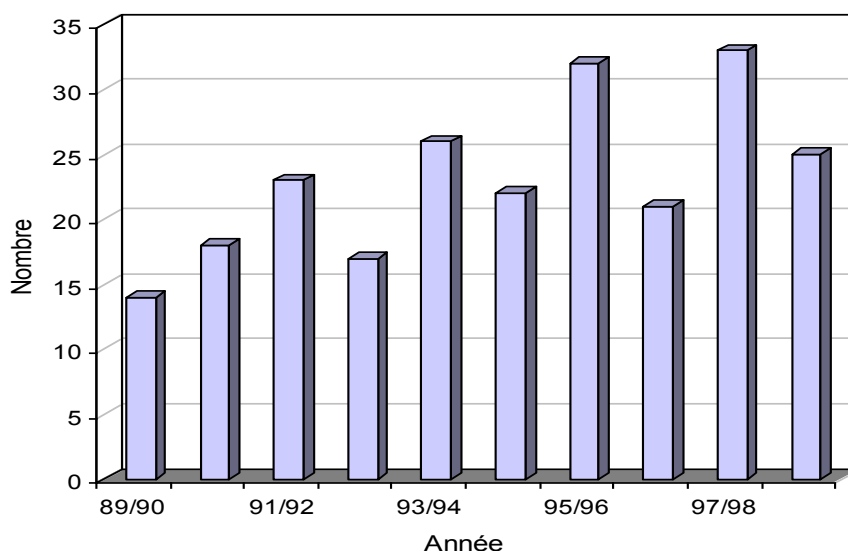
## 1.10. Les inondations en Algérie.

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et inondations, qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et sociale (Lahlah, 2001). Plusieurs régions, de part leur topographie sont menacées par ces catastrophes hydrologiques aussi bien au Nord qu'au Sud (Touaïbia, 2000).

### 1.10.1. Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation).

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifié liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales.

Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévères" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie (Ambar, 2002), le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90 (Figure 1.9).



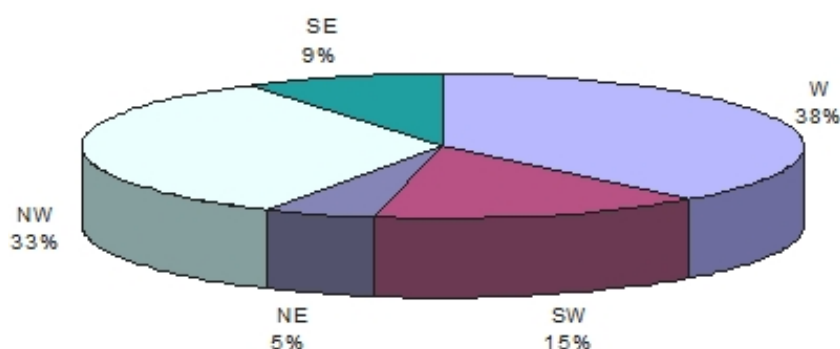
**Figure 1.9** : Distribution des perturbations par année.

Cette analyse fait ressortir toujours selon Ambar(2002) les éléments suivants :

- La perturbation ayant occasionné le maximum de pluie en 24 heures sur le pays au cours de cette période s'est produit du 2 au 7/11/1992 où la station de Guelma a enregistré un total de 160 mm d'eau en 05/11, soit 25% de la moyenne annuelle à ce même site.
- La perturbation ayant occasionné l'épisode pluvieux le plus important s'est produit du 24 au 28/01/1992 où la station de Miliana avait cumulé 330 mm d'eau en 72 heures, soit 40% de la normale annuelle.

- Pour le seuil 100 mm d'eau en 24 heures il a été atteint ou dépassé 6 fois durant cette même période.

Environ 70% des perturbations qui traversent le pays ont une origine Ouest et Nord-Ouest, c'est-à-dire océaniques (Figure 1.10).



**Figure 1.10** : Distribution par origine des perturbations.

### 1.10.2. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie.

Les précipitations sont caractérisées par une très forte irrégularité saisonnière qu'interannuelle entraînant des étiages extrêmement sévères des cours d'eau, et inversement des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérables.

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement, diffèrent d'une région à une autre, et cela en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations est l'arrivée d'importantes chutes de pluie, d'autres facteurs interviennent, soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques provoqués par la présence des débris et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit du cours d'eau.

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie peuvent être classées en trois types :

- Inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc...
- Inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les débris et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières : les cas de la ville de Tiaret inondée presque chaque hiver, et la plaine de M'Zab où des inondations se produisent tous les 2 à 3 ans illustrant parfaitement l'influence de ces facteurs.
- Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou, Sidi Bel



Abbès) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- a) Inondations engendrées par des crues torrentielles ou crues éclair, et affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km<sup>2</sup> et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne, et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des cours d'eau passent de quelques m<sup>3</sup>/s à plusieurs milliers de m<sup>3</sup>/s en 2 ou 3 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'Hiou, le 20 octobre 1993 en est un exemple, en 20 minutes de pluies des dégâts importants sont enregistrés, 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.
- b) Inondations des grands bassins versants résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée (10 à 15 jours). Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

### 1.10.3. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2008).

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité, et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées.

Un premier travail de recensement de ces inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondabilité et de fournir certains paramètres hydrologiques caractérisant ces événements.

- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays. Le Tableau 1.1, résume les caractéristiques des crues observées lors de ces inondations.
- **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées. Le Tableau 1.2 résume les caractéristiques des crues observées lors de cet événement dans les bassins des côtes de l'Algérois, de la Sebaou, de l'Isser et de la Soummam.
- **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.

- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.

**Tableau 1.1** : Inondations dues aux crues observées dans l'Est Algérien.

Station	Oued	Hauteur maximale (m)	Débit maximal (m <sup>3</sup> /s)
Medjez Amar II	Bouhamdane	6.00	986
Bouhegouf	Mellah	6.60	559.5
Ain – Berda	Ressoul	3.54	137
M. Rochefort	Cherf Amont	4.29	345
Mirbeck	Seybousse	15.00	2400
Ain – El – Assel	Kebir Est	10.30	376.44
Souk Ahras	Mejerdah	6.50	345
Ouenza	Mellegue	3.36	466.5
El – Aouinet	Mellegue	3.5	385.2
Morsott	Ksob	3.65	97.5

(Source : ANRH Alger)

**Tableau 1.2** : Caractéristiques des crues observées du 28 au 31 mars 1974.

Station	Oued	Débit maximal (m <sup>3</sup> /s)	Volume ruisselé (hm <sup>3</sup> )
Belloua	Sebaou	2940	311
Baghlia	Sebaou	3420	476
Route Nationale 25	Bougdoura	580	49
Lakhdaria	Isser	2520	259
Sidi Aïch	Soummam	1820	281
R des piégeons	El – Harrach	819	97
Baraki	El – Harrach	1620	175
Kederra	Boudouaou	267	21
Fer à Cheval	Mazafran	754	196
Hattatba	Mazafran	750	97

(Source : ANRH Alger)

- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :
  - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
  - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
  - Skikda : 8000 habitations envahies.
  - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
  - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
  - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.

- **29 décembre 1984 au 01 janvier 1985** : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf. Le Tableau 1.3, résume les caractéristiques des fortes crues observées sur l'ensemble des oueds des bassins versants de la Seybousse des côtières constantinois et du Kebir Rhummel.

**Tableau 1.3** : Crues observées du 28/12/1984 au 01/01/1985 dans l'Est Algérien.

Station	Oued	Hauteur maximale (m)	Débit maximum (m <sup>3</sup> /s)	Volume ruisselé (Hm <sup>3</sup> )
Medjez Amar I	Cherf Aval	6.20	---	---
Medjez Amar II	Bouhamdane	6.10	1450	124.70
Boucheougouf	Mellah	3.89	510	---
Ain Breida	Ressoul	3.05	80	6.84
Mirbeck	Seybousse	14.90	2900	455
Ain El Assel	Kebir Est	10.10	508	71.5
Ain Charchar	Kebir Ouest	11.30	316	113

(Source : ANRH Alger)

- **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.
- **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants :
  - Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
  - Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
  - Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
  - Tissemsilt : neuf morts.
  - Sidi Bel Abbès : deux morts.
- **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.
- **14 janvier 1999** : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.
- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.

- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.
- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m<sup>3</sup>/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.

#### 1.10.4. Analyse de l'événement pluvieux du 9 au 10 novembre 2001 à Alger.

Après une longue période de sécheresse, la région côtière algéroise a connu le 9 au 10 novembre 2001 (Figure 1.11), un événement pluviométrique important, à caractère orageux, avec un noyau centré sur la région de Bouzaréah.

De part, la quantité de pluie précipitée et les intensités élevées, il revêt un caractère exceptionnel engendrant des crues brusques et brutales causant d'énormes dégâts humains et matériels.



**Figure 1.11** : Inondation du 10/11/2001 à Bab El Oued (Alger).

Selon l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques) d'Alger, la station située au port a enregistré des précipitations de 98 mm d'eau le 9 novembre de 18<sup>h</sup> au lendemain matin à 6<sup>h</sup> et de 109 mm d'eau le 10 novembre à 18<sup>h</sup> soit un total cumulé de 207 mm d'eau en 24 heures.

Au niveau du poste ONM (Office Nationale de Météorologie) de Bouzaréah un total de 209 mm d'eau a été enregistré du 9 au 11 novembre 2001. La journée du 10 novembre à elle seule enregistré une pluie de 260 mm d'eau.

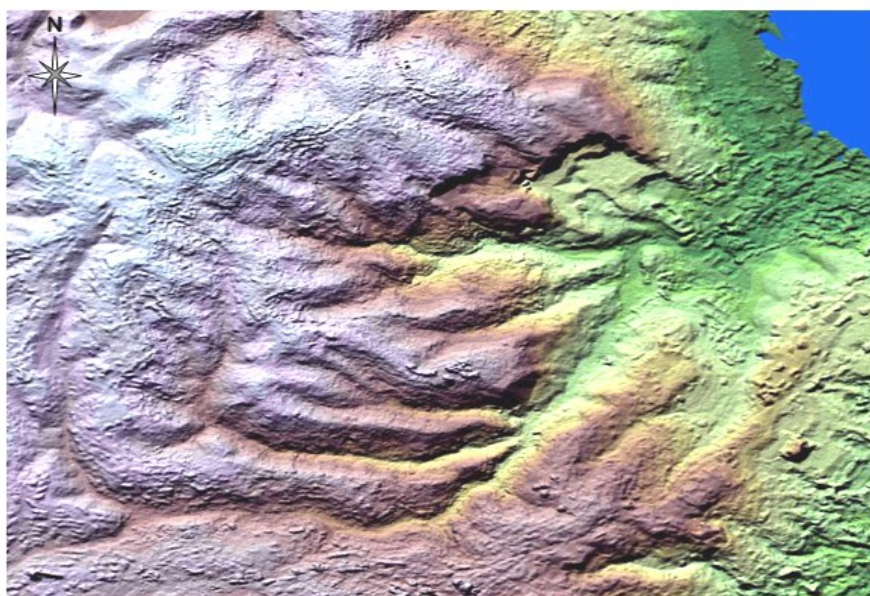
A Bir Mourad Raïs, le total pluviométrique enregistré à la station ANRH (Agence Nationales des Ressources Hydrauliques) du 9 novembre à 9<sup>h</sup>30<sup>min</sup> au 10 novembre 13<sup>h</sup>30<sup>min</sup> est de 174 mm d'eau, le total pluviométrique sur la période du 9 au 11 novembre est de 190 mm d'eau. Le bassin versant le plus affecté par ces averses est le bassin de l'oued Koriche, à l'exutoire duquel se situe le quartier de Bab El Oued (Figure 1.11) à forte concentration urbaine.

Le bassin versant de l'oued Koriche (Figures 1.12 et 1.13) a une superficie de 10 km<sup>2</sup>, présente une forme compacte et ramassée ainsi qu'une dénivelée importante (altitude maximale de 395 m et altitude minimale de 1 m) favorisant un écoulement rapide des eaux.



**Figure 1.12** : Ville de Bab El Oued - Alger (d'après Google Earth).

Le réseau hydrographique est constitué de quatre cours d'eau affluents de l'oued Koriche. Les constructions occupent près de 50 % du bassin versant favorisant un ruissellement torrentiel et rapide sur chassées imperméables. Le reste du bassin subit les effets d'une urbanisation accélérée par une progression des constructions qui viennent se fixer sur les versants des oueds Frais Vallon, Sidi Medjber, Beau-Fraisier et Scotto. Les pertes sont accentuées et atteignent par endroit 45 %.



**Figure 1.13** : Le Bassin versant de l'oued Koriche (Alger).

La pluie a commencé le 9 novembre 2001 vers 9<sup>h</sup>30<sup>min</sup> par des averses de moyenne importance ayant permis la saturation du sol, et s'est prolongée jusqu'à 10<sup>h</sup>30<sup>min</sup>. Après un répit de près de sept heures ou quelques millimètres d'eau ont été enregistrés, la pluie a repris violemment avec une intensité

maximale totalisant entre minuit et 4<sup>h</sup> du matin, 73.5 mm d'eau au niveau de Bouzaréah, situé en hauteur. L'intensité a été plus forte et la quantité enregistrée de 18<sup>h</sup> à 6<sup>h</sup> le lendemain est de 128 mm d'eau.

L'ajustement à une loi du Gumbel de pluies maximales journalières à la station de Bir Mourad Raïs (Code 020509) fait ressortir les caractéristiques suivantes :

- Pluie journalière du 10 novembre 2001 est 145 mm d'eau.
- Fréquence théorique de la pluie est 0.989.
- Période de retour est au environ de 91 ans.

Ceci éclaire, sur le caractère rare et de soudaineté de cet événement pluvieux ( $T \approx 91$  ans).

Les débits maxima instantanés estimés sont résumés dans le Tableau 1.4 :

**Tableau 1.4** : Les débits maxima instantanés enregistrés.

Site	Hauteur d'eau (m)	Section mouillée (m <sup>2</sup> )	Pente	Vitesse (m/s)	Débit (m <sup>3</sup> /s)
Passerelle Scotto	2.2	37	0.05	3.87	143
Triolet	2.45	113	0.07	6.47	730

(Source : ANRH Alger)

## 1.11. Conclusion.

En Algérie, la majorité des crues et inondations sont dues à des précipitations torrentielles qui engendrent des dégâts humains et matériels considérables (catastrophe de Bab El Oued le 10/11/2001).

L'étude des inondations d'une région spécifique pour des raisons préventifs comme dans le cas de l'oued Mekerra qui traverse la ville de Sidi Bel Abbès, nécessite en premier lieu de connaître le régime hydrologique de l'écoulement qui est lié à plusieurs facteurs physiques dans le but de déterminer l'aléa d'une part, et l'étude sur l'occupation conduit la détermination de la vulnérabilité d'autre part.

La description du régime des crues d'un bassin versant nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, et à l'aide d'une analyse statistique permet de connaître avec un certain degré d'erreur la nature de ce régime, qui sera l'objet des prochains chapitres.

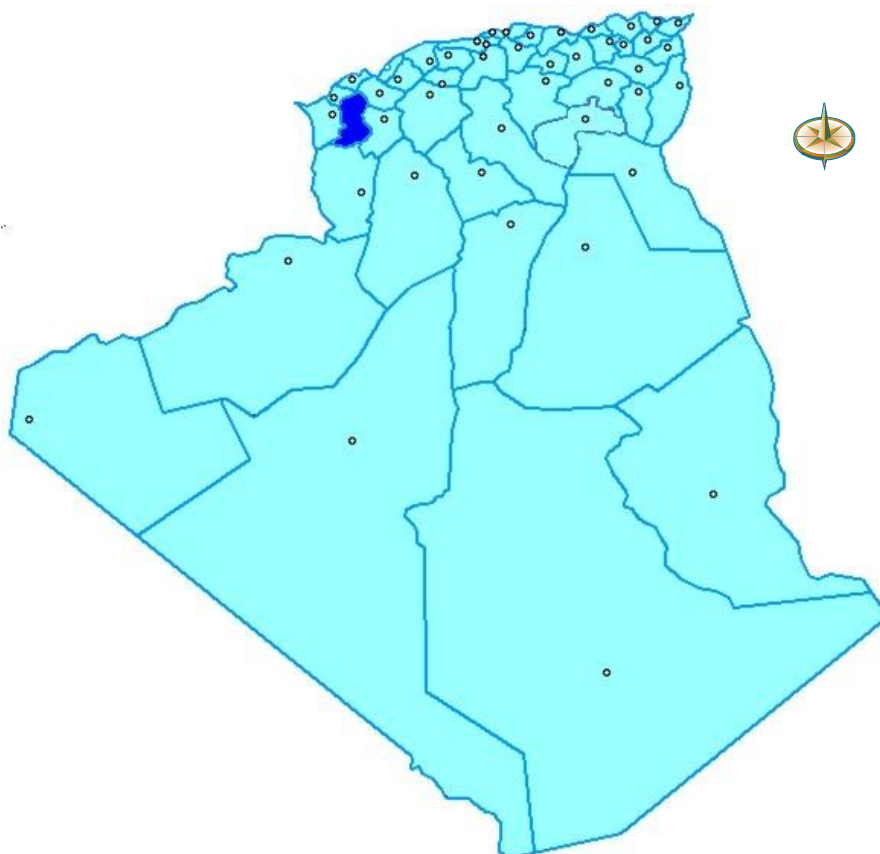


## Chapitre 2.

### Cadre de l'Etude. Le Bassin Versant de l'oued Mekerra

La ville de Sidi Bel Abbès subit fréquemment les perturbations atmosphériques qui se traduisent par les inondations catastrophiques et meurtrières. L'inondation du 2 octobre 1994 est un exemple, où deux personnes sont mortes, et des dégâts matériels très importants ont été enregistrés.

Afin de prévoir ces catastrophes, la connaissance du bassin versant de l'oued Mekerra, et son fonctionnement s'avère nécessaire voir obligatoire pour toute tentative d'analyse. Le bassin versant de l'oued Mekerra est situé en grande partie au niveau de la wilaya de Sidi Bel Abbès, celle-ci est située au Nord-Ouest Algérien (Figure 2.1). Elle est limitée au Nord par la wilaya d'Oran, au Nord – Est par la wilaya de Mascara, au Nord – Ouest par la wilaya de Ain-Temouchent, au Sud par la wilaya de Naama, et au Sud – Est par la wilaya de Saïda.



**Figure 2.1** : Situation de la Wilaya de Sidi Bel Abbès.

Le chef lieu de la Wilaya de Sidi Bel Abbès (Figure 2.2) s'élève sur les rives de l'oued Mekerra, à peu près au centre de la plaine parcourue par ce cours d'eau sur une longueur de 7.5 km. La plaine de la Mekerra se situe entre le massif montagneux du Tessala au Nord, et celui des monts de Daya au Sud.

La Wilaya de Sidi Bel Abbès est composée de 52 communes, et de 15 daïra, avec une population de 544 558 habitants (en 2005) dont 190 541 à Sidi Bel Abbès ville, soit un taux de 35 %.

La superficie totale est de 9150.63 km<sup>2</sup> dont 3660.80 km<sup>2</sup> (soit 40%) zone steppe, 2250.35 km<sup>2</sup> (soit 24.59%) de zone de montagne, et 3239.44 km<sup>2</sup> (soit 34.40%) de plaine de l'espace de la wilaya,



Figure 2.2 : Vue satellitaire de la ville de Sidi Bel Abbès (Source : Google Earth).

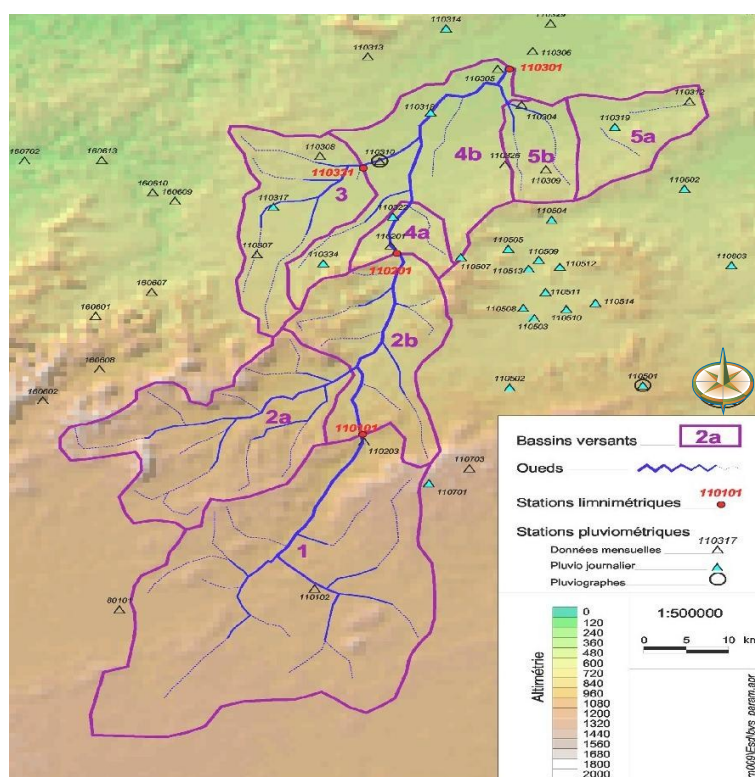


Figure 2.3 : Bassin versant de l'oued Mekerra.

## 2.1. Caractéristiques générales du bassin versant de l'oued Mekerra.

Le bassin versant de l'oued Mekerra (Figure 2.3) est situé dans l'Ouest Algérien (Figure 2.4) dont la grande partie du bassin existe dans la wilaya de Sidi Bel Abbès. Le bassin est limité au Nord par la chaîne montagneuse du Tassalia, au Sud par les hauts plateaux de Ras El Maa, à l'Est par le plateau du Télagh et les Monts de Saïda et à l'Ouest par les monts de Tlemcen (Figure 2.4).





Figure 2.4 : Situation géographique du bassin versant de l'oued Mekerra.

Le bassin versant de l'oued Mekerra est un sous bassin de la Mecta (Figure 2.5). Le cours d'eau principal (oued Mekerra) prend son origine dans les hautes vallées de la steppe à 1250 mètres d'altitude, il draine une superficie d'environ 3000 km<sup>2</sup>, son cours d'eau est de 125 km de long, avec une pente moyenne de 5.5 %. Le bassin versant a une forme allongée d'orientation Sud – Nord. Le relief du bassin est montagneux dans la partie collinaire. Les côtes de la crête de partage des eaux au Nord du bassin sont de 1000 à 1100 mètres, à l'Ouest de 1200 mètres, au Sud de 1200 à 1260 mètres, et à l'Est de 870 à 1460 mètres. 48 % du bassin versant est situé au-delà de 1000 mètres d'altitude.

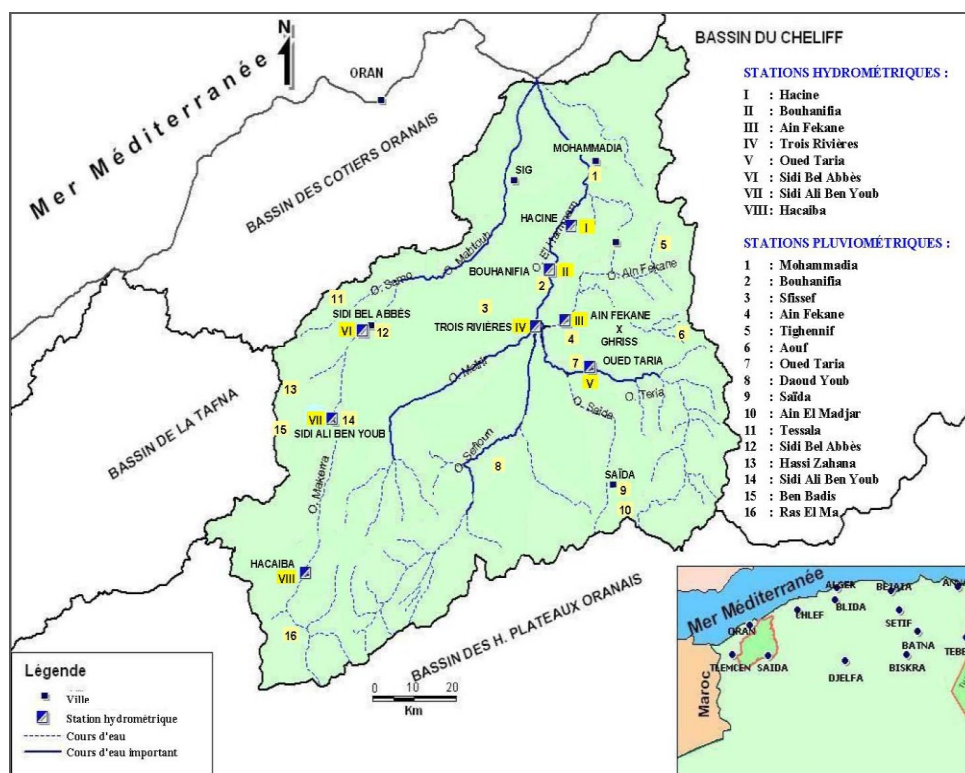


Figure 2.5 : Situation du bassin versant de l'oued Mekerra par rapport au grand bassin versant de la Mecta.

L'oued Mekerra traverse deux zones de reliefs bien distinctes, le massif montagneux du Daya au Sud avec une altitude qui varie entre 800 et 1600 m, et la plaine de la Mekerra où se trouve la ville de Sidi Bel Abbès au Nord avec une altitude moyenne de 550 m.

Le bassin d'alimentation de la Mekerra est un résultat de drainage de plusieurs petits cours d'eau et affluents. Au Sud les oueds El Kheoua, Sekhana, El-Lellelah, Ras El Ouiden et Farat Ezziat. Au Sud-Ouest les oueds Et-Touifza, Tadjmout et M'Zi et au Nord-Ouest les oueds Lemtar, Boukhenafis Anefress et Tissaf. Tous ces oueds viennent se jeter dans l'oued Mekerra. Le plus important cours d'eau dans le bassin est l'oued Mekerra de longueur de 113 km. Il prend ses sources au Sud à une altitude de 1100 m et traverse une ville à une altitude moyenne de 500 m, avec une pente moyenne d'environ 1%.

La couverture végétale dans le bassin est développée de manière irrégulière. A l'aval de la ville de Ras El Ma, apparaissent des terrains couverts de l'Alfa, qui, vers le Nord font place aux terrains couverts de broussailles. Dans la région de Sidi Ali Benyoub, où elle cède la place aux céréales, vignes et agrumes, près de 20 % de la superficie du bassin est couverte de forêt (DPC, 2000).

Le bassin versant de l'oued Mekerra se situe sous l'influence d'un climat méditerranéen semi-aride qui se caractérise par un été chaud et sec, et un hiver relativement doux et humide. La température annuelle moyenne de l'air est de l'ordre de 15°C, et le nombre moyen interannuel de jour de gelée est de l'ordre de 35 jours. La quantité moyenne interannuelle de la précipitation pour le bassin est de l'ordre de 400 mm d'eau. Durant les années pluvieuses, la somme des précipitations peut atteindre les 800 mm (le poste de Sidi Ali Benyoub durant la journée du 25 mai 1929, a enregistré 104 mm), et durant les années sèches, elle peut diminuer jusqu'à 110 mm. Les vents dominants sont de Nord – Ouest et Ouest, la vitesse maximale moyenne interannuelle est de l'ordre de 20 m/s (DPC, 2000).

## **2.2. Aperçu historique des inondations de l'oued Mekerra.**

Pendant la plus grande partie de l'année, la plupart des cours d'eau restent dans leurs états inférieurs de voies alluviales bien définies. Durant ces périodes, la proximité des oueds a fourni un approvisionnement en eau et un moyen approprié d'évacuation des rejets. A de rares intervalles, en période de haute eau, les plaines alluviales servent à absorber, et dans une certaine mesure à écouler les eaux en crue qui excèdent la capacité du lit de la rivière. En dépit de son intérêt l'occupation des plaines inondables comporte un risque durant les crues extrêmes. Ce risque se transforme en péril endommageant gravement propriétés et agricultures, perturbant les systèmes de communications, le commerce et l'industrie.

A quelque exception près, les crues maximales se produisent au début de l'automne, à cause de la fréquence des orages accompagnés de pluies torrentielles ce qui conduit à des inondations ravageuses de la Mekerra qui a été l'objet d'une crue régulière généralement au mois d'octobre de chaque année. Vu l'état du lit de l'oued Mekerra, il a été constaté que lors des pluies torrentielles, les eaux de l'oued augmentent considérablement en débordant du lit dans maintes endroits en inondant les terrains environnant. A l'amont de l'agglomération de Boukhanifis où l'oued débouche directement sur la plaine, ajoutée à cela l'insuffisance de la section de l'oued, en plus du débit et de la vitesse causée par la forte pente, en provoquant l'inondation de la plaine et les quartiers bas de la ville de Sidi Bel Abbès et de tous les centres urbains situés en aval, tel que Sidi Khaled et Sidi Lahcen.

La wilaya de Sidi Bel Abbès revêt ce caractère particulier d'inondation régulière comme le montre les statistiques durant les vingt-cinq dernières années (Tableau 2.1) :

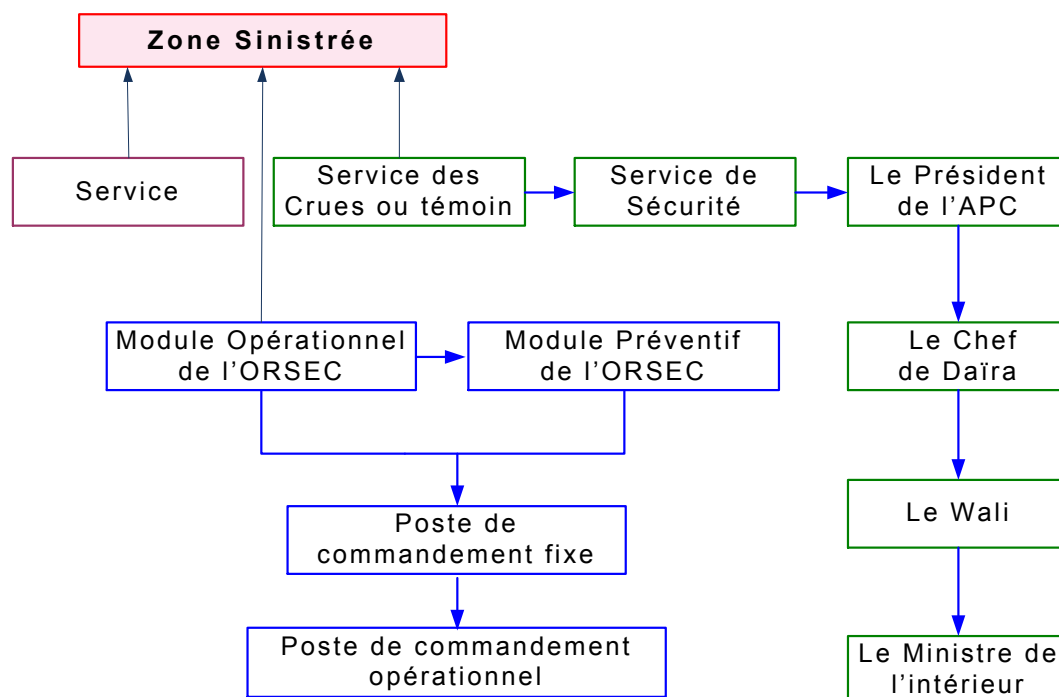
**Tableau 2.1** : Statistique des inondations de Sidi Bel Abbès.

Superficie inondée	Lieu	Date	Cause	Nombre de sinistres	
				Morts	Sans abris
160 ha	Ain El Berd	02/10/78	Orages	-	08
24 ha	Ben Badis	06/03/80	Forte Précipitation	-	08
10 ha	Boukhanifis	06/03/80	Forte Précipitation	-	04
Non Estimé	Sidi Bel Abbès	04/10/86	Orages	01	200
Non Estimé	Sidi Bel Abbès, Telagh	30/04/90	Orages	02	130
Non Estimé	Sidi Bel Abbès, Boukhanifis, Sidi Lahcen, Hassi Zahana, Hassi Dahou, oued Sefioun	29/09/94	Orages	01	22
Non Estimé	Sidi Hamadouche, Ain El Berd	16/10/94	Orages	-	70
Non Estimé	Sidi Bel Abbès, Sfisef, Ain El Berd	05/12/95	Orages	-	03
Non Estimé	Ras El Ma	10/06/96	Orages	-	-
Non Estimé	Hassi Zahana	13/06/96	Orages	-	02
Non Estimé	Moulay Slissen	17/08/97	Orages	01	34
Non Estimé	Sidi Bel Abbès	27/09/97	Orages	01	-
Non Estimé	Sidi Bel Abbès	13/12/97	Orages	01	05
Non Estimé	Boukhanifis	22/09/97	Orages	-	-
Non Estimé	Sidi Bel Abbès	02/98	Orages	-	-
Non Estimé	Hassi Zahana	18/01/99	Orages	-	-
Non Estimé	Boukhanifis	10/02/99	Orages	-	-
Non Estimé	Ras El Ma	27/07/00	Orages	-	100
Non Estimé	Moulay Slissen	18/04/07	Forte Précipitation	06	300

(Source : DPC, 2000)

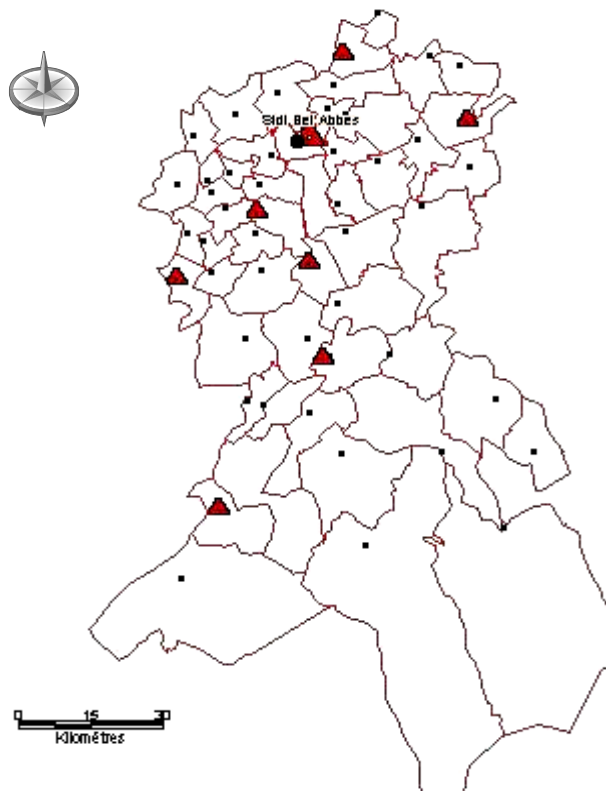
### 2.3. Gestion des catastrophes – Plan O.R.S.E.C. Inondation.

L'ensemble des concepts actuels s'accordent sur de fait que, quel que soit la cause de l'inondation, la prévention peut adopter deux approches fondamentales, d'une part, elles peuvent être accomplis par des moyens de contrôle permanent, construit ou non, imaginés et mis en œuvre avant la crue, d'autre part elles peuvent être obtenue par l'emploi de mesures temporaires, préparées à l'avance mais appliquées lors du sinistre. Elle comporte l'acquisition des données, leurs traitements et l'analyse l'estimation, la prévision, la prévention des crues et la préparation de règle de contrôle (DPC, 2000).



**Figure 2.6** : Schématisation des gestions des catastrophes par le plan ORSEC.

Un Plan O.R.S.E.C. (**OR**ganisation des **SEC**ours) (Figure 2.6) n'est déclenché que lorsque l'événement exige de mobiliser toutes les forces vives de la wilaya (organismes publics, parapublics ou privés) ou lorsque le renfort de moyens interdépartementaux, régionaux ou nationaux est nécessaire.



**Figure 2.7** : Répartition spatiale des unités de protection civile sur le territoire de la wilaya de Sidi Bel Abbès.

Ce plan met en place une structure de commandement en reliant les différents postes (Poste de Commandement Fixe, Poste de Commandement Opérationnel, Poste Médical Avancé, Unité d'Accueil Psychologique d'Urgence, Centre Médical d'Evacuation).

Les actions à mener lors du sinistre relevant collectivement du système d'alerte, et les contrôles permanents relèvent de la prévention. La Figure 2.7, montre la répartition spatiale des unités de protection civile dans la wilaya de Sidi Bel Abbès.

## 2.4. Crue catastrophique d'octobre 2000.

Pour mieux comprendre l'importance vitale que représentent la gestion des cours d'eau et la protection contre les crues, voici un bref rappel des derniers événements majeurs qui avaient lieu dans la wilaya de Sidi Bel Abbès.

Des précipitations intensives et de durée exceptionnellement longue durant toute la nuit du 23 au 24 octobre 2000 puisqu'en 45 minutes, le volume de pluie reçue sur les hauteurs de Ras El Ma a été estimée à plus de 100 mm d'eau, les conséquences de cet orage ont été vivement ressenties par la population qui a été surprise par le déferlement des eaux qui sont arrivées à la plaine avec une vitesse estimée de 7 km/h et d'un débit de 500 m<sup>3</sup>/s, déposant sur son passage des tonnes de sables et de matériaux charriés sur les rues et les places du centre ville de Sidi Bel Abbès, et des villages sinistrés. La stagnation des eaux a duré de quelques heures à trois jours.

Les dégâts se chiffrent à une quarantaine de milliards de centimes selon une expertise de service de la wilaya, les dégâts occasionnés concernent les infrastructures routières les habitations et les établissements publics et privés. Fort heureusement aucune perte en vie humaine n'a été déplorée.

## 2.5. Acquisition des données.

Les données disponibles et exploitables, sont regroupées en deux types, pluviométriques et hydrométriques, elles sont fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H.) centrale d'Alger et l'Agence Régionale Ouest d'Oran, sous forme de fichiers.

### 2.5.1. Données pluviométriques.

Concernant les données pluviométriques, le bassin versant de l'oued Mekerra comporte six stations pluviométriques (Tableau 2.2).

**Tableau 2.2** : Identification des stations pluviométriques par leurs codes et ses coordonnées.

N°	Station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)
1	Sidi Ali Benyoub	110201	186.50	192.20	643
2	Sidi Bel Abbès	110305	199.10	219.70	470
3	Sidi Ali Boussidi	110308	178.20	206.10	582
4	Hassi Daho	110309	204.80	204.10	642
5	Lamtar	110310	181.40	203.00	552
6	Benbrahim	110312	221.70	214.70	596

(Source : ANRH Alger)

Les données pluviométriques fournies, sont sous forme de précipitations maximales annuelles au niveau des stations pluviométriques de Sidi Ali Benyoub, Sidi Bel Abbès, Sidi Ali Boussidi, Hassi Daho Lamtar et Benbrahim (Figure 2.8). Les stations de Sidi Ali Benyoub et de Sidi Bel Abbès contiennent des enregistrements importants par rapport aux autres stations pluviométriques puisque ces deux stations existent à l'exutoire des sous bassins, l'ensemble des stations sont identifiées géographiquement dans le Tableau 2.2, et présentées en Figure 2.8.

L'information pluviométrique est très importante en matière de connaissance préliminaire de la nature de la transformation pluie – débit, qui est généralement une relation équivoque.

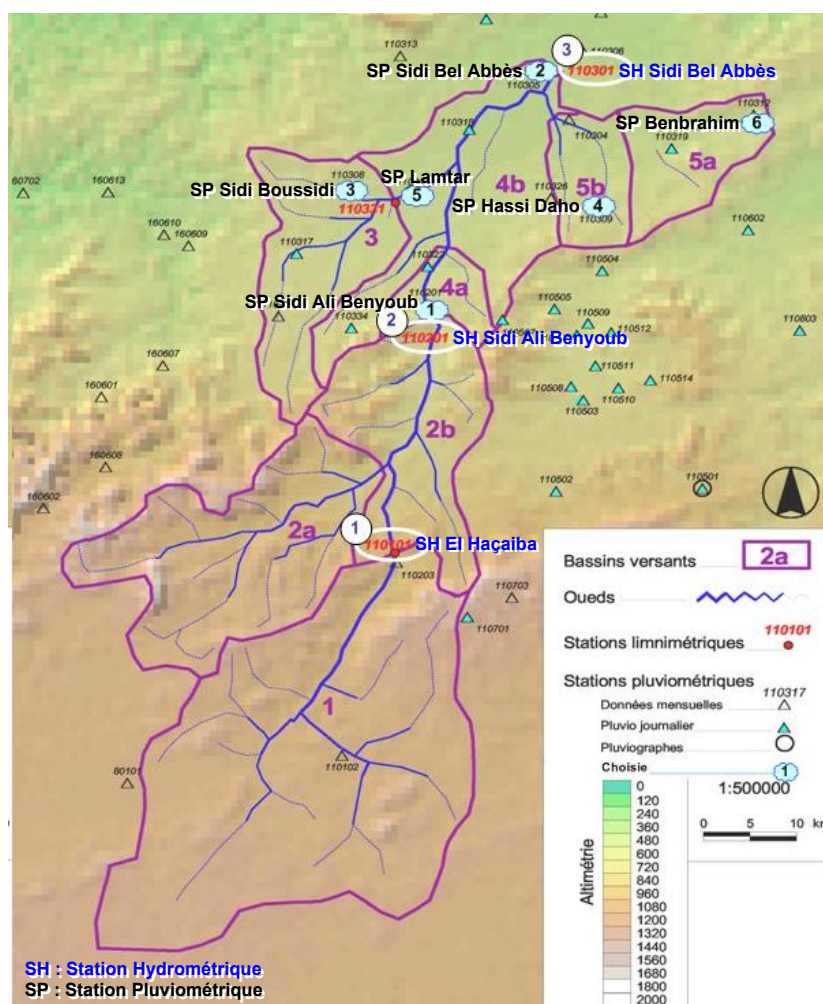
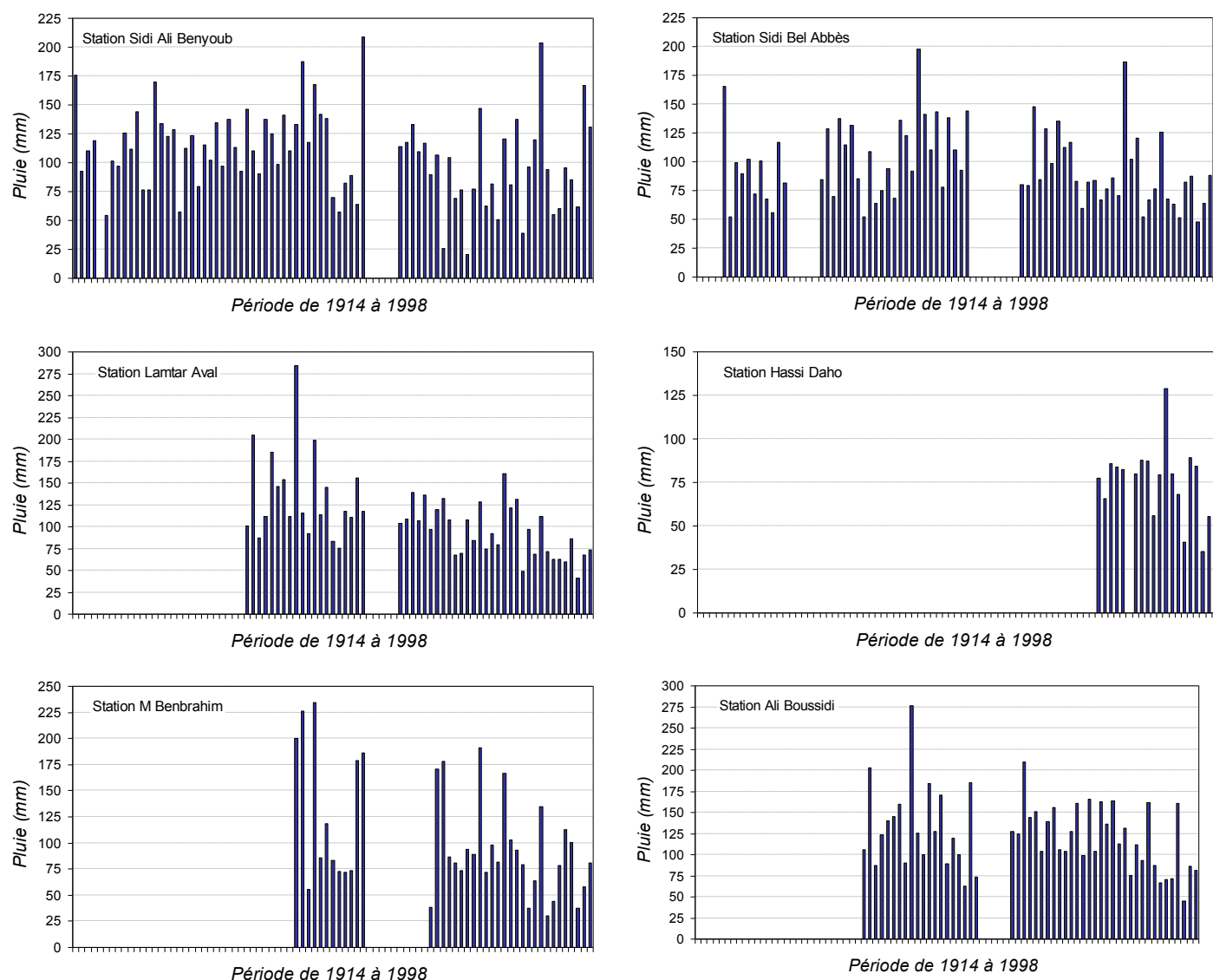


Figure 2.8 : Situation des stations pluviométriques (SP) et hydrométriques (SH).

## 2.5.2. Données hydrométriques.

Le bassin versant de l'oued Mekerra comprend trois stations hydrométriques (Figure 2.9) à savoir :

- La station de Haçaiba (très peu exploitée), est située en amont du bassin versant de l'oued Mekerra. Elle fonctionne depuis 1969 avec peu de jaugeages disponibles, elle possède un limnigraphe et des échelles limnimétriques.
- La station de Sidi Ali Benyoub, de coordonnées (X = 86.5 ; Y = 92.5) km et d'altitude 660 m, a été mise en service en 1949 jusqu'à 1950, puis reprise en 1968 avec des lacunes de 1961 à 1968. Elle est constituée d'un déversoir en col de signe où se font les jaugeages de crues importantes, d'un limnigraphe, et d'une échelle limnimétrique qui a été emportée en 1971 par une crue.
- La station de Sidi Bel Abbès, situé sur les coordonnées (X = 199.07 ; Y = 219.75) km et d'altitude 437 m, a été mise en service de 1932 au 1933 et reprise de 1936 au 1937, avec une lacune de 1961 à 1968, cette station possède une passerelle avec étagère inférieure, limnigraphe et des échelles limnimétriques.



**Figure 2.9** : Pluies maximales annuelles (en mm) dans chaque station de 1914 au 1998.

Les caractéristiques générales de ces stations sont résumées ci après (Tableau 2.3) :

**Tableau 2.3** : Stations hydrométriques du bassin versant de l'oued Mekerra.

Station	Code	Surface Contrôlée (km <sup>2</sup> )	Année de mise en service
El Haçaiba	110101	1197.4	1969/70
Sidi Ali Benyoub	110201	2120.5	1949/50
Sidi Bel Abbès	110301	3000.1	1932/33

(Source : ANRH Alger)

L'existence de la station hydrométrique de Sidi Bel Abbès a facilité le choix quant aux données hydrométriques à utiliser, car celle – ci s'avère de par sa situation géographique, la plus intéressante à exploiter. Une tentative de corrélation (Ouefella, 2004) entre la station de Sidi Bel Abbès et la station de Sidi Ali Benyoub a été réalisée et conduit à l'abandon de cette dernière, du fait de la faible corrélation constatée ( $R^2 = 0.25$ ).

**Tableau 2.4** : Exemple de données hydrométriques.

Station : SIDI BEL ABBES													
Oued : MEKERRA													
Année : 1990/91													
Fich TXT													
Code : 11 03 01													
Jour	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1	0.329	0.485	0.28	0.316	0.342	0.332	0.559	0.643	0.408	0.45	0.407	0.413	
2	0.329	14.5	0.28	0.316	0.381	0.332	0.332	0.647	0.4	0.45	0.407	0.413	
3	26.2	0.66	0.256	0.329	0.316	0.256	0.931	0.649	0.4	0.436	0.407	0.407	
4	16.8	0.44	0.329	0.329	0.398	0.293	0.694	0.634	0.351	0.43	0.407	0.407	
5	0.44	0.364	0.329	0.316	0.816	0.332	0.538	0.636	0.337	0.43	0.407	0.413	
6	0.352	0.329	0.28	0.316	0.371	0.432	0.432	0.602	0.333	0.413	0.407	0.419	
7	0.364	0.398	0.316	0.316	0.332	0.371	0.473	0.571	0.342	0.43	0.407	0.443	
8	0.4	0.912	0.381	0.329	0.237	0.352	0.538	0.505	0.337	0.419	0.407	0.45	
9	2.4	0.352	0.256	0.791	0.237	0.332	0.516	0.4	0.346	0.436	0.407	0.457	
10	0.782	0.286	0.428	0.495	0.2	0.293	0.453	0.4	0.342	0.393	0.407	0.479	
11	0.352	0.308	0.424	2.98	0.183	0.432	0.352	0.408	0.333	0.407	0.407	0.479	
12	11.6	0.308	0.355	0.496	0.148	0.352	0.352	0.408	0.333	0.43	0.407	0.488	
13	1.62	0.308	0.342	0.439	0.237	0.412	0.767	0.417	0.328	0.413	0.407	0.479	
14	0.34	0.286	0.316	0.41	0.183	0.412	3.6	0.408	0.351	0.436	0.407	0.457	
15	0.329	0.286	0.245	0.453	0.219	0.352	81.9	0.417	0.377	0.43	0.407	0.471	
16	0.329	21.8	0.256	0.41	0.183	0.352	29.8	0.417	0.37	0.43	0.407	0.471	
17	0.34	4.05	0.304	0.424	0.2	0.352	3.51	0.417	0.37	0.419	0.402	0.45	
18	14.8	0.714	0.304	0.453	0.183	0.332	1.61	0.417	0.364	0.43	0.402	0.471	
19	1.23	0.407	0.304	0.453	0.2	0.371	0.726	0.4	0.377	0.424	0.402	0.457	
20	0.467	0.355	0.316	0.424	0.183	0.507	0.468	0.391	0.383	0.43	0.402	0.45	
21	0.364	0.342	0.292	0.439	0.183	0.371	0.341	0.4	0.34	0.43	0.402	0.457	
22	0.34	0.304	0.304	0.395	0.2	0.371	0.206	0.4	0.457	0.436	0.402	0.443	
23	0.34	0.268	0.292	0.484	0.2	0.473	1.04	0.4	0.45	0.43	0.402	0.457	
24	0.329	0.28	0.292	0.439	0.2	0.352	1.01	0.391	0.464	0.43	0.402	0.45	
25	3.39	0.256	0.316	0.439	0.2	0.391	0.666	0.417	0.45	0.43	0.402	0.457	
26	0.34	0.28	0.41	0.41	0.391	0.432	0.666	0.425	0.436	0.43	0.402	0.464	
27	0.34	0.304	0.41	0.368	0.391	0.391	0.604	0.408	0.443	0.43	0.402	0.464	
28	0.34	0.256	0.316	0.355	0.432	0.494	0.619	0.4	0.443	0.413	0.402	0.443	
29	0.34	0.292	0.304	0.395	0.219		0.59	0.391	0.443	0.407	0.402	0.45	
30	1.32	0.256	0.256	0.381	0.274		0.549	0.391	0.45	0.402	0.402	0.443	
31		0.256		0.368	0.237		0.549		0.443		0.402	0.419	
<b>Max. (m<sup>3</sup>/s)</b>	61.7	76.1	0.515	8.386	1.668	0.741	135	0.751	0.464	0.45	0.407	0.488	<b>135</b>
<b>Min. (m<sup>3</sup>/s)</b>	0.329	0.256	0.245	0.316	0.148	0.256	0.145	0.391	0.325	0.393	0.402	0.407	<b>0.145</b>
<b>App (hm<sup>3</sup>/s)</b>	7.53	4.37	0.82	1.32	0.732	0.905	11.7	1.19	1.04	1.1	1.08	1.2	<b>33</b>
<b>DMIA (m<sup>3</sup>/s)</b>	0.922	1.11	0.88	0.924	1.04	1.1	1.18	1.11	1.21	0.843	0.726	0.65	<b>0.975</b>

(Source : ANRH Alger)

Les données hydrométriques relativement à la station de Sidi Bel Abbès, sont fournies sous forme de tableaux, l'exemple du Tableau 2.4 concerne les enregistrements des débits moyens journaliers et contient aussi les débits instantanés maxima, minima et apport relativement à une année hydrologique soit à l'échelle mensuel et annuel. L'exemple du Tableau 2.5 contient les enregistrements des crues observées sous forme de débits ou hauteur en fonction du temps.

Les enregistrements existants pour les débits moyens journaliers allant de 1942/1943 au 1960/1961 de 1968/1969 au 1970/1971 et de 1974/1975 au 1999/2000. Pour les enregistrements existants des crues observées disponibles allant de 1947/1948 au 1960/1961, de 1968/1969 au 1969/1970 et de 1974/1975 au 1997/1998.



L'utilisation de l'information hydrométrique fournie, permet d'extraire la série des débits instantanés maxima annuel  $Q_{IXA}$  (voir le débit  $135 \text{ m}^3/\text{s}$  dans les Tableaux 2.4 et 2.5), et de construire des hydrogrammes de débits instantanés horaires pour chaque année hydrologique (Tableau 2.6 et Figure 2.10).

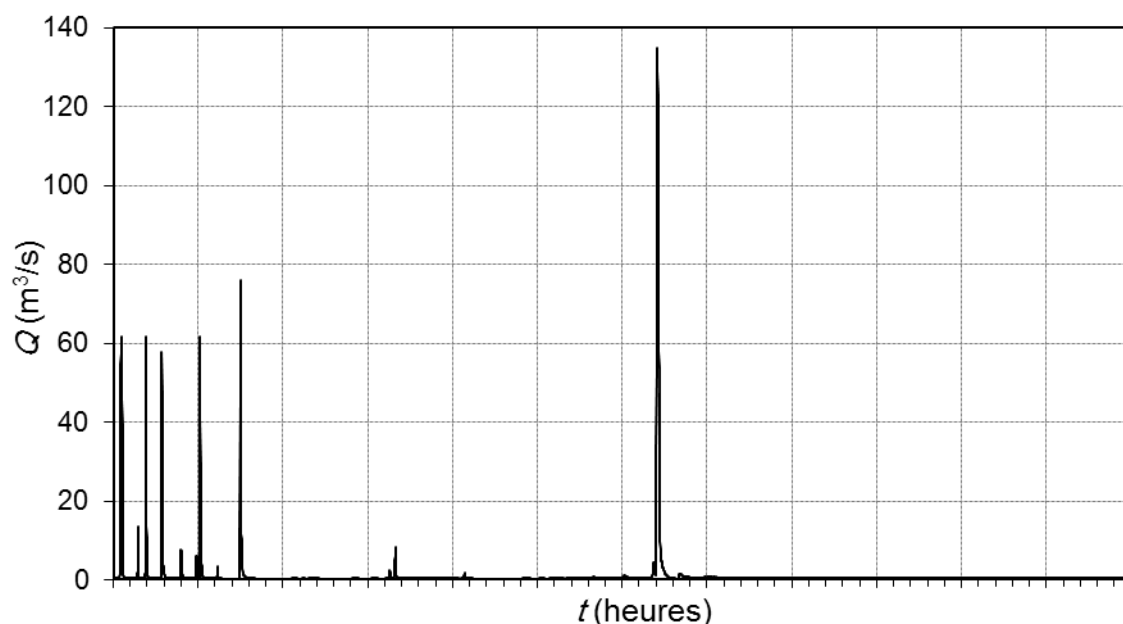
**Tableau 2.5** : Exemple de données des crues observées.

Code station	Date	Heure	Hauteur crue	Débit
110301	14/03/1991	21:00:00	168	4.836
110301	14/03/1991	22:00:00	176	5.446
110301	14/03/1991	23:00:00	186	6.15
110301	15/03/1991	00:00:00	196	6.91
110301	15/03/1991	01:00:00	206	7.81
110301	15/03/1991	02:00:00	218	8.976
110301	15/03/1991	03:00:00	230	1.03
110301	15/03/1991	04:00:00	242	12.14
110301	15/03/1991	05:00:00	256	18.9
110301	15/03/1991	06:00:00	270	34.3
110301	15/03/1991	07:00:00	284	53.4
110301	15/03/1991	08:00:00	298	73.1
110301	15/03/1991	09:00:00	310	94.9
110301	15/03/1991	10:00:00	316	106.36
110301	15/03/1991	11:00:00	324	122.4
110301	15/03/1991	12:00:00	327	128.7
110301	15/03/1991	13:00:00	328	130.8
110301	15/03/1991	14:00:00	330	135
110301	15/03/1991	15:00:00	330	135
110301	15/03/1991	16:00:00	328	130.8
110301	15/03/1991	17:00:00	327	128.7
110301	15/03/1991	18:00:00	324	122.4
110301	15/03/1991	19:00:00	320	114
110301	15/03/1991	20:00:00	316	106.36
110301	15/03/1991	21:00:00	...	...

**Tableau 2.6** : Débits instantanés.

Jour	Heure	QI (1990/91)
...	...	...
15-mars-91	03:00:00	1.03
15-mars-91	04:00:00	12.14
15-mars-91	05:00:00	18.9
15-mars-91	06:00:00	34.3
15-mars-91	07:00:00	53.4
15-mars-91	08:00:00	73.1
15-mars-91	09:00:00	94.9
15-mars-91	10:00:00	106.36
15-mars-91	11:00:00	122.4
15-mars-91	12:00:00	128.7
15-mars-91	13:00:00	130.8
15-mars-91	14:00:00	135
15-mars-91	15:00:00	135
15-mars-91	16:00:00	130.8
15-mars-91	17:00:00	128.7
15-mars-91	18:00:00	122.4
15-mars-91	19:00:00	114
15-mars-91	20:00:00	106.36
15-mars-91	21:00:00	102.54
15-mars-91	22:00:00	93.15
15-mars-91	23:00:00	87.9
16-mars-91	00:00:00	80.64
16-mars-91	01:00:00	74.26
...	...	...

(Source : ANRH Alger)



**Figure 2.10** : Hydrogramme des débits instantanés pour l'année 1990/1991.

Les données hydrométriques obtenues, sont nécessaires dans l'étude des risques d'inondation. Cette étude passe par une analyse statistique des observations afin de pouvoir énoncer les probabilités associées à des événements à risque. La démarche statistique, qui suppose la stabilité de la population s'effectue par la sélection des observations représentatives sous forme d'un échantillon qui sera ajusté à une distribution de probabilité théorique et l'utilisation des résultats obtenus dans l'estimation des risques.

L'analyse fréquentielle des événements rares représente un intérêt particulier pour la gestion et la prévention des événements extrêmes en hydrologie. L'objectif principal de l'analyse fréquentielle, dans le cas des crues et des inondations, est l'estimation de l'évènement  $x_T$  ou  $x_p$ , qui est calculé à partir d'un modèle de probabilité.

## 2.6. Caractéristiques de l'échantillonnage.

La première opération consiste à la caractérisation de l'échantillon qui permet de se familiariser avec les données à étudier, les indicateurs qui décrivent les séries statistiques peuvent être classés en trois catégories.

- le premier indicateur informe sur la position des données telle que la moyenne arithmétique ;
- la deuxième catégorie des indicateurs, renseignent sur la dispersion des données et leur niveau de regroupement autour de la moyenne à savoir, la variance, l'écart type et les valeurs extrêmes minimale et maximale ;
- la dernière catégorie d'indicateurs, caractérisant la forme de l'échantillon de données et regroupant un ensemble de coefficients tels que les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement.

Ces indicateurs sont très utilisés en pratique et en particulier dans les études hydrologiques des cours d'eau.

Soit  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  un échantillon aléatoire de taille  $n$  issu d'une population de taille infinie, les caractéristiques empiriques de cette échantillon sont :

- Moyenne arithmétique ou moment non centré d'ordre 1 :

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.1)$$

- Variance ou moment centré d'ordre 2 :

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.2)$$

- Moment centré d'ordre 3 :

$$m_3 = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (2.3)$$

- Moment centré d'ordre 4 :

$$m_4 = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \quad (2.4)$$

- Coefficient de variation ou écart relatif :

$$C_v = \frac{S}{\bar{X}} \quad (2.5)$$

- Coefficient d'asymétrie :

$$C_s = \frac{m_3}{S^3} \quad (2.6)$$

- Coefficient d'aplatissement :

$$C_k = \frac{m_4}{S^4} \quad (2.7)$$

Les caractéristiques empiriques de la série des débits instantanés maxima annuels (QIX) sont résumées dans le Tableau 2.7 :

Si  $(x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)})$  avec  $x_{(1)} < x_{(2)} < x_{(3)} < \dots < x_{(n)}$  le même échantillon dont les éléments sont classés par ordre croissant, et  $F_i$  la fréquence expérimentale de  $x_{(i)}$  autres caractéristiques empiriques peuvent être définies (Landwehr et al., 1979), à savoir en premier lieu le moment pondéré d'ordre  $r$  :

**Tableau 2.7** : Caractéristiques empiriques de la série QIX.

Taille	46
Moyenne arithmétique	46.71
Médiane	23.85
Mode	15.12
Écart – type	48.40
Variance	2342.62
Coefficient de variation	1.04
Coefficient d'aplatissement	5.13
Coefficient d'asymétrie	1.62
Minimum	3.62
Maximum	215.00

$$b_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(i-1)(i-2)\dots(i-r)}{(n-1)(n-2)\dots(n-r)} x_{(i)} \quad (2.8)$$

Hosking (1990) et Chowdhury et al. (1993) proposent une formulation simple de ce moment.

$$b_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_i^r x_{(i)} \quad (2.9)$$

Une approche statistique dite *L-moments* présentée par Hosking (1990) et Hosking et al. (1988) sous formes des combinaisons linéaires des moments de probabilité pondérés  $\lambda'_1, \lambda'_2, \lambda'_3$  et  $\lambda'_4$ . Le moment pondéré d'ordre  $s$  est explicité d'après Greenwood et al. (1979) par l'expression :

$$\lambda'_s = \sum_{k=0}^{s-1} (-1)^{s-k-1} C_{s-1}^k C_{s+k-1}^k b_k \quad (2.10)$$

En particulier, Hosking (1990),

$$\lambda'_1 = b_0 \quad (2.11)$$

$$\lambda'_2 = 2b_1 - b_0 \quad (2.12)$$

$$\lambda'_3 = 6b_2 - 6b_1 + b_0 \quad (2.13)$$

$$\lambda'_4 = 20b_3 - 30b_2 + 12b_1 - b_0 \quad (2.14)$$

$\lambda'_1$ ,  $\lambda'_2$ ,  $\lambda'_3$  et  $\lambda'_4$  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 :

$$LC_v = \frac{\lambda'_2}{\lambda'_1} \quad (2.15)$$

$$LC_s = \frac{\lambda'_3}{\lambda'_2} \quad (2.16)$$

$$LC_k = \frac{\lambda'_4}{\lambda'_3} \quad (2.17)$$

## 2.7. Tests relatives à l'échantillonnage.

Pour être représentatif de la population dont il est tiré, l'échantillon des observations doit présenter un certain nombre de qualités (Bobée et al., 1991), les observations contenues dans l'échantillon doivent être :

**Aléatoire** : c'est-à-dire, en hydrologie, être le résultat de fluctuations naturelles et non la conséquence d'influences anthropiques.

**Indépendante** : la valeur d'une observation ne doit pas être influencée par la valeur de l'observation précédente au sens chronologique (les séries chronologiques de débits journaliers par exemple sont souvent aléatoires mais jamais indépendantes).

**Homogène** : c'est-à-dire provenant d'une même population.

**Stationnaire** : les variables appartenant à une série chronologique sont dites stationnaires quand leurs caractéristiques statistiques (moyenne, auto-covariance) ne changent pas avec les saisons.

**Singularité** : c'est-à-dire que l'échantillon ne présente pas des individus qui influent sur sa stationnarité.

La vérification de la qualité des échantillons est essentielle, plusieurs tests statistiques sont proposés par un certain nombre d'auteurs (Wald et al., 1943 ; Mann et al., 1947 ; Kendall, 1975 ; Grubbs et al., 1972), pour tester l'indépendance, la stationnarité, l'homogénéité et la singularité dans l'échantillon.

### 2.7.1. Test d'indépendance.

L'indépendance signifie qu'il n'y a aucun lien entre les observations successives, c'est-à-dire l'absence d'auto - corrélation. Pour l'échantillon  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ , le test de Wald-Wolfowitz (1943) considère la statistique (Hypothèse de série circulaire  $x_{n+1} = x_1$ ) :

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} x_i x_{i+1} + x_1 x_n \quad (2.18)$$

$R$  suit une loi Normale de moyenne  $\bar{R}$  et de variance  $V_R$  sachant que :

$$\bar{R} = \frac{S_1^2 - S_2}{n-1} \quad (2.19)$$

Et

$$V_R = \frac{S_1^2 - S_4}{n-1} - \bar{R}^2 + \frac{S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4}{(n-1)(n-2)} \quad (2.20)$$

Avec :

$$S_r = nm_r = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.21)$$

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

$$|u| \leq u_{1-\frac{\alpha}{2}}$$

### 2.7.2. Test d'homogénéité.

Pour tester l'homogénéité de la série, le test de Mann et Whitney (1947) est appliqué, où l'échantillon  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  est décomposé en deux sous échantillons de taille  $p$  et  $q$  ( $p \leq q$  et  $n = p + q$ ). La cause d'hétérogénéité peut être : le déplacement d'une station de mesure ou la saisonnalité des crues d'automne et de printemps. Les deux sous échantillons sont regroupés dans un échantillon unique et sont classés par ordre croissant. Soit  $U$  la somme des rangs des éléments du premier échantillon dans l'échantillon combiné. L'hypothèse  $H_0 : \mu_1 = \mu_2 = \mu$ , c'est-à-dire les deux échantillons proviennent de populations de même moyenne.

Soit  $U = T - p(p+1)/2$  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  $V_U$  :

$$\bar{U} = \frac{pq}{2} \quad (2.22)$$

Et

$$V_U = \frac{pq}{2}(p+q+1) \quad (2.23)$$

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

$$|u| \leq u_{1-\frac{\alpha}{2}}$$

### 2.7.3. Test de stationnarité.

Un échantillon est stationnaire, si les caractéristiques (moyenne, variance,...) sont invariantes dans le temps, par contre l'échantillon n'est pas stationnaire si il y a un changement brusque ou graduel dans la moyenne. S'il y a un changement brusque sachant que la date de saut est connue, il suffit dans ce cas pour tester la stationnarité d'appliquer le test de Wilcoxon. Si le brusque changement dans la date est inconnu, et s'il y a un changement graduel, dans ce cas la stationnarité peut être faite par le test de Kendall.

Soit l'échantillon classé par ordre chronologique  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ , pour tester la stationnarité de l'échantillon, soit à calculer la statistique  $S$  :

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{sgn}(x_j - x_i) \quad (j > i) \quad (2.24)$$

Avec ;

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

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

$$V_s = \frac{1}{18} \left[ n(n-1)(2n+5) - \sum_t t(t-1)(2t+5) \right] \quad (2.25)$$

Dans cette formule,  $t$  désigne le nombre de données égales dans un ensemble d'observations identiques et  $\sum_t$  concerne les ensembles d'observations identiques dans l'échantillon, la statistique standardisée  $K$  de Kendall (Kendall, 1975) suit une loi Normale centrée réduite :

$$K = \begin{cases} \frac{S - E(S) - 1}{\sqrt{V_s}} = \frac{S - 1}{\sqrt{V_s}} & \text{si } S > 0, \\ 0 & \text{si } S = 0, \\ \frac{S - E(S) + 1}{\sqrt{V_s}} = \frac{S + 1}{\sqrt{V_s}} & \text{si } S < 0. \end{cases} \quad (2.26)$$

Pour un niveau de signification  $\alpha$  l'hypothèse de stationnarité de la série est acceptée si :

$$|K| \leq u_{1-\frac{\alpha}{2}}$$

#### 2.7.4. Test de singularité.

Ce test (Grubbs et al., 1972) considère les deux quantités extrêmes suivantes :

$$\begin{cases} X_{\min} = \exp \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i - K_n \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \ln x_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \right)^2 \right] \\ X_{\max} = \exp \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i + K_n \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \ln x_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \right)^2 \right] \end{cases} \quad (2.27)$$

$K_n$  est la statistique de Grubbs et Beck, tabulée en fonction de la taille de l'échantillon et le niveau de signification. Pour un niveau de signification de 10%, une expression approchée de  $K_n$  est donnée par Pilon et al., (1985) :

$$K_n = -3.62201 + 6.28446.n^{1/4} - 2.49835.n^{1/2} + 0.491436.n^{3/4} - 0.037911.n \quad (2.28)$$

$x_i$  est singulière si est seulement si :

$$x_i < X_{\min} \quad \text{ou} \quad x_i > X_{\max}$$

L'application de ces tests à la série QIX de l'oued Mekerra a abouti aux résultats suivants :

**Tableau 2.8** : Tests relatifs à l'échantillonnage de la série QIX.

Type de test	Résultat
Indépendance (Wald – Wolfowitz) ⇒	Accepté à $\alpha = 5\%$ de signification $ u  = 0.084$ , $u_{1-\alpha/2} = 1.960$
Homogénéité (Mann – Whitney) ⇒	Accepté à $\alpha = 5\%$ de signification quel que soit le choix de $p$ et $q$ .
Stationnarité (Kendall) ⇒	Accepté à $\alpha = 5\%$ de signification $ K  = 1.01$ , $u_{1-\alpha/2} = 1.960$
Singularité (Grubbs – Beck) ⇒	Pas de singularité $Q_{\min} = 0.2, Q_{\max} = 585.1 \text{ m}^3/\text{s}$ $K_{46;10\%} = 2.7360$

## 2.8. Fréquence expérimentale.

La fréquence expérimentale peut être calculée par une formule empirique généralisée (Chow, 1964 ; Harter, 1971) :

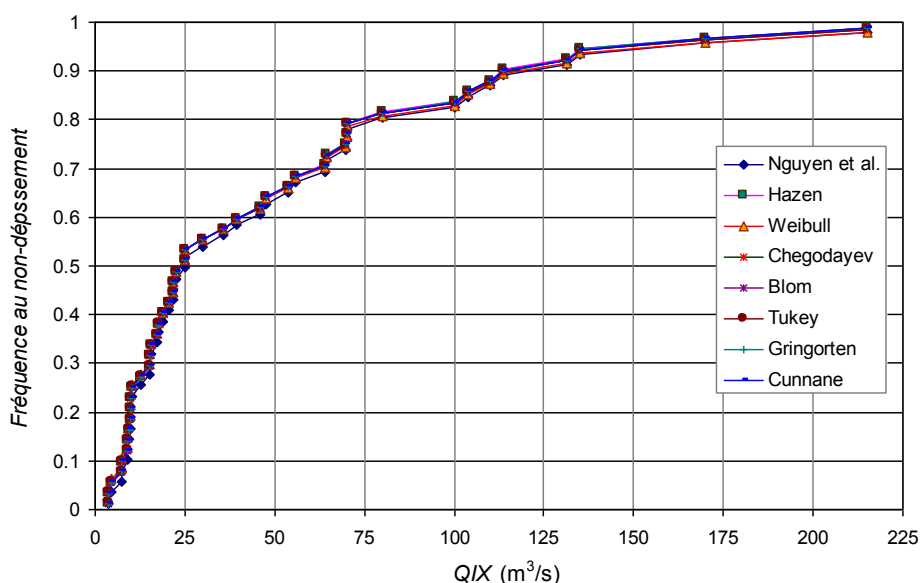
$$F_i = \frac{i - b}{n + 1 - 2b} \quad (2.29)$$

$b$ , est un coefficient variant entre 0 et 0.5, selon lequel, la fréquence expérimentale prend une forme appropriée (Tableau 2.9), la fréquence expérimentale est un guide pour juger de l'adéquation d'une loi théorique, pour les valeurs extrêmes, il y a peu de différences entre elles (NERC, 1975).

Il y a une tendance vers l'utilisation de la formule de Cunnane (1978), comme étant la meilleure formule pour la fréquence expérimentale appliquée en hydrologie statistique (Bobée et al., 1991), la Figure 2.11 explicite la variation des fréquences expérimentales en fonction des éléments de la série QIX, les graphiques sont pratiquement identiques, il suffit donc de choisir une des formules pour la fréquence expérimentale.

**Tableau 2.9** : Valeurs de  $b$ .

$b$	Nom de la fréquence
0.5	Hazen (1914)
0	Weibull (1939)
0.3	Chegodayev
3/8	Blom
1/3	Tukey
0.44	Gringorten
0.4	Cunnane (1978)

**Figure 2.11** : Courbes des fréquences expérimentales en fonction des QIX (Station de Sidi Bel Abbès).

## 2.9. Ajustement à une distribution théorique.

Soit  $f(x) \equiv P(X = x)$  la fonction de densité de probabilité du variable aléatoire continue  $X$ ,  $f(x)$  est caractérisée par un certain nombre de paramètres  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  et  $\theta_3$ , cette fonction traduit le comportement d'ensemble de tous les éléments de la population  $D$ . Ajuster l'échantillon  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  issu de la population  $D$  à une distribution de probabilité théorique  $f(x)$ , revient à estimer les paramètres  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  et  $\theta_3$  de la fonction  $f(x)$ .

La fonction  $f(x)$  définie sur le domaine  $D$ , possède un certain nombre de caractéristiques essentielles à savoir :

- La fonction de répartition ou fonction de distribution de probabilité :

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{t \leq x} f(t) dt \quad (2.30)$$

- L'espérance mathématique ou moyenne de la population :

$$\mu = E(X) = \int_D x f(x) dx \quad (2.31)$$

- Les moments centrés d'ordre  $k$  :

$$\mu_k = E[(X - \mu)^k] = \int_D (x - \mu)^k f(x) dx \quad (2.32)$$

Pour  $k = 2$ ,  $\mu_2$  est appelée la variance de la population elle est notée  $\sigma^2$ , sa racine carrée  $\sigma$  est son écart-type. Les moments sans dimensions sont définis par l'espérance mathématique suivante :

$$\gamma_{k-2} = E\left[\left(\frac{X - \mu}{\sigma}\right)^k\right] \equiv \frac{\mu_k}{\mu_2^{k/2}} \quad k > 2 \quad (2.33)$$

$\gamma_1$  ( $k = 3$ ) est le coefficient d'asymétrie de la population,

$\gamma_2$  ( $k = 4$ ) est le coefficient d'aplatissement de la population.

- Moment pondéré d'ordre  $r$  :

$$\beta_r = E[X(F(X))^r] = \int_D x(F(x))^r f(x) dx \quad (2.34)$$

- L-Moment d'ordre  $s$  (Greenwood et al., 1979) :

$$\lambda_s = \sum_{k=0}^{s-1} (-1)^{s-k-1} C_{s-1}^k C_{s+k-1}^k \beta_k \quad (2.35)$$

Dans l'hypothèse où cette loi régit effectivement la population dont est tiré l'échantillon, ces paramètres ont une valeur donnée, mais inconnue, qu'il s'agit d'estimer à partir des observations de l'échantillon, les estimations donnent des résultats différents d'un échantillon à l'autre issu d'une même population.

Les résultats des estimations constituent une variable aléatoire qui possède une moyenne et une variance etc. Les résultats varient aussi avec les méthodes d'estimation, selon les méthodes, les estimateurs n'auront pas les mêmes moyennes et variances...



Plusieurs méthodes ont été utilisées pour estimer les paramètres d'une loi de probabilité par rapport à un échantillon, la fiabilité de la méthode d'estimation réside dans le biais :  $E(\hat{\theta}_i) - \theta_i$ ,  $\forall i = 1, 2, 3$  où  $\hat{\theta}_i$  est l'estimateur de non biaisé de  $\theta_i$  si  $E(\hat{\theta}_i) = \theta_i$ .

La précision d'un estimateur se mesure par son moment d'ordre 2 par rapport à la vraie valeur, c'est-à-dire par la quantité :  $E[(\hat{\theta}_i - \theta_i)^2]$ ,  $\forall i = 1, 2, 3$  qui est la variance de l'estimateur si celle-ci est non biaisée. Cette précision ne peut être inférieure à une valeur minimale suivant l'inégalité de Cramer – Rao, un estimateur non biaisé de variance minimale est un estimateur efficace.

L'efficacité d'un estimateur non biaisé est le rapport de la variance minimale à sa propre variance. Pour tout paramètre, il existe au moins un estimateur asymptotiquement efficace dont l'efficacité tend vers 1 quand la taille de l'échantillon tend vers l'infini.

Trois types de méthodes sont généralement utilisées pour estimer les paramètres d'une distribution de probabilité :

### 2.9.1. Méthode des moments (MM).

Existe sous plusieurs formes, elle consiste à égaliser les premiers moments de la population à celle de l'échantillon et déterminer les estimateurs  $\hat{\theta}_1$ ,  $\hat{\theta}_2$  et  $\hat{\theta}_3$  solutions du système d'équations :

$$\begin{cases} \mu = \bar{X}, \\ \sigma^2 = S^2, \\ \mu_3 = m_3. \end{cases} \quad (2.36)$$

Le choix des ordres à prendre en considération dans la méthode des moments, n'est pas anodin. La théorie des statistiques exhaustives peut suggérer des ordres plus appropriés que d'autres pour une loi donnée. Ainsi Ashkar et al. (1987), proposent une méthode généralisée des moments (Generalized Method of Moments : GMM) ou par exemple la moyenne et la variance peuvent être remplacés par les moments d'ordre 0 (moyenne géométrique) et 1, et par les moments d'ordre -1 et 0 (moyenne harmonique et géométrique). Le choix de l'ordre des moments utilisés dans la méthode GMM donne plus ou moins des poids aux valeurs fortes ou faibles de l'échantillon, le choix des ordres utilisés peut faire varier de façon importante la variance des quantiles estimés. La méthode SAM (Sundry Average Method) de Bobée et al. (1991) ou méthode des trois moyennes (ordres -1, 0 et 1) et la méthode des moments mixtes (ordres 0, 1 et 2) font intervenir des moments d'ordre petit, donc de plus faible variance, ce qui a une influence sur la variance asymptotique des quantiles (Bobée, 1999).

### 2.9.2. Méthode du maximum de vraisemblance (MVS).

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

$$L(x_1, x_2, \dots, x_n | \theta_1, \theta_2, \theta_3) = f(x_1) \cdot f(x_2) \cdot \dots \cdot f(x_n) \quad (2.37)$$

Un estimateur du maximum de vraisemblance est la valeur de  $\hat{\theta}_1$ ,  $\hat{\theta}_2$  et  $\hat{\theta}_3$  qui maximise  $L(x_1, x_2, \dots, x_n | \theta_1, \theta_2, \theta_3)$ , c'est-à-dire :

$$\left\{ \frac{\partial L(x_1, x_2, \dots, x_n | \theta_1, \theta_2, \theta_3)}{\partial \theta_i} \right\}_{i=1, \dots, 3} = 0 \quad (2.38)$$

Ou,

$$\left\{ \frac{\partial \ln[L(x_1, x_2, \dots, x_n | \theta_1, \theta_2, \theta_3)]}{\partial \theta_i} \right\}_{i=1, \dots, 3} = 0 \quad (2.39)$$

Sachant que les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \frac{\partial^2 L(x_1, x_2, \dots, x_n | \theta_1, \theta_2, \theta_3)}{\partial \theta_i \partial \theta_j} \right\}_{i, j=1, \dots, 3} < 0 \quad \text{ou} \quad \left\{ \frac{\partial^2 \ln[L(x_1, x_2, \dots, x_n | \theta_1, \theta_2, \theta_3)]}{\partial \theta_i \partial \theta_j} \right\}_{i, j=1, \dots, 3} < 0$$

Le développement des dérivées fournit un système de trois équations à trois inconnues dont la solution donne les valeurs de  $\hat{\theta}_1$ ,  $\hat{\theta}_2$  et  $\hat{\theta}_3$ .

### 2.9.3. Méthode des moments pondérés (MMP).

La méthode des moments pondérés (*Probability Weighted Moments* : PWM) a été développée par Greenwood et al. (1979). Elle est particulièrement utilisée pour des lois dont la fonction de distribution est inversible, les moments de probabilité pondérés d'une variable aléatoire  $X$ , sont définis par :

$$E[X^p (F(X))^r (1-F(X))^s] = \int_0^1 [F^{-1}(x)]^p [F(x)]^r (1-F(x))^s dF \quad (2.40)$$

$p$ ,  $r$  et  $s$  sont des nombres réels. Les moments de probabilité utilisés en pratique sont obtenus avec  $p=1$  et  $s=0$ , soit :

$$\beta_r = E[X(F(X))^r] = \int_0^1 [F^{-1}(x)] [F(x)]^r dF \equiv \int_D x(F(x))^r f(x) dx \quad (2.41)$$

Pour un échantillon de taille  $n$  classé par ordre croissant  $(x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)})$ , Landwehr et al., (1979) ont montré que  $b_r$  (expression (2.8) ou (2.9)) est un estimateur sans biais de  $\beta_r$ .

L'expression des moments de probabilité pondérés théorique,  $\beta_r$ , est explicitée en fonction des paramètres  $\hat{\theta}_1$ ,  $\hat{\theta}_2$  et  $\hat{\theta}_3$  de la distribution. Ainsi l'estimation de ces paramètres est obtenue, comme pour la méthode des moments, en résolvant le système d'équations (2.42) :

$$\begin{cases} \beta_1 = b_1, \\ \beta_2 = b_2, \\ \beta_3 = b_3. \end{cases} \quad (2.42)$$

### 2.10. Adéquation d'une loi de probabilité.

Après avoir estimé les paramètres de la distribution, un test d'adéquation s'avère nécessaire qui consiste à définir une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global

d'une distribution empirique avec une distribution théorique ajustée sur les observations, plusieurs tests sont utilisés que ce soient des tests paramétriques ou non paramétriques.

### 2.10.1. Test de Chi – Carré.

Le plus connu des tests d'adéquation, bien que peu puissant, il offre l'avantage de fournir une réponse interprétable en terme de probabilité. Il nécessite un découpage en classes ou en groupes et que selon la manière de faire ces classes, les résultats peuvent se situer de part et d'autre d'un seuil de signification.

L'échantillon d'observations étant découpé en  $k$  classes,  $n_i$  et  $e_i$  désignent pour chacune des  $k$  classes, les effectifs observés et théoriques pour la distribution de référence, la méthode suppose qu'aucun des effectifs  $e_i$  n'est inférieur à 5.

Sous l'hypothèse d'adéquation, la quantité :

$$\chi_{ob}^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} \quad (2.43)$$

Peut être considérée comme une valeur observée d'une variable aléatoire ayant une distribution de  $\chi^2$  à  $\nu = k - c - 1$  degrés de liberté,  $c$  est le nombre de paramètres de la loi de référence qui ont été estimés à l'aide des observations.

Pour un niveau signification  $\alpha$ , l'adéquation de la loi est acceptée si :

$$\chi_{ob}^2 \leq \chi_{\nu, \alpha/2}^2$$

Les valeurs de  $\chi_{\nu, \alpha/2}^2$  sont tabulées en fonction du  $\nu$  et de la probabilité  $p = \alpha/2$ .

### 2.10.2. Test de Kolmogorov – Smirnov.

La mise en œuvre du test  $KS$  de Kolmogorov – Smirnov, nécessite le calcul de la statistique observée :

$$D_{ob} = \max |F_i - F(x_{(i)})|_{i=1, \dots, n} \quad (2.44)$$

Pour un niveau de signification  $\alpha$  %, l'adéquation de la loi est acceptée si  $D_{ob} \leq D_{n, \alpha}$ , où  $D_{n, \alpha}$  c'est la statistique de Kolmogorov – Smirnov.

Les valeurs de  $D_{n, \alpha}$  pour les niveaux de signification 1 et 5 % sont données dans le Tableau 2.10 en fonction de la taille  $n$  de l'échantillon (Birnbbaum, 1952).

**Tableau 2.10** : 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	$1.36/n^{0.5}$	$1.63/n^{0.5}$

### 2.10.3. Test du coefficient de corrélation.

Le test de coefficient de corrélation *PPC* (*Probability Plot Correlation*) consiste à mesurer la linéarité entre les individus de la série  $(x_{(1)}, x_{(2)}, x_{(3)}, \dots, x_{(n)})$  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 :

$$PPC = \frac{\sum_{i=1}^n (x_{(i)} - \bar{x})(w_i - \bar{w})}{\left[ \sum_{i=1}^n (x_{(i)} - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (w_i - \bar{w})^2 \right]^{1/2}} \quad (2.45)$$

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

### 2.10.4. Test de racine de la moyenne des écarts quadratiques.

Le test de racine de la moyenne des écarts quadratiques (*Root Mean Square Déviation*) consiste à calculer l'erreur relative entre les deux séries  $(x_{(1)}, x_{(2)}, x_{(3)}, \dots, x_{(n)})$  et  $(w_1, w_2, w_3, \dots, w_n)$ , le test est exprimé par la relation (2.46) (NERC, 1975, Karim et al., 1995) :

$$RMSD = \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{x_{(i)} - w_i}{x_{(i)}} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.46)$$

La loi est considérée adéquate si  $0 \leq RMSD < 1$ .

## 2.11. Quantiles et intervalles de confiance.

Soit la variable aléatoire  $X$  qui suit une loi de probabilité donnée, la probabilité  $p$  pour que cette variable  $X$  prenne une valeur inférieure ou égale à la valeur numérique  $x_p$  s'écrit :

$$P(X \leq x_p) = F(x_p) = \int_{-\infty}^{x_p} f(x) dx = p \quad (2.47)$$

La valeur d'un quantile  $x_p$  dépend de la probabilité et les paramètres  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  et  $\theta_3$ . Quelle que soit la méthode d'estimation, si plusieurs échantillons de taille  $n$  issus de la même population, chaque échantillon fournit un jeu de paramètres différents, donc une valeur de  $x_p$  qui n'est en définitive qu'un estimateur de la vraie valeur inconnue du quantile.

Pour toutes les lois de probabilité usuelles, un quantile de probabilité  $p$  peut se mettre sous la forme :

$$x_p = \mu + K_p \sigma \equiv \bar{x} + K_p S \quad (2.48)$$

$K_p$  est le facteur de fréquence, pour les lois à deux paramètres, ce facteur dépend uniquement de  $p$ . Pour les lois à trois paramètres, ce facteur peut s'écrire en fonction de l'estimateur du troisième paramètre qui est la plupart du temps l'estimateur du coefficient d'asymétrie  $C_s$ , qui est tabulé ou fourni sous forme d'une expression analytique propre à chaque loi de probabilité.

Le quantile  $x_p$  varie avec l'échantillon des observations, une valeur calculée  $x_p$  peut donc être considérée comme une réalisation d'une variable aléatoire  $X_p$  qui prend d'autres valeurs avec d'autres échantillons.

Pour calculer l'intervalle de confiance d'un quantile, il faut d'abord connaître la distribution de probabilité de la variable  $X_p$  et ensuite estimer les paramètres de cette distribution. Cramer (1946) donne une expression de la fonction de densité de probabilité de la distribution de probabilité de la distribution d'échantillonnage de  $X_p$ . Cependant, l'intégrale de cette expression ne peut être obtenue que par des méthodes numériques approximatives et complexes.

L'étude expérimentale de données simulées a permis à Kite (1976) de conclure quant à la distribution d'échantillonnage des quantiles : en ce qui concerne les lois de probabilité utilisées en hydrologie, cette distribution d'échantillonnage n'est pas significativement différente d'une loi normale.

Si la loi de probabilité de la variable aléatoire  $X_p$  est supposée normale, définie par sa moyenne  $\mu_{X_p}$  et son écart type  $\sigma_{X_p}$ , la probabilité de non – dépassement associée à une valeur particulière  $x_p$  est celle de la variable normale réduite :

$$u = \frac{X_p - \mu_{X_p}}{\sigma_{X_p}} \quad (2.49)$$

Les bornes de l'intervalle de confiance du quantile sont obtenues à partir de :

$$P(u_1 < u < u_2) = 1 - \alpha \quad (2.50)$$

Qui possède une solution particulière :

$$P\left(\frac{X_p - \mu_{X_p}}{\sigma_{X_p}} < u_1\right) = \frac{\alpha}{2} \quad (2.51)$$

$$P\left(\frac{X_p - \mu_{X_p}}{\sigma_{X_p}} > u_2\right) = \frac{\alpha}{2} \quad (2.52)$$

Compte tenu de la symétrie de la fonction de densité de la loi normale, l'expression des bornes de l'intervalle de confiance est finalement :

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

$\sigma_{X_p}$  est l'écart type d'échantillonnage ou erreur standard du quantile, sa valeur est estimée à partir de l'échantillon des observations, c'est-à-dire par  $S(x_p) = \sqrt{V(x_p)}$ . La seule estimation possible de  $\mu_{X_p}$  est la valeur trouvée pour  $x_p$ , finalement l'intervalle de confiance pour un seuil de signification  $\alpha$  % est explicité par :

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

La technique d'estimation de la variance d'échantillonnage  $V(x_p)$  dépend de la méthode qui a été utilisée pour estimer les paramètres de la loi théorique.

### 2.11.1. Cas de la méthode des moments.

Le quantile  $x_p$  est peut être écrit en fonction des trois premiers moments empiriques  $\bar{x}$ ,  $S^2$  et  $m_3$  c'est-à-dire :

$$x_p = x_p(\mu, \mu_2, \mu_3) \quad (2.53)$$

Un développement en série de Taylor autour des valeurs moyennes  $\mu_{\bar{x}}$ ,  $\mu_{S^2}$  et  $\mu_{m_3}$  donne :

$$x_p = x_p(\mu_{\bar{x}}, \mu_{S^2}, \mu_{m_3}) + (\bar{x} - \mu_{\bar{x}}) \frac{\partial x_p}{\partial \bar{x}} + (S^2 - \mu_{S^2}) \frac{\partial x_p}{\partial S^2} + (m_3 - \mu_{m_3}) \frac{\partial x_p}{\partial m_3} + \frac{1}{2!} (\bar{x} - \mu_{\bar{x}})^2 \frac{\partial^2 x_p}{\partial \bar{x}^2} + \dots \quad (2.54)$$

Si les premiers termes du membre droit de (2.54) sont retenus, il reste une expression linéaire qui permet de calculer facilement la variance de  $x_p$  :

$$V(x_p) \approx \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu} \right)^2 V(\bar{x}) + \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu_2} \right)^2 V(\mu_2) + \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu_3} \right)^2 V(\mu_3) + 2 \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu} \right) \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu_2} \right) \text{Cov}(\mu, \mu_2) + 2 \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu} \right) \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu_3} \right) \text{Cov}(\mu, \mu_3) + 2 \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu_2} \right) \left( \frac{\partial x_p}{\partial \mu_3} \right) \text{Cov}(\mu_2, \mu_3) \quad (2.55)$$

Les expressions des variances et covariances d'échantillonnage des moments  $\mu$ ,  $\mu_2$  et  $\mu_3$  sont explicitées par Kendall et al. (1943) dans le système (2.56) :

$$\left\{ \begin{array}{l} V(\mu) = \frac{\mu_2}{n}, \\ V(\mu_2) = \frac{1}{n} (\mu_4 - \mu_2^2), \\ V(\mu_3) = \frac{1}{n} (\mu_6 - \mu_3^2 - 6\mu_2\mu_4 + 9\mu_2^3), \\ \text{Cov}(\mu, \mu_2) = \frac{\mu_3}{n}, \\ \text{Cov}(\mu, \mu_3) = \frac{1}{n} (\mu_4 - 3\mu_2^2), \\ \text{Cov}(\mu_2, \mu_3) = \frac{1}{n} (\mu_5 - 4\mu_2\mu_3). \end{array} \right. \quad (2.56)$$

Les moments centrés théoriques  $\mu_k$  sont directement fonction des paramètres des lois, ayant estimé les paramètres des lois, les variances et les covariances d'échantillonnage du système (2.56) peuvent être calculés facilement.

A partir de l'expression (2.54) du quantile  $x_p$  qui s'écrit plus particulièrement sachant que  $\sigma$  et  $\mu$  sont remplacés par leurs estimateurs  $S$  et  $\bar{x}$  c'est-à-dire :

$$x_p = K_p(C_s) \sqrt{S^2} + \bar{x} \quad (2.57)$$

Alors :

$$\frac{\partial x_p}{\partial \bar{x}} = 1 \quad (2.58)$$

$$\frac{\partial x_p}{\partial S^2} = \frac{K_p(C_s)}{2S} + S \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial S^2} \quad (2.59)$$

Or :

$$\frac{\partial K_p(C_s)}{\partial S^2} = \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \frac{\partial C_s}{\partial S^2} \quad (2.60)$$

Et,

$$C_s = \frac{m_3}{S^3} \quad (2.61)$$

Soit :

$$\frac{\partial C_s}{\partial S^2} = m_3 \left( -\frac{3}{2} S^{-5} \right) = -\frac{3}{2} C_s S^{-2} \quad (2.62)$$

Alors :

$$\frac{\partial x_p}{\partial S^2} = \frac{1}{2S} \left( K_p(C_s) - 3C_s \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \right) \quad (2.63)$$

Pour la troisième dérivée :

$$\frac{\partial x_p}{\partial m_3} = \frac{\partial x_p}{\partial K_p(C_s)} \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \frac{\partial C_s}{\partial m_3} \quad (2.64)$$

D'après les expressions (2.57) et (2.61) :

$$\frac{\partial x_p}{\partial K_p(C_s)} = S \quad (2.65)$$

Et,

$$\frac{\partial C_s}{\partial m_3} = \frac{1}{S^3} \quad (2.66)$$

C'est-à-dire :

$$\frac{\partial x_p}{\partial m_3} = \frac{1}{S^2} \frac{\partial K_p(C_s)}{\partial C_s} \quad (2.67)$$

Le remplacement des variances et covariances d'échantillonnage par leurs expressions, la variance  $V(x_p)$  est exprimée finalement par :

$$V(x_p) \approx \frac{\mu_2}{n} \left\{ \begin{array}{l} \left[ 1 + \gamma_1 K_p(\gamma_1) + \frac{K_p^2(\gamma_1)}{4} (\gamma_2 - 1) + \frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} \right. \\ \left. \left[ 2\gamma_2 - 3\gamma_1^2 - 6 + K_p(\gamma_1) \left( \gamma_3 - 3\gamma_1 \frac{\gamma_2}{2} - 5 \frac{\gamma_1}{2} \right) \right] + \left( \frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} \right)^2 \right] \\ \left. \left[ \gamma_4 - 3\gamma_1 \gamma_3 - 6\gamma_2 + 9\gamma_1^2 \frac{\gamma_2}{4} + 35 \frac{\gamma_1^2}{4} + 9 \right] \right\} \quad (2.68)$$

$V(x_p)$  peut-être aisément calculé à partir des paramètres de la loi et de son expression en ce qui concerne les moments,  $K_p(\gamma_1)$  et  $\partial K_p(\gamma_1)/\partial \gamma_1$ ,  $\mu_2$  est remplacée par son estimateur  $S^2$ . L'écart-type d'échantillonnage peut s'écrire sous la forme :

$$S(x_p) = \sqrt{V(x_p)} = \frac{S}{\sqrt{n}} \delta \quad (2.69)$$

Où :

$$\delta^2 = \left\{ \begin{array}{l} 1 + \gamma_1 K_p(\gamma_1) + \frac{K_p^2(\gamma_1)}{4} (\gamma_2 - 1) + \frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} \cdot \\ \left[ 2\gamma_2 - 3\gamma_1^2 - 6 + K_p(\gamma_1) \left( \gamma_3 - 3\gamma_1 \frac{\gamma_2}{2} - 5 \frac{\gamma_1}{2} \right) \right] + \left( \frac{\partial K_p(\gamma_1)}{\partial \gamma_1} \right)^2 \\ \left[ \gamma_4 - 3\gamma_1 \gamma_3 - 6\gamma_2 + 9\gamma_1^2 \frac{\gamma_2}{4} + 35 \frac{\gamma_1^2}{4} + 9 \right] \end{array} \right\} \quad (2.70)$$

Pour les lois de probabilité à trois paramètres,  $\delta$  est donnée par des tables en fonction du coefficient d'asymétrie  $\gamma_1$  ou explicitée par des expressions empiriques, et pour les lois de probabilité à deux paramètres,  $K_p$  est indépendant de  $\gamma_1$ , l'expression de  $\delta$  se simplifie :

$$\delta^2 = \left( 1 + K_p \gamma_1 + \frac{K_p^2}{4} (\gamma_2 - 1) \right) \quad (2.71)$$

### 2.11.2. Cas de la méthode du maximum de vraisemblance.

Le quantile  $x_p$  s'exprime en fonction des paramètres de la loi, c'est-à-dire :

$$x_p = x_p(\theta_1, \theta_2, \theta_3) \quad (2.72)$$

Le développement en série de Taylor, permet d'exprimer approximativement la variance d'échantillonnage de  $x_p$  par l'expression :

$$V(x_p) = \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial x_p}{\partial \theta_i} \frac{\partial x_p}{\partial \theta_j} \text{Cov}(\hat{\theta}_i, \hat{\theta}_j) \quad (2.73)$$

Les dérivées partielles sont obtenues à partir de l'expression analytique pour la loi concernée, elles s'expriment en fonction de  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  et  $\theta_3$ , les estimateurs de ces paramètres conduisent à des valeurs numériques des dérivées.

Fischer a défini la matrice dite d'information, pour calculer les éléments de la matrice des variances – covariances des estimateurs des paramètres de la loi de probabilité  $\text{Cov}(\hat{\theta}_i, \hat{\theta}_j)$  pour  $i, j = 1, 2, 3$  Kendall et al. (1943) montrent cette matrice obtenue par l'inversion de la matrice d'information de Fisher (Abt et al., 1998), c'est-à-dire :

$$[\text{Cov}(\hat{\theta}_i, \hat{\theta}_j)]_{i,j=1,2,3} = \left[ -E \left( \frac{\partial^2 L}{\partial \theta_i \partial \theta_j} \Big|_{\substack{\theta_i = \hat{\theta}_i \\ \theta_j = \hat{\theta}_j}} \right) \right]_{i,j=1,2,3}^{-1} \quad (2.74)$$



Les espérances mathématiques des dérivées secondes qui constituent la matrice d'information de Fisher ne s'expriment pas toujours de manière simple en fonction des paramètres  $\theta_1, \theta_2$  et  $\theta_3$ , dans ce cas, il faut substituer les valeurs particulières des dérivées secondes déduites de l'échantillon d'observations.

## 2.12. Critères de comparaison.

En hydrologie, le choix du meilleur ajustement n'est pas une tâche facile, la complexité de la sélection réside dans le fait de prédire des quantiles pour des périodes de retour élevées pour des séries de données assez réduites. La qualité de l'estimation se mesurera en termes de biais et de variance. Il existe différentes procédures permettant de comparer des ajustements de lois de probabilité et de sélectionner celle qui s'ajuste le mieux aux données.

### 2.12.1. Critères d'information.

Le critère d'information bayésien (*BIC*) proposés par Schwarz (1978), et le critère d'information d'Akaike (1974) (*AIC*), représentent les méthodes les plus connues. Ces deux critères sont utilisés pour s'assurer qu'une distribution de probabilité spécifiée présente bien les données.

La valeur du critère d'Akaike (1974) et du bayésien (Schwarz, 1978) pour une loi de probabilité donnée ajustée à un échantillon de taille  $n$  est basée sur un calcul du logarithme de la fonction de vraisemblance maximisée.

Si la valeur de  $\hat{\theta}$  qui maximise la fonction de vraisemblance  $L$ , c'est-à-dire elle vérifie l'équation suivante :

$$\left. \frac{\partial \ln L}{\partial \theta} \right|_{\theta=\hat{\theta}} = 0 \quad \text{et} \quad \left. \frac{\partial^2 \ln L}{\partial \theta^2} \right|_{\theta=\hat{\theta}} \leq 0 \quad (2.75)$$

Le calcul de ces deux critères se résume comme suit :

$$AIC(f, x_1, x_2, \dots, x_n) = -2 \ln L(\hat{\theta}, x_1, x_2, \dots, x_n) + 2k \quad (2.76)$$

$$BIC(f, x_1, x_2, \dots, x_n) = -2 \ln L(\hat{\theta}, x_1, x_2, \dots, x_n) + 2k \ln n \quad (2.77)$$

$k$  est le nombre de paramètres de la loi de probabilité.

Ces deux critères permettent de construire un classement de modèles statistiques tenant compte du principe de parcimonie. Le meilleur ajustement, pour chacun des deux critères, correspond à la plus faible valeur de son coefficient.

Quand le nombre de paramètres  $k$  est grand par rapport au nombre d'observations  $n$ , c'est-à-dire, si  $n/k < 40$ , il est recommandé d'utiliser l'*AIC* corrigé (Hurvich et al., 1995) :

$$AICc = AIC + \frac{2k(k+1)}{n-k-1} \quad (2.78)$$

Ces deux critères donnent des résultats assez comparables, sur l'ensemble des données ajustées.

### 2.12.2. Erreur standard.

Dans le cas, où une série statistique s'ajuste à plusieurs lois de probabilité, une comparaison sur les erreurs d'échantillonnages  $V(x_p)$  des différentes lois de probabilité permet d'accepter ou de rejeter la distribution :

L'erreur absolue ou standard du quantile de probabilité  $p$  est :

$$\Delta x_p = u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{V(x_p)} \quad (2.79)$$

Par conséquent, l'erreur relative sur le quantile  $x_p$  est :

$$e_p = \frac{\Delta x_p}{x_p} \quad (2.80)$$

Le modèle de probabilité le plus adapté, correspondant pour des erreurs standards  $\Delta x_p$  minimales. Or cette approche ne peut pas être finale, car la quantité  $x_p$  n'est qu'une estimation du vrai quantile de même probabilité  $p$ , ce qui ramène de s'intéresser de plus sur l'erreur d'estimation  $E(x_p) - x_p$  qui est calculable numériquement dans certain cas de distribution de probabilité par les méthodes de Monté-Carlo.

### 2.12.3. Système d'aide à la décision (SAD).

Le système d'aide à la décision (El Adlouni et al., 2008 ; Ouarda et al., 1994) permet d'identifier la classe la plus adéquate pour l'ajustement d'un échantillon de donnée. Les lois les plus utilisées en hydrologie fréquentielle sont classées par rapport à leurs extrémités droites (Figure 2.12), elles appartenant aux classes C (distributions à variations régulières), et D (distributions sub-exponentielles) pour représenter la série  $QIX$ .

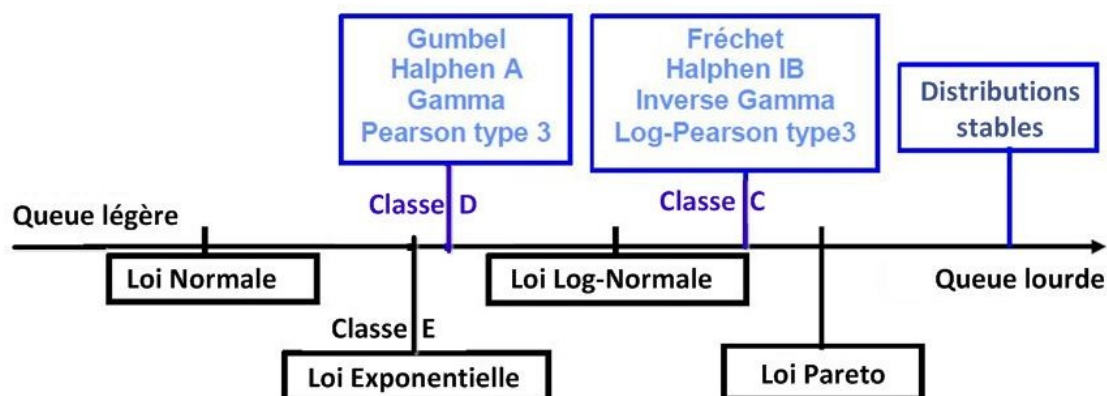


Figure 2.12 : Distribution ordonnées par rapport à leurs queues droites (El Adlouni et al., 2008).

Les méthodes développées dans ce système, permettent d'identifier la classe la plus adéquate pour l'ajustement d'une série, ces méthodes sont (Figure 2.13) :

- Le graphe Log-Log est utilisé pour discriminer d'une part la classe C, et d'autre part les classes D et E ;
- La fonction moyenne des excès (FME) : utilisée pour discriminer les classes D et E ;
- Deux statistiques : le rapport de Hill et la statistique de Jackson qui peuvent être utilisées pour effectuer une analyse confirmatoire de conclusions suggérées à partir des deux précédentes méthodes.

L'approche considérée dans le système d'aide à la décision peut être résumée par le diagramme en Figure 2.13. En effet, le choix de la classe s'effectue en deux principales étapes. La première est l'utilisation du diagramme Log-Log alors que la deuxième est basée sur le résultat de la première étape et l'utilisation du diagramme de la fonction moyenne des excès.

Lorsqu'une des deux classes C ou D est choisie, le critère d'information d'Akaike (AIC) et Bayésien (BIC), peuvent être utilisés pour le choix de la loi la plus adéquate parmi celles de la même classe.

**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) :

$$P(X = x) = f(x) = \frac{\alpha - 1}{x_{\min}} \left( \frac{x}{x_{\min}} \right)^{-\alpha} \quad (2.81)$$

La puissance  $\alpha$  est le seul paramètre de la loi,  $x_{\min}$  est la valeur minimale dans la population de  $\mathbb{R}^{*+}$ . L'estimateur sans baie du paramètre  $\alpha$  est déterminé par la méthode de maximum de vraisemblance (Goldstein et al., 2004) :

$$\alpha = 1 + n \left( \sum_{i=1}^n \ln \frac{x_i}{x_{\min}} \right)^{-1} \quad (2.82)$$

Pour estimer le paramètre  $\alpha$ , soit la fonction de densité de probabilité discrète de Pareto (Johnson et al., 1992) :

$$P(X = k) = f(k) = \frac{k^{-\alpha}}{\zeta(\alpha)} \quad (2.83)$$

Soit  $\zeta(\alpha)$  la fonction Zeta de Riemann (Weisstein, 2003) définie par l'intégrale généralisée :

$$\zeta(\alpha) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} \int_0^{\infty} \frac{u^{\alpha-1}}{e^u - 1} du \quad (2.84)$$

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

L'estimation du paramètre  $\alpha$  par la méthode du maximum de vraisemblance conduit à l'expression :

$$\left. \frac{\zeta'(t)}{\zeta(t)} \right|_{t=\alpha} = -\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (2.85)$$

Pour le cas de la série QIX de l'oued Mekerra  $\sum_{i=1}^{46} \ln x_i = 152.74$ , et avec l'utilisation d'un support de calcul pour résoudre l'équation (2.85), la valeur de  $\alpha$  peut être obtenue (et vaut 1.26).

De l'équation (2.82)  $x_{\min}$  peut être exprimée en fonction de  $\alpha$  comme :

$$x_{\min} = \exp \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i - \frac{1}{\alpha - 1} \right) \quad (2.86)$$

C'est-à-dire  $x_{\min} = 0.60 \text{ m}^3/\text{s}$ .

L'ajustement graphique (Figure 2.14) de la série QIX à la distribution de puissance, montre qu'elle n'est pas linéaire, alors la distribution de probabilité qu'il faut choisir pour ajuster la série QIX peut être une distribution exponentielle (Classe E) ou l'une des distributions de la classe D.

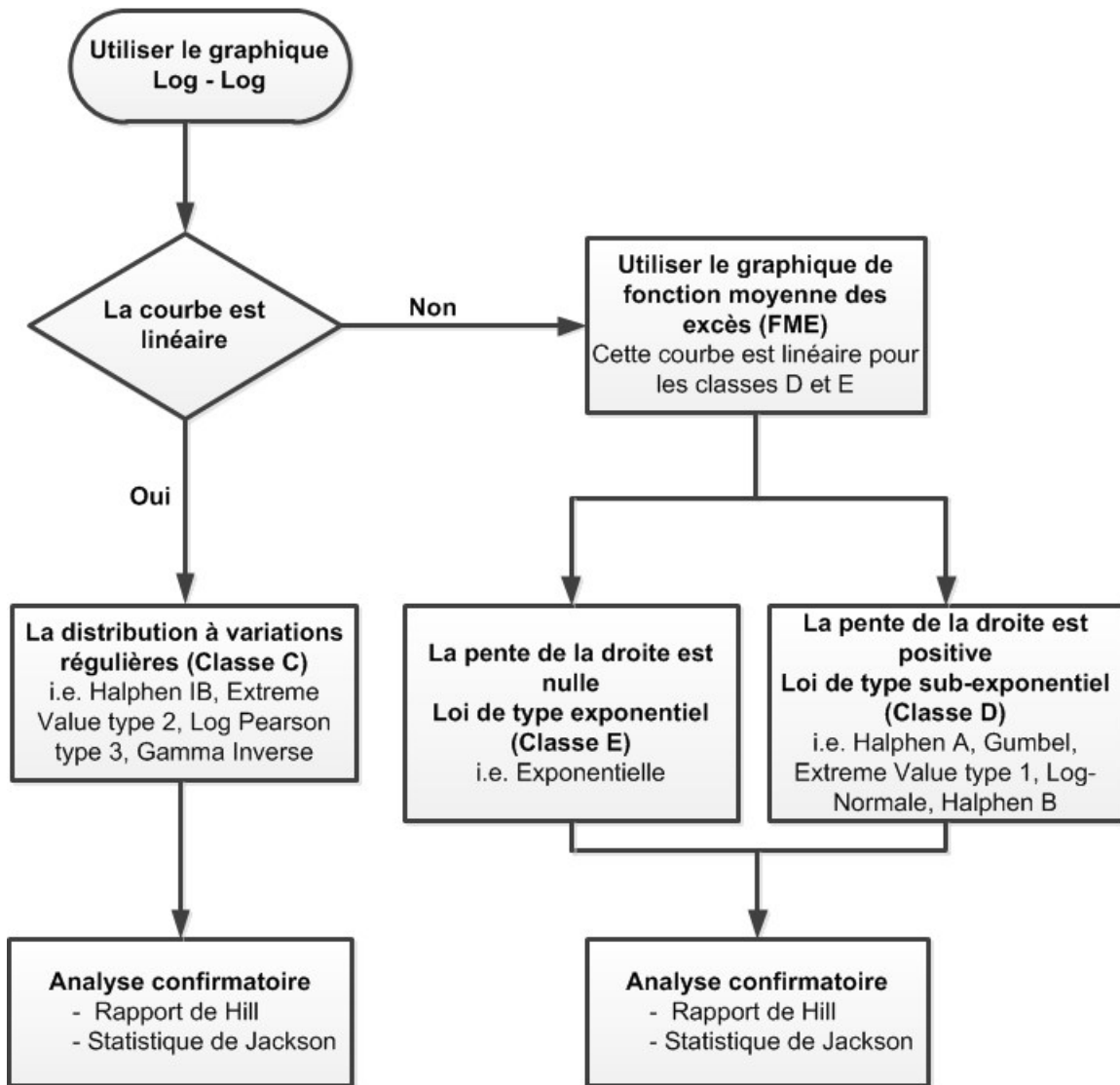


Figure 2.13 : Diagramme des critères de choix entre les classes C, D et E.

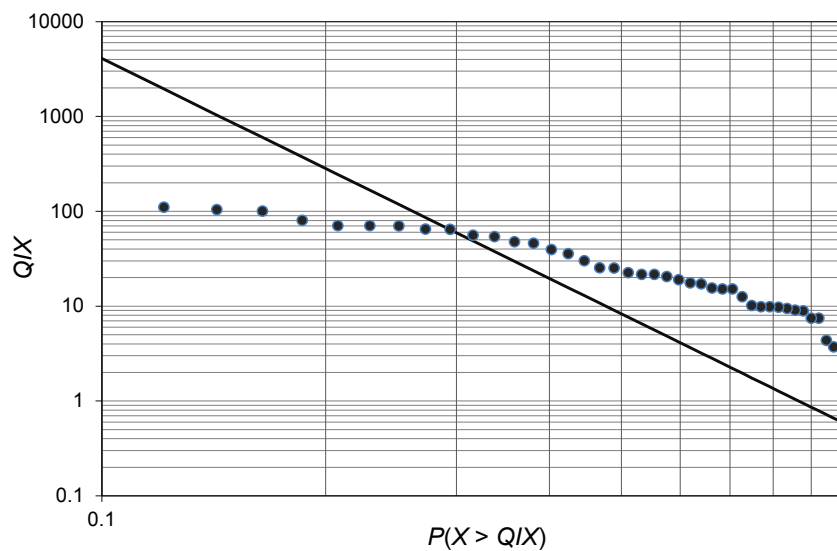


Figure 2.14 : Graphique Log-Log pour la discrimination entre la classe C et D.

La discrimination entre la classe D et la classe E est faite à partir du diagramme de la Fonction Moyenne des Excès (FME) qui peut être définie pour une distribution de probabilité par (Beirlant et al., 2004) :

$$e(u) = E(X - u | X > u) = \frac{1}{P(X > u)} \int_u^\infty (x - u)f(x)dx \quad (2.87)$$

Pour la série  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , l'estimateur de  $e(u)$  est explicité (Figure 2.15) par la formule (Beirlant et al., 2004) :

$$\hat{e}(u_k) = \frac{\sum_{i=1}^n x_{(i)} I(x_{(i)} > u_i)}{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_i)} \quad (2.88)$$

Avec,

$$I(x_{(i)} > u_i) = \begin{cases} 1 & \text{si } x_{(i)} > u_i \\ 0 & \text{si } x_{(i)} \leq u_i \end{cases} \quad (2.89)$$

$u_k = x_{(n-k)}$  avec  $k = 1, 2, \dots, n-1$ . La Fonction Moyenne des Excès est constante pour une distribution exponentielle du paramètre d'échelle  $a$  ( $e(u) = a$ ) et elle est linéaire ( $e(u) = u/(\alpha - 2)$ ) pour une distribution de puissance de Pareto. Dans la Figure 2.15,  $\hat{e}(u)$  varie autour d'une moyenne de 50.26 m<sup>3</sup>/s entre deux extrêmes : 39.86 et 60.80 m<sup>3</sup>/s, ce qui conduit à ajuster la série QIX seulement la loi exponentielle (classe E).

Pour confirmer ce choix, une analyse confirmatoire basée sur le rapport de Hill et la statistique de Jackson (Beirlant et al., 2004) est élaborée.

Pour une série  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , le rapport de Hill (Figure 2.16) est explicité par la formule (Beirlant et al., 2004) :

$$a(u_j) = \frac{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_j)}{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_j) \ln(x_{(i)}/u_j)} \quad (2.90)$$

$u_j = x_{(j+1)}$  avec,  $j = 1, 2, \dots, n-1$ . Le rapport de Hill (Hill, 1975) est utilisé en pratique pour confirmer le choix d'une distribution appartenant soit à la classe D et E. d'après le diagramme (Figure 2.16), il a une tendance moyenne oblique vers la stabilité du rapport en fonction de l'augmentation du QIX, ce qui confirme le choix de la distribution exponentielle (El Adlouni et al., 2008).

La statistique de Jackson, est basée sur le test statistique de Jackson (Jackson, 1967). Ce test a été développé principalement pour tester l'ajustement par la loi exponentielle. Une extension de ce test a été

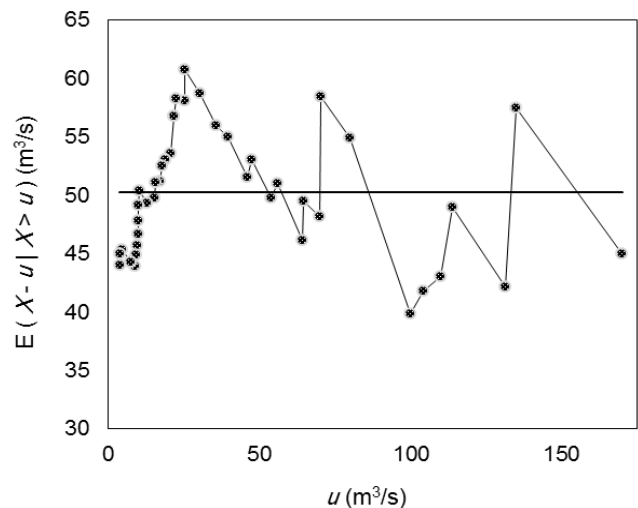


Figure 2.15 : FME de la série QIX.

développée par considération de la relation entre la loi exponentielle et la loi de Pareto car si  $X$  est distribué suivant une loi de Pareto la transformation logarithmique  $Y = \ln X$  est distribuée suivant une loi exponentielle, pour l'identification des variables qui ont un comportement de Pareto. Après avoir modifié la statistique de Jackson et l'avoir appliqué aux extrémités droites de la série  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  Beirlant et al. (2006) ont déterminé la loi limite de la statistique du test, avec une correction du biais dans le cas des échantillons de taille finie.

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

$$T_k = \frac{\sum_{j=1}^k \left( 1 - \ln \frac{j+1}{k+1} \right) \ln \left( \frac{x_{(n-j+1)}}{x_{(n-j)}} \right)^j}{\sum_{j=1}^k \ln \left( \frac{x_{(n-j+1)}}{x_{(n-j)}} \right)^j} \quad (2.91)$$

La statistique de Jackson modifiée et dé-biaisée devrait converger régulièrement vers 2 si la série à un comportement de type puissance (classe C) au niveau de leur extrémité droite. Si par contre cette statistique présente des irrégularités et ne converge pas vers 2, la distribution étudiée appartient à la classe sub-exponentielle (classe D) ou exponentielle, c'est le cas de la série QIX de l'oued Mekerra dont la moyenne de la série  $(T_1, T_2, \dots, T_{n-1})$  tend vers 1.46 (Figure 2.17).

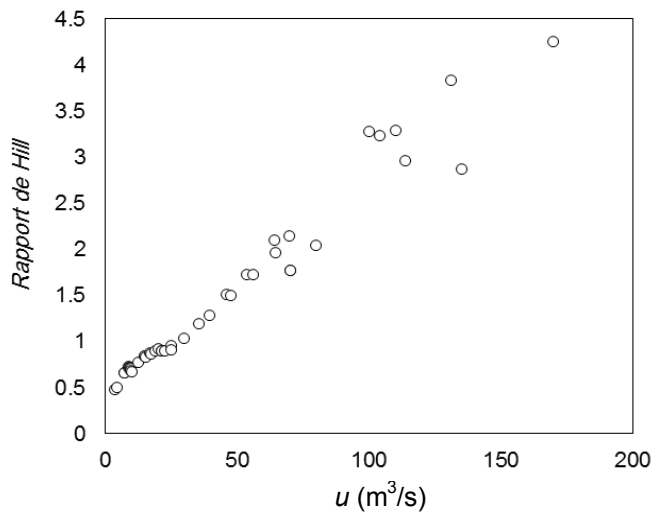


Figure 2.16 : Rapport de Hill de la série QIX.

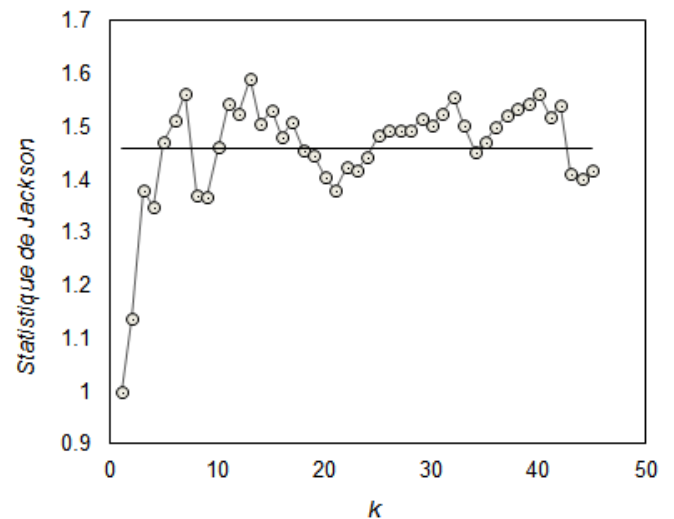
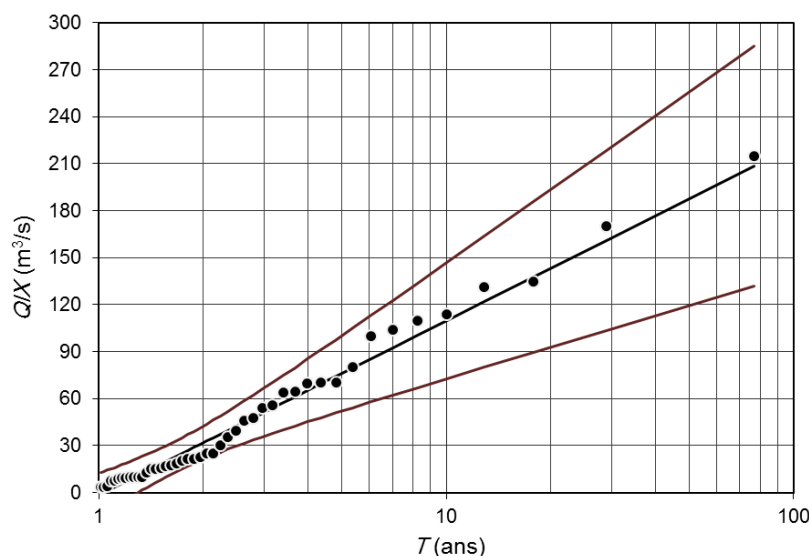


Figure 2.17 : Statistique de Jackson de la série QIX.

En conclusion le système à permet de sélectionner la loi Exponentielle pour l'ajustement de la série QIX.

### 2.13. Ajustement à la loi Exponentielle.

L'ajustement de la série QIX de l'oued Mekerra à une distribution Exponentielle (Figure 2.18) par la méthode des moments (Annexe 1) conduit à l'estimation du paramètre de position  $m = -1.69 \text{ m}^3/\text{s}$  et du paramètre d'échelle  $a = 48.40 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figure 2.18** : Ajustement et intervalles de confiance à 95 % de la série  $QIX$  à la loi Exponentielle.

Pour étudier la provenance de la série  $QIX$  d'une population exponentielle de paramètres  $m$  et  $a$ , les quatre tests d'adéquation sont appliqués :

- La valeur observée de Chi-carré est  $\chi_{ob}^2 = 7.22$  est strictement inférieur à la valeur théorique  $\chi_{v,\alpha/2}^2 = 18.55$  calculée pour un degré de liberté  $\nu = 6$  et pour un seuil de signification  $\alpha = 5\%$ , ce qui conduit à accepter l'adéquation de la loi suivant le test de Chi-carré.
- Pour le test de Kolmogorov-Smirnov, la valeur observée est  $D_{ob} = 0.106$ , et la valeur théorique pour un niveau de signification  $\alpha = 5\%$  dépend seulement de la taille de la série ( $n = 46$ ) qui vaut  $D_{th} = 0.201$ , il est clair que  $D_{ob} < D_{th}$  ce qui conduit à accepter l'adéquation.
- Le test de  $PPC$  qui traduit la corrélation entre les valeurs observées et théoriques de même fréquences expérimentales est accepté car  $PPC = 0.995$  est proche de 1.
- Le test du  $RMSD$  qui traduit l'erreur relative quadratique, sa valeur vaut 34.4 % et strictement inférieure à 1, alors l'adéquation est acceptée.

En conclusion, la série  $QIX$  provient d'une population exponentielle de paramètres  $m$  et  $a$ .

Par conséquent, les quantiles et les intervalles de confiance correspondants pour un seuil de signification  $\alpha = 5\%$  sont résumés dans le Tableau 2.11.

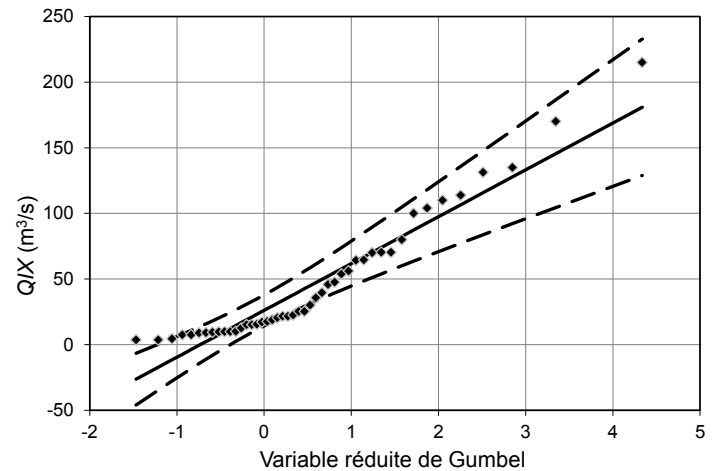
**Tableau 2.11** : Quantiles et intervalles de confiance estimés par la loi Exponentielle.

$T$ (ans)	$p$	$QIXAT$ ( $m^3/s$ )	Intervalle de confiance (95%)	
2	0.5	32	18	46
5	0.8	76	45	108
10	0.9	110	61	159
20	0.95	143	77	210
50	0.98	188	98	278
100	0.99	221	113	329
500	0.998	299	150	449
1000	0.999	333	165	500

**Remarque.**

L'utilisation du système d'aide à la décision a montré que la loi Exponentielle à deux paramètres est la distribution la plus adéquate, or dans la majorité des cas, l'ajustement statistique de la série  $QIX$  se fait généralement par la loi de Gumbel (Gumbel, 1942) (Annexe 2) afin d'estimer surtout le quantile la caractéristique  $QIXA10$  (Gilard, 1998).

L'ajustement de la série  $QIX$  à la loi de Gumbel (Figure 2.19) est adéquat et conduit aux résultats (Tableau 2.12) :



**Figure 2.19** : Ajustement et intervalles de confiance à 95 % de la série  $QIX$  à la loi de Gumbel.

**Tableau 2.12** : Quantiles et intervalles de confiance estimés par la loi de Gumbel.

$T$ (ans)	$p$	$QIXAT$ ( $m^3/s$ )	Intervalle de confiance (95%)	
2	0.5	39	26	52
5	0.8	82	60	103
10	0.9	110	81	139
20	0.95	137	100	174
50	0.98	172	125	219
100	0.99	199	143	254
500	0.998	259	186	333
1000	0.999	286	204	367

Dans le Tableau 2.12, seul le quantile  $QIXA10 = 110 m^3/s$  qui est le même avec la loi Exponentielle.

Il est clair, si  $x \geq m$ , la distribution de Gumbel se ramène à une distribution Exponentielle suivant la transformation :

$X$  suit une distribution de Gumbel de paramètres  $m$  et  $a$ , cela veut que :

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

Or,  $x \geq m$  et  $a > 0$  conduit à :  $0 < y = \exp\left(-\frac{x-m}{a}\right) < 1$

Et suivant le développement en série de Taylor(1715) de la fonction  $\exp(-y)$  au voisinage de 1 peut être approché par :  $1 - \exp(-y)$  c'est-à-dire :  $1 - \exp(-(x-m)/a) \equiv F_{Exp}(x)$  qui est la fonction de distribution de la loi Exponentielle de paramètres  $m$  et  $a$ .

**2.14. Conclusion.**

L'analyse statistique des données (crues) a pour but l'estimation des quantiles de débits et de volumes des crues. Cette analyse est fondamentale pour la conception et l'exploitation des ouvrages



hydrauliques, les ouvrages de protection contre les inondations, les seuils, les prises d'eau en rivières et les ponts. Dans ce chapitre, une présentation de la théorie de l'analyse statistiques des données est nécessaire, puisque son utilisation avec différentes lois de probabilité théoriques dans l'ajustement des débits maxima instantanés annuels  $QIX$  dans le but de déterminer le débit caractéristique de la crue du bassin versant de l'oued Mekerra  $QIXA10$ . Aussi, le calcul des différents quantiles de débits  $QIXAT$  est nécessaire dans l'établissement des hydrogrammes synthétiques mono-fréquence HSMF.



## Chapitre 3.

### Modélisation du Régime de Crues du Bassin Versant

Le débit instantané maximal annuel décennal  $QIXA10$  est une caractéristique très importante du régime de crue d'un bassin versant, à partir de  $QIXA10$ , la durée caractéristique  $D$  de crue du bassin versant peut être déterminée. Le couple  $QIXA10$  et  $D$  constituent les données essentielles pour calculer les courbes et les équations traduisant le triplet QdF (Débit-durée-Fréquence) et par conséquent les Hydrogrammes Synthétiques Mono-Fréquences (HSMF) qui sont les éléments dans l'étude de l'aléa et de la vulnérabilité des inondations.

#### 3.1. Régime hydrologique.

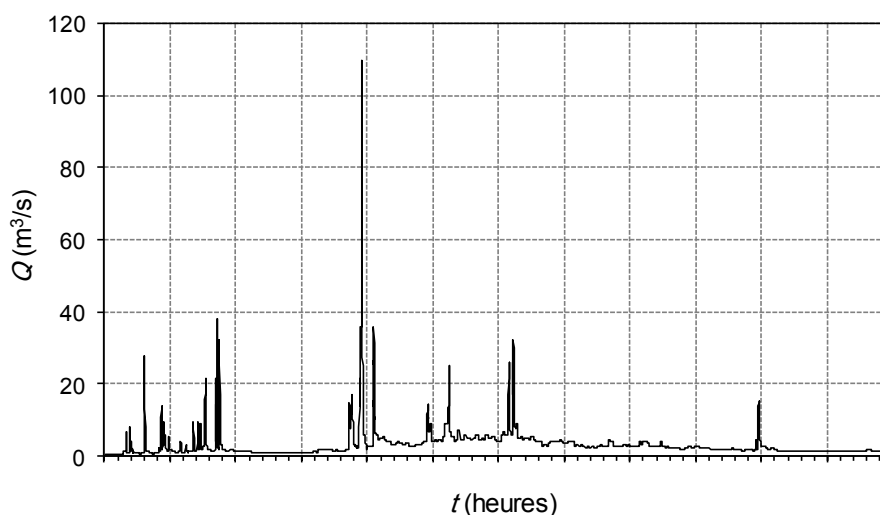
Le régime de crues, se traduit par le fait que certaines caractéristiques hydrologiques présentent un comportement plus ou moins stable ou homogène, soit sur le plan spatio-temporel, qui peut avoir une vision plus au moins intuitive de ce concept du régime en termes de variabilité de certains descripteurs qui sont supposés divers et multiples selon les phénomènes qu'il faut traiter et sans doute aussi différents pour chaque phénomène selon l'échelle spatiale et temporelle, le problème de la stationnarité se pose dans l'étude du régime des eaux.

##### 3.1.1. Régime de crue d'un bassin versant.

Cette notion repose sur des caractéristiques adoptées au phénomène étudié. Les travaux menés (Gilard, 1998) sur la répartition statistique des crues d'un bassin versant montrent que les deux descripteurs définis pour un bassin versant (que sont le débit instantané maximal annuel décennal  $QIXA10$  et la durée caractéristique de crue du bassin versant  $D$ ), contiennent une information synthétique assez stable et caractéristique de leur régime de crue (Gilard, 1998).

##### 3.1.2. Temps courant et temps synthétique.

Si les données événementielles fournies par les réseaux de mesures sont donné dans une échelle de temps naturelle ou temps courant, la description du régime hydrologique va se faire dans une échelle de temps statistique ou synthétique (Figure 3.1).



**Figure 3.1** : Chronique de débits de 1950/51 du l'oued Mekerra (Station de Sidi Bel Abbès).

Derrière l'apparence des événements réels accessibles par les chroniques observées dans le temps et sur ce concept du régime hydrologique, montrent un ordre modélisable et une stabilité des comportements hydrologiques exprimés en  $T$  période moyenne de retour, qui permettent d'analyser de manière fiable et pertinente l'efficacité des aménagements proposés sur un réseau hydrographique ou un bassin versant (Gilard, 1998).

La connaissance du régime hydrologique d'un bassin versant doit se faire en exploitant toutes les informations disponibles :

- Hydrométrie, qui permet généralement d'atteindre une bonne connaissance des événements dites courants, concernant des périodes de retour de 1 à 20 ans ;
- Pluviométrie ou mesures des précipitations, à l'origine des crues des bassins versants, et qui permettent grâce à des modélisations type Gradex, d'estimer des événements plus rares ;
- Informations historiques quand elles existent, qui permettent de vérifier la pertinence des hypothèses de modélisation Gradex, et de corriger si nécessaire les résultats obtenus ;
- Résultats de simulations Pluie – Débit qui permettent de reconstituer des chroniques hydrologiques.

Le régime hydrologique et la description statistique intègrent tous ces possibles et rendent cette connaissance exploitable par les aménageurs. Il résume en quelques sortes les connaissances disponibles sur les processus à l'origine des crues, et les observations acquises sur les bassins versants jaugés ou mesurés.

L'étude des régimes opère une synthèse de l'information existant localement et sur des sites proches ou au comportement hydrologique réputé similaire. Ainsi, elle permet de consolider et de valoriser l'ensemble des données, celles simulées par exemple par les modèles Pluie – Débit, les statistiques de pluies et de débits, les informations historiques éventuelles, sont résumées dans une présentation simplifiée mais réaliste, autrement dit respectant la connaissance du fonctionnement des bassins versants (Gilard, 1998).

### 3.2. Variables hydrologiques.

L'enregistrement limnigraphique associé aux courbes de tarage, permet d'obtenir un hydrogramme continu  $Q(t)$  sur une saison. Il est nécessaire d'extraire de cette information des variables hydrologiques représentatives de la variabilité temporelle du régime hydrologique du bassin versant (Galea et al., 1997).

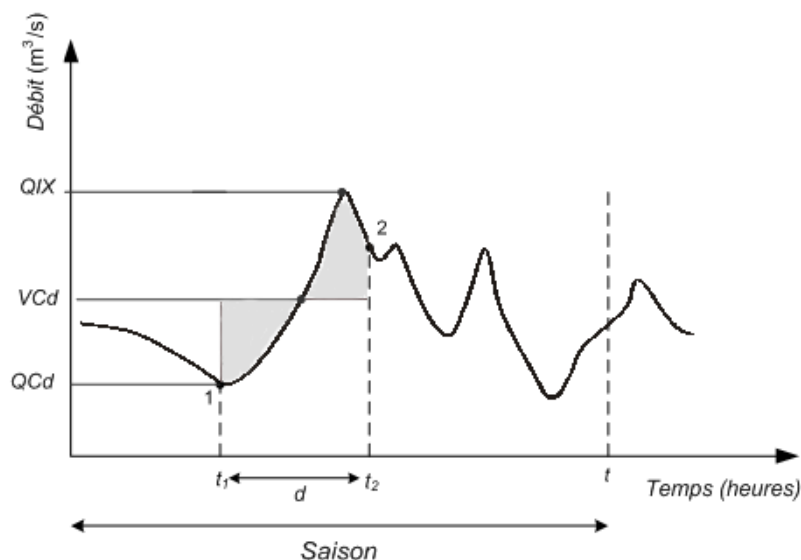
L'intégration de l'hydrogramme (Figure 3.2) continu sur une durée continue  $d$ , permet d'obtenir le volume d'eau écoulé sur cette durée notée  $V$  :

$$V = \int_0^{d=t_2-t_1} Q(t) dt \quad (3.1)$$

Et par déduction, le débit moyen correspondant est :

$$\frac{V}{d} = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} Q(t) dt \quad (3.2)$$

Une autre notion de débit, est celle du débit qui est toujours dépassé pendant la durée continue  $d$ , il est noté  $Q$ .



**Figure 3.2 :** Présentation des caractéristiques  $VCd$ ,  $QCd$  et  $QIX$ .

$V$ ,  $Q$  sont des symboles qui vont être associés à la lettre  $C$  pour traduire des caractéristiques du régime d'écoulement. La lettre  $C$  permet entre autre de rappeler qu'il s'agit de durée  $d$  continue pour  $V$  et  $Q$ , soit l'illustration suivante :

**$VCd$**  : débit moyen (**V**olume) **C**aractéristiques sur une durée continue  $d$ ,

**$QCd$**  : débit seuil (**Q**) **C**aractéristique continûment dépassé ou non dépassé sur la durée  $d$ .

Etant donnée l'intérêt pour le fonctionnement en crue des bassins versants dans le contexte d'inondation, les caractéristiques maximales sur une saison donnée sont aussi notées, suivant le symbolisme adopté par l'O.M.N. (Organisation Météorologique Mondiale) par la lettre  $X$  :

**$VCXd$**  : débit moyen (**V**olume) **C**aractéristiques, ma**X**imal ou dépasse un seuil fixe pour la durée continue  $d$  dans la saison.

**$QCXd$**  : débit seuil (**Q**) **C**aractéristique continûment dépassé ou non dépassé ma**X**imal ou dépasse pour la durée continue  $d$  dans la saison.

Dans le cas où  $d$  est le pas du temps principal des mesures des débits ( $d = 1$  heure dans cette étude)  $VCXd = QCXd = QIX$ .

### 3.3. Formulation échantillonnée des débits caractéristiques.

Les débits caractéristiques de périodes continues d'écoulement peuvent être échantillonnés, soit à partir d'une chronique de débit  $Q(t)$  continue, soit journalière c'est-à-dire des débits moyens  $Q_j$  écoulé sur 24 heures.

Le plus souvent, en crue, les deux chroniques de débit sont exploitées pour extraire des débits caractéristiques depuis instantané jusqu'à 30 jours ( $1s \leq d \leq 30$  jours). Cela dit, la valeur maximale de  $d$  peut être modulée selon la taille et la réponse du bassin versant. Le pas du temps de la chronique et de débit doit être compatible avec la dynamique de l'écoulement du bassin versant.

### 3.3.1. Echantillonnage à partir des chroniques continues $Q(t)$ .

La technique d'échantillonnage (Lang, 1995), à partir de la chronique  $Q(t)$ , des  $VCd$  et des  $QCd$  relatifs à une saison donnée, procède au balayage de tout l'hydrogramme  $Q(t)$ . Ce balayage, obtenu grâce au déplacement d'un intervalle mobile de durée  $d$  d'une fraction du temps  $\varepsilon$ , permet de déterminer  $n$  périodes de durée  $d$  (Figure 3.3). La portion de courbe  $Q(t)$ , correspond à chaque période, fournit un débit seuil maximum ainsi que le débit moyen  $VCd$  résultant de son intégration entre les instants  $t_1$  et  $t_2$ .

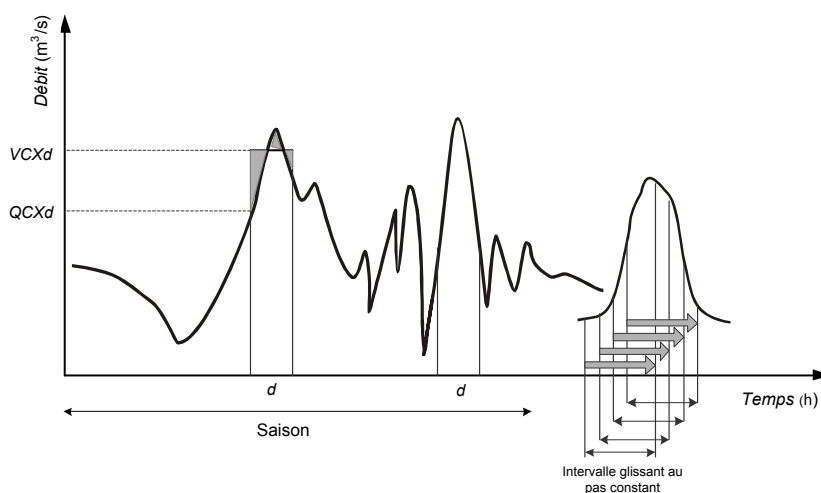


Figure 3.3 : Définition des deux caractéristiques de régime en crue.

Le classement de l'échantillon en  $VCd$  permet d'obtenir (Figure 3.3) la plus forte valeur  $VCXd$ , en ce qui concerne le débit seuil  $QCd$ , le classement permet de retenir en crue (Figure 3.3) le maximum  $QCXd$ .

### 3.3.2. Echantillonnage à partir des chroniques en débits journaliers.

L'échantillonnage des débits caractéristiques à partir de la chronique de débits journaliers est pratiquement similaire à la précédente. L'intervalle mobile de durée  $d = N$  jours est déplacé d'une fraction d'un jour sur la saison étudiée. Pour chacune de  $n$  périodes de  $N$  jours obtenues, sont retenues la valeur minimale et la valeur maximale du débit journalier (respectivement dépassée et non dépassée), ainsi que celle du  $VCd$  (moyenne arithmétique des  $Q_j$  sur  $N$  jours). Concernant la recherche des débits caractéristiques, une précaution est à prendre pour  $N > 1$ . Dans ce cas, elle doit se faire en débordant de  $N/2$  jours de part et d'autre des extrémités de la saison étudiée.

A chaque débit caractéristique de crue, pour  $d$  donné peut être associée sa date d'occurrence (débit de la séquence). Pour  $VCXd$  et  $QCXd$ , celles – ci peuvent être proches, voire identiques, mais aussi éloignées, leurs définitions, et donc les procédures de sélection de ces deux variables, sont strictement indépendantes.

### 3.3.3. Quantiles de débits caractéristiques.

Le terme de quantile permet d'associer à une valeur particulière de la variable hydrologique étudiée une période moyenne de retour  $T$ . Le quantile de débit instantané maximum annuel décennal  $QIXA10$  traduit simplement qu'une certaine valeur du débit instantané maximum analysé sur une saison annuelle est susceptible d'être atteinte ou dépassée, en un site donné, avec une probabilité d'occurrence de 0.1 c'est à dire une fois tous le dix ans,  $QIXA10$  en cas de stationnarité des conditions climatiques et hydrologiques. L'expression des sigles antérieurs en termes de quantiles devient :

**VCXdT**: quantile de débit moyen (**V**olume), **C**aractéristique sur une durée continue **d** maXimal dans la saison, de période moyenne de retour **T**.

**QCXdT** : quantile de débit seuil (**Q**), **C**aractéristique sur une durée continûment dépassé sur la durée **d** maXimal dans la saison, de période moyenne de retour **T**.

L'analyse des quantiles de débits observés  $Q(T, d)$  (VCXdT ou QCXdT) de période de retour  $T$  et de durée  $d$  de sortie d'un bassin versant permet de définir le gradex des débits  $A_q(d)$ , c'est-à-dire l'accroissement des débits en fonction de la période retour :

$$A_q(d) = \frac{\partial Q(T, d)}{\partial \log T} \quad (3.3)$$

L'analyse générale du cycle de l'eau, rappelle que les écoulements dans les cours d'eau sont avant tout le résultat de transferts complexes dans le bassin versant de la pluie qu'il reçoit. En particulier, les crues importantes sont obtenues quand des ruissellements directs ont lieu, c'est-à-dire sans qu'il y ait décalage dans le temps (sinon les seuls temps du transfert des eaux superficielles) entre la pluie et le ruissellement superficiel. C'est pourquoi l'analyse du régime de crue des bassins versants doit s'appuyer sur une bonne connaissance du régime des pluies auquel il est soumis. En fait, la notion du régime de pluie du bassin versant, est une synthèse des informations parfois hétérogènes sur les intensités – durées – fréquences de pluie en différents points particuliers du bassin versant.

Comme pour les débits, le gradex des pluies  $A_p(d)$  est défini pour une durée donnée  $d$ . Ce paramètre est homogène au paramètre d'échelle de la distribution des débits et traduit les accroissements du volume de pluie reçu en fonction de la période de retour. Son expression mathématique est :

$$A_p(d) = \frac{\partial P(T, d)}{\partial \log T} \quad (3.4)$$

Depuis la fin des années soixante, la méthode du gradex (Guillot et al., 1967; Duband et al., 1988, CFGB, 1994) séduit de nombreux hydrologues. Cette représentation parvient en effet à produire des évaluations à la fois cohérentes et pertinentes (Lang et al., 2002) des probabilités de dépassement des débits extrêmes s'appuyant sur une modélisation relativement simple. Ses qualités de robustesse et de lisibilité ont en particulier amené la société d'Electricité de France (EDF) à l'utiliser systématiquement pour étudier ou vérifier le dimensionnement de ses ouvrages vis-à-vis des crues pouvant se développer sur des bassins versants de moins de 10 000 km<sup>2</sup> en zone de relief.

Les hypothèses de cette méthode aident à situer les approximations possibles :

- **Première hypothèse.** Le quantile de pluie tombant sur le bassin au pas de temps retenu comme pertinent, voir asymptotiquement pour les valeurs élevée, sa probabilité de dépassement décroît exponentiellement, c'est-à-dire :

$$P(T, d) = A_p(d) \log T + P_0 \quad (3.5)$$

- **Deuxième hypothèse.** En période de hautes eaux, quand la saturation du bassin versant approche tout accroissement  $\Delta P$  de la précipitation produit un accroissement  $\Delta Q$  de débit qui tend à devenir égal à  $\Delta P$ .

- **Troisième hypothèse.** Quelle que soit sa durée de retour, le débit de pointe de crue se déduit du débit moyen (toujours sur un pas de temps de même longueur) grâce à un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin, coefficient qui peut être estimé à partir des hydrogrammes de crues réels enregistrés sur le bassin.

La deuxième hypothèse est vérifiée pour les débits  $VCXd$  et les pluies  $PXd$  calculées sur une durée voisine de la durée caractéristique  $D$  de crue du bassin versant. Des analyses complémentaires ont montré que la méthode du gradex pouvait s'appliquer pour des durées  $d$  avec  $(D/2 \leq d \leq 5D)$  (Margoum, 1992).

La première théorie du gradex prévoit un raccordement immédiat, à partir d'un certain seuil, des deux branches. Des travaux ont envisagé d'autres solutions de raccordement, en particulier la variante du Gradex dite « esthétique » (Michel et al., 1990) et les développements du modèle AGREGEE (Margoum, 1992) qui analyse ces solutions de raccordement en terme de mélange de deux lois de probabilités.

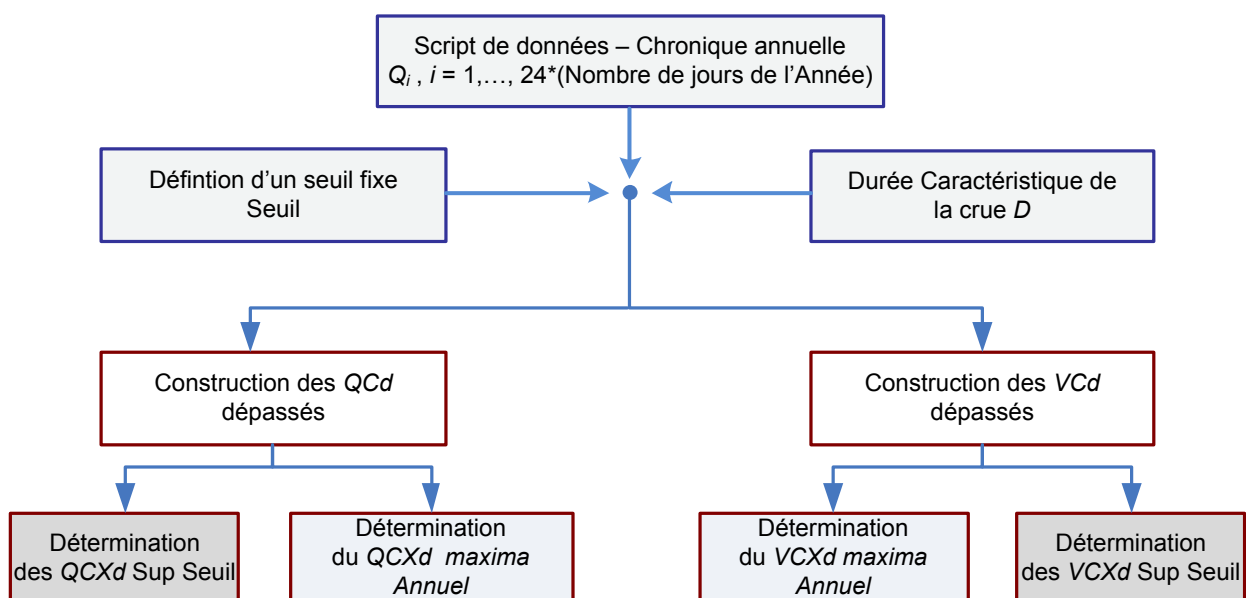
### 3.4. Echantillonnage des $QCXd$ et $VCXd$ de l'oued Mekerra.

Les données hydrométriques à la station de Sidi Bel Abbès fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) d'Alger sont sous forme de :

- Débits moyens journaliers ;
- Crues (débits et hauteurs en fonction du temps).

A partir de ces données, il est possible de construire une chronique annuelle formée par des débits horaires (i.e.,  $Q_i$  avec  $i=1, \dots, 24*N$ , où  $N$  le nombre de jours de l'année qui peut être 365 ou 366 jours), avec la tenue de compte de la nature hydrologique de l'écoulement dans l'oued Mekerra.

Avec la définition d'un seuil et la connaissance de la durée  $D$ , la construction des chroniques en  $QCd$  et en  $VCd$  par conséquents  $VCXd$  et  $QCXd$  maxima ou dépasse le seuil fixé, peut être faite suivant l'organigramme donné en Figure 3.4.



**Figure 3.4 :** Construction des chroniques  $VCd$  et  $QCd$  et détermination de  $VCXd$  et  $QCXd$ .

### 3.5. Paramètres de la crue caractéristique du bassin versant.

A partir des variables de base décrites précédemment, il est possible de définir des paramètres spécifiques de la crue caractéristique du bassin versant. Pour cela trois paramètres sont communément utilisés, il s'agit de la **durée caractéristique de la crue  $D$** , le **temps de montée  $t_m$**  et le **débit instantané maxima annuel décennal  $QIXA10$** . Ce dernier vaut  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Si une chronique observée ou simulée existe, seule les plus fortes crues qui sont prises en considération dont leurs durées caractéristiques sont déterminées. Une durée caractéristique d'une crue observée  $ds$ , est définie comme étant la durée pendant laquelle la moitié du débit de pointe est continûment dépassé (Figure 3.5).

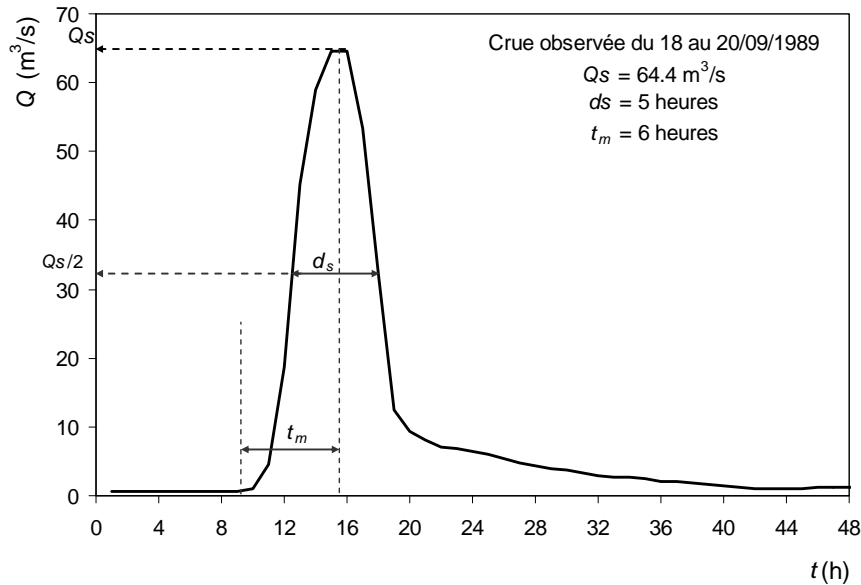


Figure 3.5 : Durée et temps de montée caractéristique d'une crue observée.

Les grandeurs  $ds$  et  $t_m$  sont intéressants par la rigueur de leurs définitions qui les rendent plus facile à déterminer. L'ensemble des couples  $(ds, Q_s)$  et  $(t_m, Q_s)$  porté dans les graphes correspondants permet pour chaque classe de débit  $Q_s$ , de déterminer la valeur médiane de  $ds$  (Figure 3.6) ou  $t_m$  (Figure 3.7), qui pour la valeur du  $QIXA10$  précédemment déterminée permet d'estimer  $D$  et  $t_m$ .

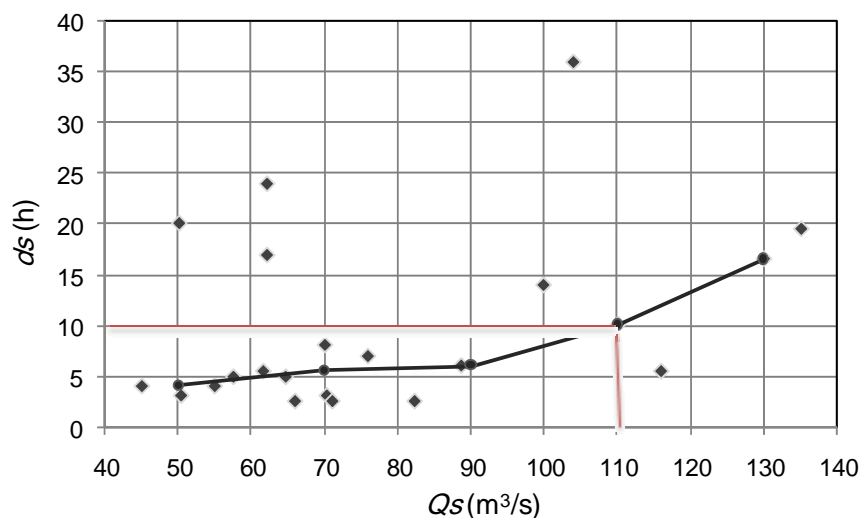
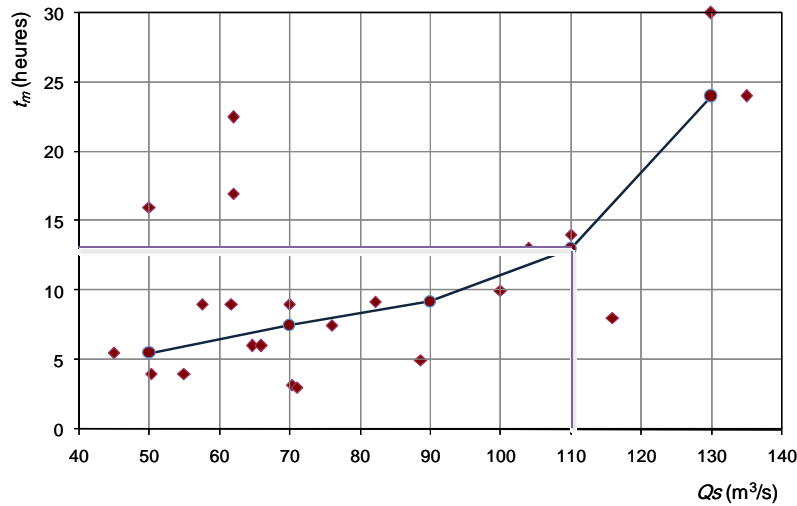


Figure 3.6 : Détermination de la durée  $D$  de la crue caractéristique.

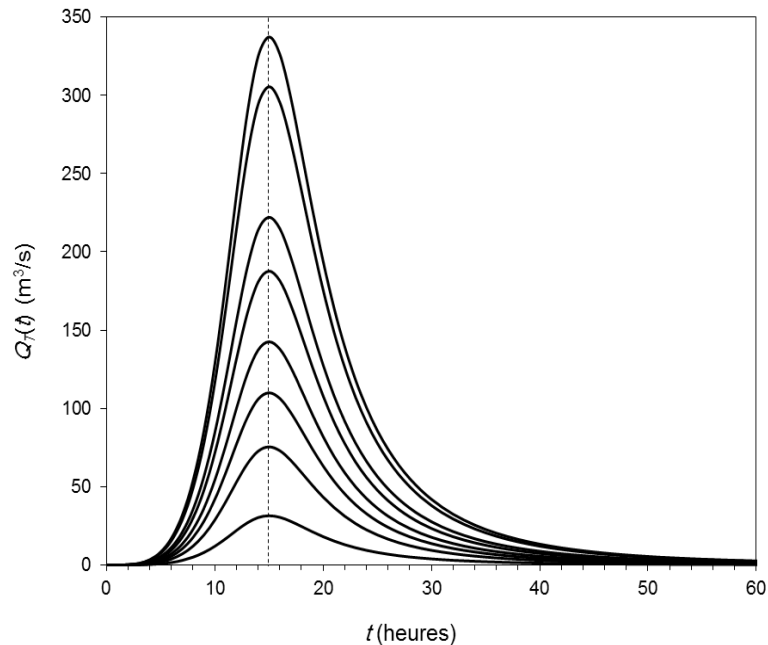




**Figure 3.7 :** Détermination du temps de montée  $t_m$  de la crue caractéristique.

A partir de ces deux figures et à partir de  $Q_s = QIXA10$ ,  $D = 10$  heures et  $t_m = 13$  heures.  $QIXA10$ ,  $D$  et  $t_m$  sont des marqueurs du comportement en crue du bassin versant.  $D$ , en quelque sorte, renseigne sur la plus ou moins grande rapidité du transfert de l'écoulement vers l'exutoire du bassin.  $QIXA10$ , d'une période moyenne de retour ni trop rare, ni trop fréquente, est un bon indicateur de la capacité de production du bassin.

Le temps de montée  $t_m$ , renseigne sur la rapidité moyenne de la crue, c'est-à-dire sur la réponse du bassin versant vis-à-vis de la précipitation qui engendre la crue. En fait l'hypothèse qu'il s'agit d'une bonne valeur-pivot entre le comportement pour des crues fréquentes (de périodes moyennes de retour observables) ou des crues plus rares sont conditionnées plus fortement par le régime des précipitations.



**Figure 3.8 :** Hydrogrammes de crue de différentes périodes de retour suivant la méthode de SOCOSE.

La connaissance de la durée  $D$  de la crue caractéristique du bassin versant et les quantiles de débits  $QIXAT$ , déterminés précédemment, l'hydrogramme de la crue de projet (Figure 3.8) suivant la méthode de SOCOSE (CTGREF et al., 1980-1982) se définit pour une période de retour  $T$  par l'équation :

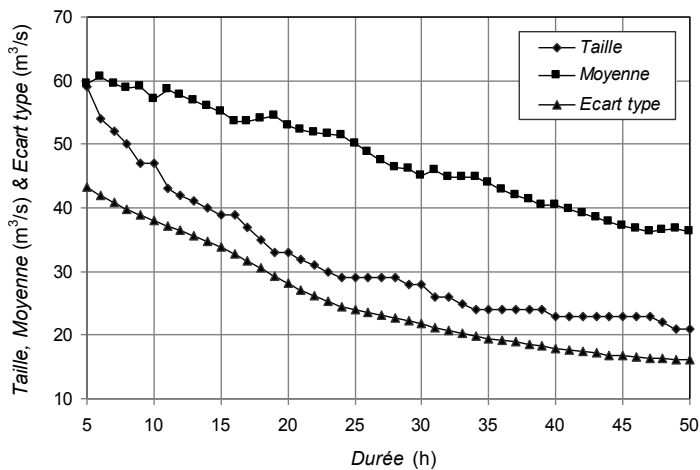
$$Q_T(t) = QIXAT \frac{2\left(\frac{2t}{3D}\right)^4}{1 + \left(\frac{2t}{3D}\right)^8} \quad (3.6)$$

Il est à remarquer que le temps de montée dans les hydrogrammes de crues tracés suivant la méthode de SOCOSE (Figure 3.8) est pratiquement le même à celle déduit précédemment (Figure 3.7).

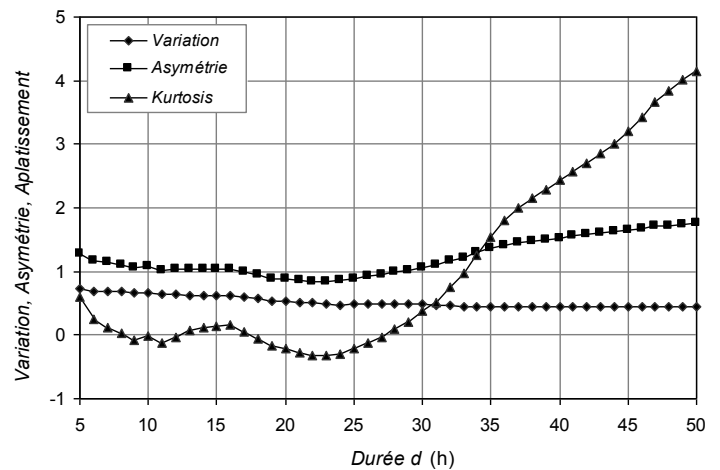
### 3.6. Echantillonnage et ajustement des séries VCXd.

Pour chaque chronique annuelle donnée, les chroniques multi-durées en  $QCd$  et  $VCd$  avec un pas de déplacement unitaire entre les durées successives sont formées. D'après la valeur de la durée caractéristique  $D$  de la crue du bassin versant de l'oued Mekerra, le nombre de chroniques en  $QCd$  et  $VCd$  pour  $5 \leq d(h) \leq 50$  est de 46 chroniques en  $VCd$  et en  $QCd$ .

Pour un seuil fixe de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  choisi, et pour l'ensemble des chroniques annuelles en  $VCd$ , les séries  $VCXd$  et  $QCXd$  sup seuil peuvent être formées. Le traitement des séries  $VCXd$ , et afin de lever le problème de la dépendance entre les individus, ce qui permet d'avoir des séries définitives en  $VCXd$  qui dépassent ce seuil. Les caractéristiques principales à savoir, la taille, la moyenne, l'écart type, les coefficients de variation, d'asymétrie et d'aplatissement en fonction de la durée  $d$ , sont illustrés par les Figures 3.9 et 3.10.



**Figure 3.9 :** Tailles, moyennes et écarts-types des séries VCX de l'oued Mekerra.



**Figure 3.10 :** Variation, asymétrie et aplatissement des séries VCXd de l'oued Mekerra.

Les séries en  $VCX$  obtenues sont indépendantes, homogènes, stationnaires et ne présentent pas de singularité, suivant les tests relatives à l'échantillonnage de Wald-Wolfowitz (1943), de Mann-Whitney (1947) et de Grubbs-Beck (1972).

#### 3.6.1. Ajustement à la loi de Gumbel.

Les séries  $VCXd$  ( $d = 5, 6 \dots, 50$  heures) ont été ajustées à la loi de Gumbel (1942, 1958) (Annexe 2), les Figures 3.11 et 3.12, montrent l'estimation des paramètres de la distribution par la méthode des moments et les tests d'adéquations utilisés.

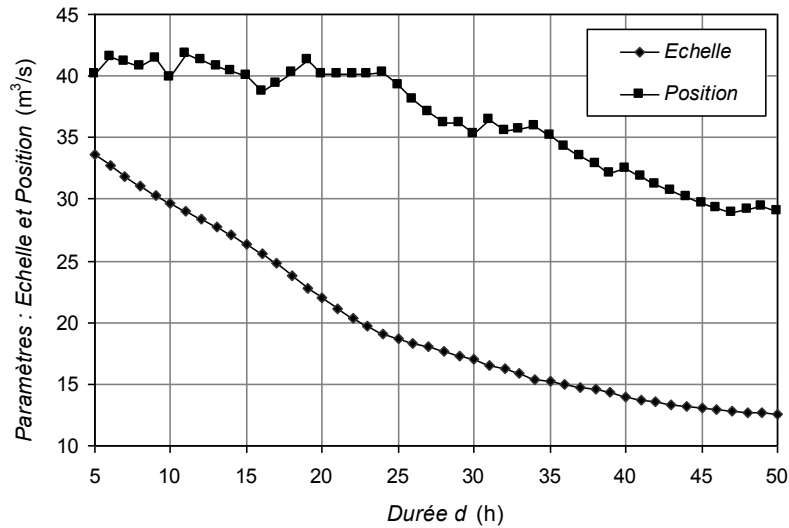


Figure 3.11 : Estimation des paramètres de la loi de Gumbel.

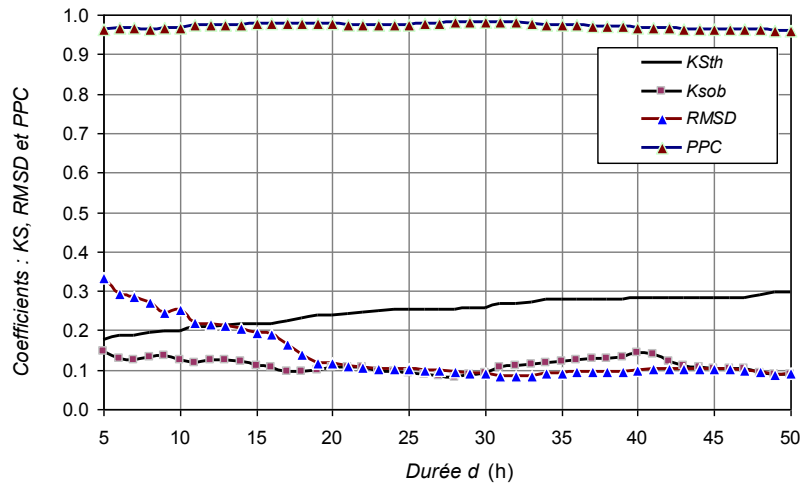


Figure 3.12 : Tests d'adéquations de *KS*, *PPC* et *RMSD*.

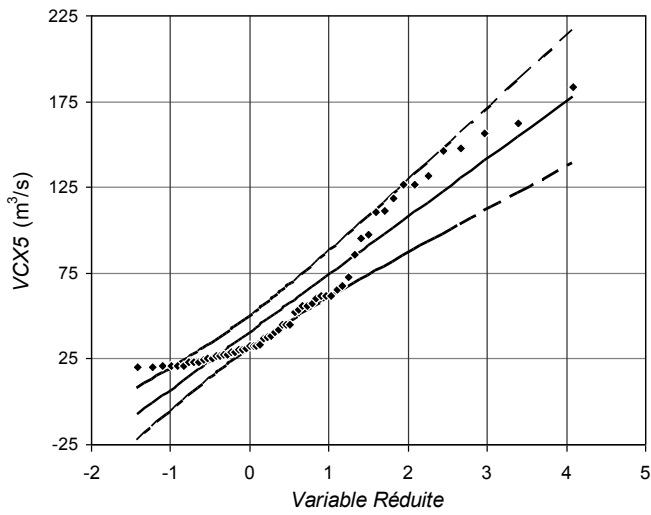
Suivant les tests d'adéquations (Figure 3.12) et les ajustements pour un certain nombre de séries  $VCXd$  ( $d = 5, 10, 15 \dots, 50$  heures) (Figure 3.13), il est permis de dire que chaque série  $VCXd$  provient d'une population de Gumbel de paramètres de position  $m_d$  et d'échelle  $a_d$ .

Chaque quantile  $VCXdT$  estimé pour une période de retour  $T$  peut être explicité par la formule (3.7) issue de la distribution de Gumbel :

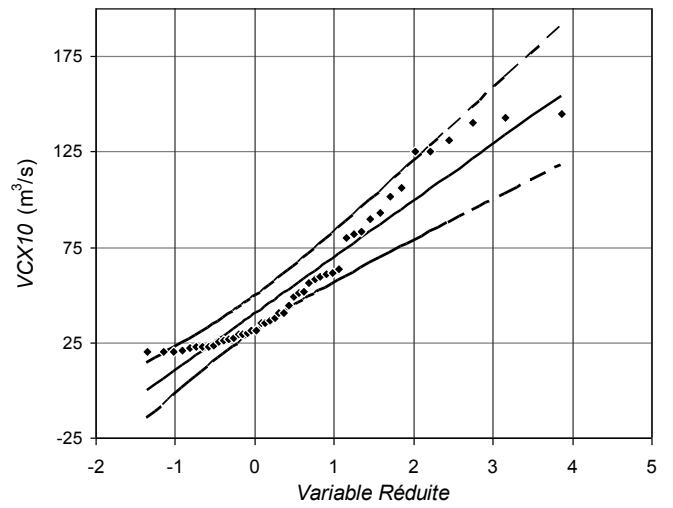
$$VCXdT = m_d - a_d \ln\left(\ln \frac{T}{T-1}\right) \tag{3.7}$$

Les quantiles  $VCXdT$  estimés à partir de l'ajustement statistique des séries  $VCXd$  à la loi de Gumbel et les courbes "débit – durée – fréquence" correspondantes sont présentées respectivement dans le Tableau 3.1 et en Figure 3.14.

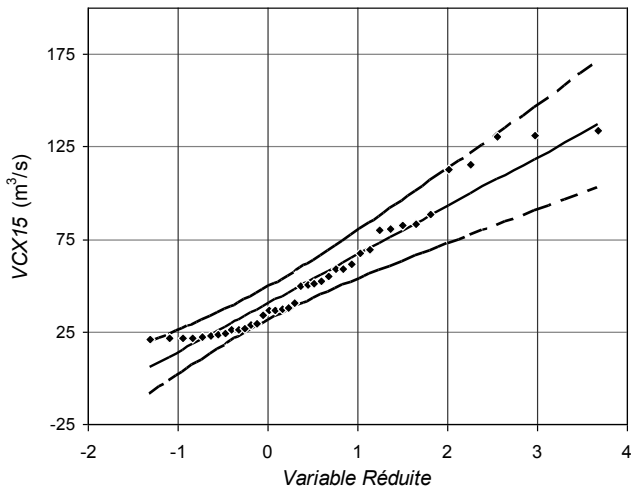
La représentation ordonnée (Figure 3.14) des quantiles de débits  $VCXdT$  de même période de retour  $T$ , en fonction de la durée  $d$ , permet d'obtenir un faisceau cohérent de courbes mono-fréquences en débit-durée-fréquence qui donne une vision à la fois synthétique et représentative du régime hydrologique en crue du bassin versant.



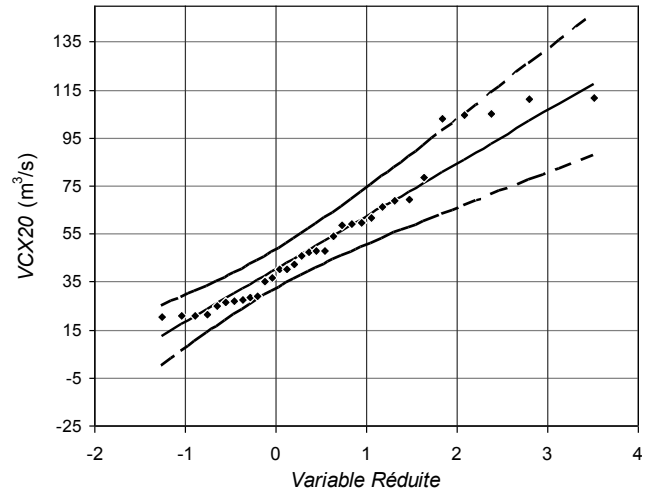
a) Cas de  $d = 5$  heures



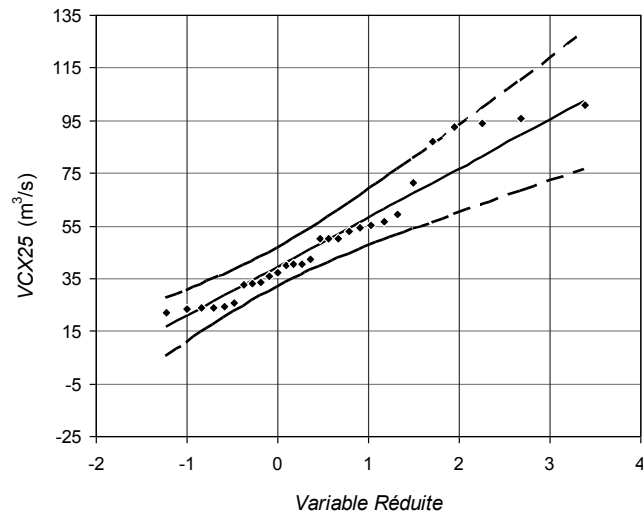
b) Cas de  $d = 10$  heures



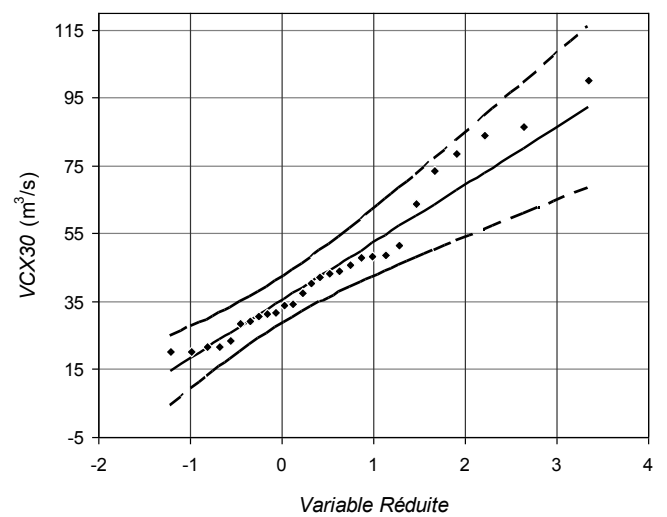
c) Cas de  $d = 15$  heures



d) Cas de  $d = 20$  heures

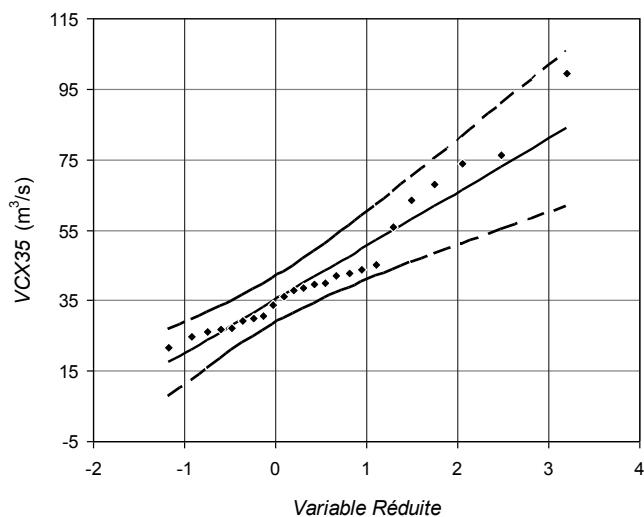
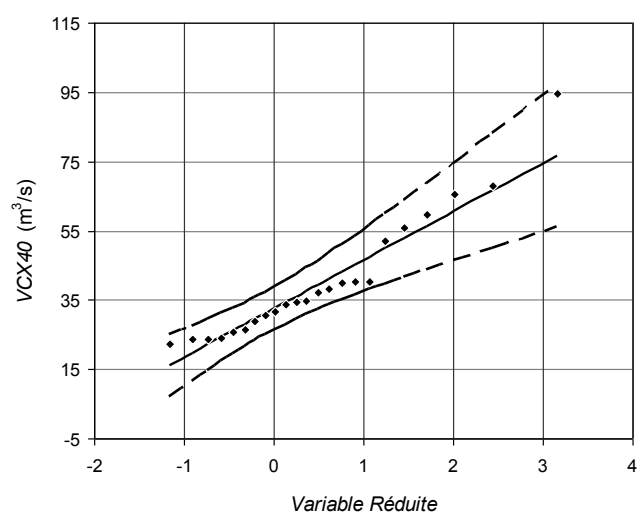
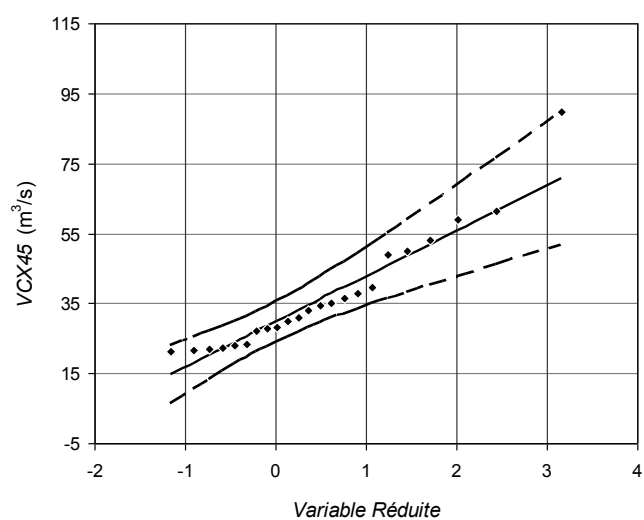
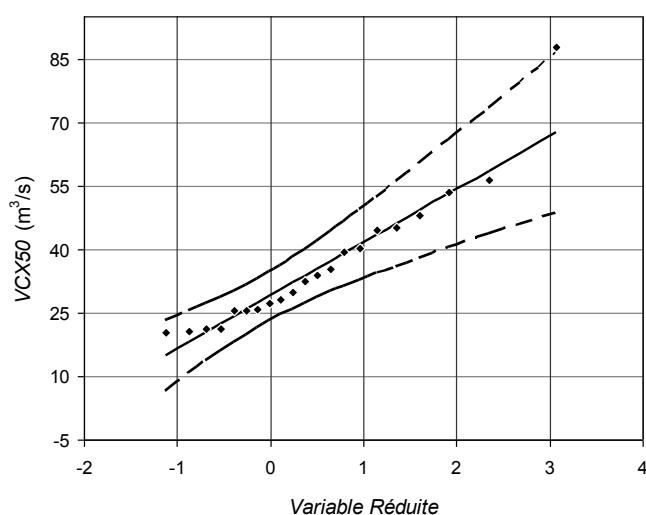


e) Cas de  $d = 25$  heures



f) Cas de  $d = 30$  heures

**Figure 3.13** : Ajustement et intervalles de confiance à 95 % des séries VCX à la loi de Gumbel.

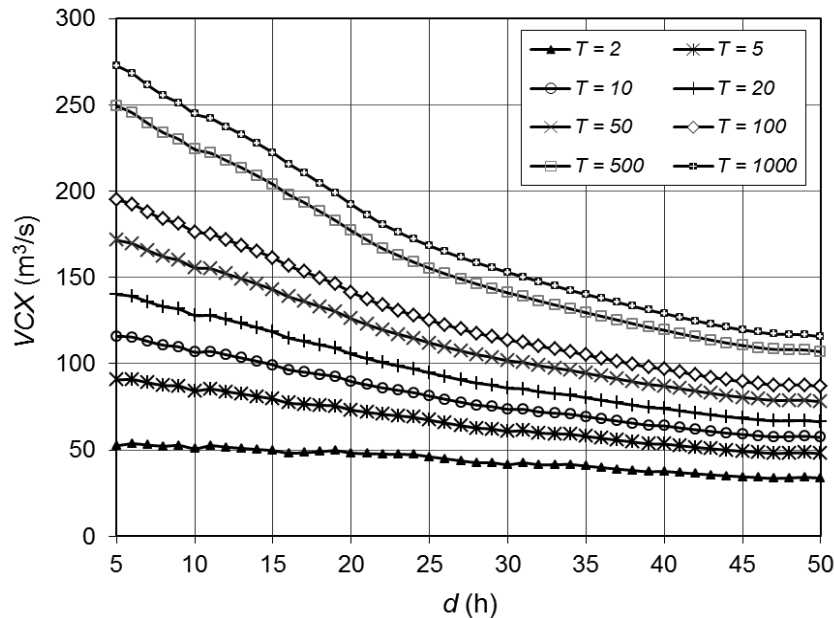
g) Cas de  $d = 35$  heuresh) Cas de  $d = 40$  heuresi) Cas de  $d = 45$  heuresj) Cas de  $d = 50$  heures

**Figure 3.13** : Ajustement et intervalles de confiance à 95 % des séries VCX à la loi de Gumbel (suite).

Cette représentation en débit-durée-fréquence de la diversité des écoulements en crue d'un bassin versant, constitue une source d'information de base, commode d'utilisation, pour les besoins en général de l'hydrologie opérationnelle. Elle est le fruit d'un traitement statistique direct des observations disponibles sur le bassin versant de l'oued Mekerra intégrant les données hydrométriques.

**Tableau 3.1:** Quantiles  $VCXdT$  (en  $m^3/s$ ) issue de l'ajustement statistique des séries  $VCXd$ .

<b>d(h)</b>	<b>T = 2</b>	<b>T = 5</b>	<b>T = 10</b>	<b>T = 20</b>	<b>T = 50</b>	<b>T = 100</b>	<b>T = 500</b>	<b>T = 1000</b>
5	52.44	90.60	115.87	140.11	171.48	194.99	249.32	272.67
6	53.61	90.78	115.39	139.00	169.56	192.46	245.37	268.12
7	52.86	88.98	112.90	135.85	165.55	187.80	239.23	261.34
8	52.21	87.42	110.73	133.09	162.03	183.72	233.83	255.38
9	52.60	86.97	109.73	131.57	159.82	181.00	229.93	250.97
10	50.78	84.39	106.64	127.99	155.62	176.32	224.16	244.73
11	52.43	85.31	107.08	127.97	155.00	175.25	222.06	242.18
12	51.66	83.84	105.16	125.60	152.06	171.89	217.71	237.41
13	50.96	82.47	103.32	123.33	149.23	168.63	213.48	232.76
14	50.29	81.01	101.35	120.86	146.11	165.04	208.77	227.57
15	49.65	79.55	99.34	118.33	142.91	161.32	203.88	222.18
16	48.16	77.20	96.43	114.87	138.75	156.64	197.98	215.75
17	48.47	76.54	95.12	112.95	136.02	153.31	193.27	210.44
18	48.95	75.93	93.80	110.94	133.12	149.74	188.16	204.67
19	49.59	75.43	92.54	108.95	130.19	146.11	182.89	198.70
20	48.20	73.16	89.69	105.55	126.07	141.45	176.99	192.26
21	47.87	71.87	87.76	103.00	122.73	137.51	171.67	186.36
22	47.61	70.69	85.97	100.62	119.60	133.81	166.66	180.79
23	47.43	69.76	84.55	98.73	117.10	130.86	162.65	176.32
24	47.29	68.90	83.21	96.93	114.70	128.01	158.78	172.00
25	46.05	67.23	81.25	94.70	112.11	125.15	155.30	168.26
26	44.87	65.65	79.41	92.61	109.69	122.49	152.07	164.79
27	43.74	64.15	77.67	90.63	107.41	119.99	149.05	161.54
28	42.65	62.72	76.02	88.76	105.27	117.63	146.21	158.49
29	42.55	62.15	75.12	87.57	103.68	115.75	143.65	155.65
30	41.52	60.81	73.58	85.83	101.69	113.58	141.04	152.84
31	42.47	61.15	73.51	85.37	100.73	112.23	138.82	150.25
32	41.48	59.87	72.04	83.72	98.83	110.16	136.34	147.59
33	41.50	59.45	71.33	82.73	97.48	108.53	134.08	145.06
34	41.61	59.08	70.66	81.76	96.12	106.89	131.77	142.47
35	40.68	57.91	69.32	80.26	94.43	105.04	129.57	140.12
36	39.78	56.76	68.01	78.80	92.76	103.23	127.41	137.80
37	38.94	55.69	66.77	77.40	91.16	101.48	125.31	135.56
38	38.14	54.62	65.53	76.00	89.54	99.70	123.15	133.24
39	37.38	53.60	64.35	74.65	87.98	97.98	121.07	131.00
40	37.55	53.41	63.92	73.99	87.03	96.80	119.38	129.09
41	36.87	52.47	62.80	72.71	85.54	95.15	117.36	126.91
42	36.21	51.57	61.74	71.50	84.13	93.60	115.47	124.87
43	35.57	50.71	60.73	70.35	82.79	92.12	113.67	122.93
44	35.00	49.92	59.80	69.27	81.54	90.73	111.98	121.11
45	34.49	49.23	58.99	68.36	80.48	89.56	110.55	119.57
46	34.00	48.60	58.27	67.54	79.55	88.54	109.33	118.26
47	33.53	48.02	57.62	66.82	78.74	87.67	108.30	117.17
48	33.79	48.20	57.75	66.90	78.75	87.63	108.15	116.97
49	34.11	48.42	57.90	66.99	78.75	87.57	107.95	116.71
50	33.65	47.85	57.25	66.28	77.95	86.70	106.92	115.62



**Figure 3.14** : Courbes débits – durées – fréquences issues de l'ajustement à la loi de Gumbel.

La représentation en débit – durée – fréquence des débits caractéristiques de crues, que ce soit en débits moyens  $VCX$  ou en débits seuils  $QCX$ , est consistante pour des durées comprises entre  $D/2$  et  $5D$ , et pour des périodes de retour comprises entre 0.5 ans et 1000 ans, sachant qu'entre 0.5 et 100 ans et le domaine des fréquences observables et entre 100 et 1000 ans et le domaine des fréquences rares. Les courbes QdF (Figure 3.14) représentent l'ensemble du régime hydrologique du bassin versant étudié, qui ne se limite pas à l'identification d'un unique débit de projet comme cela est classiquement le cas. L'obtention d'une telle description synthétique à partir d'une chronique observée ou simulée dépend d'un certain nombre d'hypothèses de modélisation qui ont été explicitées précédemment.

Les erreurs d'échantillonnages sont influencées par la taille de l'échantillon, car à partir de la série  $VCX_{30}$  de taille 28, les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement (Figure 3.10) augmentent avec la durée  $d$ , ce qui influe sur la qualité d'ajustement.

Le problème de la taille de la série, dans l'extraction des débits supérieur à un seuil, a un lien direct avec les données disponibles et le choix du seuil, c'est pour cela et pour des données hydrométriques de l'oued Mekerra, que tout débit (débit de pointe, débit volume ou débit seuil) dépasse ou égal à  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , est pris en compte dans la construction de la série, car le choix d'un seuil plus grand conduit à des série très courtes, dont l'ajustement n'a pas une fiabilité significative, par contre, le choix d'un seuil inférieur permet d'avoir des débits qui ne répondent pas aux critères de sélection des crues, puisque la crue caractéristique du bassin à un débit de pointe de  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 3.6.2. Approche QdF basée sur un concept géométrique.

L'ajustement de l'ensemble des séries  $VCXd$  ( $d = 5, 10, 15, \dots, 50$  heures) à la loi de Gumbel, permet de constater que les droites d'ajustements des séries  $VCXd$  (ou  $d = 5$  à 25 heures) (Figure 3.15).

Les droites d'ajustement relatives aux durées 5, 10, 15, 20 et 25 heures ont un point d'intersection commun dont les coordonnées sont  $(Vr(T_0), VCX_0)$ .

Soit l'hypothèse suivante : “*Toutes les droites d'ajustement à la loi de Gumbel des séries  $VCXd$  quel que soit la durée “d” passe par un point de coordonnées  $(Vr(T_0), VCX_0)$ ” à considérer.*

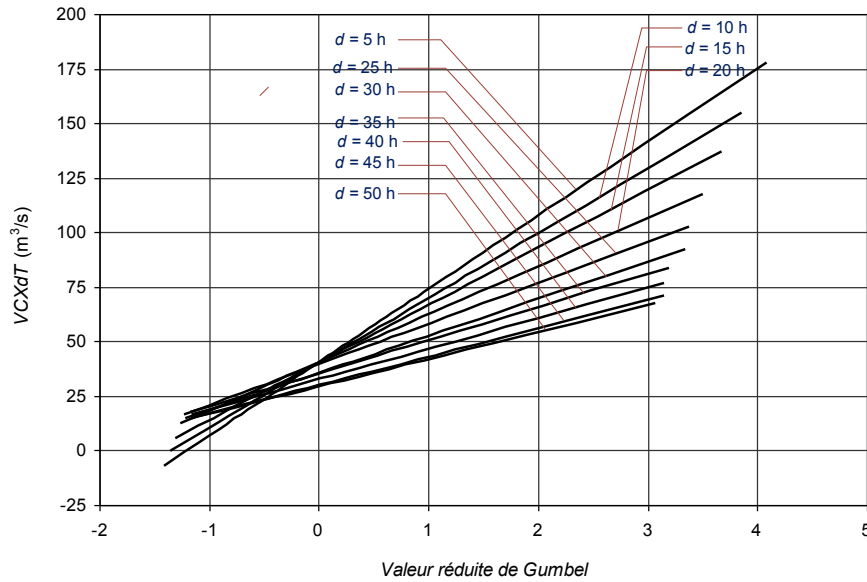


Figure 3.15 : Droites d’ajustements de Gumbel pour les séries  $VCXd$  ( $d = 5, 10, 15, \dots, 50$  heures).

Cette hypothèse est utile pour déterminer les quantiles  $VCXdT$ , et d’éliminer le problème d’échantillonnage des séries  $VCXd$  pour des durées  $d$  relativement grandes.

Dans la Figure 3.16, soit la droite **(AB)** qui correspond à l’ajustement de la série  $VCXd$  à la loi de Gumbel (avec  $d = 5, 6, \dots, 50$  heure). Elle passe par le point d’intersection **A** de coordonnées  $(Vr(T_0), VCX_0)$ . L’équation de la droite **(AB)**, n’est autre que le débit en fonction de la durée  $d$  et de la période de retour  $T$ , c’est-à-dire :

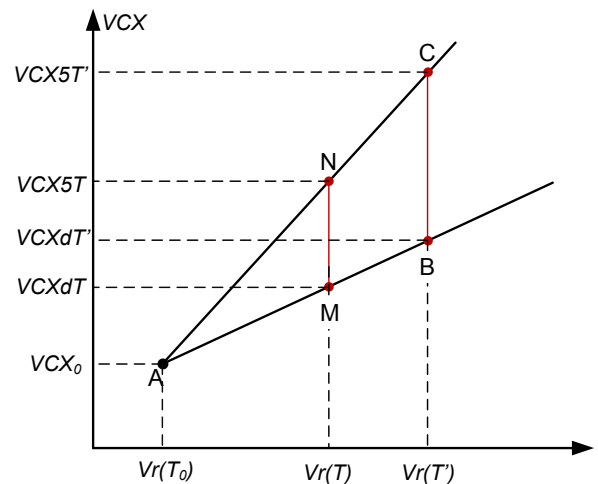


Figure 3.16 : Procédure de détermination de  $VCXdT$ .

$$VCXdT = a_d Vr(T) + m_d = a_d \left[ -\ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right) \right] + m_d \quad (3.8)$$

La droite **(AC)** correspond à l’ajustement de la série  $VCX5$  à la loi de Gumbel, dont le quantile de période de retour  $T$  est exprimé par :

$$VCX5T = 33.67 \left[ -\ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right) \right] + 40.09 \quad (3.9)$$

Le théorème de Thalès appliqué sur la géométrie du triangle **ABC** donne :

$$\frac{AM}{AB} = \frac{AN}{AC} = \frac{MN}{BC} \quad (3.10)$$

Sachant que les longueurs de  $AN$  et  $AC$  d’après le théorème de Pythagore sont :

$$AN = \left( (Vr(T_0) - Vr(T))^2 + (VCX_0 - VCX5T)^2 \right)^{1/2} = \psi(T) \quad (3.11)$$



$$AC = \left( (Vr(T_0) - Vr(T'))^2 + (VCX_0 - VCX5T')^2 \right)^{1/2} \equiv \psi(T') \quad (3.12)$$

Soit alors :

$$\frac{AN}{AC} = \frac{\psi(T)}{\psi(T')} \quad (3.13)$$

D'autre part :

$$\frac{MN}{BC} = \frac{VCX5T - VCXdT}{VCX5T' - VCXdT'} \quad (3.14)$$

Et puisque,

$$\frac{AN}{AC} = \frac{MN}{BC} \quad (3.15)$$

Ce qui conduit à :

$$\frac{\psi(T)}{\psi(T')} = \frac{VCX5T - VCXdT}{VCX5T' - VCXdT'} \quad (3.16)$$

De l'équation (3.16),  $VCXdT$  peut être déterminé aisément comme suit :

$$VCXdT = \frac{\psi(T)}{\psi(T')} (VCXdT' - VCX5T') + VCX5T \quad (3.17)$$

Pour la période de retour  $T'$ , il est commode de la choisir dans le domaine des fréquences observables, c'est-à-dire  $T' \leq 100$  ans.

Les coordonnées du point d'intersection **A**, peuvent être déterminées à partir de la Figure 3.15 ou par la résolution analytique de l'équation linéaire formée par l'égalité de deux équations des deux droites, c'est-à-dire :

$$VCX5T_0 = VCX10T_0 = VCX_0 \Leftrightarrow a_5 Vr(T_0) + m_5 = a_{10} Vr(T_0) + m_{10} = VCX_0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Vr(T_0) = -\frac{m_5 - m_{10}}{a_5 - a_{10}}, \\ VCX_0 = \frac{a_5 m_{10} - m_5 a_{10}}{a_5 - a_{10}}. \end{cases} \text{ soit, } \begin{cases} Vr(T_0) = -0.05, \\ VCX_0 = 38.56 \text{ m}^3/\text{s}. \end{cases}$$

Et la période de retour  $T_0$  correspondante est :

$$T_0 = \frac{1}{1 - \exp(-e^{-Vr(T_0)})} = 1.54 \approx 2 \text{ ans} \quad (3.18)$$

Le terme  $VCXdT'$ , traduit la courbe débit-durée-fréquence issue de l'ajustement statistique des séries  $VCXd$  à la distribution de Gumbel. Pour expliciter  $VCXdT$  pour  $d = 5, \dots, 50$  heures et pour une période de retour fixée  $T$ , soit  $f(T', d)$  la fonction qui interpole la courbe débit – durée – fréquence explicité par  $VCXdT'$ , l'expression de  $VCXdT$  devient :

$$VCXdT = \frac{\psi(T)}{\psi(T')} (f(T', d) - VCX5T') + VCX5T \quad (3.19)$$

L'expression (3.19) peut être écrite sous forme de deux fonctions à variables séparés :  $\psi$  en fonction de la période de retour  $T$  et  $\delta_{T'}$  en fonction de la durée  $d$  et de paramètre  $T'$ , c'est-à-dire :

$$VCXdT = \psi(T) \delta_{T'}(d) + VCX5T \quad (3.20)$$

Avec :

$$\delta_{T'}(d) = \frac{1}{\psi(T')} [f(T', d) - VCX5T'] \quad (3.21)$$

Et puisque  $\psi(T)$  peut être exprimée par :

$$\psi(T) = \left( \left( \ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right) - \ln \left( \ln \frac{T_0}{T_0-1} \right) \right)^2 + \left( VCX_0 + a_5 \ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right) - m_5 \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.22)$$

Alors :

$$\delta_{T'}(d) = \frac{f(T', d) + a_5 \ln \left( \ln \frac{T'}{T'-1} \right) - m_5}{\left( \left( \ln \left( \ln \frac{T'}{T'-1} \right) - \ln \left( \ln \frac{T_0}{T_0-1} \right) \right)^2 + \left( VCX_0 + a_5 \ln \left( \ln \frac{T'}{T'-1} \right) - m_5 \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (3.23)$$

Dans le cas où  $d = 5$  heures :

$$\psi(T) \delta_{T'}(5) = 0 \Rightarrow \delta_{T'}(5) = 0 \Leftrightarrow f(T', 5) = VCX5T'$$

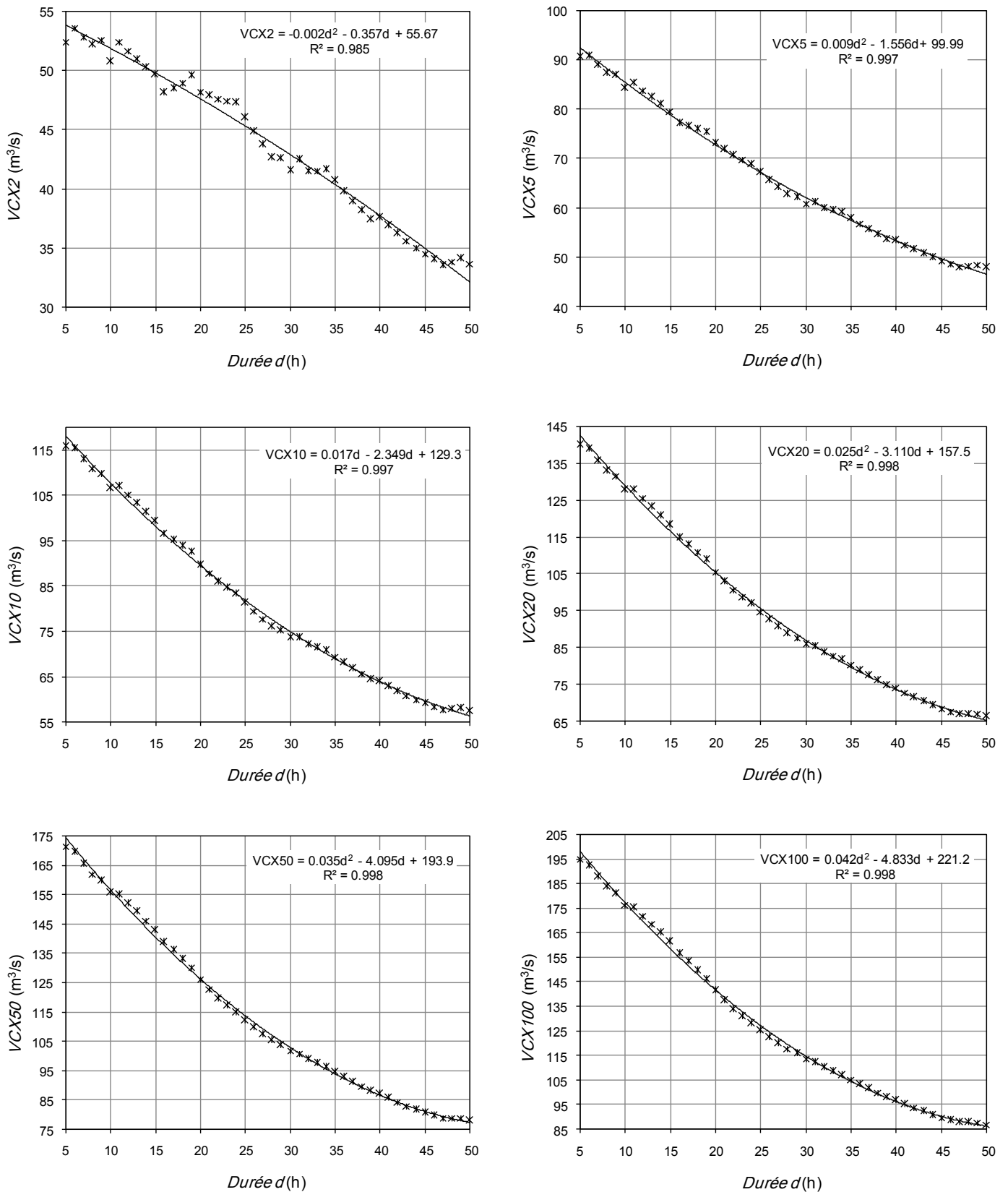
L'équation  $f(T', 5) = VCX5T'$ , nécessite une solution afin d'obtenir la valeur de  $T'$  correspondante, or  $T'$  est liée directement à la fonction paramétrique  $f(T', 5)$  à déterminer. Pour déterminer  $T'$  et la fonction  $f(T', d)$ , soit les interpolations polynomiales de deuxième degré des  $VCXdT'$  issues de l'ajustement statistique des séries  $VCXd$  à la loi de Gumbel dans le domaine des fréquences observables (Figure 3.17), qui possèdent un coefficient de détermination proche de 1, c'est-à-dire qu'elle est exprimée par :

$$f(T', d) = \alpha d^2 + \beta d + \gamma d \quad (3.24)$$

$\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  sont les coefficients du polynôme d'interpolation  $f(T', d)$ , varient en fonction de la période de retour  $T'$  (Tableau 3.2).

**Tableau 3.2 :** Coefficients des polynômes d'interpolation  $f(T', d)$  en fonction de la période de retour  $T'$ .

$T'$ (ans)	2	5	10	20	50	100
$\alpha$	-0.002	0.009	0.017	0.025	0.035	0.042
$\beta$	-0.357	-1.556	-2.349	-3.110	-4.095	-4.833
$\gamma$	55.67	99.99	129.3	157.5	193.9	221.2



**Figure 3.17 :** Interpolation polynomiales des courbes débits – durées – fréquences locales.

Le tracé du graphe de  $\delta_T(5)$  en fonction de  $T'$ , (Figure 3.18) montre qu'elle est minimale pour la période de retour  $T' = 100$  ans, par conséquent la fonction  $f(100, d)$  sera prise en compte dans l'expression finale de  $VCXdT$ .

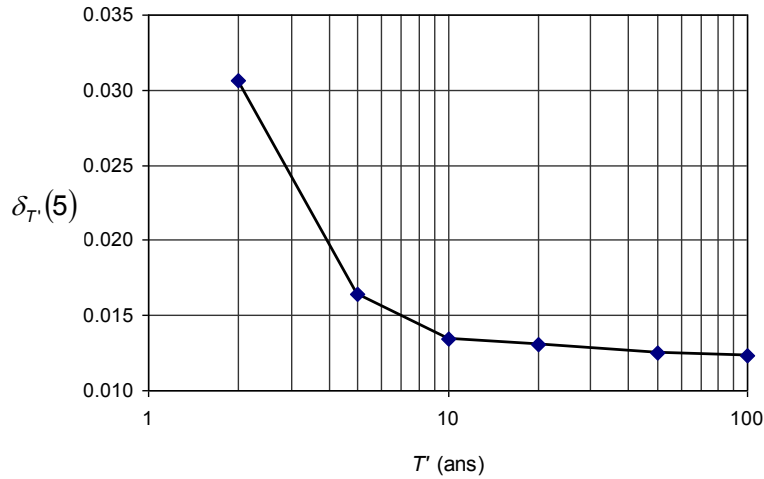


Figure 3.18 : Variation de l'erreur  $\delta_{T'}(5)$ .

Finalement,

$$VCXdT = \begin{cases} VCX5T & \text{si } d = 5, \\ \psi(T)\delta_{100}(d) + VCX5T & \text{si } d = 6, \dots, 50. \end{cases} \quad (3.25)$$

Suivant l'expression analytique (3.25) de  $VCXdT$ , le Tableau des quantiles des débits (Tableau 3.3) et par conséquent les courbes “débit – durée – fréquence” locales de l'oued Mekerra peuvent être tracées (Figure 3.19).

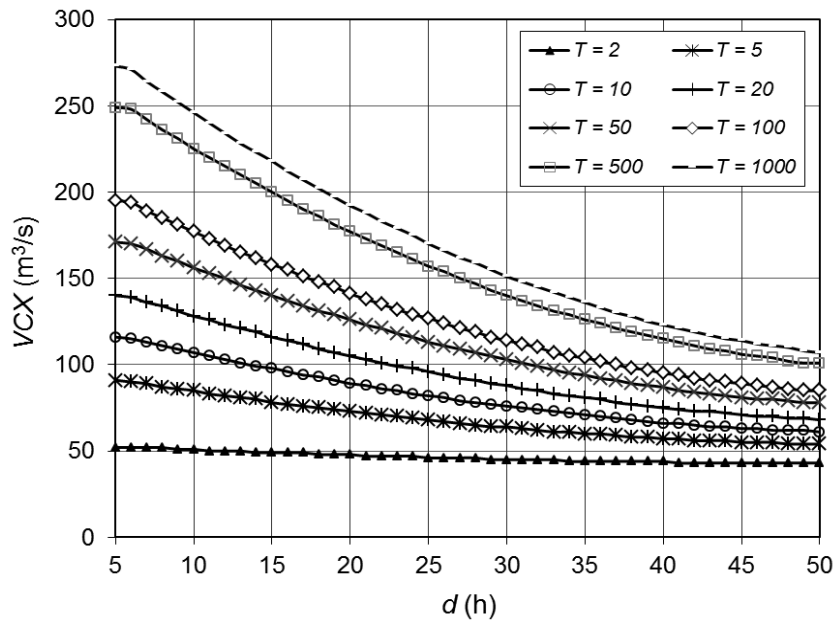


Figure 3.19 : Courbes débits – durées – fréquences suivant la formule analytique de  $VCXdT$ .

**Remarque.**

La formule analytique trouvée à partir du concept géométrique, permet une correction sur les débits  $VCXdT$  estimés à partir de l'analyse statistique. La Figure 3.20 illustre une comparaison entre les débits estimés par la loi de Gumbel et les débits calculés par la formule analytique (3.25).

**Tableau 3.3** : Quantiles  $VCXdT$  (en  $m^3/s$ ) calculés par la formule analytique.

$d(h)$	$T = 2$	$T = 5$	$T = 10$	$T = 20$	$T = 50$	$T = 100$	$T = 500$	$T = 1000$
5	52.44	90.60	115.87	140.11	171.48	194.99	249.32	272.67
6	52.32	90.17	115.24	139.28	170.40	193.71	247.60	270.77
7	51.94	88.75	113.12	136.49	166.75	189.43	241.82	264.35
8	51.57	87.35	111.04	133.77	163.18	185.22	236.16	258.06
9	51.20	85.98	109.00	131.09	159.68	181.11	230.61	251.90
10	50.84	84.64	107.01	128.47	156.25	177.07	225.18	245.86
11	50.49	83.32	105.06	125.91	152.90	173.12	219.85	239.94
12	50.15	82.04	103.15	123.40	149.61	169.25	214.64	234.16
13	49.81	80.78	101.28	120.94	146.40	165.47	209.55	228.49
14	49.49	79.55	99.45	118.54	143.25	161.77	204.56	222.96
15	49.17	78.34	97.66	116.19	140.18	158.16	199.69	217.55
16	48.85	77.17	95.92	113.90	137.18	154.62	194.93	212.26
17	48.55	76.02	94.21	111.66	134.25	151.18	190.29	207.11
18	48.25	74.90	92.55	109.48	131.39	147.81	185.76	202.07
19	47.96	73.81	90.93	107.35	128.61	144.54	181.34	197.16
20	47.67	72.75	89.35	105.28	125.89	141.34	177.04	192.38
21	47.40	71.72	87.82	103.26	123.25	138.23	172.85	187.73
22	47.13	70.71	86.32	101.29	120.68	135.20	168.77	183.20
23	46.87	69.73	84.87	99.38	118.18	132.26	164.80	178.79
24	46.62	68.78	83.45	97.53	115.75	129.40	160.95	174.51
25	46.37	67.86	82.08	95.73	113.39	126.63	157.21	170.36
26	46.13	66.96	80.75	93.98	111.10	123.93	153.59	166.33
27	45.90	66.09	79.46	92.29	108.89	121.33	150.07	162.43
28	45.68	65.25	78.22	90.65	106.74	118.80	146.67	158.66
29	45.46	64.44	77.01	89.07	104.67	116.37	143.39	155.00
30	45.25	63.66	75.85	87.54	102.67	114.01	140.21	151.48
31	45.05	62.90	74.72	86.06	100.74	111.74	137.15	148.08
32	44.86	62.18	73.64	84.64	98.88	109.55	134.21	144.81
33	44.67	61.48	72.60	83.28	97.10	107.45	131.37	141.66
34	44.49	60.80	71.61	81.97	95.38	105.43	128.65	138.64
35	44.32	60.16	70.65	80.71	93.74	103.50	126.05	135.74
36	44.15	59.55	69.74	79.51	92.16	101.64	123.55	132.97
37	44.00	58.96	68.86	78.36	90.66	99.88	121.17	130.33
38	43.85	58.40	68.03	77.27	89.23	98.19	118.91	127.81
39	43.71	57.87	67.24	76.23	87.87	96.60	116.75	125.42
40	43.57	57.36	66.49	75.25	86.59	95.08	114.71	123.15
41	43.45	56.89	65.78	74.32	85.37	93.65	112.78	121.01
42	43.33	56.44	65.12	73.45	84.22	92.30	110.97	118.99
43	43.21	56.02	64.49	72.63	83.15	91.04	109.27	117.10
44	43.11	55.63	63.91	71.86	82.15	89.86	107.68	115.34
45	43.01	55.26	63.37	71.15	81.22	88.77	106.20	113.70
46	42.92	54.92	62.87	70.49	80.36	87.75	104.84	112.18
47	42.84	54.62	62.41	69.89	79.57	86.83	103.59	110.80
48	42.77	54.34	62.00	69.34	78.86	85.98	102.45	109.54
49	42.70	54.08	61.62	68.85	78.21	85.23	101.43	108.40
50	42.64	53.86	61.29	68.41	77.64	84.55	100.52	107.39

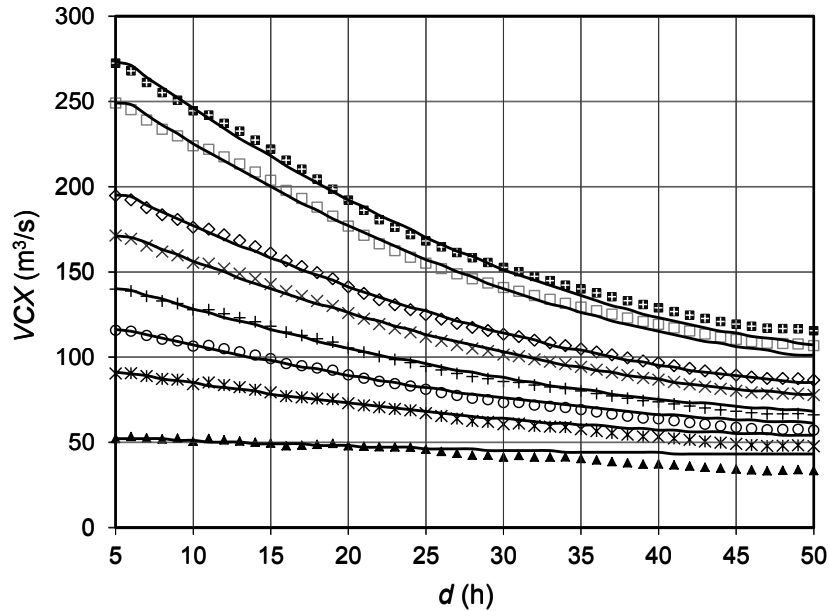


Figure 3.20 : Comparaison entre les  $VCXdT$  estimés (points) et les  $VCXdT$  calculés (courbes).

### 3.6.3. Modèle QdF de référence.

La théorie du gradex prévoit un raccordement à partir d'un certain seuil, en particulier la variante du Gradex dite "esthétique" (Michel et al., 1990), et les développements du modèle AGREGEE (Margoum, 1992) qui analyse ces solutions de raccordement en termes de mélange de deux lois de probabilités.

Cela se traduit par la formule (3.26) des quantiles de débits pour des fréquences faibles correspondant à des événements plus rares ( $20 < T < 1000$ ) et en utilisant la formulation dite esthétique du Gradex des pluies maximales :

$$Q(T, d) = Q(T_g, d) + A_p(d) \cdot \log \left( 1 + \frac{A_{qg}(d)}{A_p(d)} \frac{T - T_g}{T_g} \right) \quad (3.26)$$

Avec,  $A_{qg}(d)$  : Gradex du débit maximal de durée  $d$  pour  $T = T_g$  ;

$T_g$  : Période de retour correspondant au seuil d'extrapolation (généralement  $T_g = 10$  ans) ;

$Q(T_g, d)$  : Quantile de débit pour  $T = T_g$ , c'est-à-dire :

$$Q(T_g, d) = B(d) + A_q(d) \cdot \log T_g \quad (3.27)$$

L'expression mathématique de  $Q(T, d)$  a une tendance asymptotique vers le gradex des pluies maximales qui est d'autant moins rapide que le rapport  $A_{qg}(d)/A_p(d)$  est différent de 1. Ce qui relativise l'incidence du seuil d'extrapolation ( $T_g = 10$  ans) sur les quantiles de crue. Les conditions d'utilisation de cette forme d'extrapolation sont strictes vis-à-vis de la durée  $d$ , et par ailleurs les modalités de prise en compte du gradex des pluies maximales sont différentes, selon qu'il s'agisse de  $QCXd$  ou de  $VCXd$ .

Si les hypothèses formulées sur le concept du régime hydrologique sont valides, et si ce concept présente les qualités de représentativité que l'on soupçonne, il devrait être possible, en identifiant des familles de régime hydrologique et de caractéristiques discriminantes d'appartenance à ces familles, de traduire sous une forme mathématique plus simple d'utilisation cette connaissance en terme de régime

hydrologique. C'est dans cet objectif qu'ont été développés la méthode QdF et les trois modèles de référence associés (Gilard, 1998).

Les modélisations statistiques présentées précédemment, ont été réalisées sur plusieurs centaines de stations hydrométriques en Europe (Shuiteman et al., 1989 ; Prudhomme, 1995 ; Sourisseau et al., 1996), font apparaître une typologie des régimes hydrologiques qui se résume, à trois familles différentes de bassins versants, chacune pouvant être représentées par un modèle adimensionnel spécifique. Ces modèles adimensionnels ont été décrits mathématiquement de manière continue pour les variables de durée et de période de retour pour en généraliser l'usage.

Les trois modèles régionaux de référence sont le fruit d'une analyse approfondie de stations hydrométriques comportant une longue série de données de qualité à pas de temps variable et représentant des régimes de crue. Il s'agit des stations suivantes :

- Station de la Dragne à Vandenesse, région Bourgogne, département de la Nièvre, contrôlant une superficie de 115 km<sup>2</sup>,
- Station du Roubion à Soyans, région Rhône-Alpes, département de la Drôme, contrôlant une superficie de 186 km<sup>2</sup>,
- Station de la Mimente à Florac, région Languedoc-Roussillon, département de la Lozère, contrôlant une superficie de 125 km<sup>2</sup>.

Ces stations ont été choisies par le Cemagref, outre pour la qualité et la fiabilité de leurs données, en raison du contexte hydrométéorologique auxquelles elles appartiennent. Le modèle dit de Vandenesse est représenté par une station située dans la région Bourgogne, et placée largement sous influence océanique. Le modèle dite de Florac, s'appuie sur une station des Cévennes placée sous une influence méditerranéenne marquée. Quant au modèle de Soyans, fondé sur une station située dans le sud de la région Rhône-Alpes un peu à l'écart du sillon rhodanien, il prend en compte des influences plus continentales (Gilard, 1998).

La formulation mathématique des faisceaux QdF obtenus sur les stations de référence a été envisagée en deux parties conformément aux formules du gradex esthétique à l'origine des courbes QdF des bassins de référence. Il s'est avéré que pour une loi exponentielle, adaptée aux valeurs extrêmes, les paramètres sont des fonctions strictement décroissantes de la durée et peuvent être exprimés mathématiquement par la forme homographique suivante, semblable à celle établie pour les pluies IdF (Intensité-durée-Fréquence) par Grissolet et al. (1962) :

$$A_q(d), A_p(d), B(d) = \frac{1}{\alpha d + \beta} + \gamma \quad (3.28)$$

Avec,  $A_q(d)$  : Gradex des débits et  $B$  paramètre de position ;

$A_p(d)$  : Gradex des pluies ;

$\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  : Paramètres à déterminer.

Dans les expressions du gradex esthétique, en remplaçant  $d$  par  $d/D$  et  $Q(T, d)$  par  $Q(T, d)/QIXA10$  ne change en rien le choix de la forme homographique précédente.

Le but opérationnel de cette formulation mathématique est de produire l'expression de  $Q(T, d)$  de manière analytique pour les trois modèles de références, ceci dans des domaines des crues rares et observables. On obtient alors trois modèles régionaux dont les formules générales sont (avec un seuil d'extrapolation à  $T_g$ , généralement  $T_g = 10$  ans) :

- Pour  $0.5 \leq T(an) \leq 20$  et  $\frac{D}{2} \leq d(h) \leq 5D$ ,

$$\frac{Q(T, d)}{QIXA10} = \frac{A_q \left( \frac{d}{D} \right) \ln T + B \left( \frac{d}{D} \right)}{QIXA10} \quad (3.29)$$

- Pour  $20 < T(an) \leq 1000$  et  $\frac{D}{2} \leq d(h) \leq 5D$ ,

$$\frac{Q(T, d)}{QIXA10} = \frac{QCX(T_g, d)}{QIXA10} + \frac{A_p \left( \frac{d}{D} \right)}{QIXA10} \ln \left( 1 + \frac{A_q \left( \frac{d}{D} \right)}{A_p \left( \frac{d}{D} \right)} \left( \frac{T - T_g}{T_g} \right) \right) \quad (3.30)$$

Où :

$$\frac{A_q \left( \frac{d}{D} \right)}{QIXA10} = \frac{1}{x_1 \frac{d}{D} + x_2} + x_3 \quad (3.31)$$

$$\frac{B \left( \frac{d}{D} \right)}{QIXA10} = \frac{1}{x_4 \frac{d}{D} + x_5} + x_6 \quad (3.32)$$

$$\frac{A_p \left( \frac{d}{D} \right)}{QIXA10} = \frac{1}{x_7 \frac{d}{D} + x_8} + x_9 \quad (3.33)$$

Les paramètres  $x_i$  ont été définis pour chaque modèle en débits moyens (volume)  $VCXd$ , et en débits dépassés (cohérents avec les hydrogrammes)  $QCXd$  et figurent dans les Tableaux 3.4 et 3.5 :

**Tableau 3.4** : Paramètres  $x_i$  pour les modèles QdF en débit moyen (Volume)  $VCX$ .

Type du modèle	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$	$x_9$
<b>Vandenesse</b>	2.635	6.190	0.016	1.045	2.385	0.172	1.083	1.750	0.000
<b>Florac</b>	1.120	3.560	0.000	0.950	3.180	0.039	1.560	1.910	0.085
<b>Soyans</b>	0.870	4.600	0.000	1.070	2.500	0.099	0.569	0.690	0.046

**Tableau 3.5** : Paramètres  $x_i$  pour les modèles QdF en débit dépassé  $QCX$ .

Type du modèle	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$	$x_9$
<b>Vandenesse</b>	3.970	6.480	0.010	1.910	1.910	0.097	3.674	1.774	0.013
<b>Florac</b>	3.050	3.530	0.000	2.130	2.960	0.010	2.780	1.770	0.040
<b>Soyans</b>	2.570	4.860	0.000	2.100	2.100	0.050	1.490	0.660	0.017



Sous réserve de la représentativité en terme de familles de bassins versants au régime hydrologique typologiquement semblable, il est possible, à partir de ces équations normalisées adimensionnelles et deux paramètres locaux,  $QIXA10$  et  $D$ , de recalculer localement tout un faisceau de courbes QdF.

L'application des trois modèles régionaux de base au bassin versant, pour  $QIXA10$  et le  $D$  connus, se traduit par les équations suivantes :

- Pour  $0.5 \leq T(an) \leq 20$  et  $\frac{D}{2} \leq d(h) \leq 5D$ ,

$$Q(T, d) = \left[ \left( \frac{1}{x_1 \frac{d}{D} + x_2} + x_3 \right) \ln T + \left( \frac{1}{x_4 \frac{d}{D} + x_5} + x_6 \right) \right] QIXA10 \quad (3.34)$$

- Pour  $20 < T(an) \leq 1000$  et  $\frac{D}{2} \leq d(h) \leq 5D$ ,

$$Q(T, d) = Q(T_g, d) + \left[ \left( \frac{1}{x_7 \frac{d}{D} + x_8} + x_9 \right) \ln \left( 1 + \frac{\left( \frac{1}{x_1 \frac{d}{D} + x_2} + x_3 \right) \left( \frac{T - T_g}{T_g} \right)}{\left( \frac{1}{x_7 \frac{d}{D} + x_8} + x_9 \right)} \right) \right] QIXA10 \quad (3.35)$$

Cette équation permet pour chaque type de modèle de tracer les courbes QdF ( $T_g = 10$  ans). Les quantiles (Tableaux 3.6, 3.7 et 3.8) et les Figures 3.21, 3.22 et 3.23, illustrent les différentes courbes QdF en  $VCXd$  suivant chaque type de modèle QdF de référence dans le cas du bassin versant de l'oued Mekerra ( $D = 10$  h et  $QIXA10 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

L'établissement d'une typologie des régimes de crue et des critères objectifs permet de définir pour un bassin versant donné, son appartenance à l'une d'entre elles. L'appartenance à une même famille n'est pas exclusivement liée à une simple dépendance du régime pluviométrique, mais de manière plus globale, au type de régime d'écoulement résultant de la complexe transformation pluie-débit. Cela ne permet pas de considérer l'influence pluviométrique comme le seul critère privilégiant le choix d'application d'un des trois modèles QdF à un bassin versant quelconque (Gilard, 1998) :

- Modèle de Vandenesse, pour les bassins versants sous influence océanique,
- Modèle de Florac, pour les bassins versants sous influence méditerranéenne,
- Modèle de Soyans, pour les bassins versants sous influence plus continentale.

Ces modèles QdF de référence de Florac et Soyans sont représentatifs des bassins versants qui présentent un fort écoulement superficiel. La différenciation des courbes QdF normées, relatives à chacun d'eux caractérise une plus ou moins grande perméabilité des bassins versants. Cela permet de privilégier le choix du modèle de Soyans pour des bassins versants présentant une faible capacité de stockage des précipitations, et inversement, le modèle de Florac quand ce stockage et les restitutions différées sont conséquents (Gilard, 1998). Aussi la taille du bassin versant influence sa « capacité de stockage ».

**Tableau 3.6** : Quantiles  $VCXdT$  (en  $m^3/s$ ) calculés par le modèle QdF de Vandenesse.

<b>d(h)</b>	<b>T = 2</b>	<b>T = 5</b>	<b>T = 10</b>	<b>T = 20</b>	<b>T = 50</b>	<b>T = 100</b>	<b>T = 500</b>	<b>T = 1000</b>
5	68.13	83.17	94.54	105.92	135.92	162.01	232.63	265.00
6	66.47	81.06	92.09	103.12	132.00	157.04	224.61	255.54
7	64.93	79.08	89.79	100.50	128.36	152.43	217.19	246.81
8	63.48	77.24	87.65	98.06	124.95	148.13	210.32	238.72
9	62.12	75.51	85.63	95.76	121.77	144.11	203.93	231.22
10	60.85	73.88	83.74	93.60	118.78	140.35	197.97	224.23
11	59.65	72.35	81.96	91.57	115.97	136.83	192.40	217.70
12	58.52	70.91	80.28	89.66	113.33	133.51	187.19	211.60
13	57.45	69.55	78.70	87.85	110.83	130.39	182.29	205.88
14	56.44	68.26	77.20	86.14	108.48	127.45	177.68	200.50
15	55.49	67.04	75.78	84.51	106.25	124.66	173.34	195.43
16	54.58	65.88	74.43	82.97	104.14	122.03	169.25	190.66
17	53.72	64.78	73.14	81.51	102.13	119.53	165.38	186.15
18	52.90	63.73	71.92	80.12	100.22	117.16	161.71	181.88
19	52.12	62.73	70.76	78.79	98.41	114.91	158.23	177.83
20	51.37	61.78	69.66	77.53	96.68	112.76	154.93	173.99
21	50.66	60.87	68.60	76.32	95.04	110.72	151.78	170.34
22	49.98	60.01	67.59	75.17	93.46	108.77	148.79	166.87
23	49.34	59.18	66.62	74.06	91.96	106.91	145.94	163.56
24	48.71	58.38	65.69	73.01	90.52	105.12	143.22	160.40
25	48.12	57.62	64.81	71.99	89.14	103.42	140.62	157.39
26	47.55	56.89	63.95	71.02	87.82	101.79	138.13	154.51
27	47.00	56.19	63.14	70.09	86.55	100.22	135.75	151.75
28	46.47	55.51	62.35	69.19	85.33	98.72	133.47	149.11
29	45.96	54.86	61.60	68.33	84.16	97.28	131.28	146.58
30	45.48	54.24	60.87	67.50	83.04	95.89	129.18	144.15
31	45.01	53.64	60.17	66.70	81.95	94.56	127.16	141.82
32	44.55	53.06	59.50	65.93	80.91	93.28	125.22	139.58
33	44.12	52.50	58.84	65.19	79.91	92.04	123.36	137.42
34	43.70	51.96	58.22	64.47	78.94	90.85	121.56	135.35
35	43.29	51.44	57.61	63.78	78.00	89.70	119.83	133.35
36	42.90	50.94	57.02	63.11	77.10	88.58	118.16	131.42
37	42.52	50.46	56.46	62.46	76.22	87.51	116.54	129.56
38	42.15	49.99	55.91	61.84	75.38	86.48	114.99	127.77
39	41.80	49.53	55.38	61.23	74.56	85.47	113.48	126.03
40	41.45	49.09	54.87	60.65	73.77	84.50	112.03	124.36
41	41.12	48.66	54.37	60.08	73.00	83.56	110.62	122.74
42	40.80	48.25	53.89	59.53	72.26	82.65	109.26	121.17
43	40.48	47.85	53.42	58.99	71.54	81.77	107.94	119.65
44	40.18	47.46	52.97	58.47	70.84	80.92	106.67	118.18
45	39.88	47.08	52.53	57.97	70.16	80.09	105.43	116.76
46	39.60	46.72	52.10	57.48	69.51	79.28	104.23	115.38
47	39.32	46.36	51.68	57.01	68.87	78.50	103.06	114.04
48	39.05	46.01	51.28	56.55	68.25	77.74	101.93	112.74
49	38.79	45.68	50.89	56.10	67.64	77.00	100.83	111.47
50	38.53	45.35	50.51	55.66	67.06	76.29	99.77	110.25

**Tableau 3.7** : Quantiles  $VCXdT$  (en  $m^3/s$ ) calculés par le modèle QdF de Soyans.

$d(h)$	$T = 2$	$T = 5$	$T = 10$	$T = 20$	$T = 50$	$T = 100$	$T = 500$	$T = 1000$
5	62.28	82.30	97.44	112.58	162.83	213.14	369.90	446.79
6	60.79	80.46	95.35	110.24	159.07	207.55	357.17	430.19
7	59.38	78.73	93.37	108.01	155.51	202.30	345.43	414.96
8	58.06	77.10	91.49	105.89	152.14	197.35	334.55	400.94
9	56.82	75.54	89.71	103.87	148.93	192.67	324.45	387.98
10	55.64	74.07	88.01	101.95	145.88	188.25	315.04	375.95
11	54.53	72.66	86.39	100.11	142.97	184.06	306.24	364.76
12	53.47	71.33	84.84	98.35	140.19	180.09	298.00	354.32
13	52.46	70.05	83.36	96.66	137.54	176.31	290.26	344.54
14	51.51	68.83	81.94	95.04	135.00	172.71	282.98	335.38
15	50.60	67.67	80.58	93.49	132.57	169.28	276.11	326.76
16	49.73	66.55	79.28	92.00	130.24	166.00	269.62	318.64
17	48.90	65.48	78.02	90.57	128.01	162.87	263.48	310.97
18	48.11	64.46	76.82	89.19	125.86	159.88	257.65	303.73
19	47.35	63.47	75.66	87.86	123.80	157.01	252.12	296.86
20	46.62	62.52	74.55	86.57	121.81	154.26	246.86	290.34
21	45.93	61.61	73.47	85.34	119.90	151.62	241.84	284.15
22	45.26	60.73	72.43	84.14	118.06	149.08	237.06	278.26
23	44.61	59.88	71.43	82.98	116.28	146.64	232.50	272.65
24	44.00	59.07	70.47	81.87	114.57	144.30	228.14	267.29
25	43.40	58.28	69.53	80.79	112.91	142.04	223.96	262.17
26	42.83	57.52	68.63	79.74	111.31	139.86	219.96	257.28
27	42.27	56.78	67.75	78.72	109.76	137.76	216.12	252.59
28	41.74	56.07	66.90	77.74	108.26	135.73	212.44	248.10
29	41.23	55.38	66.08	76.79	106.81	133.77	208.90	243.80
30	40.73	54.71	65.28	75.86	105.40	131.87	205.50	239.66
31	40.25	54.06	64.51	74.96	104.04	130.04	202.22	235.69
32	39.78	53.43	63.76	74.09	102.72	128.27	199.06	231.86
33	39.33	52.83	63.03	73.24	101.44	126.55	196.02	228.18
34	38.90	52.24	62.32	72.41	100.19	124.89	193.09	224.63
35	38.48	51.66	61.63	71.61	98.98	123.28	190.26	221.21
36	38.07	51.10	60.97	70.83	97.81	121.71	187.52	217.92
37	37.67	50.56	60.31	70.07	96.66	120.19	184.87	214.73
38	37.29	50.04	59.68	69.32	95.55	118.72	182.32	211.65
39	36.91	49.52	59.06	68.60	94.47	117.29	179.84	208.68
40	36.55	49.02	58.46	67.90	93.42	115.90	177.44	205.80
41	36.20	48.54	57.88	67.21	92.39	114.55	175.12	203.01
42	35.86	48.07	57.30	66.54	91.40	113.23	172.87	200.32
43	35.52	47.61	56.75	65.89	90.42	111.95	170.68	197.70
44	35.20	47.16	56.20	65.25	89.48	110.71	168.56	195.17
45	34.88	46.72	55.67	64.63	88.55	109.49	166.51	192.71
46	34.57	46.29	55.16	64.02	87.65	108.31	164.51	190.32
47	34.28	45.88	54.65	63.43	86.77	107.16	162.56	188.01
48	33.98	45.47	54.16	62.84	85.91	106.04	160.68	185.76
49	33.70	45.07	53.67	62.28	85.07	104.94	158.84	183.57
50	33.42	44.68	53.20	61.72	84.25	103.87	157.05	181.44

**Tableau 3.8** : Quantiles  $VCXdT$  (en  $m^3/s$ ) calculés par le modèle QdF de Florac.

$d(h)$	$T = 2$	$T = 5$	$T = 10$	$T = 20$	$T = 50$	$T = 100$	$T = 500$	$T = 1000$
5	52.89	77.36	95.86	114.37	153.12	184.03	261.53	295.91
6	51.64	75.46	93.47	111.49	148.79	178.46	252.62	285.49
7	50.45	73.65	91.21	108.76	144.73	173.27	244.43	275.93
8	49.32	71.94	89.05	106.16	140.92	168.42	236.87	267.15
9	48.24	70.31	87.00	103.69	137.33	163.89	229.86	259.03
10	47.22	68.75	85.04	101.34	133.93	159.63	223.35	251.50
11	46.24	67.27	83.18	99.09	130.73	155.63	217.28	244.50
12	45.30	65.85	81.40	96.95	127.69	151.85	211.61	237.98
13	44.41	64.50	79.70	94.90	124.81	148.28	206.28	231.87
14	43.55	63.20	78.07	92.94	122.06	144.91	201.28	226.14
15	42.73	61.96	76.51	91.06	119.46	141.71	196.57	220.76
16	41.94	60.77	75.02	89.27	116.97	138.67	192.13	215.69
17	41.18	59.63	73.59	87.54	114.60	135.78	187.93	210.90
18	40.46	58.53	72.21	85.88	112.33	133.02	183.95	206.38
19	39.76	57.48	70.89	84.29	110.17	130.40	180.17	202.09
20	39.09	56.47	69.61	82.76	108.09	127.89	176.58	198.02
21	38.44	55.49	68.39	81.29	106.10	125.50	173.17	194.16
22	37.82	54.55	67.21	79.87	104.20	123.20	169.91	190.48
23	37.22	53.65	66.07	78.50	102.36	121.00	166.81	186.97
24	36.64	52.77	64.97	77.18	100.60	118.90	163.84	183.63
25	36.08	51.93	63.92	75.90	98.91	116.87	161.01	180.43
26	35.54	51.11	62.89	74.68	97.28	114.93	158.29	177.38
27	35.02	50.33	61.91	73.49	95.71	113.06	155.69	174.45
28	34.51	49.57	60.95	72.34	94.19	111.26	153.19	171.65
29	34.02	48.83	60.03	71.23	92.73	109.52	150.79	168.96
30	33.55	48.12	59.13	70.15	91.32	107.85	148.49	166.37
31	33.09	47.43	58.27	69.11	89.96	106.24	146.27	163.89
32	32.65	46.76	57.43	68.10	88.64	104.68	144.13	161.50
33	32.22	46.11	56.62	67.12	87.36	103.18	142.07	159.20
34	31.80	45.48	55.83	66.18	86.13	101.73	140.09	156.98
35	31.39	44.87	55.06	65.25	84.93	100.32	138.17	154.84
36	31.00	44.28	54.32	64.36	83.78	98.96	136.32	152.78
37	30.62	43.70	53.60	63.49	82.65	97.64	134.54	150.79
38	30.25	43.14	52.90	62.65	81.56	96.36	132.81	148.87
39	29.88	42.60	52.21	61.83	80.51	95.13	131.14	147.00
40	29.53	42.07	51.55	61.04	79.48	93.93	129.52	145.20
41	29.19	41.55	50.91	60.26	78.48	92.76	127.95	143.46
42	28.86	41.05	50.28	59.51	77.51	91.63	126.43	141.77
43	28.53	40.57	49.67	58.77	76.57	90.53	124.96	140.14
44	28.22	40.09	49.08	58.06	75.66	89.46	123.53	138.55
45	27.91	39.63	48.50	57.36	74.77	88.42	122.14	137.01
46	27.61	39.18	47.93	56.68	73.90	87.41	120.79	135.52
47	27.32	38.74	47.38	56.02	73.05	86.43	119.48	134.06
48	27.03	38.31	46.85	55.38	72.23	85.47	118.21	132.65
49	26.76	37.90	46.32	54.75	71.43	84.54	116.97	131.28
50	26.49	37.49	45.81	54.14	70.64	83.63	115.77	129.95

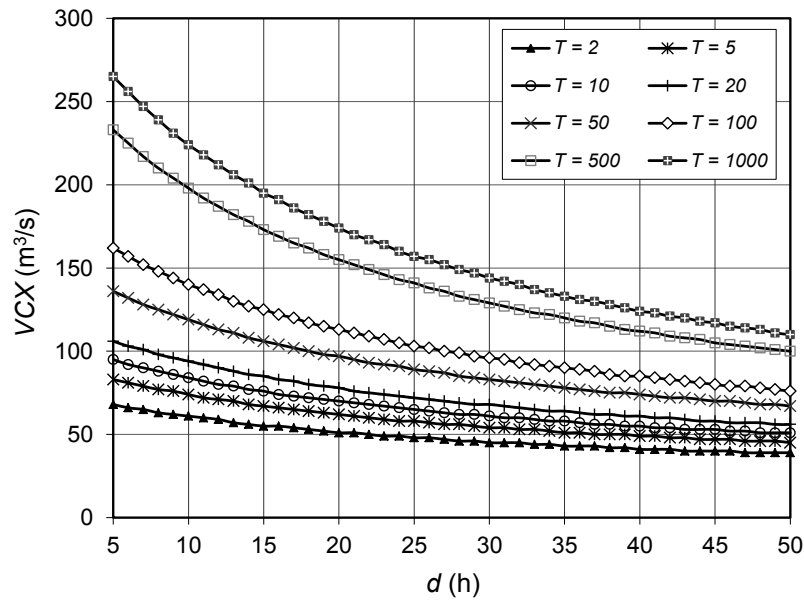


Figure 3.21 : Courbes QdF en VCX suivant le modèle de Vandenesse de l'oued Mekerra.

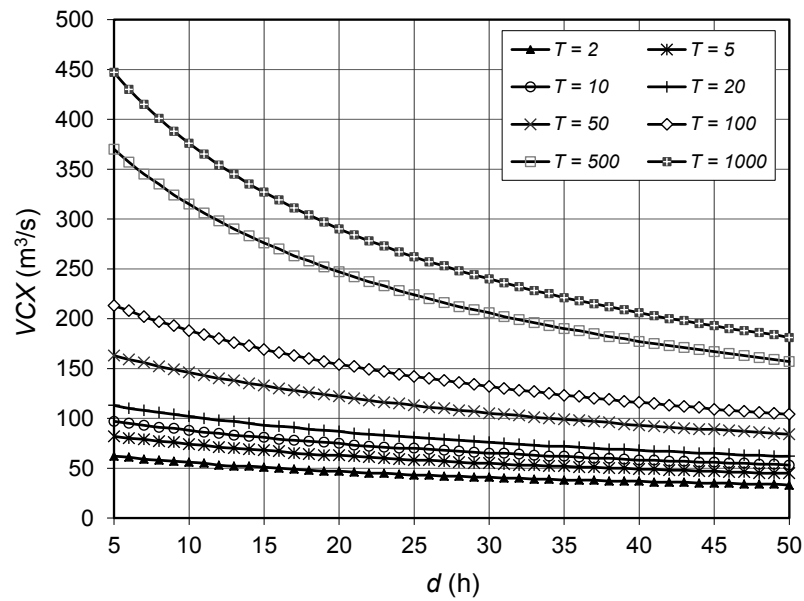


Figure 3.22 : Courbes QdF en VCX suivant le modèle de Soyans de l'oued Mekerra.

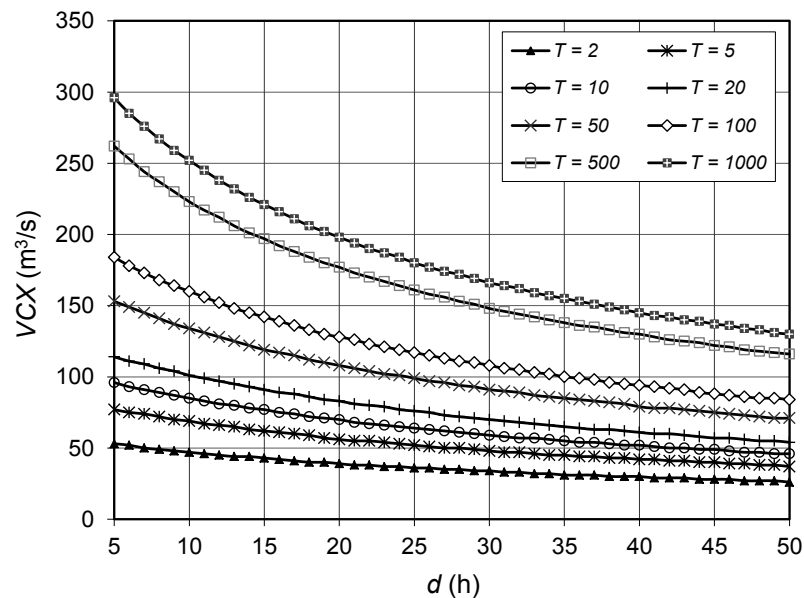


Figure 3.23 : Courbes QdF en VCX suivant le modèle de Florac de l'oued Mekerra.

Pour affiner le choix, il importe de disposer de critères quantitatifs plus objectifs que les éléments qualitatifs présentés ci-dessus. Ces critères reposent sur la comparaison entre les caractéristiques de débit,  $QIXA10$ , et la durée  $D$  de la crue caractéristique du bassin versant étudié et le régime pluviométrique dans lequel il se situe, qui s'analyse simplement par les gradex des pluies observées (Gilard, 1998).

Des études menées sur une centaine de bassins versants dans des contextes hydrologiques différentes ont permis de définir des règles de choix des modèles QdF (Prudhomme, 1995). On définit la limite (Figure 3.24) d'apparition entre les différents modèles par les équations suivantes :

- Limite  $L1$  entre les modèles de Vandenesse et Florac :

$$\frac{A_p(d)}{QIXA10} = \frac{1}{0.768 \frac{d}{D} + 2.332} \equiv \frac{1}{0.0768d + 2.332} \quad (3.36)$$

- Limite  $L2$  entre les modèles de Florac et Soyans :

$$\frac{A_p(d)}{QIXA10} = \frac{1}{0.419 \frac{d}{D} + 1.580} \equiv \frac{1}{0.0419d + 1.580} \quad (3.37)$$

Ces limites ont été définies sur la base d'une centaine de couples expérimentaux qui se caractérisent par une certaine dispersion des échantillons analysés. Aussi, il convient de travailler sur plusieurs durées différentes pour obtenir le meilleur résultat. Le choix du modèle se fera en fonction du maximum de réalisations dans un domaine donné.

Dans le cas de l'indisponibilité des gradex de pluie  $A_p(d)$ , et pour choisir le modèle QdF de référence adapté aux crues de l'oued Mekerra, la démarche suivante peut être introduite :

1. Détermination des caractéristiques  $QIXA10$  et  $D$  ;
2. Construction des séries  $VCXd$  sup seuil ;
3. Ajustement des séries  $VCXd$  sup seuil à une distribution de Gumbel ;
4. Détermination des courbes QdF de référence en  $VCX$  à partir de  $QIXA10$  et  $D$  ;
5. Localisation des  $VCXdT$  locales par rapport aux courbes QdF de référence ;
6. Utilisation des critères pour le choix du modèle QdF de référence.

Les étapes 1 à 4 ont été réalisées, les quantiles  $VCXdT$  locaux dans ce cas peuvent être estimés (Tableau 3.1), ou calculés par la formule analytique issue du concept géométrique (Tableau 3.3).

Afin de différencier entre les quantiles locaux et calculés par un modèle QdF de référence, soit les notations suivantes :

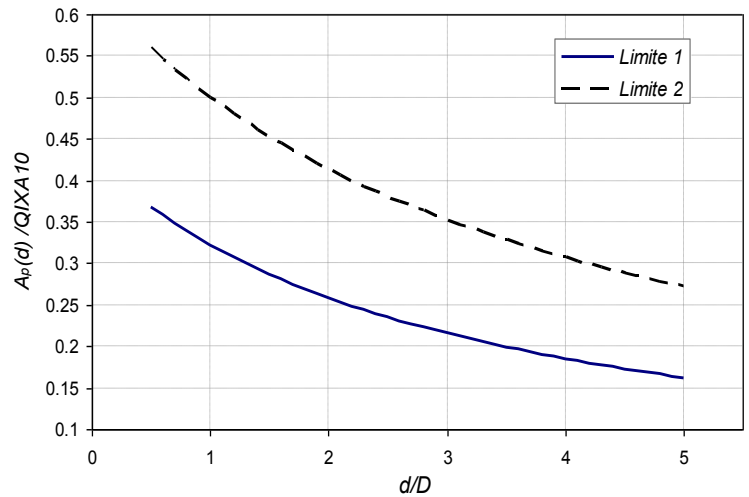


Figure 3.24 : Limites  $L1$  et  $L2$  dans le cas de l'oued Mekerra ( $QIXA10 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $D = 10 \text{ h}$ ).

$(VCXdT)_e$ : Quantile  $VCXdT$  estimé par la loi de Gumbel (Tableau 3.1)

$(VCXdT)_a$ : Quantile  $VCXdT$  local calculé par la formule analytique (Tableau 3.3).

$(VCXdT)_m$ : Quantile  $VCXdT$  calculé par les modèles QdF de référence (Tableaux 3.6, 3.7 et 3.8) ( $m$  prend les lettres  $V$  pour Vandenesse,  $S$  pour Soyans et  $F$  pour Florac).

La Figure 3.25, illustrent pour chaque période de retour, la comparaison entre les quantiles  $(VCXdT)_e$ ,  $(VCXdT)_a$ ,  $(VCXdT)_V$ ,  $(VCXdT)_S$  et  $(VCXdT)_F$ :

Pour affiner le choix du modèle QdF de référence du bassin versant de l'oued Mekerra, et vue l'indisponibilité des gradex des pluies, les trois critères suivants ont été employés :

- critère de Nash (Nash et al., 1970) ;
- critère de la tangente de la droite linéaire  $TL$  (Annexe 4) ;
- critère de la racine de l'erreur quadratique moyenne  $RMSE$ .

Le critère de Nash (Figure 3.26), est utilisé pour évaluer la qualité des simulations, ce critère est exprimé par :

$$Nash(T) = 1 - \frac{\sum_{i=d_1}^{d_2} ((VCXiT)_{e \text{ ou } a} - (VCXiT)_m)^2}{\sum_{i=d_1}^{d_2} ((VCXiT)_{e \text{ ou } a} - (VCXT)_{e \text{ ou } a}^{moy})^2} \quad (3.38)$$

Le critère de Nash, peut varier de  $-\infty$  à 1. La valeur optimale est 1 (calage parfaite). Une valeur nulle signifie que le modèle n'est pas meilleur. Une valeur supérieure à 0.7 est habituellement considérée comme satisfaisante.

Le critère du de la tangente linéaire  $TL$  (Annexe 4), traduit la semi-égalité entre les quantiles de débits estimés et les débits calculés (Figure 3.27) par l'un des modèles QdF de référence par rapport à la première bissectrice, il est exprimé par :

$$TL(T) = \frac{\sum_{i=d_1}^{d_2} (VCXiT)_{e \text{ ou } a} (VCXiT)_m}{\sum_{i=d_1}^{d_2} (VCXiT)_{e \text{ ou } a}^2} \quad (3.39)$$

La tangente linéaire renseigne sur l'égalité ou la semi-égalité qui peut exister entre les couples d'éléments, si cette quantité ( $TL$ ) est proche de 1, le modèle est accepté.

Le critère de la racine de l'erreur quadratique moyenne  $RMSE$  (Figure 3.28), traduit l'erreur moyenne entre les débits calculés ou estimés, et les débits calculés par l'un des modèles QdF, il est exprimé par :

$$RMSE(T) = \left( \frac{1}{d_2 - d_1 + 1} \sum_{i=d_1}^{d_2} ((VCXiT)_{e \text{ ou } a} - (VCXiT)_m)^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.40)$$

Si le  $RMSE$  est proche de 0 le modèle est meilleur.

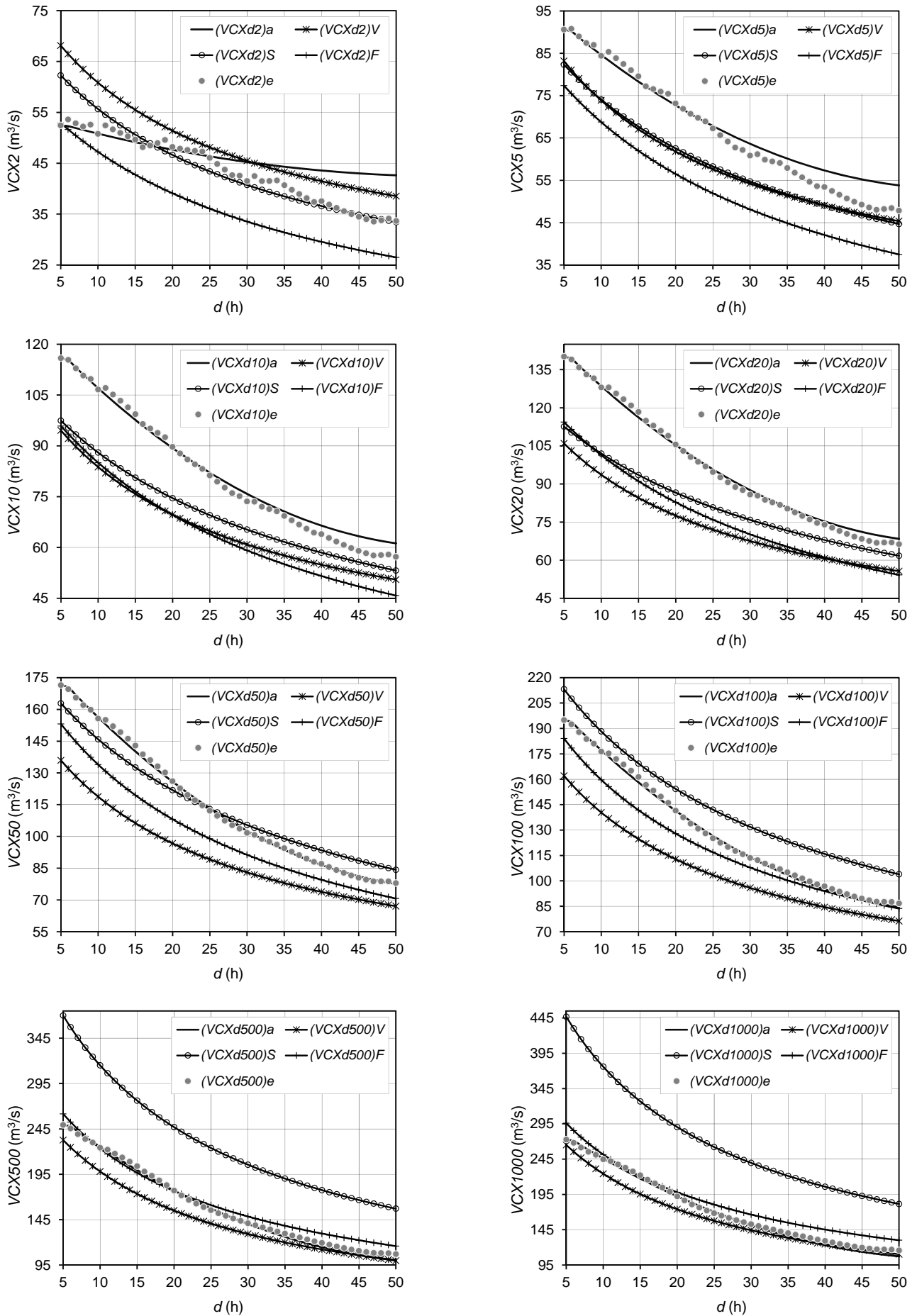


Figure 3.25 : Comparaison entre les quantiles estimés et calculés.



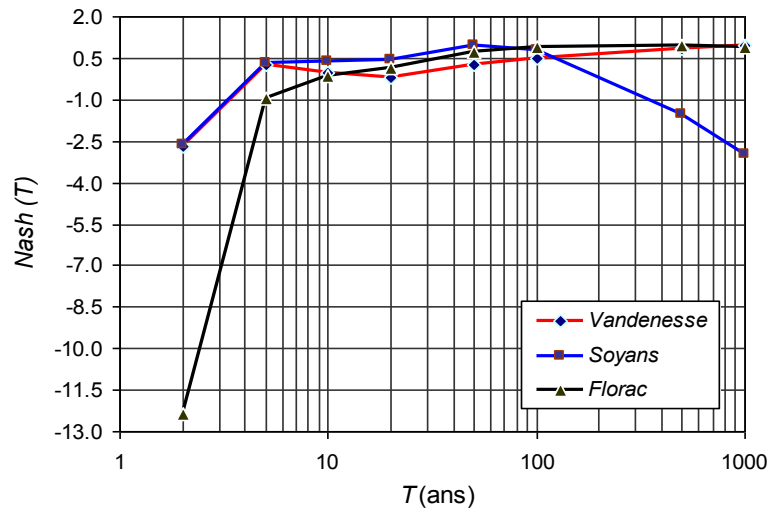


Figure 3.26 : Calcul du coefficient de Nash.

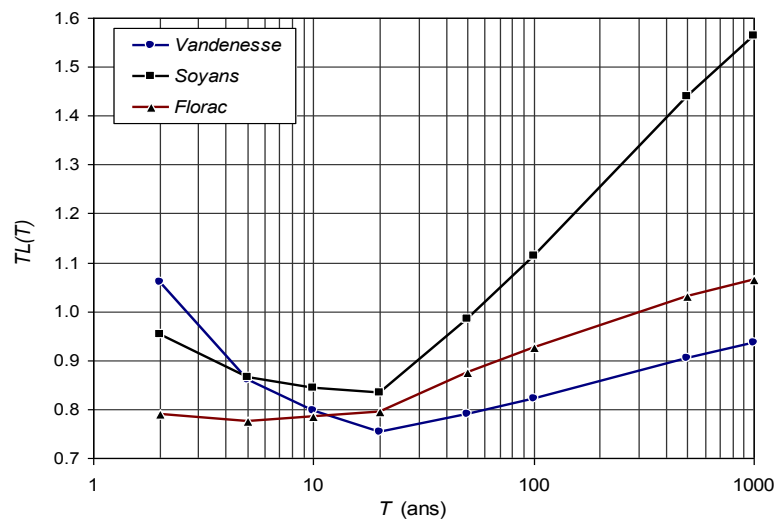


Figure 3.27 : Calcul de la tangente linéaire  $TL(T)$ .

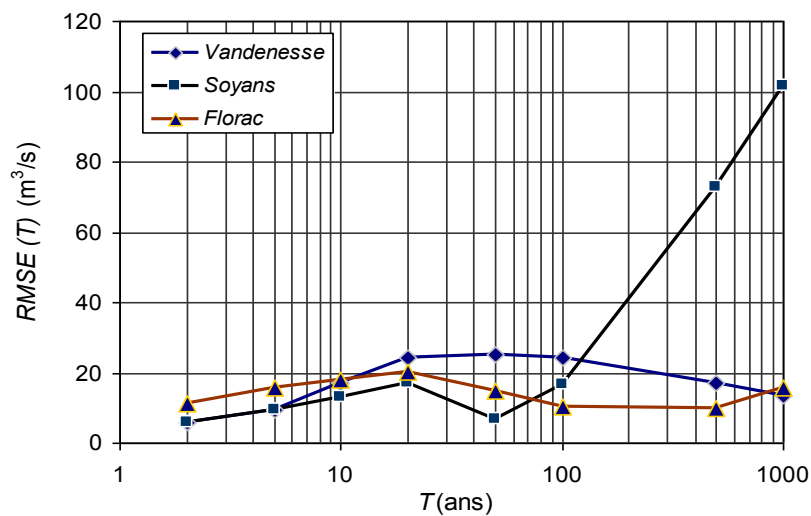


Figure 3.28 : Calcul du coefficient  $RMSE(T)$ .

D'après les résultats obtenus suivant ces critères, montrent que le modèle QdF de Soyans est meilleur que les deux autres dans le domaine des fréquences observables ( $0.5 \leq T \leq 100$  ans), et le modèle QdF de Florac est le modèle le plus adapté dans le domaine des fréquences rares ( $T > 100$  ans).

D'après la comparaison des graphes dans chaque figure, les résultats dans le modèle de Florac sont aussi acceptable, et il y a une légère différence avec les résultats obtenus pour le modèle de Soyans dans le domaine des fréquences observables.

En plus de ces résultats, le facteur hydro-climatique a son rôle sachant que le modèle de Soyans à priori est représentatif du climat continental, par contre le modèle de Florac est représentatif du climat méditerranéen, ce qui ramène à dire que le modèle QdF de Florac, type bassin de référence, est le plus adapté aux crues du bassin versant de l'oued Mekerra.

L'expression du débit  $VCXdT$  du bassin versant de référence de l'oued Mekerra est :

- Pour  $0.5 \leq T \leq 20$  ans,

$$VCXdT = 110 \left[ \frac{\ln T}{1.12 \frac{d}{10} + 3.56} + \frac{1}{0.95 \frac{d}{10} + 3.18} + 0.039 \right] \quad (3.41)$$

- Pour  $20 < T \leq 1000$  ans,

$$VCXdT = VCX_{10} + 110 \left[ \left( \frac{1}{1.56 \frac{d}{10} + 1.91} + 0.085 \right) \ln \left( 1 + \frac{\frac{1}{1.12 \frac{d}{10} + 3.56}}{\frac{1}{1.56 \frac{d}{10} + 1.91} + 0.085} \left( \frac{T-10}{10} \right) \right) \right] \quad (3.42)$$

### 3.6.4. Modèle QdF en débits seuils.

Une fois le modèle QdF de référence pour les débits  $VCX$  est déterminé, le modèle QdF de référence en débit seuil  $QCX$  est peut être déduit facilement et l'expression des  $QCXdT$  est donc :

- Pour  $0.5 \leq T \leq 20$ ans,

$$QCXdT = 110 \left[ \left( \frac{1}{3.05 \frac{d}{10} + 3.53} \right) \ln T + \frac{1}{2.13 \frac{d}{10} + 2.96} + 0.01 \right] \quad (3.43)$$

- Pour  $20 < T \leq 1000$  ans,

$$QCXdT = QCX_{10} + 110 \left[ \left( \frac{1}{2.78 \frac{d}{10} + 1.77} + 0.04 \right) \ln \left( 1 + \frac{\frac{1}{3.05 \frac{d}{10} + 3.53}}{\frac{1}{2.78 \frac{d}{10} + 1.77} + 0.04} \frac{T-10}{10} \right) \right] \quad (3.44)$$

Les quantiles (Tableau 3.9) et les courbes Débit – durée – Fréquence associé en débits seuil  $QCX$  du l'oued Mekerra (Figure 3.29) peuvent être obtenus.

**Tableau 3.9** : Quantiles  $QCXdT$  (en  $m^3/s$ ) de l'oued Mekerra.

$d(h)$	$T = 2$	$T = 5$	$T = 10$	$T = 20$	$T = 50$	$T = 100$	$T = 500$	$T = 1000$
5	43.51	63.45	78.53	93.62	124.39	148.76	209.46	236.33
6	41.28	60.09	74.31	88.54	117.27	139.97	196.40	221.35
7	39.27	57.06	70.52	83.98	110.96	132.23	185.00	208.31
8	37.46	54.34	67.11	79.88	105.32	125.35	174.96	196.87
9	35.81	51.87	64.02	76.17	100.25	119.19	166.05	186.73
10	34.30	49.62	61.20	72.79	95.67	113.64	158.08	177.68
11	32.92	47.56	58.63	69.71	91.50	108.62	150.91	169.56
12	31.65	45.66	56.27	66.87	87.70	104.05	144.42	162.22
13	30.47	43.92	54.09	64.27	84.22	99.87	138.52	155.56
14	29.39	42.31	52.08	61.86	81.02	96.04	133.13	149.48
15	28.38	40.81	50.22	59.63	78.06	92.51	128.19	143.91
16	27.44	39.42	48.49	57.56	75.32	89.25	123.63	138.80
17	26.56	38.13	46.88	55.63	72.77	86.23	119.43	134.07
18	25.74	36.92	45.37	53.82	70.41	83.42	115.54	129.70
19	24.98	35.78	43.96	52.14	68.19	80.80	111.91	125.64
20	24.25	34.72	42.64	50.55	66.12	78.35	108.54	121.86
21	23.57	33.72	41.39	49.07	64.18	76.05	105.39	118.33
22	22.93	32.78	40.22	47.67	62.36	73.90	102.44	115.03
23	22.33	31.89	39.12	46.35	60.64	71.88	99.67	111.93
24	21.75	31.04	38.07	45.10	59.02	69.97	97.06	109.02
25	21.21	30.25	37.08	43.92	57.49	68.17	94.61	106.28
26	20.70	29.49	36.15	42.80	56.04	66.47	92.29	103.70
27	20.21	28.78	35.26	41.74	54.67	64.86	90.10	101.25
28	19.74	28.09	34.41	40.73	53.37	63.33	88.03	98.94
29	19.30	27.45	33.61	39.77	52.13	61.88	86.06	96.75
30	18.88	26.83	32.84	38.85	50.95	60.49	84.20	94.67
31	18.47	26.24	32.11	37.98	49.82	59.18	82.42	92.70
32	18.09	25.67	31.41	37.15	48.75	57.93	80.73	90.82
33	17.72	25.13	30.74	36.35	47.73	56.73	79.12	89.02
34	17.37	24.62	30.10	35.59	46.75	55.59	77.58	87.31
35	17.03	24.12	29.49	34.86	45.81	54.49	76.11	85.68
36	16.70	23.65	28.91	34.16	44.92	53.45	74.71	84.12
37	16.39	23.20	28.34	33.49	44.06	52.44	73.36	82.63
38	16.09	22.76	27.80	32.85	43.23	51.48	72.07	81.19
39	15.81	22.34	27.28	32.23	42.44	50.55	70.83	79.82
40	15.53	21.94	26.78	31.63	41.68	49.67	69.65	78.50
41	15.26	21.55	26.30	31.06	40.94	48.81	68.50	77.24
42	15.01	21.17	25.84	30.51	40.24	47.99	67.41	76.02
43	14.76	20.81	25.39	29.97	39.56	47.20	66.35	74.85
44	14.52	20.46	24.96	29.46	38.90	46.43	65.33	73.72
45	14.29	20.13	24.55	28.97	38.27	45.70	64.35	72.63
46	14.06	19.80	24.15	28.49	37.66	44.99	63.41	71.59
47	13.85	19.49	23.76	28.03	37.07	44.30	62.49	70.57
48	13.64	19.19	23.38	27.58	36.50	43.64	61.61	69.60
49	13.44	18.89	23.02	27.15	35.94	43.00	60.76	68.65
50	13.24	18.61	22.67	26.73	35.41	42.38	59.93	67.74

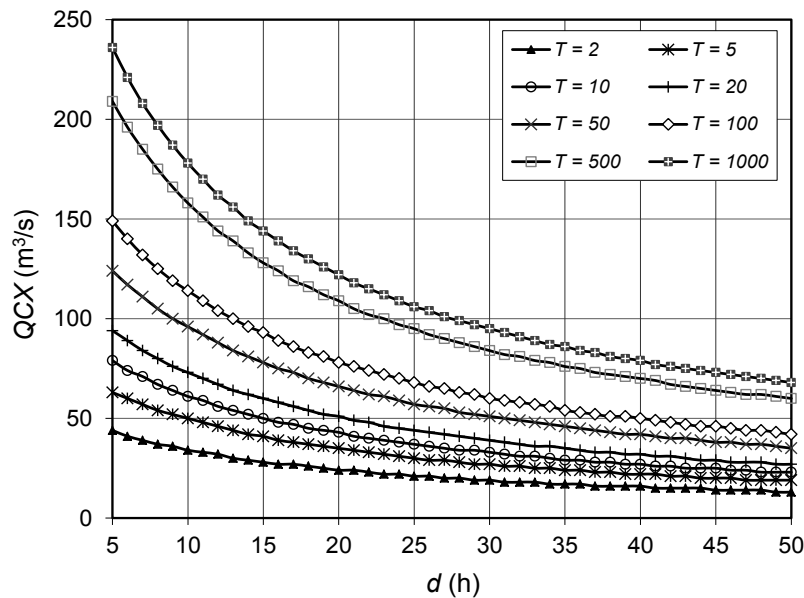


Figure 3.29 : Courbes QdF en QCX (de Florac) de l'oued Mekerra.

### 3.7. L'utilité des modèles QdF.

Les modèles QdF en débit moyen volume  $VCX$ , et en débit seuil  $QCX$  seront utilisés pour différentes opérations, en particulier, le transfert tout le long du cours d'eau étudié, le calcul des entrées du modèle hydraulique et le calcul des périodes de retour équivalentes aux objectifs de protection.

Les événements de crue réellement observés dans les cours d'eau ne peuvent être qualifiés en terme de période moyenne de retour pour la bonne raison que celle-ci varie suivant la durée sur laquelle le phénomène observé est analysé.

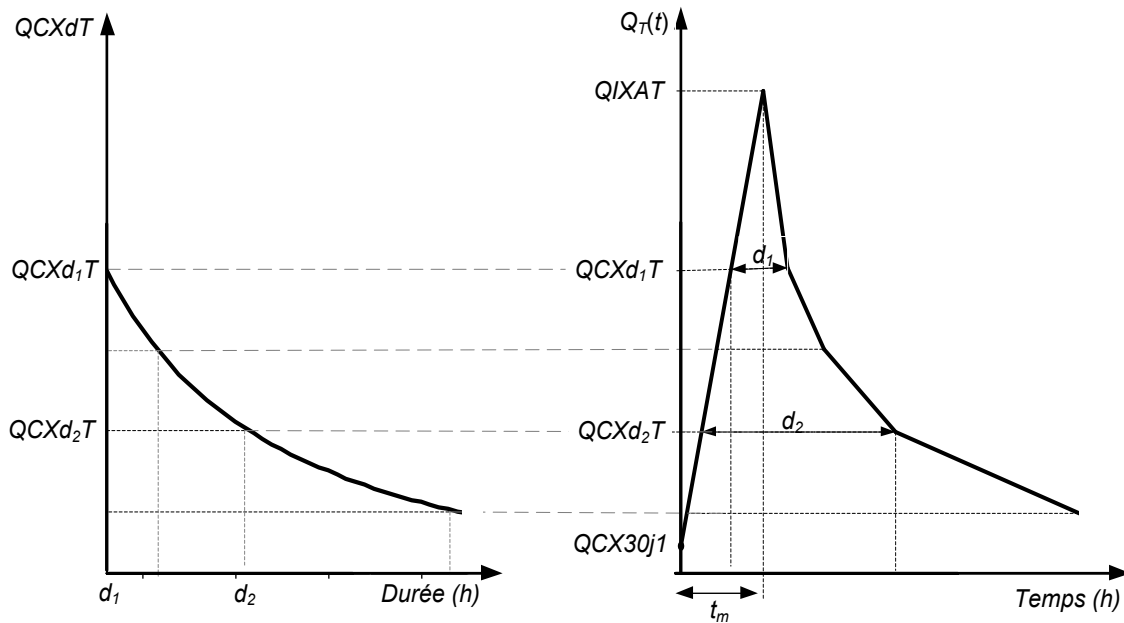
Les apports au modèle hydraulique vont pouvoir être calculés simplement à partir de ces modèles QdF. En régime permanent, la lecture directe des débits instantanés maxima obtenus pour différentes périodes de retour donne les débits correspondant aux entrées du modèle hydraulique. En régime transitoire, il est nécessaire au préalable de construire des hydrogrammes synthétiques mono-fréquence (HSMF), dérivés des modèles QdF.

La Figure 3.30, présente le principe de construction des hydrogrammes synthétiques mono-fréquence (HSMF). Il faut noter que pour tracer ces hydrogrammes, il faut avoir le temps de montée  $t_m$  qui égale à 13 heures (Figure 3.8). A partir de la courbe de montée supposée linéaire en première approximation par hypothèse, une montée supposée linéaire entre un débit de base initial qui peut être égal au quantile de débit continûment dépassé pendant une durée de  $d = 30$  jours pour une période de retour de un an ( $T = 1$  an) c'est-à-dire  $QCX_{30j1}$  qui vaut par application de la formule (3.45)  $6.22 \text{ m}^3/\text{s}$  vers le débit instantané maximal annuel de même fréquence (période de retour  $T$ ),  $Q_{IXAT}$ . Pour la construction de la courbe de décrue de l'hydrogramme, il suffit de reporter les couples  $(d, QCX_d T)$  donnés par le modèle QdF validé (Galéa et al., 1994). Mathématiquement, la construction des HSMF peuvent être explicitée pour une période de retour  $T$  comme suit :

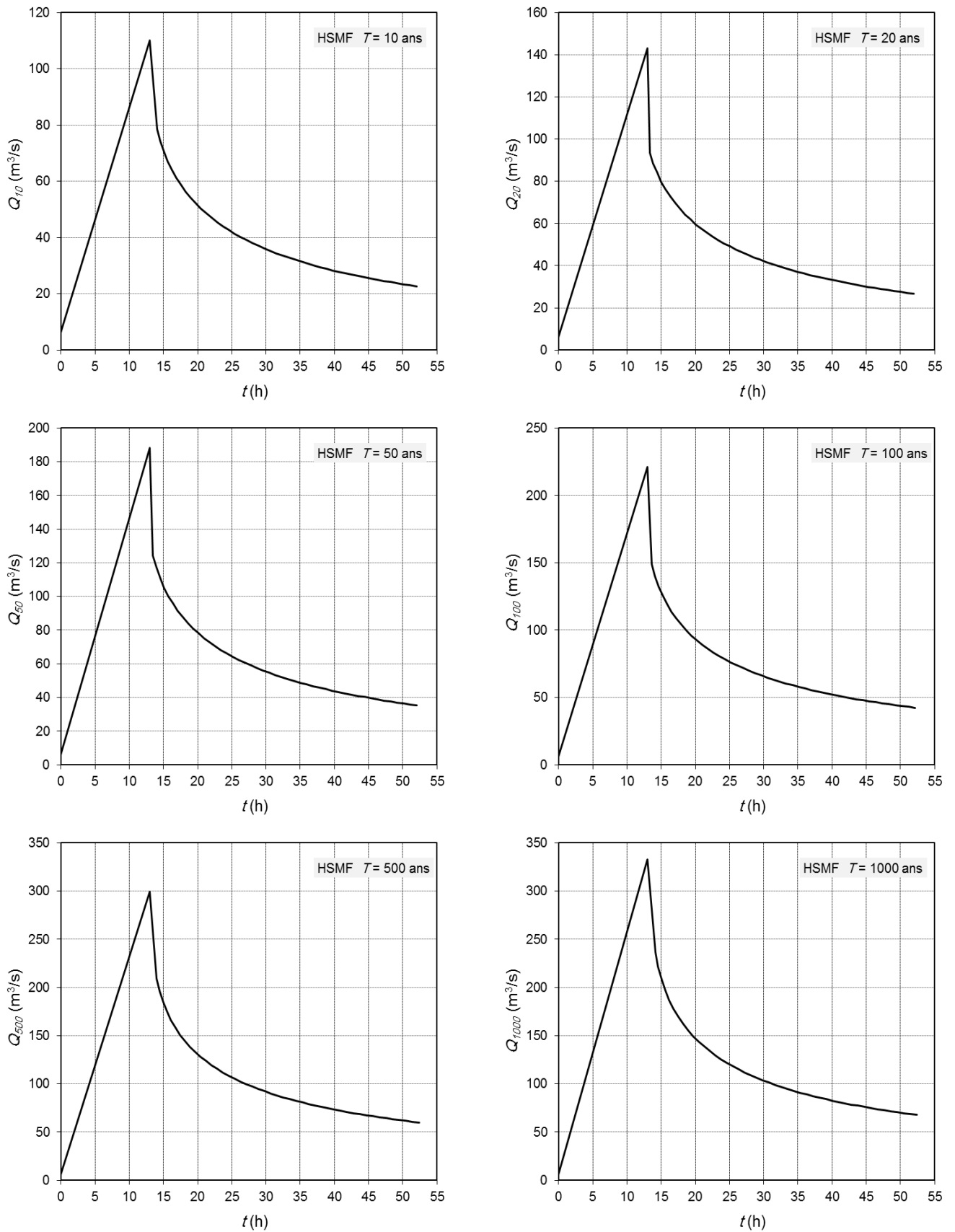
$$Q_T(t) = \begin{cases} (QIXAT - QCX30j1) \frac{t}{t_m} + QCX30j1, & \text{si } 0 \leq t \leq t_m, \\ QCXdT, & \text{si } t \geq t_m; \quad t = \left( \frac{QCXdT - QCX30j1}{QIXAT - QCX30j1} \right) t_m + d. \end{cases} \quad (3.45)$$

La fonction de l'hydrogramme synthétique mono-fréquence  $Q_T(t)$  ainsi décrite, contient le quantile  $QIXAT$  (§ Chapitre 2), pour tracer l'hydrogramme synthétique mono-fréquence, il faut que le quantile  $QCX(D/2)T$  est inférieur à  $QIXAT$  dans le cas contraire, l'hydrogramme ne peut pas être tracé pour cette période de retour. Pour le cas du bassin versant de l'oued Mekerra, le seul cas correspond à cette lacune est pour la période de retour  $T = 2$  ans car le quantile  $QCX5h2 = 44 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $QIXA2 = 32 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Les hydrogrammes synthétiques tracés (Figure 3.31) ne correspondent pas à des crues réelles, mais les débits de synthèse  $QCX$  ont pour particularité, quel que soit la durée considérée, de dépasser pendant cette durée le quantile de débit de la fréquence correspondante. De plus, leur cohérence avec les volumes de crue obtenus par intégration d'un hydrogramme synthétique mono fréquence sont cohérents avec les quantiles en  $V CX$  de même période moyenne de retour. Cette propriété montre la cohérence de ces hydrogrammes avec le régime hydrologique du bassin versant étudié, et permet d'assurer que leur utilisation comme entrée des modèles hydrodynamiques conduit bien à gérer des volumes de crues pertinents.



**Figure 3.30** : Procédure de construction de l'Hydrogramme Synthétique Mono-Fréquence (HSMF).



**Figure 3.31** : Hydrogrammes Synthétiques Mono Fréquence (HSMF) de l'oued Mekerra.

### 3.8. Conclusion.

Le régime de crue du bassin versant de l'oued Mekerra a été explicité par une détermination du modèle QdF type bassin de référence de Florac, qui traduit la liaison entre le débit, la durée et la période de retour, cette modélisation sera utilisée dans l'étude de la vulnérabilité.

La connaissance du modèle QdF en débit seuil a permis de tracer les hydrogrammes synthétiques mono fréquence, qui constituent des éléments essentiels à l'entrée du modèle hydrodynamique dans un but de déterminer l'aléa d'une inondation caractérisée par une période moyenne de retour  $T$ .



## Chapitre 4.

### Modélisation Hydraulique

Les écoulements à surface libre dans le système de réseau hydrographique d'un bassin versant est un processus distribué où le débit, la vitesse et la profondeur varient en fonction de l'espace et du temps à travers le cours d'eau. L'estimation du débit ou la hauteur à une section locale importante du cours d'eau est souvent faite par un modèle distribué, basé sur les équations de Barré de Saint-Venant unidimensionnelle. L'utilisation des modèles hydrauliques permet de traduire la connaissance du régime hydrologique obtenu par les modèles QdF en information spatialisée permettant, en particulier, de quantifier sur chaque parcelle. Par ailleurs, lorsque la prise en compte des paramètres de profondeur et éventuellement de la vitesse est nécessaire, ce sont eux qui permettent de reconstituer les courbes de tarage  $Q(z)$  locales nécessaires pour traduire l'objectif de protection affiché en une variable équivalente.

Le niveau de modélisation le plus adapté à la détermination de l'aléa reste le modèle monodimensionnel en régime transitoire c'est-à-dire variable au cours du temps, qui permet à la fois de modéliser les cours d'eau relativement conséquents sur plusieurs dizaines de kilomètres en linéaire.

Il existe aussi, des modèles plus complexes que les modèles monodimensionnels, que ce soit en 2D qui reposent sur les équations de Barré de Saint – Venant, ou en 3D qui reposent sur les équations de Navier – Stokes avec des simplifications plus au moins importantes selon le type de modèle considéré.

En aménagement des cours d'eau, les modèles 2D sont les seuls à être utilisés de manière opérationnelle avec des simplifications tenant compte de plusieurs hypothèses, par contre les modèles plus complexes (3D) étant réservés généralement à des programmes de recherche.

#### 4.1. Modélisation unidimensionnelle.

Le principe de ces modèles repose sur les équations de Barré de Saint – Venant traduisant les principes de base de la physique, appliqué généralement à un fluide incompressible, à savoir le principe de la conservation de la masse, et le principe de la conservation de la quantité de mouvement.

L'établissement de ces équations, nécessite des données concernant d'abord la topographie complète du lit du cours d'eau (Figure 4.1), où cette modélisation à une certaine spécificité qui est peut être différente à celle étudiée dans le cas des écoulements dans les canaux prismatiques.

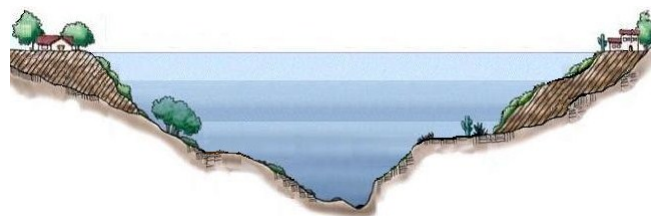


Figure 4.1 : Lit d'un cours d'eau.

La plupart des équations développées par la suite dérivent de deux relations fondamentales de la mécanique des milieux continus, à savoir l'équation de continuité ou principe de conservation de la masse, et l'équation du principe de la conservation de la quantité de mouvement ou relation fondamentale de la dynamique.

Les équations de Barré de Saint – Venant 1D reposent sur les hypothèses suivantes (Drouin, 1991) :



- l'écoulement à une direction privilégiée (écoulement 1D) correspond à l'axe principal ;
- les vitesses transversales sont négligeables de sorte que le niveau est horizontal dans la direction perpendiculaire à celle de l'écoulement ;
- l'écoulement varie graduellement le long du canal, la répartition de la pression est hydrostatique et varie verticalement, ainsi que l'accélération suivant la verticale est négligeable (Chow, 1959) ;
- La formule de Manning est applicable ;
- la courbure des lignes de courant doit rester faible.

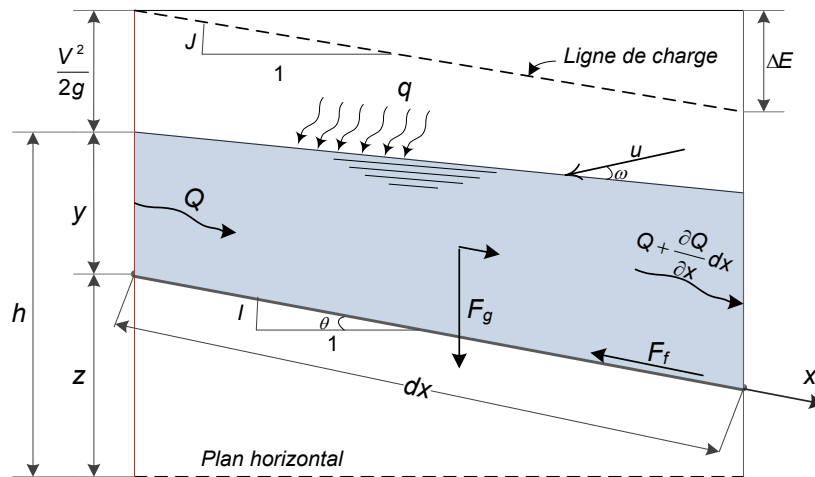
#### 4.1.1. Equation de continuité.

Elle stipule que le taux de variation de la masse d'un système matériel est égal à l'apport de masse au système considéré, si le volume et la surface de ce système sont respectivement  $\Omega$  et  $\Sigma$ , on a :

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} \rho d\Omega + \iint_{\Sigma} \rho(\vec{v} \cdot d\vec{\Sigma}) = 0 \quad (4.1)$$

$\vec{v}$  est le vecteur de vitesse d'une particule fluide,  $\rho$  la masse volumique de l'eau, le vecteur  $d\vec{\Sigma}$  étant perpendiculaire à  $\Sigma$  et orienté vers l'extérieur du système.

Soit un élément de l'écoulement de l'eau  $dx$  du canal (Figure 4.2),  $Q$  le débit moyen entrant par la section transversale moyenne  $S$  et  $q$  le débit qui entre par la section latérale, la dimension de  $q$  est exprimée par la dimension du débit rapporté à l'unité de longueur.



**Figure 4.2** : Élément de liquide en écoulement à surface libre (coupe longitudinale).

Pour un accroissement de temps  $\partial t$ , la quantité d'eau entrant par la section  $\Sigma$  est  $-\rho(Q + qdx)$ , et la quantité d'eau sortant à travers la section  $S$  est  $\rho(Q + dQ)$ , la somme totale des quantités d'eau entrant est sortant par la section de contrôle totale  $\Sigma$  est par conséquent :

$$\iint_{\Sigma} \rho(\vec{v} \cdot d\vec{\Sigma}) = -\rho(Q + qdx) + \rho(Q + dQ) = \rho(dQ - qdx) = \left( \frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) \rho dx \quad (4.2)$$

Le volume d'eau dans cet élément est :

$$\iiint_{\Omega} \rho d\Omega = \rho S dx \quad (4.3)$$

Alors, l'accroissement de volume d'eau est :

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} \rho d\Omega = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S dx) = \rho \frac{\partial S}{\partial t} dx \quad (4.4)$$

Finalement, et vue les deux termes obtenus, l'équation de continuité ou première équation de Barré de Saint – Venant s'écrit :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (4.5)$$

#### 4.1.2. Equation de conservation de la quantité de mouvement.

Elle énonce que le taux de variation de la quantité de mouvement d'un système matériel est égal à l'apport de quantité de mouvement au système considéré par application de forces extérieures, ainsi pour le volume de contrôle  $\Omega$  et de surface de contrôle  $\Sigma$ , on a :

$$\sum \vec{F}_{ext} = \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} \rho \vec{v} d\Omega + \iint_{\Sigma} \rho \vec{v} (\vec{v} \cdot d\vec{\Sigma}) \quad (4.6)$$

Le membre de gauche étant la somme des forces de volume agissant sur le fluide au sein du volume de contrôle  $\Omega$ , et des forces agissant sur la surface  $\Sigma$ . Pour un régime permanent, ce bilan de forces devient :

$$\sum \vec{F}_{ext} = \iint_{\Sigma} \rho \vec{v} (\vec{v} \cdot d\vec{\Sigma}) = \vec{F}_{x+dx} - \vec{F}_x \quad (4.7)$$

L'analyse macroscopique évite une détermination détaillée de la structure de l'écoulement. La détermination de la force totale qui s'exerce sur ce système fluide, fait seulement intervenir les caractéristiques du fluide sur les frontières du système envisagé (entrée, sortie et parois latérales). Pour un fluide visqueux, les forces qui s'appliquent sur le volume de contrôle sont les forces de pression, les forces dues aux contraintes visqueuses et turbulentes, le poids la seule force volumique considérée, c'est-à-dire :

$$\sum \vec{F}_{ext} = \vec{F}_g + \vec{F}_f + \vec{F}_p + \vec{F}_s + \vec{F}_w \quad (4.8)$$

##### 4.1.2.1. Forces de gravité et de viscosité (frottement).

Le poids de la quantité d'eau correspondant au volume de contrôle  $\Omega$ , est  $\rho g S dx$ . Pour une pente de canal faible  $l$ , la force de gravité correspondante suivant l'axe  $x$  du sens de l'écoulement est exprimée par :

$$F_g = \rho g S dx \sin \theta \approx \rho g S dx \theta = \rho g S dx l \quad (4.9)$$

La force de viscosité est due spécialement à l'interaction par cisaillement entre l'eau en écoulement avec les parois et le fond du canal, elle est exprimée suivant l'axe  $x$  par  $-\tau_0 \rho_m dx$ , ou  $\tau_0$  est la contrainte de cisaillement et  $\rho_m$  est le périmètre mouillé,  $\tau_0$  exprimé par :

$$\tau_0 = \rho g R_h J = \rho g \left( \frac{S}{P_m} \right) J \quad (4.10)$$

$R_h$ , est le rayon hydraulique, et  $J$  est la pente de frottement, la force de viscosité s'écrit :

$$F_f = -\rho g S J dx \quad (4.11)$$

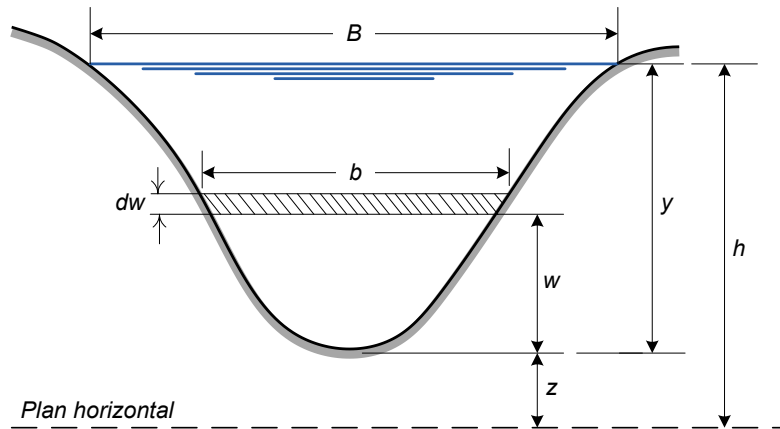
#### 4.1.2.2. Force de pression.

Les deux forces de pression qui agissent sur les deux extrémités de l'élément liquide en mouvement sont  $F_{p1}$  et  $F_{p2}$ , qui sont des forces hydrostatiques, dont la résultante suivant l'axe  $x$  permet d'avoir :

$$F_p = F_{p1} - F_{p2} \quad (4.12)$$

La pression hydrostatique au niveau  $y - w$  (Figure 4.3) est  $\rho g(y - w)$ , par conséquent la force hydrostatique correspondante est  $\rho g(y - w) b dw$  où  $b$  est la largeur de canal qui correspond à ce niveau de profondeur. Alors, la force hydrostatique qui agit sur toute la section est :

$$F_{p1} = \int_0^y \rho g(y - w) b dw \quad (4.13)$$



**Figure 4.3** : Élément de liquide en écoulement à surface libre (coupe transversale).

La force hydrostatique  $F_{p2}$  qui agit de l'autre côté sur l'élément de liquide est exprimée par :

$$F_{p2} = F_{p1} + \frac{\partial F_{p1}}{\partial x} dx = \int_0^y \rho g(y - w) b dw + \frac{\partial}{\partial x} \left( \int_0^y \rho g(y - w) b dw \right) dx \quad (4.14)$$

D'après la règle de différentiation de l'intégrale de Leibnitz (Abramowitz et al., 1964), l'expression est :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \int_0^y \rho g(y - w) b dw \right) = \int_0^y \rho g \frac{\partial y}{\partial x} b dw + \int_0^y \rho g(y - w) \frac{\partial b}{\partial x} dw \quad (4.15)$$

Or,

$$\int_0^y \rho g \frac{\partial y}{\partial x} b dw = \rho g \frac{\partial y}{\partial x} \int_0^y b dw = \rho g S \frac{\partial y}{\partial x} \quad (4.16)$$

Le terme  $\partial b / \partial x$  peut être pris égal à zéro, puisque la variation de la largeur du canal n'a aucun lien avec le déplacement de l'écoulement, soit finalement l'expression de la force de pression résultante :

$$F_p = -\rho g S \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad (4.17)$$

#### 4.1.2.3. Forces de singularité et du vent.

Deux autres types de forces extérieures peuvent agir sur l'élément liquide dans certaines conditions particulières, à savoir : la force due à un changement brusque dans le canal (augmentation ou rétrécissement), et la force due à la vitesse du vent qui agit directement sur la surface du liquide en écoulement.

La force due à une singularité dans le canal est exprimée, suivant l'axe  $x$ , par :

$$F_s = -\rho S \frac{\xi}{2g} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{S^2} \right) dx \quad (4.18)$$

$\xi$ , est le coefficient de singularité, il est strictement négatif dans le cas d'une augmentation brusque dans le canal et strictement positif dans le cas contraire.

La force due à la vitesse du vent est exprimée, suivant l'axe  $x$ , par :

$$F_w = -\tau_w B dx \quad (4.19)$$

$\tau_w$ , est la contrainte de cisaillement à la surface libre du liquide, elle est exprimée par :

$$\tau_w = -\rho \frac{1}{2} C_f |v_r| v_r \quad (4.20)$$

$C_f$ , est le coefficient de cisaillement et  $v_r$ , est la vitesse au niveau de la surface libre, elle est exprimée par :

$$v_r = \frac{Q}{S} - u \cos \omega \quad (4.21)$$

$u \cos \omega$ , c'est la composante suivant l'axe  $x$  de la vitesse du vent  $u$ . L'expression finale de  $F_w$  est :

$$F_w = \frac{1}{2} \rho C_f \left| \frac{Q}{S} - u \cos \omega \right| \left( \frac{Q}{S} - u \cos \omega \right) B dx \quad (4.22)$$

Dans le cas du phénomène de la crue, la somme  $F_s + F_w$  est négligeable devant  $F_g + F_f + F_p$ . Alors la force totale qui agit sur l'écoulement est la somme des trois forces (gravité, viscosité et pression), elle s'écrit :

$$\sum F_{ext} \approx \rho g S I dx - \rho g S J dx - \rho g S \frac{\partial y}{\partial x} dx = \rho g S \left( I - J - \frac{\partial y}{\partial x} \right) dx \quad (4.23)$$

#### 4.1.2.4. Forces de volume.

Les forces de volumes qui agissent sur l'élément liquide en mouvement sont à l'entrée  $F_x$  et à la sortie  $F_{x+dx}$ . La force de volume à l'entrée est :

$$F_x = \iint_{\Sigma_{\text{entrée}}} \rho v (\vec{v} \cdot d\vec{\Sigma}) = \rho(\beta VQ + \beta v_x q dx) \quad (4.24)$$

$\rho\beta VQ$  est le taux de quantité de mouvement entrant par la surface transversale et  $\rho\beta v_x q dx$  est la composante suivant l'axe  $x$  du taux de quantité de mouvement entrant par la surface latérale du canal.  $\beta$  est le coefficient de correction de Boussinesq est calculé pour une distribution non uniforme du champ de vitesses à travers la section  $S$ , son expression est donnée par :

$$\beta = \frac{1}{VS} \iint_S v_z^2 d\Sigma \quad (4.25)$$

Où  $v_z$  est le champ de vitesses traversant la surface  $d\Sigma$ . La valeur  $\beta$  de varie entre 1.01 pour un canal prismatique à 1.33 pour un cours d'eau en crue (Chow, 1959 ; Henderson, 1966), mais d'une façon générale  $\beta = 1$ .

La force de volume à la sortie de l'élément liquide est :

$$F_{x+dx} = \iint_{\Sigma_{\text{sortie}}=S} \rho v (\vec{v} \cdot d\vec{\Sigma}) = \rho \left( \beta VQ + \frac{\partial(\beta vQ)}{\partial x} dx \right) \quad (4.26)$$

Le bilan de forces de volume entre l'entrée et la sortie est alors :

$$\iint_{\Sigma} \rho v (\vec{v} \cdot d\vec{\Sigma}) = -\rho \left( \beta v_x q - \frac{\partial(\beta vQ)}{\partial x} \right) dx \quad (4.27)$$

L'intégrale de volume dans l'équation de conservation de la quantité mouvement est exprimée suivant l'axe  $x$  comme suit :

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} \rho v d\Omega = \rho \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} v d\Omega = \rho \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} v d\Sigma dx \quad (4.28)$$

Or,

$$\iiint_{\Omega} v d\Sigma dx = dx \iint_S v d\Sigma = dx Q \quad (4.29)$$

Soit :

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} \rho v d\Omega = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} dx \quad (4.30)$$

Finalement l'équation de conservation de la quantité mouvement suivant l'axe  $x$  après le développement de tous les termes s'écrit :

$$\rho g S \left( 1 - J - \frac{\partial y}{\partial x} \right) dx = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} dx - \rho \left( \beta v_x q - \frac{\partial(\beta vQ)}{\partial x} \right) dx \quad (4.31)$$

Par division sur  $\rho S dx$  et remplacement de  $v$  par  $Q/S$ , peut être écrite sous la forme suivante :

$$\frac{1}{S} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right) - \frac{\beta v_x q}{S} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(l - J) = 0 \quad (4.32)$$

### 4.1.3. Formes simplifiées des équations de Saint-Venant.

#### 4.1.3.1. Forme vectorielle.

Les équations (4.5) et (4.32) forme le système d'équations de Barré de Saint-Venant d'un écoulement à surface libre non permanent unidimensionnelle. Dans le cas des crues, les apports latéraux sont pratiquement négligeables devant le débit de la crue qui est exceptionnel, alors le système d'équations précédant s'écrit sous la forme :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0, \\ \frac{1}{S} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(l - J) = 0. \end{cases} \quad (4.33)$$

Ce système d'équations peut être écrit sous la forme vectorielle suivant :

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{F}(\bar{U})}{\partial x} = \bar{A}(\bar{U}) \quad (4.34)$$

Avec,

$$\bar{U} = \begin{pmatrix} S \\ Q \end{pmatrix}, \quad \bar{F}(\bar{U}) = \begin{pmatrix} Q \\ \beta \frac{Q^2}{S} + gSy \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad \bar{A}(\bar{U}) = \begin{pmatrix} 0 \\ gS(l - J) \end{pmatrix}$$

D'après la Figure 4.3 :

$$h = z + y \Rightarrow \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x}$$

Sachant que  $\partial z / \partial x = -l$  (Figure 4.2), l'équation de conservation de la quantité mouvement s'écrit :

$$\frac{1}{S} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right) + g \frac{\partial h}{\partial x} + gJ = 0 \quad (4.35)$$

D'après la formule de Manning (Akan, 2006), l'expression de  $J$  s'écrit en fonction de  $Q$ ,  $p_m$  et  $S$  :

$$J = \frac{n^2 v^2}{k_n^2 R_h^{4/3}} = \frac{n^2 Q^2}{k_n^2 S^2 R_h^{4/3}} = \frac{n^2 p_m^{4/3} Q^2}{k_n^2 S^{10/3}} = \left( \frac{Q}{K(y)} \right)^2 \quad (4.36)$$

$K(y) = k_n S^{5/3} / n p_m^{2/3}$ , dite la débitance du canal qui est fonction uniquement de la profondeur  $y$ ,  $n$  est le coefficient de rugosité de Manning et  $k_n = 1.0 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ . L'équation de conservation de la quantité mouvement s'écrit en fonction du débit  $Q$  :

$$\frac{1}{S} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g \left( l - \frac{Q^2}{K^2} \right) = 0 \quad (4.37)$$

Les équations de Saint Venant sont des équations aux dérivées partielles (EDP) de type hyperbolique, toutes les variables ( $y, Q, S, \beta, I, n, p_m$ ) sont fonction du temps  $t$  et de la distance  $x$ . Autrement dit, à une section locale de position fixée  $x_0$ , la profondeur de l'écoulement  $y$ , le débit  $Q$  et les autres variables ( $S, \beta, I, n, p_m$ ) varient en fonction du temps  $t$ . Aussi pour un temps donné  $t_0$ , ces variables varient en fonction de la position  $x$  dans le canal. Pour un canal, et pour une section fixe, la géométrie de la section transversale  $S$ , le coefficient de rugosité  $n$ , la pente du canal, etc., les seules inconnues dans les équations de Saint-Venant sont le débit  $Q$  et la profondeur  $y$ . le temps  $t$  et la position  $x$  sont les variables indépendants dans ces équations. Une condition initiale et deux conditions aux frontières sont nécessaires afin de résoudre le système d'équations de Saint-Venant.

**4.1.3.2. Forme non-conservative.**

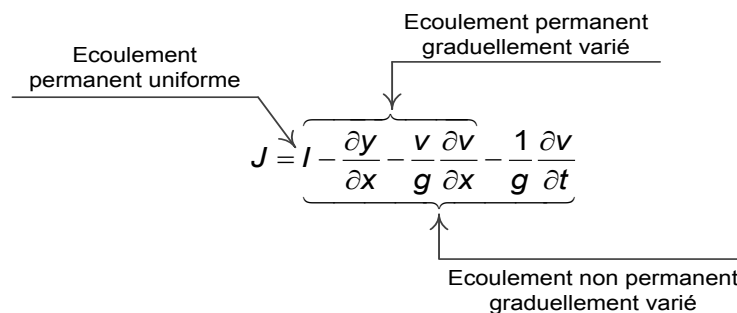
Dans certaines méthodes de résolution des équations de Saint-Venant, il est nécessaire aussi de passer à la forme dite non-conservative (Chow et al., 1988). Pour une unité de largeur (c'est-à-dire  $B = 1$ ), la surface  $S = 1 \cdot y = y$  et le débit  $Q = v \cdot S = v \cdot 1 \cdot y$ , l'équation de continuité dans ce cas s'écrit :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \Rightarrow \frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} y = 0$$

Pour l'équation de conservation de la quantité de mouvement et pour  $\beta \approx 1$ , sa forme non-conservative de s'écrit :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I - J) = 0 \tag{4.38}$$

Qui peut être transformée comme :



Alors le système d'équations non-conservative de Saint-Venant s'écrit :

$$\begin{cases} \frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} y = 0, \\ \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I - J) = 0. \end{cases} \tag{4.39}$$

**4.2. Résolution des équations de Saint-Venant.**

Les équations de Saint-Venant ne permettent d'avoir une solution analytique directe, sauf dans quelques cas spéciaux et simples. Parmi les méthodes numériques utiles pour la résolution de ces équations, est celle des différences finies.

### 4.2.1. Terminologie de la méthode des différences finies.

Pour la simplification, soit  $u(x)$  une fonction à une variable indépendant  $x$ ,  $u(x)$  est définie et continue sur  $D \subset \mathfrak{R}$  (Figure 4.4), le développement en série de Taylor(1715) de la fonction  $u(x)$  au voisinage de  $x_i + \Delta x$  s'écrit :

$$u_{i+1} = u(x_i + \Delta x) = \sum_{n \geq 0} \frac{\Delta x^n}{n!} u^{(n)}(x_i) \quad (4.40)$$

$$u^{(0)}(x_i) = u(x_i), \quad u^{(1)}(x_i) = u'(x_i) = (\partial u / \partial x)_{x=x_i}, \quad u^{(2)}(x) = u''(x) = (\partial^2 u / \partial x^2)_{x=x_i}, \dots, u^{(n)}(x) = (\partial^n u / \partial x^n)_{x=x_i}, \dots$$

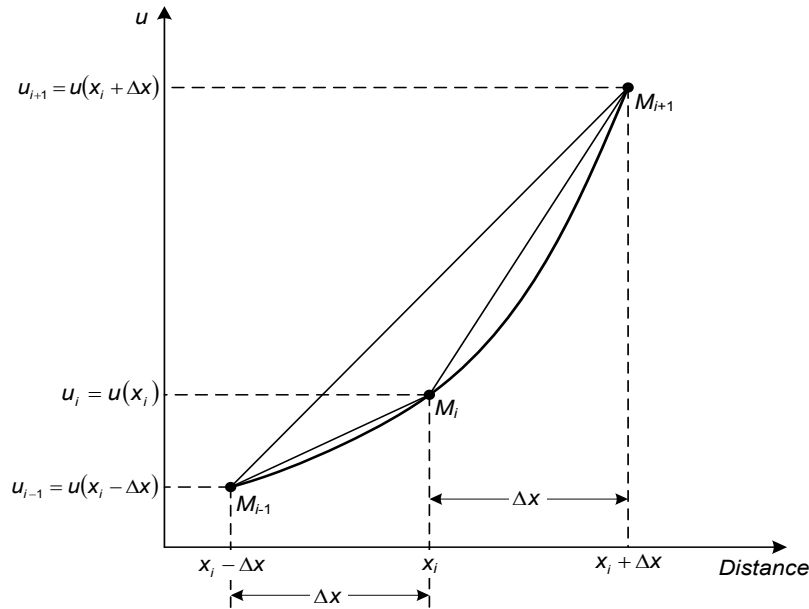


Figure 4.4 : Approximation par différence finie de la fonction  $u(x)$ .

#### 4.2.1.1. Différence finie avant.

Le développement en série de Taylor de la fonction  $u(x)$  au voisinage de  $x_i + \Delta x$  peut être transformé comme suit :

$$u_{i+1} = u(x_i + \Delta x) = \sum_{n \geq 0} \frac{\Delta x^n}{n!} u^{(n)}(x_i) = u(x_i) + \Delta x u'(x_i) + O^+(\Delta x^2) \quad (4.41)$$

Où,

$$O^+(\Delta x^2) = \sum_{n \geq 2} \frac{\Delta x^n}{n!} u^{(n)}(x_i) \quad (4.42)$$

$O^+(\Delta x^2)$  est le reste ou l'erreur de troncature de second ordre près. Cette erreur est une fonction des termes  $\Delta x^2, \Delta x^3, \dots$ ,  $O^+(\Delta x^2) \approx 0$  pour  $\Delta x \rightarrow 0$ , ce qui permet d'obtenir dans ce cas :

$$u'(x_i) \approx \frac{u(x_i + \Delta x) - u(x_i)}{\Delta x} = \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} \quad (4.43)$$

#### 4.2.1.2. Différence finie arrière.

Le développement en série de Taylor(1715) de la fonction  $u(x)$  au voisinage de  $x_i - \Delta x$  peut-être écrit :



$$u_{i-1} = u(x_i - \Delta x) = \sum_{n \geq 0} (-1)^n \frac{\Delta x^n}{n!} u^{(n)}(x_i) = u(x_i) - \Delta x u'(x_i) + O^-(\Delta x^2) \quad (4.44)$$

Où,

$$O^-(\Delta x^2) = \sum_{n \geq 2} (-1)^n \frac{\Delta x^n}{n!} u^{(n)}(x_i) \quad (4.45)$$

$O^-(\Delta x^2)$  est aussi fonction de  $\Delta x^2, \Delta x^3, \dots$ ,  $O^-(\Delta x^2) \approx 0$  pour  $\Delta x \rightarrow 0$ , ce qui conduit à :

$$u'(x_i) \approx \frac{u(x_i) - u(x_i - \Delta x)}{\Delta x} = \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta x} \quad (4.46)$$

#### 4.2.1.3. Différence finie centrale.

Soit la différence suivante entre les deux développements (4.41) et (4.44) :

$$u(x_i + \Delta x) - u(x_i - \Delta x) = 2\Delta x u'(x_i) + O(\Delta x^3) \quad (4.47)$$

Où,

$$O(\Delta x^3) = (O^+ - O^-)(\Delta x^2) = 2 \sum_{k \geq 1} \frac{\Delta x^{2k+1}}{(2k+1)!} u^{(2k+1)}(x_i) \quad (4.48)$$

$O(\Delta x^3)$  est en fonction des termes  $\Delta x^3, \Delta x^5, \dots$ ,  $O(\Delta x^3) \approx 0$  pour  $\Delta x \rightarrow 0$ , ce qui conduit à :

$$u'(x_i) \approx \frac{u(x_i + \Delta x) - u(x_i - \Delta x)}{2\Delta x} = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta x} \quad (4.49)$$

#### 4.2.2. Méthode des différences finies d'une fonction à deux variables.

Dans le cas où la fonction  $u(x, t)$  dépend de deux variables  $x$  (la distance) et  $t$  (le temps), une double discrétisation sous forme d'une grille est faite, l'une pour le domaine de variation de  $x$  et l'autre pour  $t$  (Figure 4.5).

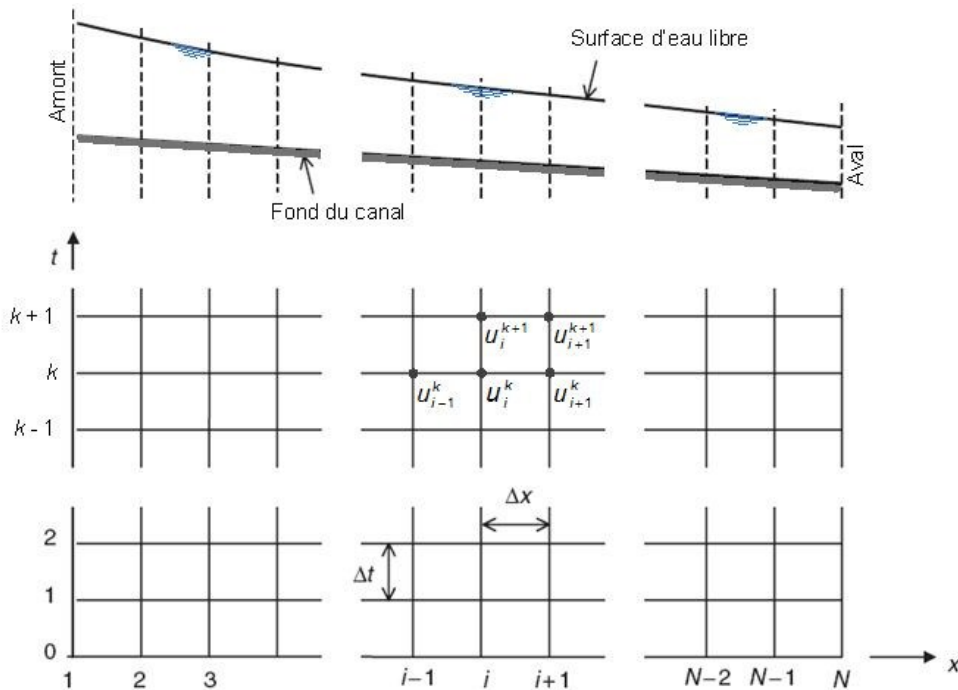


Figure 4.5 : Grille de calcul pour la résolution numérique des équations de Saint-Venant.

L'utilisation de la méthode des différences finies pour la résolution numérique des équations différentielles aux dérivées partielles nécessite certaines précautions d'emploi. Le schéma aux différences formé doit être consistant, convergent et stable pour qu'il donne des résultats acceptables (Franz et al., 1997).

Un schéma aux différences finies est dit consistant ou compatible, si les équations aux différences sont construites à partir d'une expression équivalente à l'équation de départ au second ordre près. Cela signifie que l'erreur de troncature tend vers zéro, lorsque les dimensions du maillage  $\Delta x$  et  $\Delta t$  tendent vers zéro.

Un schéma aux différences finies est dit convergent si :

$$|u^*(x_i, t_k) - u_i^k| \rightarrow 0 \text{ quand } \Delta x \rightarrow 0 \text{ et } \Delta t \rightarrow 0$$

$u^*(x_i, t_k)$  c'est la solution analytique exacte pour  $x = x_i$  et  $t = t_k$ .

Un schéma aux différences finies est dit stable si les erreurs locales à un instant donné s'affaiblissent ou augmentent quant  $t$  croît.

Généralement, il y a deux formes de schémas aux différences qui sont utilisés pour résoudre numériquement les équations différentielles aux dérivées partielles : le schéma explicite et le schéma implicite.

**4.2.2.1. Schémas explicites.**

Dans un schéma explicite, les valeurs inconnues sont déterminées d'une façon séquentielle le long du temps, il y a plusieurs schémas explicites (Chaudhry, 2008 ; Sturm, 2001) pour exprimer les différences finies  $\partial u/\partial t$  et  $\partial u/\partial x$ . Le but de ces schémas consiste à la détermination de  $u_i^{k+1}$  sachant que  $u_i^k$  et  $u_i^{k-1}$  sont connues quelques soit l'ordre  $i$ . Les schémas explicites souvent utilisés sont :

**a. Schéma diffusive de Lax** (Figure 4.6), les deux premières dérivées partielles pour le temps  $\partial u/\partial t$  et pour l'espace  $\partial u/\partial x$  sont exprimées comme suit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \frac{u_i^{k+1} - \frac{1}{2}(u_{i+1}^k + u_{i-1}^k)}{\Delta t}, \quad \frac{\partial u}{\partial x} \approx \frac{u_{i+1}^k - u_{i-1}^k}{2\Delta x} \quad \text{et} \quad u_i^k \approx \frac{1}{2}(u_{i+1}^k + u_{i-1}^k)$$

Dans les équations de Saint-Venant, les inconnus qu'il faut déterminer sont,  $Q$  et  $y$ . Suivant ces expressions du schéma diffusive de Lax, les termes dans les équations de Saint-Venant seront explicités comme suit :

$$\frac{\partial S}{\partial t} \approx \frac{1}{\Delta t} \left( S_i^{k+1} - \frac{1}{2}(S_{i+1}^k + S_{i-1}^k) \right), \quad \frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{Q_{i+1}^k - Q_{i-1}^k}{2\Delta x}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{1}{\Delta t} \left( Q_i^{k+1} - \frac{(Q_{i+1}^k + Q_{i-1}^k)}{2} \right),$$

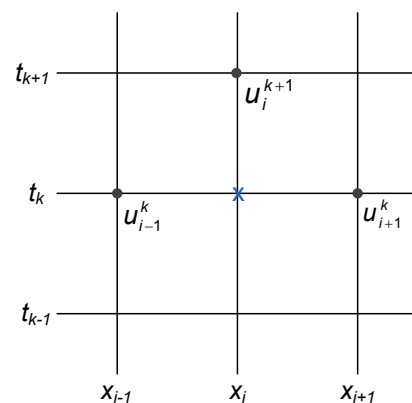


Figure 4.6 : Schéma explicite diffusive de Lax.

$$\frac{\partial(Q^2/S)}{\partial x} = \frac{1}{2\Delta x} \left( \frac{(Q_{i+1}^k)^2}{S_{i+1}^k} - \frac{(Q_{i-1}^k)^2}{S_{i-1}^k} \right), \quad \frac{\partial y}{\partial x} \approx \frac{y_{i+1}^k - y_{i-1}^k}{2\Delta x}, \quad S \approx \frac{S_{i+1}^k + S_{i-1}^k}{2} \quad \text{et} \quad SJ = \frac{S_{i+1}^k J_{i+1}^k + S_{i-1}^k J_{i-1}^k}{2}$$

La substitution de ces termes dans les équations de Saint-Venant, donne pour l'équation de continuité :

$$S_i^{k+1} = \frac{1}{2}(S_{i+1}^k + S_{i-1}^k) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (Q_{i+1}^k - Q_{i-1}^k) \quad (4.50)$$

Et pour l'équation de la conservation de la quantité de mouvement :

$$Q_i^{k+1} = \frac{1}{2}(Q_{i+1}^k + Q_{i-1}^k) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} \left( \frac{(Q_{i+1}^k)^2}{S_{i+1}^k} - \frac{(Q_{i-1}^k)^2}{S_{i-1}^k} \right) - g \frac{\Delta t}{2} \left( (S_{i+1}^k + S_{i-1}^k) \left( \frac{y_{i+1}^k - y_{i-1}^k}{2\Delta x} - l \right) + (S_{i+1}^k J_{i+1}^k + S_{i-1}^k J_{i-1}^k) \right) \quad (4.51)$$

$y_i^{k+1}$  peut être déduit suivant la géométrie de la section transversale ( $\partial S = B \partial y$ ), or  $J_i^{k+1}$  est exprimé en fonction de  $Q_i^{k+1}$ ,  $S_i^{k+1}$  et  $y_i^{k+1}$  suivant la formule de Manning (4.36).

Pour la forme non-conservative des équations de Saint-Venant, le schéma diffusif de Lax, permet d'avoir  $y_i^{k+1}$  et  $v_i^{k+1}$  :

$$y_i^{k+1} = \frac{1}{2}(y_{i+1}^k + y_{i-1}^k) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (v_{i+1}^k - v_{i-1}^k) \left( \frac{P_{i+1}^k + P_{i-1}^k}{2} \right) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (y_{i+1}^k - y_{i-1}^k) \left( \frac{v_{i+1}^k + v_{i-1}^k}{2} \right) \quad (4.52)$$

$$v_i^{k+1} = \frac{1}{2}(v_{i+1}^k + v_{i-1}^k) - g \frac{\Delta t}{2\Delta x} (y_{i+1}^k - y_{i-1}^k) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (v_{i+1}^k - v_{i-1}^k) \left( \frac{v_{i+1}^k + v_{i-1}^k}{2} \right) + g \Delta t \left( l - \frac{J_{i+1}^k + J_{i-1}^k}{2} \right) \quad (4.53)$$

Avec,  $P = S/B$  c'est la profondeur hydraulique

Liggett et al. (1975) ont montré que le schéma diffusif de Lax n'est pas consistant, sauf si  $\Delta x^2/\Delta t$  est proche de zéro.

**b. Schéma saute-mouton (leap - frog)**, les dérivées partielles  $\partial u/\partial t$  et  $\partial u/\partial x$  sont exprimées comme suit (Figure 4.7) :

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \frac{u_i^{k+1} - u_i^{k-1}}{2\Delta t} \quad \text{et} \quad \frac{\partial u}{\partial x} \approx \frac{u_{i+1}^k - u_{i-1}^k}{2\Delta x}$$

$u$ , est approché par  $u_i^k$  (Liggett et al., 1975). Par substitution dans les équations de Saint-Venant le schéma leap - frog pour l'équation de continuité et

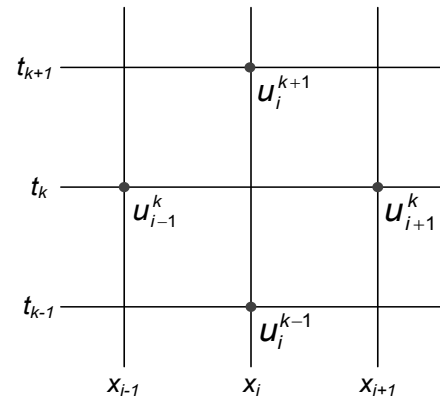


Figure 4.7 : Schéma saute-mouton (leap-frog).

L'équation de conservation de la quantité de mouvement est :

$$S_i^{k+1} = S_i^{k-1} - \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{i+1}^k - Q_{i-1}^k) \quad (4.54)$$

$$Q_i^{k+1} = Q_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left( \frac{(Q_{i+1}^k)^2}{S_{i+1}^k} - \frac{(Q_{i-1}^k)^2}{S_{i-1}^k} \right) - g \Delta t S_i^k \left( \frac{(y_{i+1}^k - y_{i-1}^k)}{\Delta x} + 2 \left( I - \frac{|Q_i^k|}{(K_i^k)^2} \frac{(Q_{i+1}^k + Q_{i-1}^k)}{2} \right) \right) \quad (4.55)$$

**c. Schéma de Lax – Wendroff**, est composé en deux étapes (Liggett et al, 1975 et Abbott et al, 1989). Dans la première étape (Figure 4.8), le schéma diffusif de Lax est appliqué pour déterminer  $S_{i+1/2}^{k+1/2}$  et  $Q_{i+1/2}^{k+1/2}$ , c'est-à-dire :

$$S_{i+1/2}^{k+1/2} = \frac{1}{2} (S_{i+1}^k + S_i^k) - \frac{\Delta t}{2 \Delta x} (Q_{i+1}^k - Q_i^k) \quad (4.56)$$

$$Q_{i+1/2}^{k+1/2} = \frac{1}{2} (Q_{i+1}^k + Q_i^k) - \frac{\Delta t}{2 \Delta x} \left( \frac{(Q_{i+1}^k)^2}{S_{i+1}^k} - \frac{(Q_i^k)^2}{S_i^k} \right) - g \frac{\Delta t}{2} \left( (S_{i+1}^k + S_i^k) \left( \frac{y_{i+1}^k - y_i^k}{2 \Delta x} - I \right) + (S_{i+1}^k J_{i+1}^k + S_i^k J_i^k) \right) \quad (4.56)$$

Dans la deuxième étape (Figure 4.9), le schéma de leap-frog est appliqué pour déterminer finalement  $S_i^{k+1}$  et  $Q_i^{k+1}$  c'est-à-dire :

$$S_i^{k+1} = S_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{i+1/2}^{k+1/2} - Q_{i-1/2}^{k+1/2}) \quad (4.57)$$

$$Q_i^{k+1} = Q_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left( \frac{(Q_{i+1/2}^{k+1/2})^2}{S_{i+1/2}^{k+1/2}} - \frac{(Q_{i-1/2}^{k+1/2})^2}{S_{i-1/2}^{k+1/2}} \right) - g \Delta t S_i^k \left( \frac{(y_{i+1/2}^{k+1/2} - y_{i-1/2}^{k+1/2})}{\Delta x} - 2 \left( I - \frac{|Q_i^k|}{(K_i^k)^2} \frac{(Q_{i+1/2}^{k+1/2} + Q_{i-1/2}^{k+1/2})}{2} \right) \right) \quad (4.58)$$

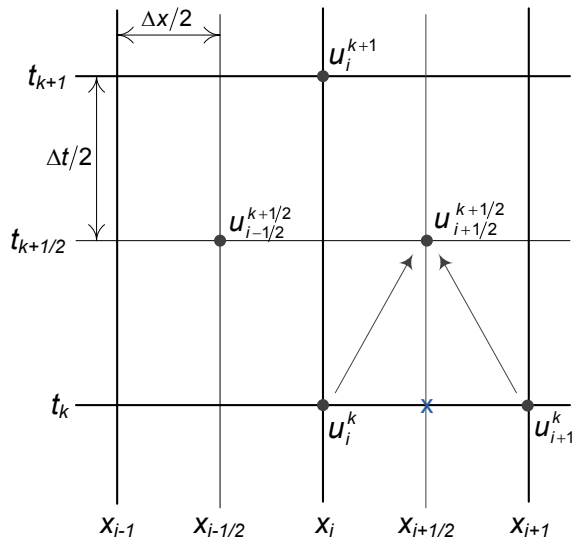


Figure 4.8 : Schéma de Lax – Wendroff (étape 1).

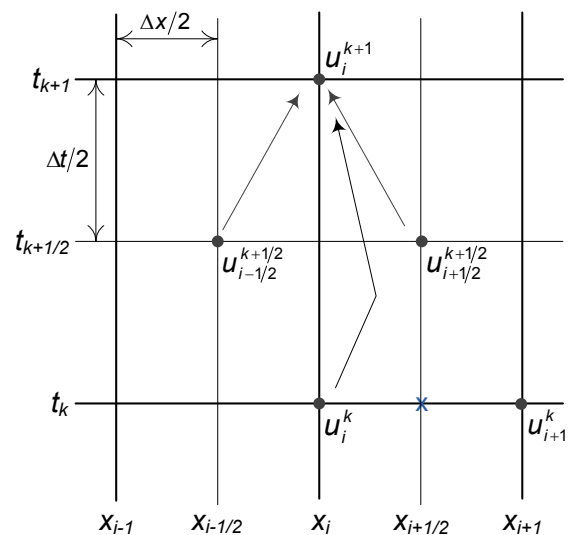


Figure 4.9 : Schéma de Lax – Wendroff (étape 2).

**d. Schéma de MacCormack**, permet la détermination indirecte de l'élément  $u_i^{k+1}$  suivant deux étapes (MacCormack, 1969 ; Anderson et al., 1984), Prédicteur – Correcteur. Soit la forme vectorielle des équations de Saint-Venant :

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{F}}{\partial x} = \bar{A} \quad (4.59)$$

- La première alternative est de former le schéma prédictor en différences finies à partir de :

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} = \frac{\bar{U}_i^p - \bar{U}_i^k}{\Delta t} \quad (4.60)$$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial x} = \frac{\bar{F}_i^k - \bar{F}_{i-1}^k}{\Delta x} \quad (4.61)$$

Par substitution dans la forme vectorielle (4.34) des équations de Saint-Venant, la prédiction  $\bar{U}_i^p$  est calculée par :

$$\bar{U}_i^p = \bar{U}_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (\bar{F}_i^k - \bar{F}_{i-1}^k) + \Delta t \bar{A}_i^k \quad (4.62)$$

Calculer  $\bar{U}_i^p$  signifié que la section  $S_i^p$  et le débit  $Q_i^p$  alors  $\bar{F}_i^p$  et  $\bar{A}_i^p$  sont déduite en fonction de  $S_i^p$  et  $Q_i^p$  comme suit :

$$\bar{F}_i^p = \begin{pmatrix} Q_i^p \\ \beta \frac{(Q_i^p)^2}{S_i^p} + g S_i^p y_i^p \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad \bar{A}_i^p = \begin{pmatrix} 0 \\ g S_i^p \left( 1 - \frac{|Q_i^p| Q_i^p}{(K^2)_i^p} \right) \end{pmatrix}$$

- La deuxième alternative est de former le schéma correcteur en différences finies à partir de :

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} = \frac{\bar{U}_i^c - \bar{U}_i^k}{\Delta t} \quad (4.63)$$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial x} = \frac{\bar{F}_i^p - \bar{F}_{i-1}^p}{\Delta x} \quad (4.64)$$

La correction  $\bar{U}_i^c$  obtenue par substitution dans la forme vectorielle des équations de Saint-Venant (4.34), c'est-à-dire :

$$\bar{U}_i^c = \bar{U}_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (\bar{F}_i^p - \bar{F}_{i-1}^p) + \Delta t \bar{A}_i^p \quad (4.65)$$

Finalement,

$$\bar{U}_i^{k+1} = \frac{1}{2} (\bar{U}_i^p + \bar{U}_i^c) \quad (4.66)$$

Les schémas explicites, sont stables, si la condition de Courant est vérifiée (Courant et al., 1928, 1948), c'est-à-dire si :

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|v \pm c|} \quad (4.67)$$

Où  $c = \sqrt{gP}$ , la célérité de l'onde cinématique.

#### 4.2.2.2. Schéma implicite.

Dans ce type de schémas, les inconnues dans une étape de temps sont liées implicitement par un système d'équations algébriques. La détermination des inconnues nécessite la résolution simultanée du système d'équations.

Plusieurs schémas aux différences finies implicites ont été utilisés pour étudier le calcul des écoulements non permanent à surface libre (Amein et al., 1970 ; Strelkoff, 1970 ; Terzidis et al., 1970 ; Liggett et al., 1975 ; Abbott, 1979 ; Cunge, et al., 1980).

Le schéma implicite le plus utilisé est celui de Preissmann (Liggett et al., 1975 ; Cunge et al., 1980). Ce schéma est utilisé depuis 1960 (Figure 4.8), où les dérivées partielles par rapport au temps et de l'espace de la fonction  $u(x,t)$  sont exprimées comme suit :

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &\approx \frac{u_i^{k+1} + u_{i+1}^{k+1}}{2\Delta t} - \frac{u_i^k + u_{i+1}^k}{2\Delta t} = \frac{\bar{u}_i^{k+1} - \bar{u}_i^k}{\Delta t} \\ \frac{\partial u}{\partial x} &\approx \theta \frac{u_{i+1}^{k+1} - u_i^{k+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{u_{i+1}^k - u_i^k}{\Delta x} \\ u &\approx \theta \frac{u_{i+1}^{k+1} + u_i^{k+1}}{2} + (1-\theta) \frac{u_{i+1}^k + u_i^k}{2} \equiv \theta \bar{u}_i^{k+1} + (1-\theta) \bar{u}_i^k \end{aligned}$$

Si  $v(x,t)$  une fonction de deux variables  $x$  et  $t$ , le produit  $uv$  peut être exprimé en différence finies par :

$$\begin{aligned} uv &\approx \theta \bar{u}_i^{k+1} \bar{v}_i^{k+1} + (1-\theta) \bar{u}_i^k \bar{v}_i^k \\ u \frac{\partial v}{\partial x} &\approx \theta \bar{u}_i^{k+1} \frac{v_{i+1}^{k+1} - v_i^{k+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \bar{u}_i^k \frac{v_{i+1}^k - v_i^k}{\Delta x} \\ v \frac{\partial u}{\partial t} &\approx \theta \frac{\bar{v}_i^{k+1}}{\Delta t} (\bar{u}_i^{k+1} - \bar{u}_i^k) - (1-\theta) \frac{\bar{v}_i^k}{\Delta t} (\bar{u}_i^{k+1} - \bar{u}_i^k) \end{aligned}$$

Avec :  $\bar{u}_i^j = (u_{i+1}^j + u_i^j)/2$  et  $\bar{v}_i^j = (v_{i+1}^j + v_i^j)/2$ , où  $\theta$ , est un coefficient de poids, il est compris entre 0 et 1. Si  $\theta = 0$ , le schéma est complètement explicite, par contre si  $\theta = 1$ , le schéma aux différences est complètement implicite. Généralement, les schémas implicites stables correspondant aux valeurs de  $\theta$  compris entre 0.5 et 1, si dans le cas où  $\theta = 0.5$ , le schéma est "en boîte", Fread (1973 et 1974) recommande une valeur de  $\theta$  comprise entre 0.55 et 0.6.

Chaque terme du système d'équations de Saint-Venant (4.33), peut être explicité en différence finie comme suit :

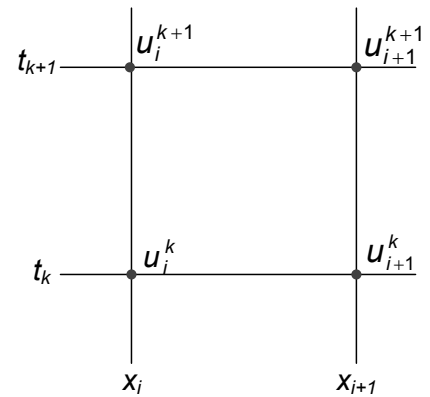


Figure 4.10 : Quatre points du schéma implicite de Preissmann.

$$\frac{\partial S}{\partial t} \approx \frac{S_i^{k+1} + S_{i+1}^{k+1}}{2\Delta t} - \frac{S_i^k + S_{i+1}^k}{2\Delta t} = \frac{\bar{S}_i^{k+1} - \bar{S}_i^k}{\Delta t} \quad (4.68)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \theta \frac{Q_{i+1}^{k+1} - Q_i^{k+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{Q_{i+1}^k - Q_i^k}{\Delta x} \quad (4.69)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_i^{k+1} + Q_{i+1}^{k+1}}{2\Delta t} - \frac{Q_i^k + Q_{i+1}^k}{2\Delta t} = \frac{\bar{Q}_i^{k+1} - \bar{Q}_i^k}{\Delta t} \quad (4.70)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right) \approx \theta \frac{(\beta Q^2/S)_{i+1}^{k+1} - (\beta Q^2/S)_i^{k+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{(\beta Q^2/S)_{i+1}^k - (\beta Q^2/S)_i^k}{\Delta x} \quad (4.71)$$

$$S \frac{\partial h}{\partial x} \approx \theta \bar{S}_i^{k+1} \frac{h_{i+1}^{k+1} - h_i^{k+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \bar{S}_i^k \frac{h_{i+1}^k - h_i^k}{\Delta x} \quad (4.72)$$

$$JS \approx \theta \bar{J}_i^{k+1} \bar{S}_i^{k+1} + (1-\theta) \bar{J}_i^k \bar{S}_i^k \quad (4.73)$$

La substitution dans chaque équation du système (4.33), permet d'obtenir le schéma suivant pour l'équation de continuité :

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} (\bar{S}_i^{k+1} - \bar{S}_{i+1}^k) + \theta (Q_{i+1}^{k+1} - Q_i^{k+1}) + (1-\theta) (Q_{i+1}^k - Q_i^k) = 0 \quad (4.74)$$

Et pour l'équation de conservation de la quantité de mouvement :

$$\begin{aligned} \frac{\Delta x}{\Delta t} (\bar{Q}_i^{k+1} - \bar{Q}_i^k) + \theta \left[ \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right)_{i+1}^{k+1} - \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right)_i^{k+1} \right] + (1-\theta) \left[ \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right)_{i+1}^k - \left( \beta \frac{Q^2}{S} \right)_i^k \right] + \\ \theta g \bar{S}_i^{k+1} (h_{i+1}^{k+1} - h_i^{k+1}) + (1-\theta) g \bar{S}_i^k (h_{i+1}^k - h_i^k) + \theta \Delta x \bar{J}_i^{k+1} \bar{S}_i^{k+1} + (1-\theta) \Delta x \bar{J}_i^k \bar{S}_i^k = 0 \end{aligned} \quad (4.75)$$

Les termes inconnues dans ce système sont ceux qui ont l'indice supérieure  $k+1$ , c'est-à-dire  $Q^{k+1}$ ,  $S^{k+1}$ ,  $h^{k+1}$  et  $J^{k+1}$ , or  $S^{k+1}$  pouvant être exprimés en fonction de  $h^{k+1}$  et  $J^{k+1}$  en fonction de  $Q^{k+1}$  et de  $S^{k+1}$  par le biais de la formule de Manning. Par conséquent  $J^{k+1}$  peut être exprimé en fonction de  $Q^{k+1}$  et de  $h^{k+1}$ . Alors, le système d'équations possède les inconnues  $Q^{k+1}$  et  $h^{k+1}$ , en d'autres termes les vrais inconnues sont  $Q_i^{k+1}$ ,  $Q_{i+1}^{k+1}$  et  $h_i^{k+1}$ ,  $h_{i+1}^{k+1}$ .

Pour  $i = 1, 2, 3, \dots, N-1$ , les équations du système contiennent chacune quatre inconnues, qui peuvent être symbolisées par les équations suivantes :

- Pour l'équation de continuité :  $C_i(Q_i^{k+1}, h_i^{k+1}, Q_{i+1}^{k+1}, h_{i+1}^{k+1}) = 0$ .
- Pour l'équation de conservation de la quantité de mouvement :  $M_i(Q_i^{k+1}, h_i^{k+1}, Q_{i+1}^{k+1}, h_{i+1}^{k+1}) = 0$ .

Dans le domaine discrétisé (Figure 4.5), les deux équations du système (continuité et conservation de la quantité de mouvement) sont considérées pour  $N-1$  grille rectangulaire chacune, la limite supérieure (amont) correspond à  $i = 1$ , et la limite inférieure (aval) à  $i = N$ , ce qui conduit à résoudre  $2N-2$  équations.

Une variété de conditions aux limites (amont et aval) peut être prise en considération. Si le débit à l'entrée est constant, l'équation des conditions aux limites supérieures est de type de Dirichlet :

$$Q_1^{k+1} = Q_0 \tag{4.76}$$

Si l'écoulement dans la limite aval est critique :

$$\frac{Q_N^{k+1} \sqrt{L_N^{k+1}}}{\sqrt{g(S_N^{k+1})^3}} = 1 \tag{4.77}$$

$L_N^{k+1}$ , est la largeur équivalent dans la limite inférieur du canal.

Pour un long canal, l'écoulement à la limite inférieure est considéré normal, et la condition à la limite aval peut être exprimée par l'équation :

$$J_N^{k+1} = I \tag{4.78}$$

Les équations aux conditions aux limites (amont et aval) peuvent être symbolisées comme suit :

- Pour la limite supérieure (amont) :

$$B_1(Q_1^{k+1}, h_1^{k+1}) = 0 \tag{4.79}$$

- Pour la limite inférieure (aval) :

$$B_N(Q_N^{k+1}, h_N^{k+1}) = 0 \tag{4.80}$$

Finalement, la détermination  $Q_i^{k+1}$ ,  $Q_{i+1}^{k+1}$ ,  $h_i^{k+1}$  et  $h_{i+1}^{k+1}$  pour  $i = 1, 2, 3, \dots, N$  se fait par la résolution du système d'équations non linéaires suivant :

Les valeurs inconnues à chercher correspond à  $t_{k+1} = (k+1)\Delta t$ , et afin de simplifier la présentation omettant dans l'ensemble des équations du système ainsi, que les dans les formules qui suit, le terme en puissance  $k + 1$ . Alors, le système d'équations devient :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_1(Q_1, h_1) = 0, \\ C_1(Q_1, h_1, Q_2, h_2) = 0, \\ M_1(Q_1, h_1, Q_2, h_2) = 0, \\ C_2(Q_2, h_2, Q_3, h_3) = 0, \\ M_2(Q_2, h_2, Q_3, h_3) = 0, \\ \dots \\ \dots \\ C_i(Q_i, h_i, Q_{i+1}, h_{i+1}) = 0, \\ M_i(Q_i, h_i, Q_{i+1}, h_{i+1}) = 0, \\ \dots \\ \dots \\ C_{N-1}(Q_{N-1}, h_{N-1}, Q_N, h_N) = 0, \\ M_{N-1}(Q_{N-1}, h_{N-1}, Q_N, h_N) = 0, \\ B_N(Q_N, h_N) = 0. \end{array} \right. \tag{4.81}$$



Ce système d'équations peut être résolu par la méthode de Newton-Raphson (Annexe 3) suivant le processus itératif suivant :

$$\begin{pmatrix} Q_1 \\ h_1 \\ Q_2 \\ h_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ h_{N-1} \\ Q_N \\ h_N \end{pmatrix}_{j+1} = \begin{pmatrix} Q_1 \\ h_1 \\ Q_2 \\ h_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ h_{N-1} \\ Q_N \\ h_N \end{pmatrix}_j - [Jac]_j^{-1} \begin{pmatrix} B_1(Q_1, h_1) \\ C_1(Q_1, h_1, Q_2, h_2) \\ M_1(Q_1, h_1, Q_2, h_2) \\ C_2(Q_2, h_2, Q_3, h_3) \\ \cdot \\ \cdot \\ C_{N-1}(Q_{N-1}, h_{N-1}, Q_N, h_N) \\ M_{N-1}(Q_{N-1}, h_{N-1}, Q_N, h_N) \\ B_N(Q_N, h_N) \end{pmatrix}_j \quad (4.82)$$

Où  $[Jac]$  est la matrice Jacobienne, elle est explicitée pour l'ensemble des fonctions qui forme le système d'équations par :

$$[Jac] = \begin{bmatrix} \frac{\partial B_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial B_1}{\partial h_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial C_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial C_1}{\partial h_1} & \frac{\partial C_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_1}{\partial h_2} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial M_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial M_1}{\partial h_1} & \frac{\partial M_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_1}{\partial h_2} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial C_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_2}{\partial h_2} & \frac{\partial C_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial C_2}{\partial h_3} & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial M_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_2}{\partial h_2} & \frac{\partial M_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial M_2}{\partial h_3} & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_N} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_N} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial B_N}{\partial Q_N} & \frac{\partial B_N}{\partial h_N} \end{bmatrix}$$

Si la condition à la limite supérieure (amont) est donnée simplement par la formule :

$$B_1(Q_1, h_1) = Q_1 - Q_0 = 0 \quad (4.83)$$

Alors ;

$$\begin{cases} \frac{\partial B_1}{\partial Q_1} = 1 \\ \frac{\partial B_1}{\partial h_1} = 0 \end{cases} \quad (4.84)$$

Et si La condition au limite inférieure (aval) est donnée par :

$$B_N(Q_N, h_N) = J_N - I = 0 \quad (4.85)$$

Or,

$$J_N = \frac{n^2 (\rho_m)_N^{4/3} Q_N |Q_N|}{k_n^2 S_N^{10/3}} \quad (4.86)$$

Alors,

$$\frac{\partial B_N}{\partial Q_N} = \frac{\partial J_N}{\partial Q_N} = \frac{2n^2 (\rho_m)_N^{4/3} |Q_N|}{k_n^2 S_N^{10/3}} \quad (4.87)$$

$$\frac{\partial B_N}{\partial h_N} = \frac{\partial J_N}{\partial h_N} = \frac{2n^2 (\rho_m)_N^{4/3} Q_N |Q_N|}{3k_n^2 S_N^{20/3}} \left( 2(\rho_m)_N^{1/3} \frac{\partial (\rho_m)_N}{\partial h_N} S_N^{10/3} - 5S_N^{7/3} \frac{\partial S_N}{\partial h_N} (\rho_m)_N^{4/3} \right) \quad (4.88)$$

$\partial (\rho_m)_N / \partial h_N$  et  $\partial S_N / \partial h_N$  sont évaluées pour la section transversale de l'écoulement.

Pour l'équation de continuité soit les dérivées partielles :

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_i} = -\frac{\theta}{\Delta x} \quad (4.89)$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial h_i} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial S_i}{\partial h_i} \quad (4.90)$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{\theta}{\Delta x} \quad (4.91)$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial h_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial S_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \quad (4.92)$$

Pour l'équation de conservation de la quantité de mouvement (en considérant  $\beta \approx 1$ ) soit :

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_i} = \frac{1}{2\Delta t} - \frac{2\theta}{\Delta x} \frac{Q_i}{S_i} + g\theta \frac{\bar{S}_i}{2} \frac{\partial J_i}{\partial Q_i} \quad (4.93)$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial h_i} = \frac{\theta}{\Delta x} \left( \frac{Q_i}{S_i} \right)^2 \frac{\partial S_i}{\partial h_i} - g \frac{\theta}{\Delta x} \bar{S}_i + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial S_i}{\partial h_i} + g\theta \frac{\bar{J}_i}{2} \frac{\partial S_i}{\partial h_i} + g\theta \frac{\bar{S}_i}{2} \frac{\partial J_i}{\partial h_i} \quad (4.94)$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} + \frac{2\theta}{\Delta x} \frac{Q_{i+1}}{S_{i+1}} + g\theta \frac{\bar{S}_i}{2} \frac{\partial J_{i+1}}{\partial Q_{i+1}} \quad (4.95)$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial h_{i+1}} = -\frac{\theta}{\Delta x} \left( \frac{Q_{i+1}}{S_{i+1}} \right)^2 \frac{\partial S_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g \frac{\theta}{\Delta x} \bar{S}_i + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial S_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{\bar{J}_i}{2} \frac{\partial S_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{\bar{S}_i}{2} \frac{\partial J_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \quad (4.96)$$

Avec,

$$\frac{\partial J_i}{\partial Q_i} = \frac{2n^2 (\rho_m)_i^{4/3} |Q_i|}{k_n^2 S_i^{10/3}} \quad (4.97)$$

$$\frac{\partial J_i}{\partial h_i} = \frac{n^2 Q_i |Q_i|}{k_n^2 S_i^{20/3}} \left( \frac{4}{3} (\rho_m)_i^{1/3} \frac{\partial (\rho_m)_i}{\partial h_i} S_i - \frac{10}{3} S_i^{7/3} \frac{\partial S_i}{\partial h_i} (\rho_m)_i^{4/3} \right) \quad (4.98)$$

$\partial(\rho_m)_i / \partial h_i$  et  $\partial S_i / \partial h_i$  sont évaluées pour la section transversale de l'écoulement.

### 4.3. Modèle bidimensionnel horizontal.

Il existe d'autres modèles plus complexes que le modèle monodimensionnel, en 2D (bidimensionnels horizontaux). En aménagement des cours d'eau, les modèles bidimensionnels horizontaux de Barré de Saint-Venant (Figure 4.11) sont les seuls à être utilisés de manière opérationnelle, les modèles les plus complexes étant réservés à des programmes de recherche développement.

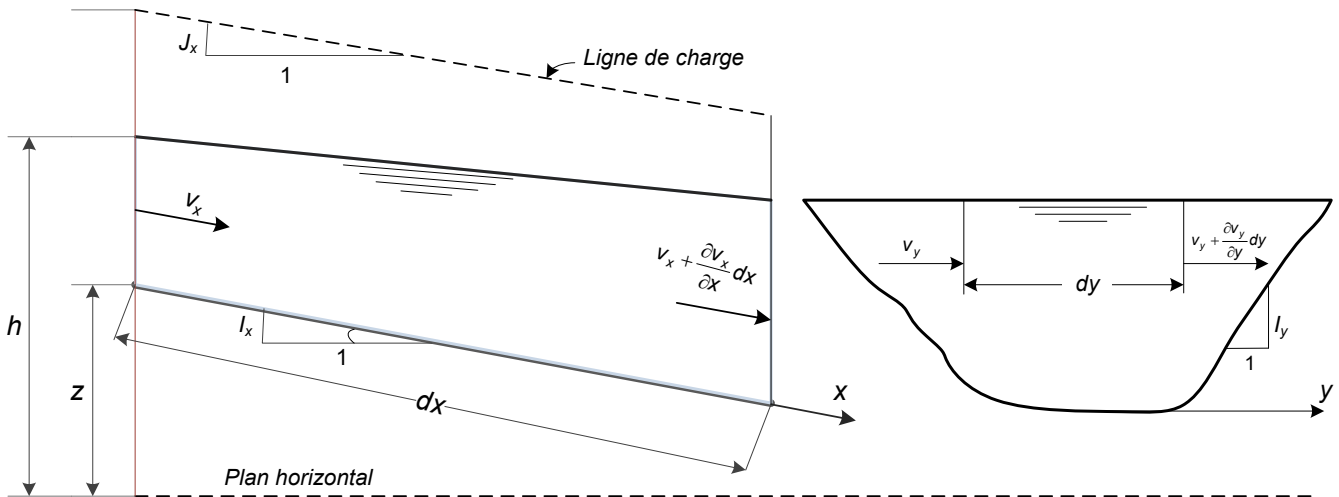


Figure 4.11 : Elément de liquide en écoulement à surface libre bidimensionnel.

Les équations des modèles 2D horizontaux de Barré de Saint-Venant (Figure 4.11) sont :

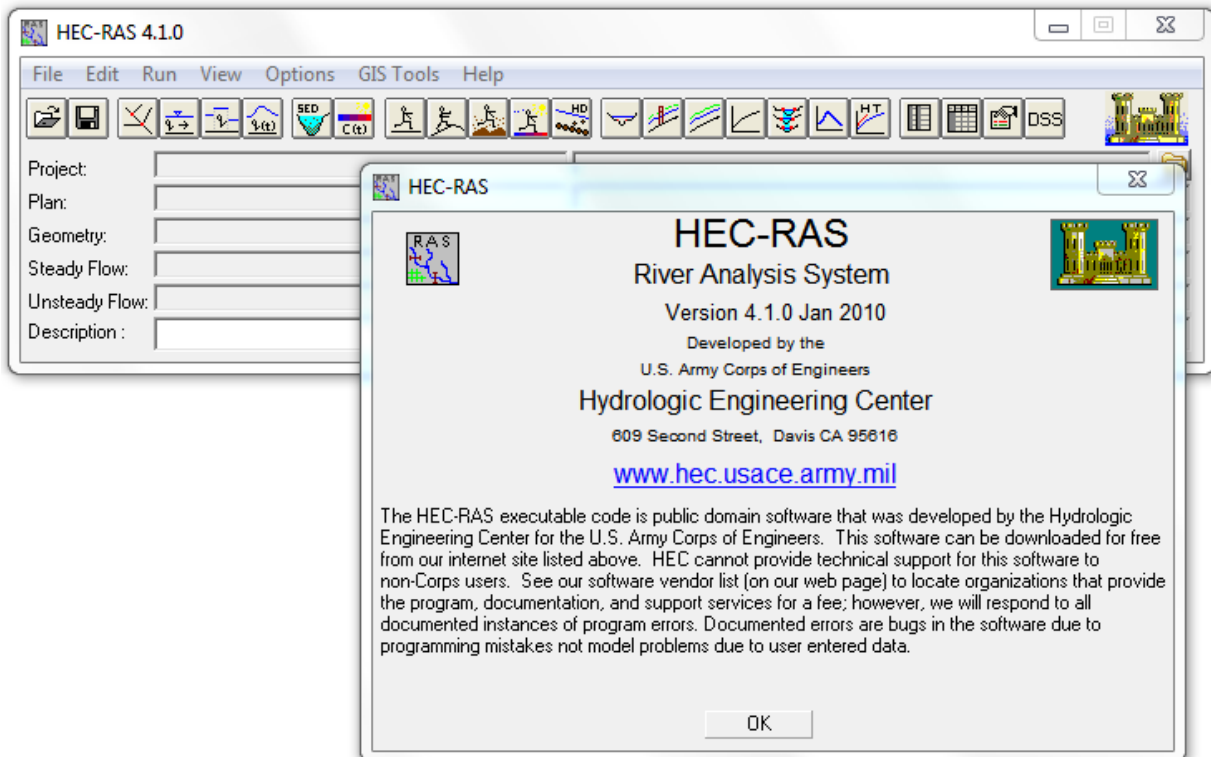
$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(h v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(h v_y) = 0, \\ \frac{\partial}{\partial t}(h v_x) + \frac{\partial}{\partial x} \left( h v_x^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (h v_x v_y) - g(l_x - J_x)h = 0, \\ \frac{\partial}{\partial t}(h v_y) + \frac{\partial}{\partial x} \left( h v_y^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (h v_x v_y) - g(l_y - J_y)h = 0. \end{cases} \quad (4.99)$$

Ces modèles gardent les variations dans les deux dimensions horizontales  $(x,y)$  d'espace et supposant les variables intégrées sur chaque verticale. Ces modèles travaillent sur la base d'un maillage du plan horizontal en fonction de la topographie. Ils peuvent être nécessaires dans certaines situations hydrauliques complexes où le caractère bidimensionnel des écoulements rend caduque une modélisation monodimensionnelle. C'est le cas de certaines grandes plaines inondables où l'on ne connaît pas à priori le fonctionnement hydraulique détaillé ; le modèle bidimensionnel permet alors de déterminer à tout moment l'importance et la direction des écoulements.

Pour le cas de l'oued Mekerra, seul le modèle de Saint-Venant monodimensionnel est pris en considération dans les calculs, et pour ce faire le logiciel HEC-RAS (Figure 4.12) est utilisé.

#### 4.4. Logiciel HEC-RAS.

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) (Figure 4.12) est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE (2010a et 2010b). Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations. Il peut traiter des cas complexes, et il est disponible en freeware.



**Figure 4.12 :** Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center.

HEC-RAS résout les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout l'équation de l'énergie unidimensionnelle, les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous-sections homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel  $Q_i$  est calculé selon la "Divided Channel Method" à l'aide de la formule de Manning-Strickler.

##### 4.4.1. Modèles utilisés par HEC-RAS en régime permanent.

Si deux sections  $S_1$  et  $S_2$  de l'écoulement séparées d'une distance  $\Delta x$  (Figure 4.13). Si  $E_1$  et  $E_2$  étant les énergies de l'écoulement à ces mêmes points, alors le bilan d'énergie entre des ces deux sections est explicité suivant l'équation :

$$E_2 - E_1 = (I - J)\Delta x \quad (4.100)$$

Qui se réduit au modèle de Bernoulli utilisé dans HEC-RAS pour calculer les hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible.

Concernant le calcul de la ligne d'eau, il s'effectue suivant la "Standard Step Method", qui est une procédure itérative de résolution de l'équation d'énergie donnant la pente d'énergie  $J$ . cette dernière est supposée égale à la somme de pertes de charge par frottement  $J_f$  et la perte par contraction ou expansion de la section, soit :

$$J = J_f + \frac{C}{\Delta x} \left| \beta_2 \frac{V_2^2}{2g} - \beta_1 \frac{V_1^2}{2g} \right| \quad (4.101)$$

$C$ , est le coefficient de contraction. HEC-RAS recommande d'utiliser les valeurs suivantes de ce coefficient :

- S'il n'y a pas de transition  $C$  est nul.
- Pour une transition graduelle,  $C$  vaut 0.1 pour la contraction et 0.3 pour l'expansion.
- Au niveau d'un pont,  $C$  vaut 0.3 pour la contractions et 0.5 pour l'expansion.
- Pour une brusque variation,  $C$  vaut 0.5 pour la contractions et 0.8 pour l'expansion.

HEC-RAS divise la section mouillée en trois sous sections majeure gauche  $A_1$ , mineur centrale  $A_2$  et majeure droite  $A_3$  (Figure 4.14). Le coefficient  $\beta$  sur la section totale est calculé en fonction des débitances  $K_i$  de chaque sous-section  $S_i$  comme suit :

$$\beta = \frac{S^2}{K^3} \left( \frac{K_1^3}{A_1^2} + \frac{K_2^3}{A_2^2} + \frac{K_3^3}{A_3^2} \right) \quad (4.102)$$

Dans le calcul, les coefficients  $\beta$  par sous-section étant supposés égaux à 1. D'autre part, le pas  $\Delta x$  est calculé, comme suit :

$$\Delta x = \frac{\Delta x_1 \bar{Q}_1 + \Delta x_2 \bar{Q}_2 + \Delta x_3 \bar{Q}_3}{\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2 + \bar{Q}_3} \quad (4.103)$$

$\bar{Q}_i$  est le débit moyenne qui traverse la sous-section  $A_i$ .

Enfin, la pente de frottement entre les sections  $S_1$  et  $S_2$  est :

$$J_f = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (4.104)$$

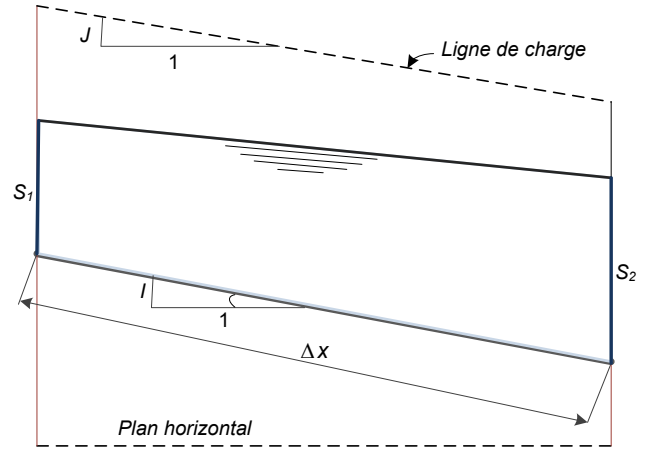


Figure 4.13 : Modèle utilisé par HEC-RAS.

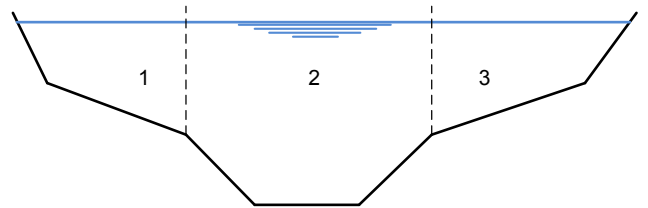


Figure 4.14 : Division de la section mouillée du canal.

#### 4.4.1.1. Coefficient de Manning d'un lit composé.

Le coefficient de Manning (Chow, 1959) est une caractéristique de la nature des parois (Tableau 4.1).

**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 <sup>1/3</sup> )
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

Dans le cas d'un cours d'eau à lit composé, les débordements de l'écoulement du lit mineur dans les lits majeurs contigus sont caractérisés par une interaction turbulente entre l'écoulement du lit mineur et celui du lit majeur. En outre, les lits majeurs peuvent présenter une morphologie très variable le long du cours d'eau, et en particulier des variations de largeur. Ces derniers donnent naissance à des transferts de masse entre lit mineur et lit majeur qui, a priori, se superposent aux transferts turbulents classiques dus au gradient de vitesses entre lits.

Le calcul le plus simple de la capacité d'écoulement d'un lit composé consiste à considérer la section totale comme tout homogène. Mais compte tenu de la complexité de l'écoulement et de l'hétérogénéité des vitesses sur la section totale, on conçoit bien que la formule de Manning appliquée à la section totale n'est plus pertinente pour calculer le débit total. De surcroît, juste après le débordement dans les plaines d'inondation, le périmètre mouillé augmente brusquement, conduisant à une baisse significative du rayon hydraulique. Par conséquent, cela conduit à une sous-estimation du débit sur la section totale si l'on considère une rugosité de Manning constante sur la section totale.

Ainsi, d'autres méthodes proposées tenteront de pallier ces insuffisances, chacune étant rattachée à un concept ou une hypothèse particulière reliant les débits, les vitesses, les forces de frottement, les contraintes au fond, entre sous-sections et section totale. La plupart de ces méthodes se basent sur le calcul d'une rugosité de Manning composite  $n_c$ , telle que :

$$n_c = \sum_i \omega_i n_i \quad (4.105)$$

$\omega_i$  étant des fonctions de pondération des rugosités par sous-section,  $n_i$ , reliées aux paramètres géométriques et hydrauliques, et différent selon les auteurs. Dans HEC-RAS, la section totale est divisée en sous-sections homogènes en termes de forme et de rugosité, et chaque débit partiel  $\bar{Q}_i$  est calculé à l'aide de la formule de Manning-Strickler :

$$\bar{Q}_i = K_i J_i^{1/2} \quad (4.106)$$

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

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_i^{2/3} \quad (4.107)$$

Si par considération la débitance d'un écoulement élémentaire n'est pas affectée par la présence des lits adjacents, la parte de charge par lit est égale à la pente de frottement sur le fond, par ailleurs les pentes de frottements par lits sont égales entre elles, ce qui conduit alors à :

$$J_i^{1/2} = \frac{\bar{Q}_1}{K_1} = \frac{\bar{Q}_2}{K_2} = \dots = \frac{\bar{Q}_n}{K_n} = \frac{\sum_i \bar{Q}_i}{\sum_i K_i} = \frac{Q}{K} \quad (4.108)$$

Il résulte :

$$n_c = \left( \frac{\sum_i^N p_{mi} n_i^{1/5}}{p_m} \right)^{2/3} \quad (4.109)$$

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

$p_{mi}$  est le périmètre mouillé de la sous-section  $i$ . Dans le calcul des  $p_{mi}$ , seuls les contacts terre-eau sont pris en considération.

#### 4.4.1.2. Equation de la quantité de mouvement.

HEC-RAS utilise l'ensemble des équations précédentes et suivant un processus itératif indirect l'élévation dans chaque surface du canal est déterminée, et par conséquent le type du régime d'écoulement fluvial ou torrentiel.

Dans certains cas et à cause d'un changement brusque dans le canal, il y'aura un changement de régime que ce soit le passage d'un régime fluviale vers un régime torrentielle ou inversement. Dans cette situation l'équation d'énergie n'est pas applicable, seule l'équation du bilan de quantité de mouvement est utilisée par HEC-RAS. Pour cela soit l'élément du canal en surface libre (Figure 4.13), le bilan de forces qui agissent sur cette élément est explicité suivant le principe fondamentale de la dynamique suivant la direction de l'écoulement  $x$  par :

$$F_{p1} - F_{p2} + F_{wx} - F_f = \rho \Delta (QV_x) \quad (4.110)$$

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.

En utilisant les expressions des forces établit dans les paragraphes précédentes sur les équations de de Saint – Venant on peut déduire :

- La force de pression  $F_{pi}$  qui agit sur la section  $S_i$  peut être explicitée comme suit (Chow, 1959) :

$$F_{pi} = \rho g S_i Y_i \cos \theta \approx \rho g S_i Y_i \quad (4.111)$$

$Y_i$  est la profondeur moyenne de l'écoulement au niveau de la section  $S_i$ .

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

$$F_{wx} = \rho g \left( \frac{S_1 + S_2}{2} \right) l \Delta x \quad (4.112)$$

- La force du frottement  $F_f$  :

$$F_{wx} = \rho g \left( \frac{S_1 + S_2}{2} \right) J \Delta x \quad (4.113)$$

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

$$\rho \Delta(QV_x) = \rho (\beta_2 Q_2 V_2 - \beta_1 Q_1 V_1) = \rho \left( \beta_2 \frac{Q_2^2 V_2}{S_2} - \beta_1 \frac{Q_1^2 V_1}{S_1} \right) \quad (4.114)$$

Finalement l'équation du bilan de quantité de mouvement utilisée par HEC-RAS est :

$$\beta_2 \frac{Q_2^2 V_2}{g S_2} + S_2 Y_2 = \beta_1 \frac{Q_1^2 V_1}{g S_1} + S_1 Y_1 + \left( \frac{S_1 + S_2}{2} \right) (I - J) \Delta x \quad (4.115)$$

Un modèle hydraulique monodimensionnel en régime permanent permet d'obtenir la côte de l'eau en tout point du réseau modélisé ainsi que les vitesses moyennes dans les sections de calcul et les ouvrages hydrauliques. Ces informations peuvent être suffisantes quand les volumes de stockage disponibles sont faibles par rapport aux volumes moyens des crues. Cela et en particulier le cas quand la topographie des lieux permet de traiter le cours d'eau par morceaux de faible longueur hydrauliquement indépendant.

Le modèle en régime permanent permet de tester l'incidence sur la hauteur d'eau atteinte en rive opposée d'un endiguement, par exemple. Il facilite aussi la détermination des débits de plein bord tenant compte des modifications locales de topographie. Il peut aussi aider à déterminer les courbes de remous dues à un ouvrage hydraulique particulier. Ces modèles donnent donc dans certains cas des résultats tout à fait pertinents pour répondre aux questions d'aménagement posées.

#### 4.4.2. Modèles utilisés par HEC-RAS en régime non-permanent.

Les équations de Saint-Venant ont été établit sur la base d'un modèle d'écoulement à surface libre dont la distance linéaire infinitésimale amont aval est de  $dx$  (Figure 4.2), or dans les considérations pratiques la distance entre deux sections amont et aval d'un canal à surface libre est de l'ordre de quelques mètres voire des dizaines de mètres. Dans le cas des inondations, le parcours de l'écoulement change entre les deux sections du canal (Figures 4.15 et 4.16), si le parcours dans le chenal est  $\Delta x_c$  alors le parcours dans la plaine d'inondation active devient  $\Delta x_{in}$ .

Le problème d'écoulement du canal et après le débordement inondant les deux rives peut être résolu par plusieurs façons. Une des approches de résolution, consiste à négliger entièrement la débitance des rives par rapport à la débitance du canal avant le débordement et considérer les rives comme un stockage par dépression (écoulement négligeable).



Fread (1976) et Smith (1978) ont considéré que l'écoulement peut être décomposé en deux, l'une passe par le chenal et l'autre par les rives, et pour chacun l'équation de continuité et l'équation de conservation de la quantité de mouvement sont établies, et pour simplifier le problème l'écoulement par les rives se fait horizontalement à la normale des sections transversales ( $S_j$  et  $S_{j+1}$ ), et l'échange en quantité de mouvement entre les deux écoulement est négligeable. Le débit dans le chenal  $Q_c$  est une proportion du débit total  $Q$  qui parcourt tout le canal (chenal et rives), il est explicité par :

$$Q_c = \phi Q = \left( \frac{K_c}{K_c + K_{in}} \right) Q \quad (4.116)$$

$K_c$  est la débitance du canal avant le débordement (chenal).

$K_{in}$  est la débitance du canal après le débordement (inondation).

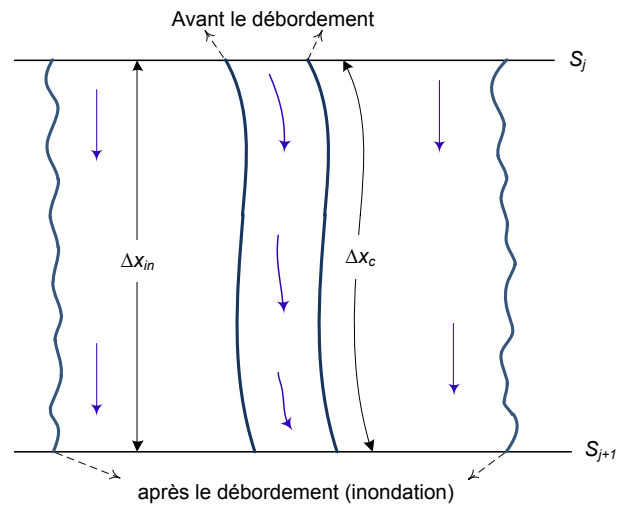


Figure 4.15 : Canal et plaine d'inondation active.

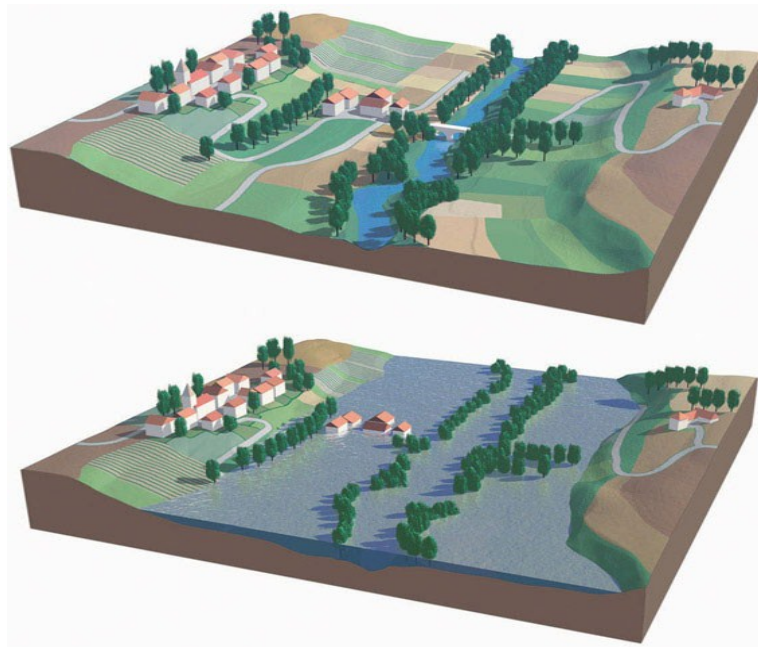


Figure 4.16 : Cours d'eau avant (chenal) et après le débordement (plaine d'inondation active).

Les équations de Saint-Venant suivant ces hypothèses peuvent être exprimées par :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial(\phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi)Q]}{\partial x_{in}} = q_l \quad (4.117)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_c} \left( \frac{\phi^2 Q^2}{S_c} \right) + \frac{\partial}{\partial x_{in}} \left( \frac{(1-\phi)^2 Q^2}{S_{in}} \right) + gS_c \left( \frac{\partial Z}{\partial x_c} + J_c \right) + gS_{in} \left( \frac{\partial Z}{\partial x_{in}} + J_{in} \right) = 0 \quad (4.118)$$

Les indices  $c$  et  $in$  dans l'équation font référence à l'écoulement dans le chenal (lettre  $c$ ) et à l'écoulement dans la plaine d'inondation active (lettre  $in$ ) dans le débordement.

D'après les premiers travaux de Fread (1976), Smith (1978) et Barkau (1982) ont montré que les deux équations de Saint-Venant peuvent être écrites pour chaque écoulement (chenal et rives inondées).

#### 4.4.2.1. Equations de continuité.

Les équations de continuité pour le chenal et pour les rives inondées sont explicitées comme suit :

$$\frac{\partial S_c}{\partial t} + \frac{\partial Q_c}{\partial x_c} = q_{in} \quad (4.119)$$

$$\frac{\partial S_{in}}{\partial t} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q_{in}}{\partial x_f} = q_c + q_i \quad (4.120)$$

$q_c$  et  $q_{in}$  sont les débits latéraux par unité de longueur échangés entre le chenal et la plaine d'inondation de l'écoulement.

$A$  : est une partie de stockage non communiquée à travers la section transversale, généralement cette partie est négligeable.

#### 4.4.2.2. Equations de conservation de la quantité de mouvement.

De même, les équations de conservation de la quantité de mouvement pour le chenal et pour les rives inondées sont explicitées comme suit :

$$M_c = \frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_c} (V_c Q_c) + g S_c \left( \frac{\partial z}{\partial x_c} + J_c \right) = 0 \quad (4.121)$$

$$M_{in} = \frac{\partial Q_{in}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_{in}} (V_{in} Q_{in}) + g S_{in} \left( \frac{\partial z}{\partial x_{in}} + J_{in} \right) = 0 \quad (4.122)$$

L'ensemble des équations obtenues sont numériquement calculables suivant le schéma implicite aux différences finies analogue à celle vue précédemment (§ 5.2.2.2. Schéma implicite). Et pour simplifier les soit  $u \equiv u(x,t)$  une fonction de la distance et du temps, considérons les notations suivantes :

$$u_i = u_i^k \text{ et } \Delta u \equiv \Delta u_i = u_i^{k+1} - u_i^k \text{ par conséquent } u_i^{k+1} = u_i + \Delta u_i$$

Les schémas implicites aux différences finies peuvent être explicités comme suit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \frac{\Delta u}{\Delta t} = \frac{\Delta u_{i+1} + \Delta u_i}{2\Delta t}, \quad \frac{\partial u}{\partial x} \approx \frac{\Delta u}{\Delta x} = \frac{(u_{i+1} - u_i) + \theta(\Delta u_{i+1} - \Delta u_i)}{\Delta x} \text{ et } u \approx \bar{u} = \frac{u_i + u_{i+1}}{2} + \theta \frac{\Delta u_i + \Delta u_{i+1}}{2}$$

Les équations de continuité peuvent être écrites sous les formes moyennes suivantes :

$$\frac{\Delta S_c}{\Delta t} + \frac{\Delta Q_c}{\Delta x_c} = \bar{q}_{in} \Rightarrow \frac{\Delta S_c}{\Delta t} \Delta x_c + \Delta Q_c = \bar{q}_{in} \Delta x_c \quad (4.123)$$

$$\frac{\Delta S_{in}}{\Delta t} + \frac{\Delta A}{\Delta t} + \frac{\Delta Q_{in}}{\Delta x_{in}} = \bar{q}_c + \bar{q}_i \Rightarrow \frac{\Delta S_{in}}{\Delta t} \Delta x_{in} + \frac{\Delta A}{\Delta t} \Delta x_{in} + \Delta Q_{in} = \bar{q}_c \Delta x_{in} + \bar{q}_i \Delta x_{in} \quad (4.124)$$

Sachant qu'il y a un échange de masse de part et d'autre entre le chenal et la plaine d'inondation active, ce qui permet d'ajouter cette équation :

$$q_c \Delta x_c = -q_{in} \Delta x_{in} \quad (4.125)$$

Ce qui conduit à :

$$\frac{\Delta S_{in}}{\Delta t} \Delta x_{in} + \frac{\Delta S_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A}{\Delta t} \Delta x_{in} + \Delta Q_{in} + \Delta Q_c = \bar{q}_l \Delta x_{in} \quad (4.126)$$

Sachant que,  $\Delta Q_{in} + \Delta Q_c = \Delta(Q_{in} + Q_c) = \Delta Q$  et  $\bar{q}_l \Delta x_{in} = \bar{Q}_l$ , soit finalement :

$$\frac{\Delta S_{in}}{\Delta t} \Delta x_{in} + \frac{\Delta S_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A}{\Delta t} \Delta x_{in} + \Delta Q - \bar{Q}_l = 0 \quad (4.127)$$

$\bar{Q}_l$  c'est le débit moyen qui entre latéralement à travers les rives

De même pour les équations de conservation de la quantité de mouvement, soit :

$$M_c = \frac{\Delta Q_c}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_c Q_c)}{\Delta x_c} + g \bar{S}_c \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_c} + \bar{J}_c \right) \Rightarrow \quad (4.128)$$

$$\Delta x_c M_c = \frac{\Delta Q_c}{\Delta t} \Delta x_c + \Delta(V_c Q_c) + g \bar{S}_c (\Delta z + \bar{J}_c \Delta x_c)$$

$$M_{in} = \frac{\Delta Q_{in}}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_{in} Q_{in})}{\Delta x_{in}} + g \bar{S}_{in} \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_{in}} + \bar{J}_{in} \right) \Rightarrow \quad (4.129)$$

$$\Delta x_{in} M_{in} = \frac{\Delta Q_{in}}{\Delta t} \Delta x_{in} + \Delta(V_{in} Q_{in}) + g \bar{S}_{in} (\Delta z + \bar{J}_{in} \Delta x_{in})$$

Sachant que,  $M_c \Delta x_c = -M_{in} \Delta x_{in}$ , alors :

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta Q_{in}}{\Delta t} \Delta x_{in} + \Delta(V_c Q_c + V_{in} Q_{in}) + g(\bar{S}_c + \bar{S}_{in}) \Delta z + \quad (4.130)$$

$$g(\bar{S}_c \bar{J}_c \Delta x_c + \bar{S}_{in} \bar{J}_{in} \Delta x_{in}) = 0$$

Le terme  $g(\bar{S}_c \bar{J}_c \Delta x_c + \bar{S}_{in} \bar{J}_{in} \Delta x_{in})$  représente la force de frottement due à l'action des parois sur l'écoulement, qui peut être exprimée par une force de frottement équivalente :

$$g \bar{S} \bar{J} \Delta x_e = g(\bar{S}_c \bar{J}_c \Delta x_c + \bar{S}_{in} \bar{J}_{in} \Delta x_{in}) \quad (4.131)$$

Avec,  $\Delta x_e$  le parcours équivalent de l'écoulement,  $\bar{J}$  la pente de frottement moyenne et  $\bar{S} = \bar{S}_c + \bar{S}_{in}$  la section moyenne de l'écoulement.

Le coefficient de correction de vitesse de Boussinesq  $\beta$  peut être écrite pour une section S par :

$$\beta = \frac{V_c^2 S_c + V_{in}^2 S_{in}}{V^2 (S_c + S_{in})} = \frac{V_c Q_c + V_{in} Q_{in}}{QV} \Rightarrow \Delta(\beta VQ) = \Delta(V_c Q_c + V_{in} Q_{in}) \quad (4.132)$$

Finalement, l'équation de la conservation de la quantité de mouvement s'écrit :

$$\frac{\Delta Q_c \Delta x_c + \Delta Q_{in} \Delta x_{in}}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta VQ)}{\Delta x_e} + g \bar{S} \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{J} \right) = 0 \quad (4.133)$$

#### 4.4.2.3. Singularités et débit latéral.

Dans la pratique les forces de viscosité et de pression ne sont pas les seules forces qui agissent sur l'écoulement, les forces dues aux singularités (piles du pont, contraction ou élargissement brusque bloc...) ont un rôle à tenir en compte dans le principe de la conservation de la quantité de mouvement.

Plusieurs formules ont été proposées pour calculer les pertes de charges singulières (Chow, 1959 et WES, 1973), qui sont généralement de la forme :

$$h_s = \zeta \frac{V^2}{2g} \quad (4.134)$$

$\zeta$  est le coefficient de la perte de charge singulière, dépend de la nature de la singularité. Pour une distance  $dx$  la perte de charge par unité de longueur équivalente  $J_s$  est exprimée par :

$$J_s = \frac{dh_s}{dx} \quad (4.135)$$

Par conséquent, la perte de charge singulière moyenne par unité de longueur correspondant à la distance  $\Delta x_e$  vaut :

$$\bar{J}_s = \frac{\Delta h_s}{\Delta x_e} \quad (4.136)$$

Autre que la perte de charge due à des singularités particulières, le débit entrant latéralement produit une quantité de mouvement supplémentaire qui peut être exprimée par la relation :

$$M_l = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x} \quad (4.136)$$

$\xi$  est un coefficient qui traduit la fraction de la quantité de mouvement entrant.

L'équation finale de la conservation de la quantité de mouvement en tenant compte ces deux paramètres de plus peuvent être exprimée par :

$$\frac{\Delta Q_c \Delta x_c + \Delta Q_{in} \Delta x_{in}}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{S} \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{J} + \bar{J}_s \right) = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x_e} \quad (4.137)$$

#### 4.4.2.4. Linéarisation et schéma final aux différences finies des équations.

Les deux équations finales qui permettent de résoudre le problème des inondations dans un canal à ciel ouvert et qui sont utilisées dans le HEC-RAS sont résumés comme suit :

$$\frac{\Delta S_{in}}{\Delta t} \Delta x_{in} + \frac{\Delta S_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A}{\Delta t} \Delta x_{in} + \Delta Q - \bar{Q}_l = 0 \quad (4.138)$$

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_{in} \Delta x_{in})}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{S} \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{J} + \bar{J}_s \right) = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x_e} \quad (4.139)$$

Pour simplifier l'élaboration du schéma aux différences finies, soit les trois hypothèses suivantes :

1. Si  $u \cdot u \gg \Delta u \cdot \Delta u$  alors,  $\Delta u \cdot \Delta u = 0$  (Liggett et al., 1975).

2. Si  $\Omega = \Omega(Q, z)$ , une fonction de deux variables de  $Q$  et  $z$ , alors  $\Delta\Omega$  est approché par le premier terme de la série de Taylor, c'est-à-dire :  $\Delta\Omega_i = \left(\frac{\partial\Omega}{\partial Q}\right)_i \Delta Q_i + \left(\frac{\partial\Omega}{\partial z}\right)_i \Delta z_i$ .
3. Si le pas du temps  $\Delta t \rightarrow 0$ , certain variables peuvent être traités explicitement, c'est-à-dire :  $u_i^{k+1} \approx u_i^k$  ou  $\Delta u_i \approx 0$ .

La deuxième hypothèse a été appliquée à la pente de frottement (viscosité)  $J$  et la surface  $S$ .

La troisième hypothèse a été appliquée à la vitesse  $V$ , le facteur de distribution de vitesses  $\beta$ , la distance équivalente  $\Delta x_e$  et le facteur de distribution de l'écoulement  $\varphi$ .

Les approximations en schémas implicites aux différences finies terme par terme utilisées dans HEC-RAS sont explicités pour chaque équation.

- Pour l'équation de continuité :

$$\frac{\Delta S_{in}}{\Delta t} \Delta x_{in} = \frac{\left(\frac{dS_{in}}{dz}\right)_i \Delta z_i + \left(\frac{dS_{in}}{dz}\right)_{i+1} \Delta z_{i+1}}{2\Delta t} \Delta(x_{in})_i \quad (4.140)$$

$$\frac{\Delta S_c}{\Delta t} \Delta x_c = \frac{\left(\frac{dS_c}{dz}\right)_i \Delta z_i + \left(\frac{dS_c}{dz}\right)_{i+1} \Delta z_{i+1}}{2\Delta t} \Delta(x_c)_i \quad (4.141)$$

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} \Delta x_{in} = \frac{\left(\frac{dA}{dz}\right)_i \Delta z_i + \left(\frac{dA}{dz}\right)_{i+1} \Delta z_{i+1}}{2\Delta t} \Delta(x_{in})_i \quad (4.142)$$

Et,

$$\Delta Q = (Q_{i+1} - Q_i) + \theta(\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) \quad (4.143)$$

- Pour l'équation de la conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_{in} \Delta x_{in})}{\Delta t \Delta x_e} = \frac{1}{2\Delta t \Delta(x_e)_i} [\Delta(Q_c)_i \Delta(x_c)_i + \Delta(Q_{in})_i \Delta(x_{in})_i + \Delta(Q_c)_{i+1} \Delta(x_c)_i + \Delta(Q_{in})_{i+1} \Delta(x_{in})_i] \quad (4.144)$$

$$\frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} = \frac{1}{\Delta(x_e)_i} [(\beta V Q)_{i+1} - (\beta V Q)_i] + \frac{\theta}{\Delta(x_e)_i} [\Delta(\beta V Q)_{i+1} - \Delta(\beta V Q)_i] \quad (4.145)$$

$$g\bar{S} \frac{\Delta z}{\Delta x_e} = \frac{g\bar{S}}{\Delta(x_e)_i} [(z_{i+1} - z_i) + \theta(\Delta z_{i+1} - \Delta z_i)] + \theta \frac{g\Delta\bar{S}}{\Delta(x_e)_i} (z_{i+1} - z_i) \quad (4.146)$$

Et,

$$g\bar{S}(\bar{J} + \bar{J}_s) = g\bar{S}(\bar{J} + \bar{J}_s) + \frac{1}{2} \theta g\bar{S} [(\Delta J_i + \Delta J_{i+1}) + (\Delta(J_s)_i + \Delta(J_s)_{i+1})] + \frac{1}{2} \theta g(\bar{J} + \bar{J}_s) (\Delta S_i + \Delta S_{i+1}) \quad (4.147)$$

Avec :

$$\bar{S} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}, \quad \bar{J} = \frac{J_i + J_{i+1}}{2}, \quad \bar{J}_s = \frac{(J_s)_i + (J_s)_{i+1}}{2}, \quad \Delta J_i = \left(-\frac{2J}{K} \frac{dK}{dz}\right)_i \Delta z_i + \left(\frac{2J}{Q}\right)_i \Delta Q_i$$

$$\Delta S_i = \left( \frac{dS}{dz} \right)_i \Delta z_i \quad \text{et} \quad \Delta \bar{S} = \frac{1}{2} (\Delta S_i + \Delta S_{i+1})$$

Les équations de continuité et de conservation de la quantité de mouvement peuvent être écrites sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} C_i(Q_i^{k+1}, z_i^{k+1}, Q_{i+1}^{k+1}, z_{i+1}^{k+1}) &= 0 \\ \Leftrightarrow c_i^{Q1} \Delta Q_i + c_i^{z1} \Delta z_i + c_i^{Q2} \Delta Q_{i+1} + c_i^{z2} \Delta z_{i+1} - c_i^B &= 0 \end{aligned} \quad (4.148)$$

$$\begin{aligned} M_i(Q_i^{k+1}, z_i^{k+1}, Q_{i+1}^{k+1}, z_{i+1}^{k+1}) &= 0 \\ \Leftrightarrow m_i^{Q1} \Delta Q_i + m_i^{z1} \Delta z_i + m_i^{Q2} \Delta Q_{i+1} + m_i^{z2} \Delta z_{i+1} - m_i^B &= 0 \end{aligned} \quad (4.149)$$

Les coefficients  $c_i^{Q1}$ ,  $c_i^{z1}$ ,  $c_i^{Q2}$ ,  $c_i^{z2}$ , et  $c_i^B$  de l'équation de continuité sont explicités comme suit :

$$c_i^{Q1} = -\frac{\theta}{\Delta(x_e)_i} \quad (4.150)$$

$$c_i^{z1} = \frac{1}{2\Delta t \Delta(x_e)_i} \left[ \left( \frac{dS_c}{dz} \right)_i \Delta(x_c)_i + \left( \frac{dS_m}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_i \Delta(x_m)_i \right] \quad (4.151)$$

$$c_i^{Q2} = \frac{\theta}{\Delta(x_e)_i} \quad (4.152)$$

$$c_i^{z2} = \frac{1}{2\Delta t \Delta(x_e)_i} \left[ \left( \frac{dS_c}{dz} \right)_{i+1} \Delta(x_c)_i + \left( \frac{dS_m}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_{i+1} \Delta(x_m)_i \right] \quad (4.153)$$

$$c_i^B = -\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta(x_e)_i} + \frac{Q_i}{\Delta(x_e)_i} \quad (4.154)$$

Les coefficients  $m_i^{Q1}$ ,  $m_i^{z1}$ ,  $m_i^{Q2}$ ,  $m_i^{z2}$  et  $m_i^B$  de l'équation de conservation de quantité de mouvement sont :

$$m_i^{Q1} = \frac{\phi_i \Delta(x_c)_i + (1 - \phi_i) \Delta(x_m)_i}{2\Delta t \Delta(x_e)_i} - \theta \frac{\beta_i V_i}{\Delta(x_e)_i} + \theta g \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} \left( \frac{J_i + (J_s)_i}{Q_i} \right) \quad (4.155)$$

$$\begin{aligned} m_i^{z1} = \frac{g\theta}{2} \left\{ \frac{(z_{i+1} - z_i) \left( \frac{dS}{dz} \right)_i - S_i}{\Delta(x_e)_i} - (S_i + S_{i+1}) \left[ \left( \frac{dK}{dz} \right)_i \left( \frac{J_i}{K_i} \right) + \left( \frac{dS}{dz} \right)_i \left( \frac{(J_s)_i}{S_i} \right) \right] \right. \\ \left. + \left( \frac{dS}{dz} \right)_i (\bar{J} + \bar{J}_s) \right\} \end{aligned} \quad (4.156)$$

$$m_i^{Q2} = \frac{\phi_{i+1} \Delta(x_c)_i + (1 - \phi_{i+1}) \Delta(x_m)_i}{2\Delta t \Delta(x_e)_i} + \theta \frac{\beta_{i+1} V_{i+1}}{\Delta(x_e)_i} + \theta g \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} \left( \frac{J_{i+1} + (J_s)_{i+1}}{Q_{i+1}} \right) \quad (4.157)$$

$$m_i^{z2} = \frac{g\theta}{2} \left\{ \frac{(z_{i+1} - z_i) \left( \frac{dS}{dz} \right)_{i+1} + (S_i + S_{i+1})}{\Delta(x_e)_i} - (S_i + S_{i+1}) \left[ \left( \frac{dK}{dz} \right)_{i+1} \left( \frac{J_{i+1}}{K_{i+1}} \right) + \right. \right. \quad (4.158)$$

$$\left. \left( \frac{dS}{dz} \right)_{i+1} \left( \frac{J_s}{S_{i+1}} \right) \right] + \left( \frac{dS}{dz} \right)_{i+1} (\bar{J} + \bar{J}_s) \right\}$$

$$m_i^B = \frac{\beta_i V_i Q_i - \beta_{i+1} V_{i+1} Q_{i+1}}{\Delta(x_e)_i} + g \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} \left[ \frac{(z_i - z_{i+1})}{\Delta(x_e)_i} - (\bar{J} + \bar{J}_s) \right] \quad (4.159)$$

Le facteur de distribution de l'écoulement entre le chenal et la plaine d'inondation  $\phi_i$  (ou  $\phi_{i+1}$ ) qui figure dans les expressions de  $m_i^{Q1}$  et  $m_i^{Q2}$  est donnée par :

$$\phi_i = \frac{(Q_c)_i}{(Q_c)_i + (Q_{in})_i} \quad (4.160)$$

D'après Fread (1976), ce facteur peut être explicité en fonctions des débitances :

$$\phi_i = \frac{(K_c)_i}{(K_c)_i + (K_{in})_i} \quad (4.161)$$

Dans toutes les expressions des coefficients figurent dans le parcours équivalent de l'écoulement  $\Delta(x_e)_i$ , ce terme est donné par la relation :

$$\Delta x_e = \frac{\bar{S}_c \bar{J}_c \Delta x_c + \bar{S}_{in} \bar{J}_{in} \Delta x_{in}}{\bar{S} \bar{J}} \quad (4.162)$$

Si  $\bar{\phi}$  est supposé égale à :

$$\bar{\phi} = \frac{\bar{K}_c}{\bar{K}_c + \bar{K}_{in}} \quad (4.163)$$

Alors  $\Delta x_e$  peut être considéré comme :

$$\Delta x_e = \frac{\bar{S}_c \Delta x_c + \bar{S}_{in} \Delta x_{in}}{\bar{S}} \quad (4.164)$$

Par conséquent :

$$\Delta(x_e)_i = \frac{[(S_c)_i + (S_c)_{i+1}] \Delta(x_c)_i + [(S_{in})_i + (S_{in})_{i+1}] \Delta(x_{in})_i}{S_i + S_{i+1}} \quad (4.165)$$

Le schéma implicite aux différences finies ainsi décrit est applicable entre deux sections distantes de  $\Delta x_c$  pour le chenal et de  $\Delta x_m$  pour la plaine d'inondation active. Ce schéma permet finalement de déterminer pour chaque distance  $x_i$  évalué par rapport à l'origine  $x_1$  et pour chaque temps  $t_k$  évalué par rapport au temps initial  $t_0$ , la cote de la surface d'eau  $z_i^k = z(x_i, t_k)$  et le débit  $Q_i^k = Q(x_i, t_k)$ , par conséquent les autres caractéristiques telle que la surface  $S$ , la vitesse  $V$ , la profondeur de l'écoulement  $h$  et la perte de charge linéaire due au frottement  $J$  peuvent être exprimées en fonction du  $Q$  et  $z$ .

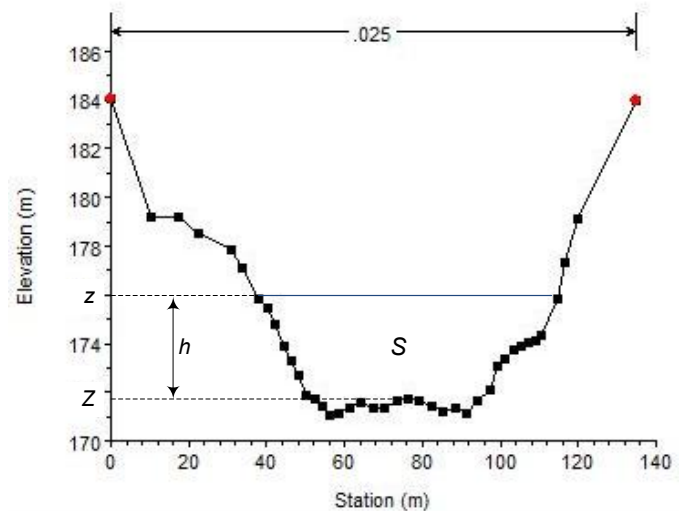


Figure 4.17 : Relation entre la surface et la profondeur.

- La profondeur de l'écoulement  $h$  dépend de  $z$  par la relation :  $h = z - Z$  où,  $Z$  est l'altitude du fond du canal.
- La surface  $S$  dépend directement de la profondeur  $h$ . Pour chaque profondeur HEC-RAS peut calculer la surface correspondante (par la méthode des trapèzes) (Figure 4.17).
- La perte de charge linéaire  $J$  et la vitesse  $V$  dépendent du débit  $Q$  et de la surface  $S$ , par conséquent ils dépendent de la profondeur  $h$  suivant la formule de Manning pour  $J$  et suivant la formule du débit pour  $V$  :  $Q = VS$ .

Le principal intérêt des modèles en régime non permanent est de rendre en compte de l'évolution temporelle des phénomènes : limnigraphes  $Z(t)$ , hydrogrammes  $Q(t)$  sont calculés en tout point du réseau et à chaque instant, permettant de retracer la dynamique des phénomènes de façon beaucoup plus complète qu'un régime permanent, intégrant les conditions aux limites variables (Hydrogrammes Synthétiques Mono Fréquence).

Ils permettent une analyse beaucoup plus fine des impacts d'un aménagement, en particulier lorsqu'il y a transfert d'un volume inondant d'un endroit à un autre ou stockage temporaire d'une partie du volume de la crue.

#### 4.4.3. Utilisation pratique de HEC-RAS.

La détermination des caractéristiques hydrauliques d'un écoulement à surface le long d'un cours d'eau, nécessite des conditions aux limites amont et aval, des données topographiques du cours d'eau et la définition précise des ouvrages tels que les ponts, les seuils, des vannes et tout ouvrage susceptible d'influencer l'écoulement.

L'utilisation du modèle hydraulique de HEC-RAS, impose de préciser les conditions aux limites amont et aval. Les conditions aux limites amont sont, en général, données par un débit entrant  $Q(t)$  aux différents points amont du réseau hydrographique modélisé. Ces hydrogrammes résultent de l'étude hydrologique. Par contre les conditions aux limites aval prennent en général la forme d'une loi de tarage, donnant la loi du débit en fonction de la hauteur d'eau, mais il est très important de prendre garde à l'influence de ce type de conditions sur les résultats de calcul, en particulier dans les zones à faible



penne où elle peut se reporter assez loin vers l'amont. En première approximation, la distance de l'influence aval est de l'ordre de grandeur de la hauteur d'eau maximale divisée par la pente.

Pour le cas de l'oued Mekerra, les conditions aux limites sont considérées à l'amont du tronçon pertinent du cours d'eau principal qui traverse la ville de Sidi Bel Abbès sous forme d'hydrogrammes synthétiques mono fréquences (Figure 3.31).

#### 4.5. Conclusion.

Le choix d'utilisation du HEC-RAS réside dans l'utilisation d'une modélisation de l'écoulement permanent et non permanent à surface libre en débordement du chenal vers la plaine d'inondation active. Dans une étude comparative (Horritt et al., 2002) entre HEC-RAS, TELEMAC-2D et LISFLOOD-FP appliqués sur une longueur de 60 km de la rivière Severn au Royaume-Uni, a montré que HEC-RAS donne des résultats très fiables par rapport à TELEMAC-2D et LISFLOOD-FP.

Les hydrogrammes synthétiques mono-fréquences et les données cartographiques de l'oued Mekerra, peuvent être considérés pour la détermination et la cartographie de l'aléa et la vulnérabilité qui sont l'objet des deux prochains chapitres.



## Chapitre 5.

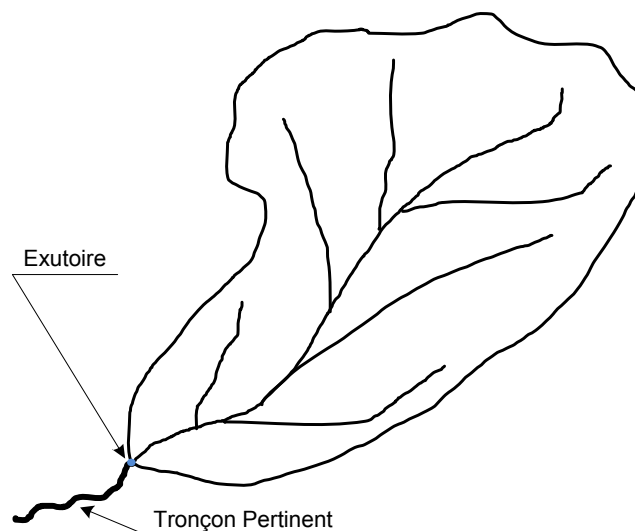
### Aléa, Vulnérabilité et Synthèse du Risque

L'attribution ponctuelle d'une mesure de risque à chaque site se traduit par une attribution de points de risque. Sous réserve de son acceptation par les différents partenaires, cette méthode de quantification permet ensuite d'échanger des points de risque entre les différents secteurs concernés (Givone, 1995) pour faciliter l'émergence de solutions plus efficaces car mieux distribuées sur le terrain.

Afin de prendre en compte les interactions amont-aval et les contraintes liées au fonctionnement hydraulique d'un cours d'eau, il est nécessaire de raisonner d'emblée sur une maille géographique adaptée, c'est-à-dire sur l'ensemble du linéaire du cours d'eau considéré. Ainsi, de prendre en compte l'ensemble des apports du bassin versant au cours d'eau et de tester les éventuels reports d'amont sur l'aval. Le linéaire du cours d'eau considéré doit lui aussi être pertinent, c'est-à-dire :

- qu'il faut remonter le long du cours d'eau jusqu'au lieu où il prend une importance significative, permettant d'utiliser les outils de la modélisation hydraulique et hydrologique dans de bonnes conditions,
- qu'il faut descendre jusqu'à une déconnexion hydraulique qui peut être la confluence avec un cours d'eau plus important mais aussi une déconnexion hydraulique significative.

Ainsi, une vision globale est obtenue, à l'échelle du bassin versant, de la situation de risque (Figure 5.1)



**Figure 5.1** : Tronçon pertinent pour l'étude des inondations.

#### 5.1. Topographie.

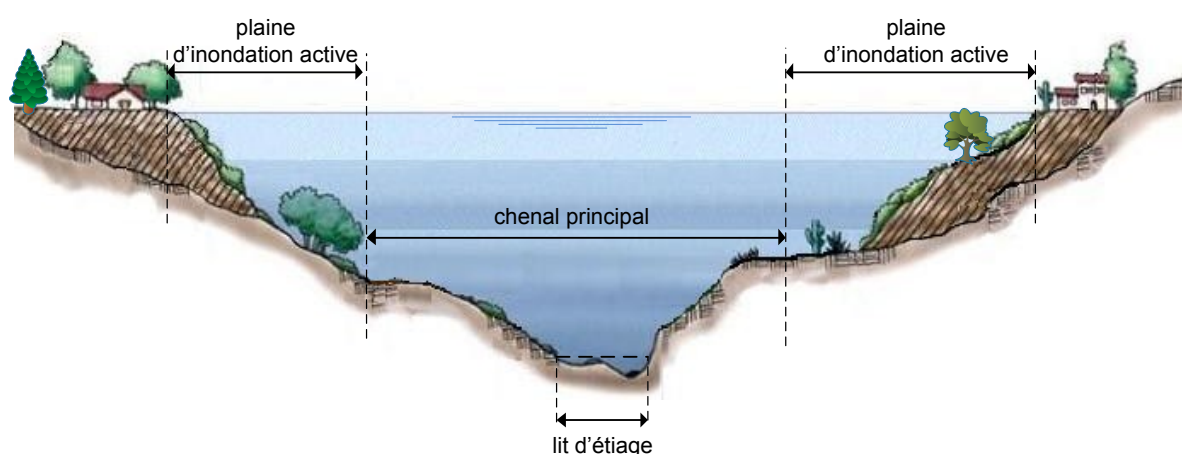
Les données nécessaires concernent d'abord la topographie complète du lit du cours d'eau, c'est-à-dire, chenal et plaine d'inondation active. Le degré de précision de cette topographie conditionne largement la précision des résultats attendus. Il faut prendre garde à ce point et utiliser une topographie dont la précision est compatible avec celle recherchée. De plus, la précision moyenne du levé topographique ne suffit pas à qualifier la pertinence des données disponibles. Le levé topographique

adapté à l'hydraulique doit en effet prendre en considération des contraintes propres à l'hydraulique : resserrement de la vallée, remblai, berges du lit mineur, rupture de pointe, etc. (Gilard, 1998).

La définition des travaux topographiques nécessaires doit suivre une première expertise hydraulique qui a pour but de définir les lignes de structures hydrauliquement pertinentes et de s'appuyer sur ces lignes pour définir la nature exacte des travaux topographiques à réaliser.

Par ailleurs, il ne faut pas sous-estimer la difficulté à retrouver dans un paysage réel les limites correspondant à ces différents lits. La Figure 5.2 présente une vision plus géomorphologique des lits d'un cours d'eau pour illustrer ce fait.

La réalisation des levés topographiques se fait généralement en deux étapes. Une première étape assez systématique permet une connaissance globale du terrain autorisant une première modélisation hydraulique. En fonction de ses résultats et des lacunes identifiées, une seconde étape permet de rechercher les informations topographiques manquantes.



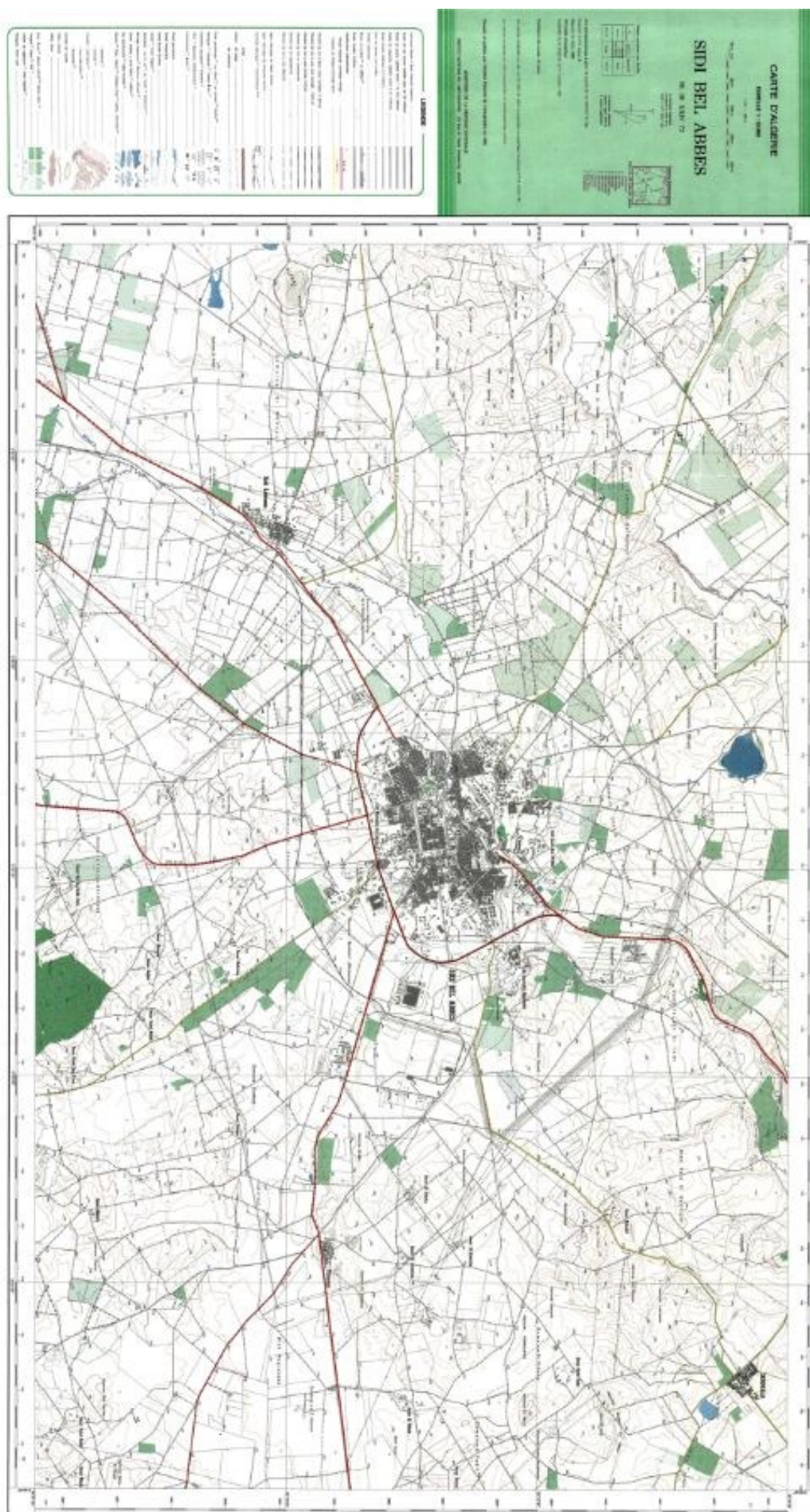
**Figure 5.2** : Lecture géomorphologique des lits d'un cours d'eau.

Les levés topographiques prennent généralement la forme de profils en travers, au moins pour ce qui concerne le lit mineur de la rivière. Le levé du lit majeur est effectué sous forme d'une continuité de ces mêmes profils en travers ou d'un semis de points régulier obtenu éventuellement par des moyens automatiques comme la photogrammétrie aérienne.

L'accès des données topographiques de l'oued Mekerra est faite à travers une carte topographique de la zone de Sidi Bel Abbès avec une échelle 1/25 000, cette carte a été fournie par l'Institut National de Cartographie et de Télédétection d'Alger (Figure 5.3)

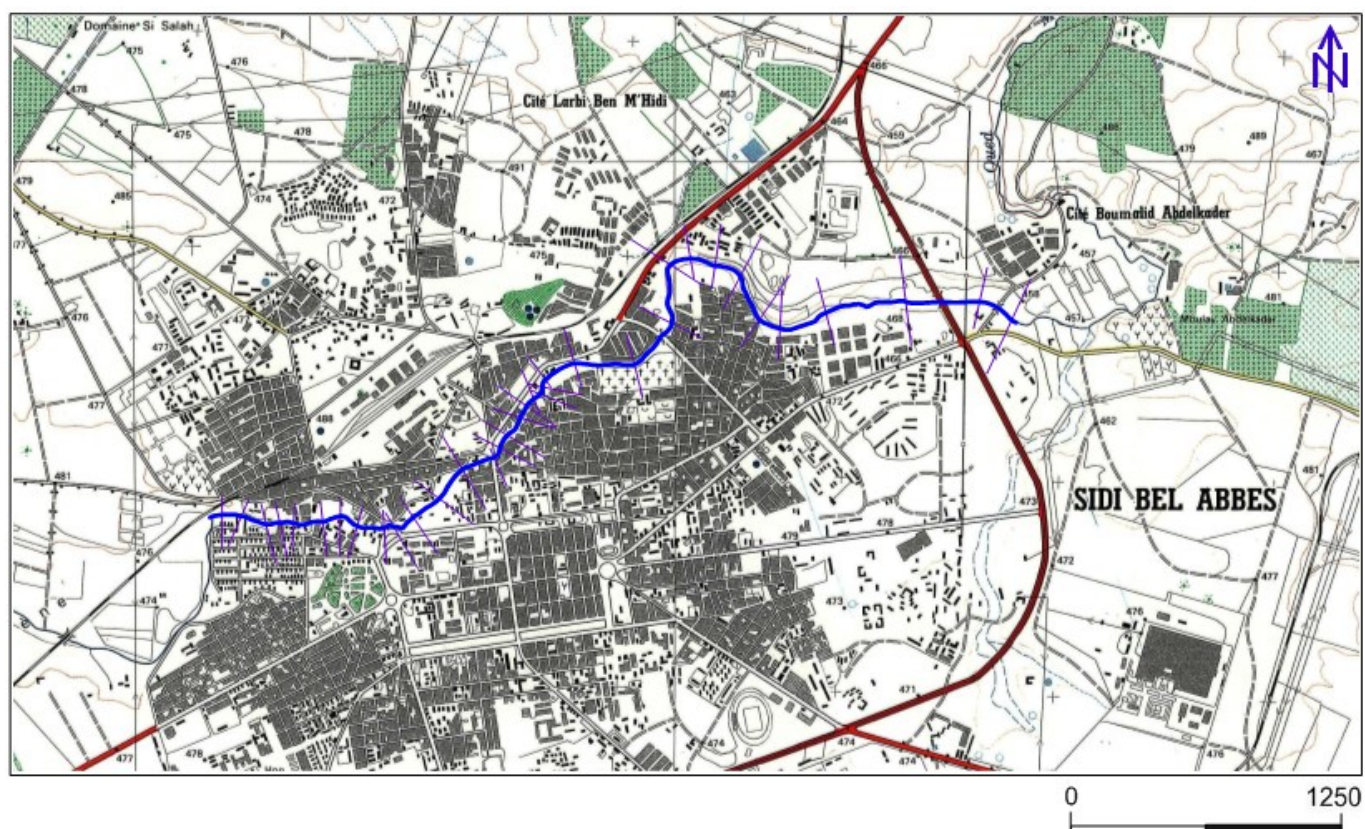
Il est très important d'analyser cette carte pour avoir une estimation des pentes du profil en long et de la compléter par une reconnaissance de terrain un peu approfondie qui permet de déterminer le gabarit des différents tronçons de cours d'eau (hauteur de berge et largeur du lit mineur) pour avoir une donnée minimale permettant une première approche grossière mais néanmoins intéressante.

La définition des relevés topographiques à effectuer doit reposer sur une première expertise hydraulique des informations disponibles (Figure 5.3). Il est essentiel que les zones correspondant à des phénomènes hydrauliques particuliers soient levées très précisément (berges du lit mineur, par exemple). L'objet topographique le plus communément utilisé est le profil en travers, en particulier pour représenter le lit mineur.



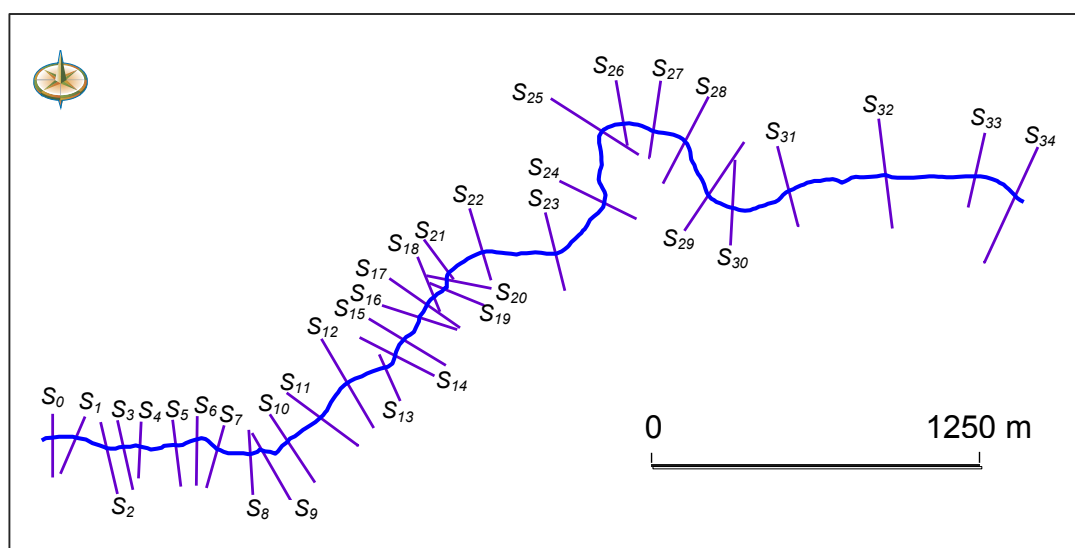
**Figure 5.3** : Carte topographique de Sidi Bel Abbès (Source : INCT Alger).

L'oued Mekerra, traverse l'agglomération de Sidi Bel Abbès (Figure 5.3) et divise la ville en deux parties. Suivant la topographie et la distribution de l'agglomération, l'extrémité amont du tronçon pertinent du cours d'eau est au niveau de la station hydrométrique, alors, que l'extrémité aval considérée vers la sortie de l'agglomération (Figure 5.4).



**Figure 5.4 :** Tronçon pertinent de l'oued Mekerra.

La longueur du tronçon pertinent est de 5 km, sa topographie, impose de choisir des sections nécessaires pour alimenter le modèle hydraulique, 35 sections ont été levées perpendiculairement à l'axe de l'écoulement (Figure 5.5).



**Figure 5.5 :** Choix des sections dans le tronçon pertinent.

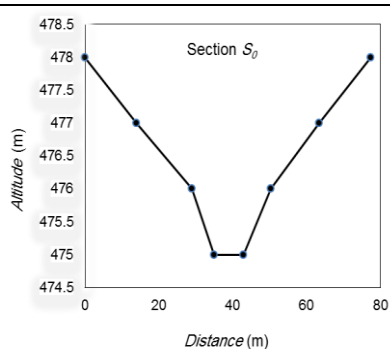
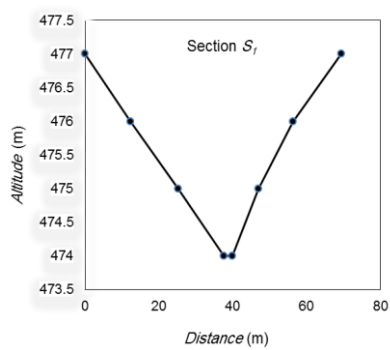
Les Tableaux 5.1, 5.2 au 5.9 donnent les caractéristiques géométriques des sections ainsi que les distances entre deux sections successives du tronçon pertinent.

**Tableau 5.1** : Distances entre les sections du tronçon pertinent.

Sections $S_i - S_{i+1}$	Distance (m)	Sections $S_i - S_{i+1}$	Distance (m)
$- S_0$	0	$S_{17} - S_{18}$	50.56
$S_0 - S_1$	81.97	$S_{18} - S_{19}$	45.28
$S_1 - S_2$	135.00	$S_{19} - S_{20}$	33.36
$S_2 - S_3$	60.09	$S_{20} - S_{21}$	46.67
$S_3 - S_4$	61.47	$S_{21} - S_{22}$	154.15
$S_4 - S_5$	140.72	$S_{22} - S_{23}$	275.57
$S_5 - S_6$	82.17	$S_{23} - S_{24}$	254.85
$S_6 - S_7$	88.75	$S_{24} - S_{25}$	266.61
$S_7 - S_8$	134.41	$S_{25} - S_{26}$	99.01
$S_8 - S_9$	67.82	$S_{26} - S_{27}$	118.09
$S_9 - S_{10}$	104.18	$S_{27} - S_{28}$	132.00
$S_{10} - S_{11}$	148.25	$S_{28} - S_{29}$	238.96
$S_{11} - S_{12}$	168.23	$S_{29} - S_{30}$	101.81
$S_{12} - S_{13}$	156.39	$S_{30} - S_{31}$	233.46
$S_{13} - S_{14}$	73.23	$S_{31} - S_{32}$	370.23
$S_{14} - S_{15}$	66.92	$S_{32} - S_{33}$	346.25
$S_{15} - S_{16}$	105.10	$S_{33} - S_{34}$	175.22
$S_{16} - S_{17}$	61.89		

Le coefficient de Manning considéré pour chaque section, est égal à  $0.033 \text{ s.m}^{-1/3}$  pour la base et  $0.08 \text{ s.m}^{-1/3}$  pour les berges.

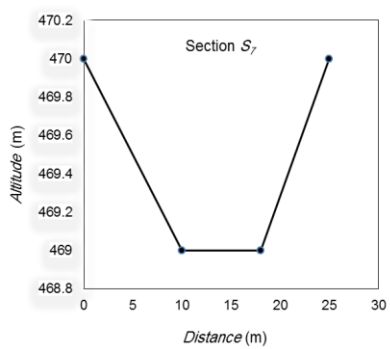
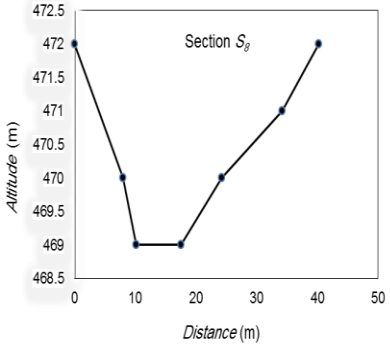
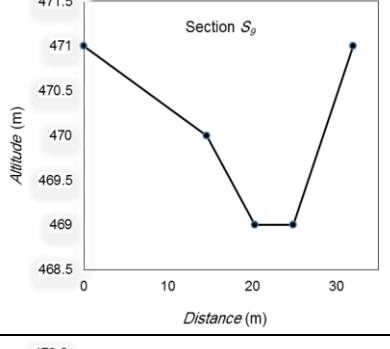
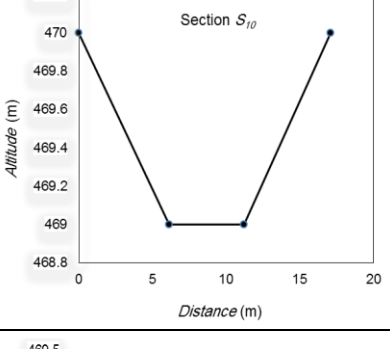
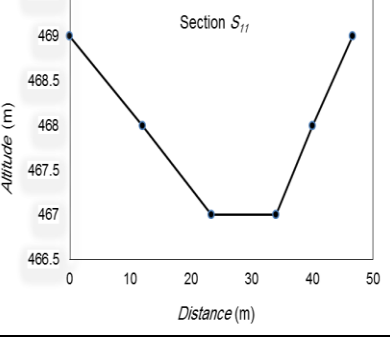
**Tableau 5.2** : Données géométriques des sections ( $S_0$  à  $S_1$ ) du tronçon pertinent.

	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
<b>Section 0</b>	0	478	
	14	477	
	29	476	
	35	475	
	43	475	
	50.33	476	
	63.5	477	
	77.5	478	
<b>Section 1</b>	0	477	
	12.29	476	
	25.26	475	
	37.63	474	
	40	474	
	47	475	
	56.44	476	
	69.53	477	

**Tableau 5.3** : Données géométriques des sections ( $S_2$  à  $S_6$ ) du tronçon pertinent.

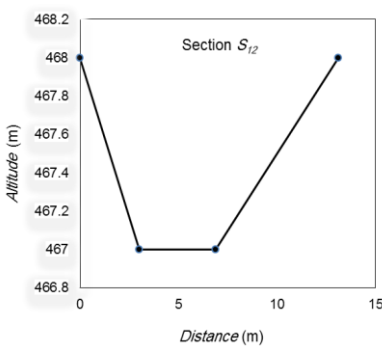
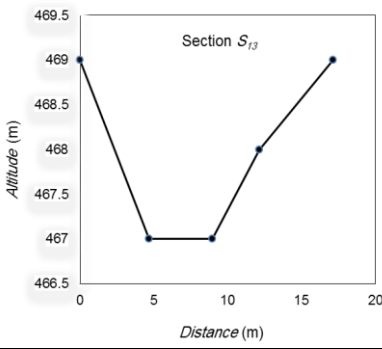
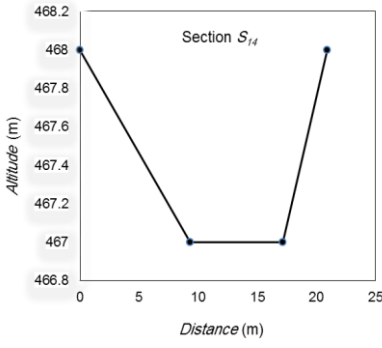
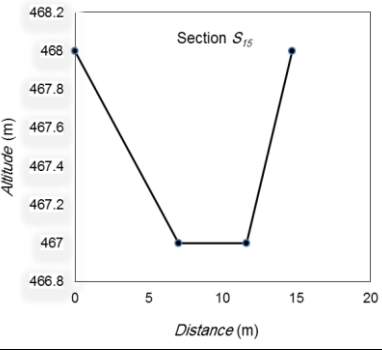
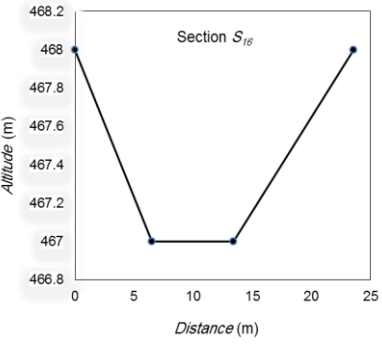
	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
<b>Section 2</b>	0	473	
	12.02	472	
	23.18	471	
	36	470	
	45.49	470	
	60.46	471	
	74.08	472	
	86.11	473	
<b>Section 3</b>	0	473	
	16.15	472	
	31.19	471	
	33	470	
	35.9	470	
	45.9	471	
	63.9	472	
	83.9	473	
<b>Section 4</b>	0	471	
	22.61	470	
	32	469	
	46.56	469	
	56.05	470	
	79.05	471	
<b>Section 5</b>	0	471	
	4	470	
	8.51	470	
	18.36	471	
<b>Section 6</b>	0	471	
	4	470	
	7.7	470	
	18.75	471	

Tableau 5.4 : Données géométriques des sections ( $S_7$  à  $S_{11}$ ) du tronçon pertinent.

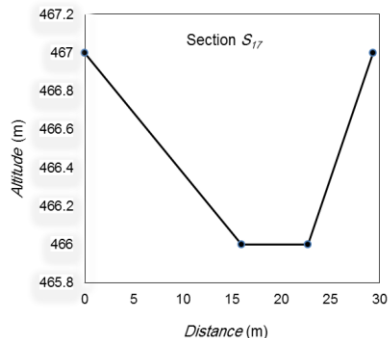
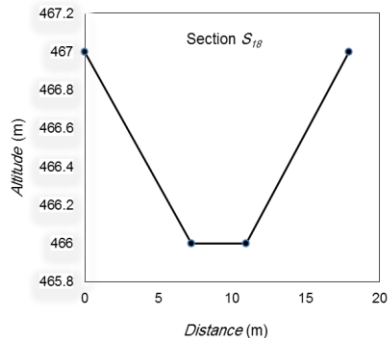
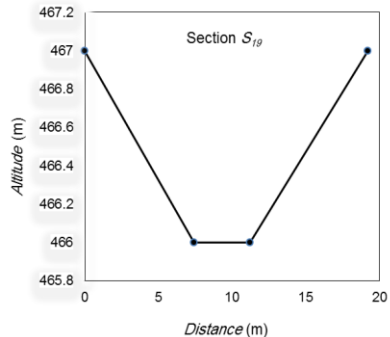
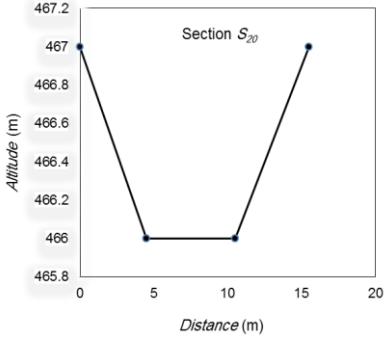
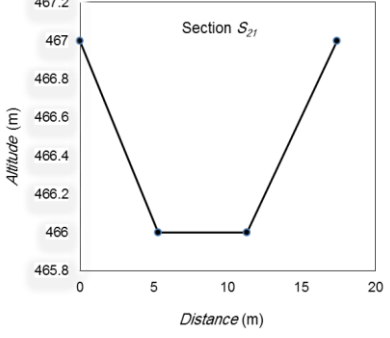
	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
Section 7	0	470	
	10	469	
	18	469	
	25	470	
Section 8	0	472	
	8	470	
	10.2	469	
	17.59	469	
	24.24	470	
	34.24	471	
	40.24	472	
Section 9	0	471	
	14.63	470	
	20.33	469	
	24.88	469	
	31.98	471	
Section 10	0	470	
	6.12	469	
	11.2	469	
	17.1	470	
Section 11	0	469	
	12	468	
	23.39	467	
	34	467	
	40	468	
	46.62	469	



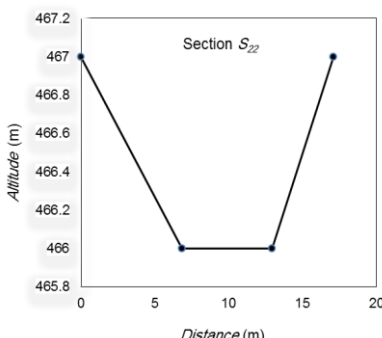
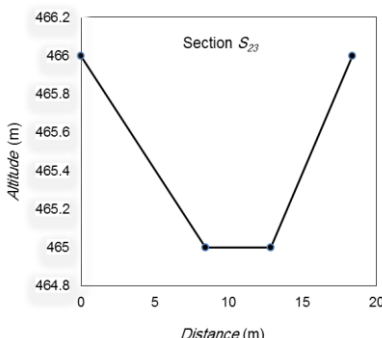
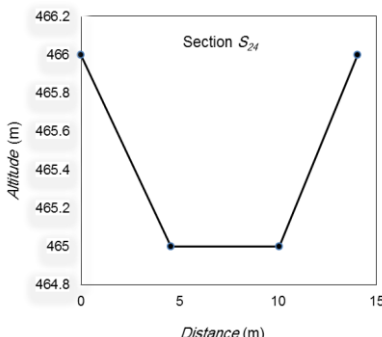
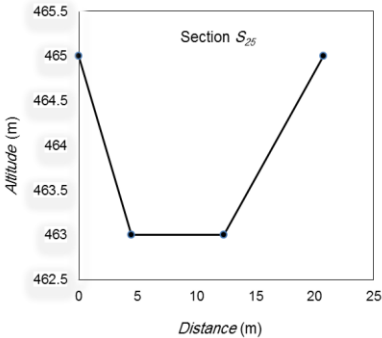
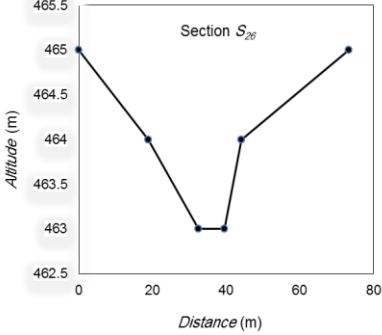
**Tableau 5.5 :** Données géométriques des sections ( $S_{12}$  à  $S_{16}$ ) du tronçon pertinent.

	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
<b>Section 12</b>	0	468	
	3	467	
	6.9	467	
	13.11	468	
<b>Section 13</b>	0	469	
	4.68	467	
	8.95	467	
	12.14	468	
<b>Section 14</b>	0	468	
	9.35	467	
	17.16	467	
	20.92	468	
<b>Section 15</b>	0	468	
	7.03	467	
	11.61	467	
	14.69	468	
<b>Section 16</b>	0	468	
	6.53	467	
	13.39	467	
	23.57	468	

**Tableau 5.6** : Données géométriques des sections ( $S_{17}$  à  $S_{21}$ ) du tronçon pertinent.

	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
<b>Section 17</b>	0	467	
	16	466	
	22.76	466	
	29.35	467	
<b>Section 18</b>	0	467	
	7.23	466	
	10.95	466	
	17.94	467	
<b>Section 19</b>	0	467	
	7.41	466	
	11.21	466	
	19.21	467	
<b>Section 20</b>	0	467	
	4.5	466	
	10.5	466	
	15.5	467	
<b>Section 21</b>	0	467	
	5.3	466	
	11.3	466	
	17.4	467	

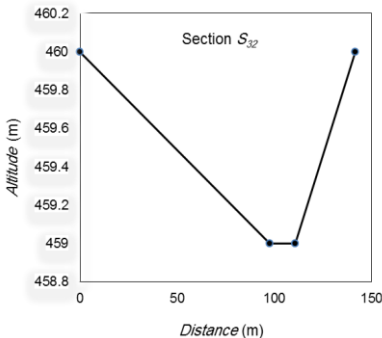
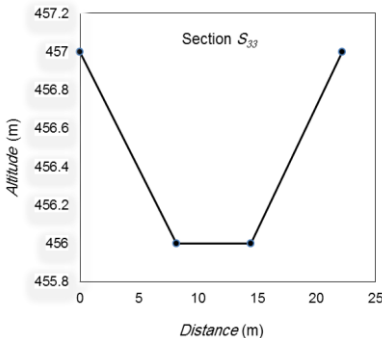
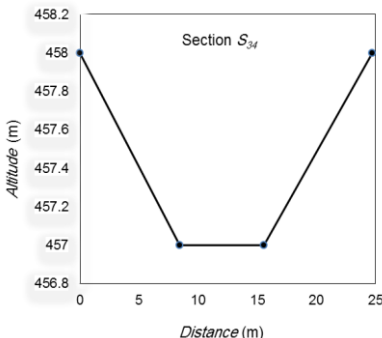
**Tableau 5.7 :** Données géométriques des sections ( $S_{22}$  à  $S_{26}$ ) du tronçon pertinent.

	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
<b>Section 22</b>	0	467	
	6.85	466	
	12.96	466	
	17.08	467	
<b>Section 23</b>	0	466	
	8.44	465	
	12.86	465	
	18.38	466	
<b>Section 24</b>	0	466	
	4.58	465	
	10.06	465	
	14.06	466	
<b>Section 25</b>	0	465	
	4.45	463	
	12.29	463	
	20.74	465	
<b>Section 26</b>	0	465	
	18.8	464	
	32.51	463	
	39.49	463	
	44.09	464	
	73.39	465	

**Tableau 5.8** : Données géométriques des sections ( $S_{27}$  à  $S_{31}$ ) du tronçon pertinent.

	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
<b>Section 27</b>	0	465	<p>Section <math>S_{27}</math></p>
	9.84	464	
	20.39	463	
	33.78	462	
	41.8	462	
	46.18	463	
	56.18	464	
66.08	465		
<b>Section 28</b>	0	464	<p>Section <math>S_{28}</math></p>
	9.5	463	
	21.5	462	
	29.55	462	
	34.55	463	
	44.05	464	
<b>Section 29</b>	0	462	<p>Section <math>S_{29}</math></p>
	11.5	461	
	19.58	461	
	25.58	462	
<b>Section 30</b>	0	462	<p>Section <math>S_{30}</math></p>
	10.56	461	
	16.98	461	
	24.08	462	
<b>Section 31</b>	0	463	<p>Section <math>S_{31}</math></p>
	26.18	462	
	52.18	461	
	84.26	460	
	96.54	460	
	102.46	461	
	120.15	462	
137.3	463		

**Tableau 5.9** : Données géométriques des sections ( $S_{32}$  à  $S_{34}$ ) du tronçon pertinent.

	Distance (m)	Altitude (m)	Forme géométrique
<b>Section 32</b>	0	460	
	97.81	459	
	110.6	459	
	141.58	460	
<b>Section 33</b>	0	457	
	8.14	456	
	14.45	456	
	22.18	457	
<b>Section 34</b>	0	458	
	8.47	457	
	15.56	457	
	24.77	458	

## 5.2. Traitement et simulation.

La simulation par HEC-RAS, permet d'obtenir dans le cas extrême pour les différentes périodes de retour (Tableaux 5.10 au 5.17), la côte de l'eau en toute section, ainsi que les vitesses moyennes dans les sections de calcul (Figures 5.6 à 5.11).

Les informations obtenues, sont suffisantes quand les volumes de stockage disponibles sont faibles par rapport aux volumes moyens des crues. Cela est en particulier le cas quand la topographie des lieux permet de traiter le cours d'eau par morceaux de faible longueur hydrauliquement indépendants.

**Tableau 5.10** : Résultats de simulation dans le cas extrême pour  $T = 2$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol}+h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	475.91	475.91	476.23	0.012746	2.51	12.73	1.01
S <sub>1</sub>	474	475.05	475.05	475.35	0.012711	2.43	13.17	1.00
S <sub>2</sub>	470	470.45	470.74	471.51	0.104349	4.57	7.00	2.58
S <sub>3</sub>	470	471.20	471.20	471.57	0.011320	2.73	12.30	0.98
S <sub>4</sub>	469	469.45	469.67	470.18	0.059736	3.79	8.45	2.00
S <sub>5</sub>	470	471.05	471.05	471.39	0.012802	2.60	12.31	1.01
S <sub>6</sub>	470	471.06	471.06	471.40	0.012852	2.58	12.40	1.01
S <sub>7</sub>	469	469.83	469.87	470.16	0.015399	2.56	12.49	1.09
S <sub>8</sub>	469	470.01	470.01	470.37	0.012182	2.68	11.93	1.00
S <sub>9</sub>	469	470.19	470.19	470.54	0.012432	2.64	12.10	1.01
S <sub>10</sub>	469	470.06	470.06	470.42	0.012282	2.64	12.12	1.00
S <sub>11</sub>	467	467.69	467.78	468.09	0.020791	2.78	11.52	1.24
S <sub>12</sub>	467	468.19	468.19	468.62	0.012328	2.90	11.02	1.01
S <sub>13</sub>	467	468.34	468.34	468.79	0.011810	2.95	10.85	1.00
S <sub>14</sub>	467	467.92	467.92	468.24	0.012542	2.51	12.75	1.00
S <sub>15</sub>	467	468.12	468.12	468.52	0.012410	2.80	11.44	1.01
S <sub>16</sub>	467	467.91	467.91	468.21	0.012867	2.43	13.18	1.00
S <sub>17</sub>	466	466.74	466.85	467.15	0.023578	2.84	11.27	1.31
S <sub>18</sub>	466	467.08	467.08	467.43	0.012780	2.62	12.21	1.01
S <sub>19</sub>	466	467.06	467.06	467.39	0.012534	2.54	12.60	1.00
S <sub>20</sub>	466	467.06	467.06	467.44	0.012085	2.73	11.73	1.00
S <sub>21</sub>	466	467.03	467.03	467.38	0.012385	2.63	12.16	1.01
S <sub>22</sub>	466	467.03	467.03	467.39	0.012360	2.65	12.08	1.01
S <sub>23</sub>	465	466.06	466.06	466.39	0.012447	2.58	12.41	1.00
S <sub>24</sub>	465	466.11	466.11	466.52	0.012260	2.84	11.28	1.01
S <sub>25</sub>	463	464.02	464.02	464.42	0.012082	2.80	11.42	1.01
S <sub>26</sub>	463	463.89	463.89	464.18	0.013040	2.39	13.39	1.00
S <sub>27</sub>	462	462.86	462.86	463.15	0.012949	2.38	13.44	1.00
S <sub>28</sub>	462	462.86	462.86	463.16	0.013034	2.41	13.28	1.01
S <sub>29</sub>	461	461.85	461.85	462.15	0.013192	2.41	13.30	1.01
S <sub>30</sub>	461	461.91	461.91	462.21	0.013075	2.42	13.22	1.01
S <sub>31</sub>	460	460.64	460.64	460.85	0.014505	2.06	15.52	1.01
S <sub>32</sub>	459	459.46	459.46	459.60	0.016868	1.65	19.45	1.01
S <sub>33</sub>	456	456.94	456.94	457.25	0.012822	2.46	13.00	1.01
S <sub>34</sub>	457	457.89	457.89	458.18	0.013289	2.42	13.20	1.02

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol}+h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude

Tableau 5.11 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour  $T = 5$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol} + h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	476.42	476.42	476.93	0.009663	3.17	26.09	0.96
S <sub>1</sub>	474	475.46	475.54	476.04	0.012177	3.37	24.57	1.07
S <sub>2</sub>	470	470.70	471.12	472.34	0.097787	5.67	13.40	2.66
S <sub>3</sub>	470	471.81	471.81	472.33	0.007902	3.34	31.66	0.90
S <sub>4</sub>	469	469.68	470.09	471.13	0.074714	5.34	14.22	2.37
S <sub>5</sub>	470	471.58	471.58	472.18	0.011114	3.45	22.06	1.00
S <sub>6</sub>	470	471.59	471.59	472.18	0.011132	3.42	22.22	1.00
S <sub>7</sub>	469	470.16	470.31	470.86	0.020298	3.73	20.39	1.32
S <sub>8</sub>	469	470.60	470.60	471.20	0.009246	3.46	23.99	0.96
S <sub>9</sub>	469	470.77	470.77	471.23	0.011386	3.01	25.29	1.01
S <sub>10</sub>	469	470.61	470.61	471.25	0.011045	3.53	21.55	1.00
S <sub>11</sub>	467	468.00	468.22	468.78	0.027347	3.91	19.42	1.50
S <sub>12</sub>	467	468.85	468.85	469.61	0.011414	3.87	19.65	1.01
S <sub>13</sub>	467	469.06	469.06	469.69	0.010629	3.53	21.53	1.01
S <sub>14</sub>	467	468.31	468.41	468.99	0.015153	3.64	20.91	1.16
S <sub>15</sub>	467	468.73	468.73	469.44	0.011274	3.72	20.41	1.01
S <sub>16</sub>	467	468.37	468.37	468.88	0.011396	3.18	23.86	1.01
S <sub>17</sub>	466	467.06	467.26	467.81	0.027735	3.85	19.73	1.50
S <sub>18</sub>	466	467.61	467.61	468.23	0.011236	3.48	21.81	1.01
S <sub>19</sub>	466	467.57	467.57	468.15	0.011131	3.39	22.39	1.00
S <sub>20</sub>	466	467.65	467.65	468.33	0.011127	3.66	20.79	1.01
S <sub>21</sub>	466	467.57	467.57	468.20	0.011070	3.51	21.64	1.01
S <sub>22</sub>	466	467.58	467.58	468.22	0.011059	3.53	21.51	1.00
S <sub>23</sub>	465	466.58	466.58	467.18	0.011098	3.44	22.07	1.00
S <sub>24</sub>	465	466.74	466.74	467.46	0.011226	3.78	20.12	1.01
S <sub>25</sub>	463	464.67	464.67	465.27	0.010634	3.44	22.11	1.01
S <sub>26</sub>	463	464.35	464.35	464.80	0.009844	2.98	28.13	0.95
S <sub>27</sub>	462	463.31	463.31	463.78	0.010643	3.04	25.86	0.99
S <sub>28</sub>	462	463.32	463.32	463.80	0.010563	3.07	25.63	0.99
S <sub>29</sub>	461	462.30	462.30	462.79	0.011465	3.10	24.54	1.01
S <sub>30</sub>	461	462.36	462.36	462.87	0.011432	3.16	24.03	1.01
S <sub>31</sub>	460	460.99	460.99	461.30	0.012767	2.48	30.70	1.01
S <sub>32</sub>	459	459.68	459.68	459.88	0.014899	1.96	38.82	1.01
S <sub>33</sub>	456	457.41	457.41	457.95	0.011337	3.25	23.38	1.01
S <sub>34</sub>	457	458.34	458.34	458.84	0.011453	3.13	24.26	1.01

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol} + h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude

Tableau 5.12 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour  $T = 10$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol} + h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	476.73	476.73	477.33	0.008399	3.49	37.79	0.94
S <sub>1</sub>	474	475.68	475.83	476.46	0.013147	3.98	31.89	1.14
S <sub>2</sub>	470	470.86	471.34	472.68	0.086558	5.99	18.38	2.57
S <sub>3</sub>	470	472.15	472.15	472.74	0.007199	3.67	47.36	0.89
S <sub>4</sub>	469	469.83	470.33	471.60	0.072277	5.89	18.67	2.39
S <sub>5</sub>	470	471.91	471.91	472.69	0.010793	3.91	28.15	1.01
S <sub>6</sub>	470	471.91	471.91	472.68	0.010798	3.88	28.36	1.01
S <sub>7</sub>	469	470.34	470.59	471.33	0.022177	4.41	24.93	1.41
S <sub>8</sub>	469	470.96	470.96	471.68	0.008133	3.83	33.99	0.94
S <sub>9</sub>	469	471.06	471.06	471.59	0.010858	3.25	33.88	1.01
S <sub>10</sub>	469	470.96	470.96	471.77	0.010763	4.00	27.51	1.01
S <sub>11</sub>	467	468.15	468.48	469.26	0.029953	4.66	23.79	1.62
S <sub>12</sub>	467	469.28	469.28	470.24	0.011145	4.35	25.26	1.00
S <sub>13</sub>	467	469.41	469.41	470.22	0.010379	4.00	27.48	1.01
S <sub>14</sub>	467	468.71	468.72	469.43	0.010985	3.77	29.16	1.02
S <sub>15</sub>	467	469.14	469.14	470.03	0.010788	4.18	26.31	1.00
S <sub>16</sub>	467	468.65	468.65	469.31	0.010784	3.60	30.57	1.01
S <sub>17</sub>	466	467.22	467.51	468.25	0.028703	4.49	24.48	1.57
S <sub>18</sub>	466	467.96	467.96	468.74	0.010759	3.93	27.97	1.01
S <sub>19</sub>	466	467.89	467.89	468.64	0.010778	3.85	28.58	1.01
S <sub>20</sub>	466	468.04	468.04	468.89	0.010609	4.10	26.81	1.00
S <sub>21</sub>	466	467.92	467.92	468.72	0.010748	3.98	27.65	1.01
S <sub>22</sub>	466	467.93	467.93	468.75	0.010766	4.00	27.48	1.01
S <sub>23</sub>	465	466.91	466.91	467.69	0.010771	3.91	28.17	1.01
S <sub>24</sub>	465	467.15	467.15	468.07	0.010844	4.25	25.90	1.00
S <sub>25</sub>	463	465.04	465.04	465.75	0.010086	3.75	29.35	1.01
S <sub>26</sub>	463	464.64	464.64	465.15	0.008421	3.25	41.92	0.92
S <sub>27</sub>	462	463.53	463.59	464.16	0.011032	3.55	33.43	1.04
S <sub>28</sub>	462	463.61	463.61	464.19	0.009270	3.40	35.25	0.97
S <sub>29</sub>	461	462.57	462.57	463.19	0.010738	3.49	31.50	1.00
S <sub>30</sub>	461	462.65	462.65	463.30	0.010798	3.57	30.79	1.01
S <sub>31</sub>	460	461.16	461.16	461.56	0.011619	2.78	40.12	1.00
S <sub>32</sub>	459	459.81	459.81	460.03	0.014168	2.11	52.15	1.01
S <sub>33</sub>	456	457.71	457.71	458.40	0.010731	3.67	29.98	1.01
S <sub>34</sub>	457	458.61	458.61	459.25	0.010782	3.54	31.11	1.01

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol} + h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude



Tableau 5.13 : Résultats de simulation dans le cas extrême pour  $T = 20$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol} + h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	476.99	476.99	477.65	0.007698	3.73	49.54	0.92
S <sub>1</sub>	474	475.87	476.08	476.81	0.013258	4.40	39.38	1.18
S <sub>2</sub>	470	470.98	471.53	473.03	0.084360	6.35	22.50	2.59
S <sub>3</sub>	470	472.41	472.41	473.06	0.006795	3.93	62.86	0.88
S <sub>4</sub>	469	469.97	470.54	471.96	0.069206	6.26	22.86	2.39
S <sub>5</sub>	470	472.21	472.21	473.13	0.010407	4.24	33.70	1.00
S <sub>6</sub>	470	472.21	472.21	473.12	0.010390	4.21	33.97	1.00
S <sub>7</sub>	469	470.49	470.83	471.75	0.023734	4.98	28.73	1.48
S <sub>8</sub>	469	471.26	471.26	472.08	0.007611	4.13	43.37	0.94
S <sub>9</sub>	469	471.26	471.26	471.90	0.010287	3.53	40.51	1.00
S <sub>10</sub>	469	471.28	471.28	472.24	0.010465	4.35	32.90	1.00
S <sub>11</sub>	467	468.28	468.71	469.69	0.031843	5.27	27.77	1.71
S <sub>12</sub>	467	469.65	469.65	470.80	0.011125	4.75	30.13	1.00
S <sub>13</sub>	467	469.72	469.72	470.69	0.010049	4.34	32.92	1.00
S <sub>14</sub>	467	468.87	468.99	469.85	0.013074	4.39	32.58	1.12
S <sub>15</sub>	467	469.47	469.47	470.54	0.010787	4.57	31.28	1.00
S <sub>16</sub>	467	468.90	468.90	469.69	0.010418	3.92	36.44	1.01
S <sub>17</sub>	466	467.36	467.72	468.62	0.028742	4.97	28.75	1.60
S <sub>18</sub>	466	468.26	468.26	469.19	0.010436	4.28	33.44	1.00
S <sub>19</sub>	466	468.18	468.18	469.07	0.010395	4.18	34.19	1.00
S <sub>20</sub>	466	468.36	468.36	469.39	0.010607	4.49	31.83	1.00
S <sub>21</sub>	466	468.23	468.23	469.18	0.010400	4.32	33.11	1.00
S <sub>22</sub>	466	468.25	468.25	469.21	0.010450	4.35	32.88	1.00
S <sub>23</sub>	465	467.22	467.22	468.13	0.010315	4.23	33.80	1.00
S <sub>24</sub>	465	467.49	467.49	468.59	0.010915	4.65	30.75	1.00
S <sub>25</sub>	463	465.30	465.30	466.16	0.009936	4.10	34.85	1.01
S <sub>26</sub>	463	464.86	464.86	465.43	0.007686	3.47	55.91	0.90
S <sub>27</sub>	462	463.80	463.82	464.48	0.009078	3.69	44.14	0.98
S <sub>28</sub>	462	463.84	463.84	464.51	0.008760	3.70	44.14	0.96
S <sub>29</sub>	461	462.80	462.80	463.55	0.010461	3.82	37.41	1.01
S <sub>30</sub>	461	462.89	462.89	463.66	0.010438	3.90	36.69	1.01
S <sub>31</sub>	460	461.32	461.32	461.78	0.010626	3.00	49.64	0.99
S <sub>32</sub>	459	459.90	459.90	460.16	0.013692	2.22	64.28	1.01
S <sub>33</sub>	456	457.97	457.97	458.78	0.010386	4.00	35.75	1.01
S <sub>34</sub>	457	458.85	458.85	459.61	0.010446	3.86	37.02	1.01

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol} + h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude

Tableau 5.14 : Résultats de simulation dans le cas extreme pour  $T = 50$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol} + h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	477.29	477.29	478.04	0.007149	4.02	65.63	0.91
S <sub>1</sub>	474	476.10	476.38	477.22	0.013216	4.86	49.62	1.21
S <sub>2</sub>	470	471.11	471.75	473.52	0.078356	6.88	27.44	2.57
S <sub>3</sub>	470	472.72	472.72	473.42	0.006494	4.22	83.60	0.88
S <sub>4</sub>	469	470.13	470.79	472.36	0.059543	6.62	28.78	2.29
S <sub>5</sub>	470	472.58	472.58	473.68	0.010240	4.65	40.46	1.00
S <sub>6</sub>	470	472.57	472.57	473.66	0.010229	4.61	40.75	1.00
S <sub>7</sub>	469	470.69	471.14	472.27	0.024317	5.56	33.82	1.53
S <sub>8</sub>	469	471.62	471.62	472.55	0.007218	4.48	55.57	0.94
S <sub>9</sub>	469	471.50	471.50	472.28	0.010146	3.90	48.21	1.01
S <sub>10</sub>	469	471.66	471.66	472.82	0.010330	4.76	39.52	1.00
S <sub>11</sub>	467	468.43	468.99	470.23	0.033579	5.96	33.00	1.80
S <sub>12</sub>	467	470.11	470.11	471.49	0.011276	5.20	36.13	1.00
S <sub>13</sub>	467	470.10	470.10	471.26	0.010044	4.77	39.40	1.00
S <sub>14</sub>	467	469.12	469.34	470.38	0.014274	4.99	37.71	1.19
S <sub>15</sub>	467	469.90	469.90	471.18	0.010791	5.01	37.55	1.00
S <sub>16</sub>	467	469.21	469.21	470.15	0.010086	4.29	43.78	1.01
S <sub>17</sub>	466	467.54	467.99	469.10	0.028909	5.53	33.98	1.64
S <sub>18</sub>	466	468.63	468.63	469.75	0.010319	4.69	40.11	1.00
S <sub>19</sub>	466	468.54	468.54	469.61	0.010214	4.58	41.02	1.00
S <sub>20</sub>	466	468.77	468.77	470.00	0.010540	4.92	38.25	1.00
S <sub>21</sub>	466	468.61	468.61	469.75	0.010269	4.73	39.75	1.00
S <sub>22</sub>	466	468.63	468.63	469.79	0.010340	4.76	39.47	1.00
S <sub>23</sub>	465	467.58	467.58	468.68	0.010238	4.65	40.46	1.00
S <sub>24</sub>	465	467.94	467.94	469.25	0.010866	5.08	37.03	1.00
S <sub>25</sub>	463	465.64	465.64	466.67	0.009702	4.49	41.86	1.01
S <sub>26</sub>	463	465.14	465.16	465.74	0.006897	3.67	75.38	0.88
S <sub>27</sub>	462	464.11	464.11	464.86	0.007980	3.93	57.96	0.95
S <sub>28</sub>	462	464.15	464.15	464.89	0.007586	3.91	57.91	0.93
S <sub>29</sub>	461	463.11	463.11	463.99	0.009933	4.16	45.17	1.00
S <sub>30</sub>	461	463.20	463.20	464.12	0.010038	4.26	44.16	1.00
S <sub>31</sub>	460	461.52	461.52	462.04	0.009639	3.24	62.98	0.97
S <sub>32</sub>	459	460.02	460.02	460.30	0.013170	2.37	79.47	1.01
S <sub>33</sub>	456	458.30	458.30	459.27	0.009974	4.36	43.10	1.00
S <sub>34</sub>	457	459.16	459.16	460.06	0.009975	4.21	44.64	1.00

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol} + h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude

**Tableau 5.15** : Résultats de simulation dans le cas extrême pour  $T = 100$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol} + h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	477.49	477.49	478.28	0.006882	4.20	77.42	0.91
S <sub>1</sub>	474	476.27	476.58	477.49	0.012763	5.10	57.91	1.20
S <sub>2</sub>	470	471.19	471.91	473.88	0.076033	7.27	30.77	2.57
S <sub>3</sub>	470	472.96	472.96	473.65	0.005803	4.26	102.85	0.85
S <sub>4</sub>	469	470.23	470.98	472.66	0.055708	6.91	33.11	2.26
S <sub>5</sub>	470	472.83	472.83	474.06	0.010221	4.91	45.02	1.00
S <sub>6</sub>	470	472.81	472.81	474.03	0.010262	4.88	45.25	1.00
S <sub>7</sub>	469	470.83	471.34	472.62	0.024674	5.93	37.26	1.55
S <sub>8</sub>	469	471.83	471.83	472.87	0.007187	4.75	63.68	0.95
S <sub>9</sub>	469	471.69	471.69	472.54	0.009649	4.08	54.17	1.00
S <sub>10</sub>	469	471.93	471.93	473.21	0.010295	5.02	44.04	1.00
S <sub>11</sub>	467	468.53	469.18	470.59	0.034249	6.39	36.83	1.85
S <sub>12</sub>	467	470.42	470.42	471.96	0.011385	5.49	40.26	1.00
S <sub>13</sub>	467	470.37	470.37	471.66	0.009961	5.02	43.98	1.00
S <sub>14</sub>	467	469.28	469.57	470.75	0.015100	5.38	41.08	1.23
S <sub>15</sub>	467	470.19	470.19	471.61	0.010829	5.28	41.84	1.00
S <sub>16</sub>	467	469.38	469.43	470.47	0.010643	4.63	47.71	1.04
S <sub>17</sub>	466	467.68	468.18	469.41	0.028055	5.83	37.92	1.64
S <sub>18</sub>	466	468.89	468.89	470.13	0.010191	4.93	44.79	1.00
S <sub>19</sub>	466	468.78	468.78	469.97	0.010080	4.83	45.78	1.00
S <sub>20</sub>	466	469.05	469.05	470.43	0.010589	5.19	42.57	1.00
S <sub>21</sub>	466	468.87	468.87	470.14	0.010249	4.99	44.26	1.00
S <sub>22</sub>	466	468.90	468.90	470.18	0.010311	5.03	43.97	1.00
S <sub>23</sub>	465	467.83	467.83	469.06	0.010201	4.91	45.04	1.00
S <sub>24</sub>	465	468.24	468.24	469.70	0.010965	5.36	41.22	1.00
S <sub>25</sub>	463	465.87	465.87	467.01	0.009619	4.74	46.62	1.01
S <sub>26</sub>	463	465.13	465.29	465.97	0.009625	4.33	75.07	1.04
S <sub>27</sub>	462	464.29	464.29	465.10	0.007655	4.12	67.37	0.94
S <sub>28</sub>	462	464.33	464.33	465.15	0.007543	4.14	65.50	0.94
S <sub>29</sub>	461	463.31	463.31	464.29	0.009769	4.39	50.31	1.00
S <sub>30</sub>	461	463.42	463.42	464.44	0.009801	4.48	49.33	1.00
S <sub>31</sub>	460	461.64	461.64	462.22	0.009186	3.39	72.67	0.96
S <sub>32</sub>	459	460.08	460.08	460.40	0.012987	2.51	87.96	1.02
S <sub>33</sub>	456	458.52	458.52	459.60	0.009813	4.60	48.06	1.00
S <sub>34</sub>	457	459.37	459.37	460.37	0.009804	4.44	49.75	1.00

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol} + h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude

**Tableau 5.16** : Résultats de simulation dans le cas extrême pour  $T = 500$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol} + h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	477.92	477.92	478.78	0.00620	4.49	107.18	0.89
S <sub>1</sub>	474	476.62	477.07	478.03	0.01222	5.60	77.01	1.21
S <sub>2</sub>	470	471.37	472.24	474.58	0.06915	7.96	39.05	2.54
S <sub>3</sub>	470	473.33	473.33	474.07	0.00566	4.60	133.48	0.86
S <sub>4</sub>	469	470.49	471.29	473.12	0.04457	7.25	45.99	2.10
S <sub>5</sub>	470	473.38	473.38	474.88	0.01017	5.43	55.10	1.00
S <sub>6</sub>	470	473.36	473.36	474.84	0.01010	5.38	55.55	1.00
S <sub>7</sub>	469	471.12	471.78	473.41	0.02550	6.70	44.61	1.60
S <sub>8</sub>	469	472.37	472.37	473.50	0.00638	5.07	85.04	0.92
S <sub>9</sub>	469	472.06	472.06	473.11	0.00949	4.54	65.82	1.01
S <sub>10</sub>	469	472.50	472.50	474.07	0.01038	5.56	53.78	1.00
S <sub>11</sub>	467	468.75	469.54	471.37	0.03540	7.25	45.61	1.93
S <sub>12</sub>	467	471.11	471.11	472.99	0.01169	6.07	49.30	1.00
S <sub>13</sub>	467	470.93	470.93	472.52	0.01009	5.57	53.67	1.00
S <sub>14</sub>	467	469.65	470.07	471.55	0.01609	6.11	48.93	1.28
S <sub>15</sub>	467	470.82	470.82	472.57	0.01107	5.85	51.12	1.00
S <sub>16</sub>	467	469.61	469.90	471.22	0.01391	5.63	53.15	1.20
S <sub>17</sub>	466	467.99	468.58	470.04	0.02547	6.34	47.17	1.60
S <sub>18</sub>	466	469.44	469.44	470.97	0.01024	5.47	54.69	1.00
S <sub>19</sub>	466	469.32	469.32	470.77	0.01000	5.34	56.03	1.00
S <sub>20</sub>	466	469.67	469.67	471.35	0.01071	5.74	52.11	1.00
S <sub>21</sub>	466	469.44	469.44	470.99	0.01027	5.52	54.14	1.00
S <sub>22</sub>	466	469.48	469.48	471.04	0.01029	5.55	53.90	1.00
S <sub>23</sub>	465	468.38	468.38	469.88	0.01010	5.41	55.23	1.00
S <sub>24</sub>	465	468.90	468.90	470.68	0.01117	5.92	50.49	1.00
S <sub>25</sub>	463	466.33	466.37	467.77	0.01001	5.33	56.10	1.03
S <sub>26</sub>	463	465.22	465.60	466.55	0.01453	5.49	81.38	1.29
S <sub>27</sub>	462	464.69	464.69	465.63	0.00711	4.49	89.55	0.94
S <sub>28</sub>	462	464.70	464.70	465.69	0.00742	4.61	81.93	0.96
S <sub>29</sub>	461	463.75	463.75	464.95	0.00945	4.85	61.68	1.00
S <sub>30</sub>	461	463.87	463.87	465.12	0.00960	4.96	60.30	1.00
S <sub>31</sub>	460	461.81	461.92	462.60	0.01088	4.01	86.35	1.07
S <sub>32</sub>	459	460.22	460.22	460.61	0.01211	2.77	107.77	1.02
S <sub>33</sub>	456	459.01	459.01	460.33	0.00967	5.09	58.75	1.00
S <sub>34</sub>	457	459.81	459.81	461.04	0.00962	4.92	60.75	1.00

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol} + h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude

**Tableau 5.17** : Résultats de simulation dans le cas extrême pour  $T = 1000$  ans.

Section	$z_{sol}$ (m)	$z_{sol} + h$ (m)	$z_{sol} + h_{cr}$ (m)	$h_{totale}$ (m)	$J$ (m/m)	$V$ (m/s)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$Fr$
S <sub>0</sub>	475	478.13	478.13	478.97	0.005561	4.48	123.44	0.85
S <sub>1</sub>	474	476.74	477.20	478.25	0.012170	5.80	84.89	1.22
S <sub>2</sub>	470	471.45	472.37	474.84	0.066126	8.19	42.82	2.52
S <sub>3</sub>	470	473.45	473.45	474.23	0.005854	4.80	143.22	0.88
S <sub>4</sub>	469	470.60	471.40	473.28	0.041016	7.36	52.18	2.05
S <sub>5</sub>	470	473.60	473.60	475.21	0.010191	5.63	59.19	1.00
S <sub>6</sub>	470	473.59	473.59	475.17	0.010096	5.58	59.71	1.00
S <sub>7</sub>	469	471.25	471.97	473.73	0.025562	6.98	47.73	1.61
S <sub>8</sub>	469	472.53	472.53	473.75	0.006480	5.30	91.70	0.94
S <sub>9</sub>	469	472.22	472.22	473.34	0.009194	4.68	71.16	1.00
S <sub>10</sub>	469	472.74	472.74	474.42	0.010366	5.75	57.89	1.00
S <sub>11</sub>	467	468.84	469.68	471.70	0.035940	7.59	49.25	1.96
S <sub>12</sub>	467	471.39	471.39	473.41	0.011829	6.28	53.01	1.00
S <sub>13</sub>	467	471.19	471.19	472.87	0.009970	5.74	57.99	1.00
S <sub>14</sub>	467	469.79	470.27	471.89	0.016719	6.42	51.83	1.30
S <sub>15</sub>	467	471.08	471.08	472.96	0.011168	6.06	54.93	1.00
S <sub>16</sub>	467	469.67	470.08	471.56	0.015787	6.09	54.69	1.28
S <sub>17</sub>	466	468.11	468.75	470.31	0.025204	6.58	50.63	1.60
S <sub>18</sub>	466	469.67	469.67	471.31	0.010248	5.66	58.79	1.00
S <sub>19</sub>	466	469.52	469.52	471.09	0.010129	5.56	59.94	1.00
S <sub>20</sub>	466	469.92	469.92	471.72	0.010769	5.95	56.01	1.00
S <sub>21</sub>	466	469.67	469.67	471.34	0.010268	5.72	58.24	1.00
S <sub>22</sub>	466	469.70	469.70	471.40	0.010391	5.76	57.79	1.00
S <sub>23</sub>	465	468.61	468.61	470.21	0.010112	5.61	59.34	1.00
S <sub>24</sub>	465	469.16	469.16	471.08	0.011325	6.14	54.20	1.00
S <sub>25</sub>	463	466.48	466.59	468.09	0.010493	5.62	59.29	1.06
S <sub>26</sub>	463	465.27	465.71	466.80	0.016210	5.90	84.99	1.37
S <sub>27</sub>	462	464.84	464.84	465.83	0.006955	4.64	99.06	0.94
S <sub>28</sub>	462	464.85	464.85	465.92	0.007428	4.80	88.34	0.97
S <sub>29</sub>	461	463.93	463.93	465.22	0.009432	5.03	66.14	1.00
S <sub>30</sub>	461	464.06	464.06	465.40	0.009518	5.14	64.84	1.00
S <sub>31</sub>	460	461.85	462.03	462.77	0.012237	4.33	89.80	1.14
S <sub>32</sub>	459	460.27	460.27	460.69	0.011811	2.87	115.87	1.01
S <sub>33</sub>	456	459.20	459.20	460.62	0.009632	5.28	63.12	1.00
S <sub>34</sub>	457	460.00	460.00	461.32	0.009486	5.09	65.42	1.00

 $z_{sol}$  : Elévation de la base de la section $z_{sol} + h$  : Elévation de la ligne d'eau $z_{sol} + h_{cr}$  : Elévation critique $h_{totale}$  : Elévation totale $J$  : Perte de charge linéaire $V$  : Vitesse de l'écoulement $S$  : Section de l'écoulement $Fr$  : Nombre de Froude

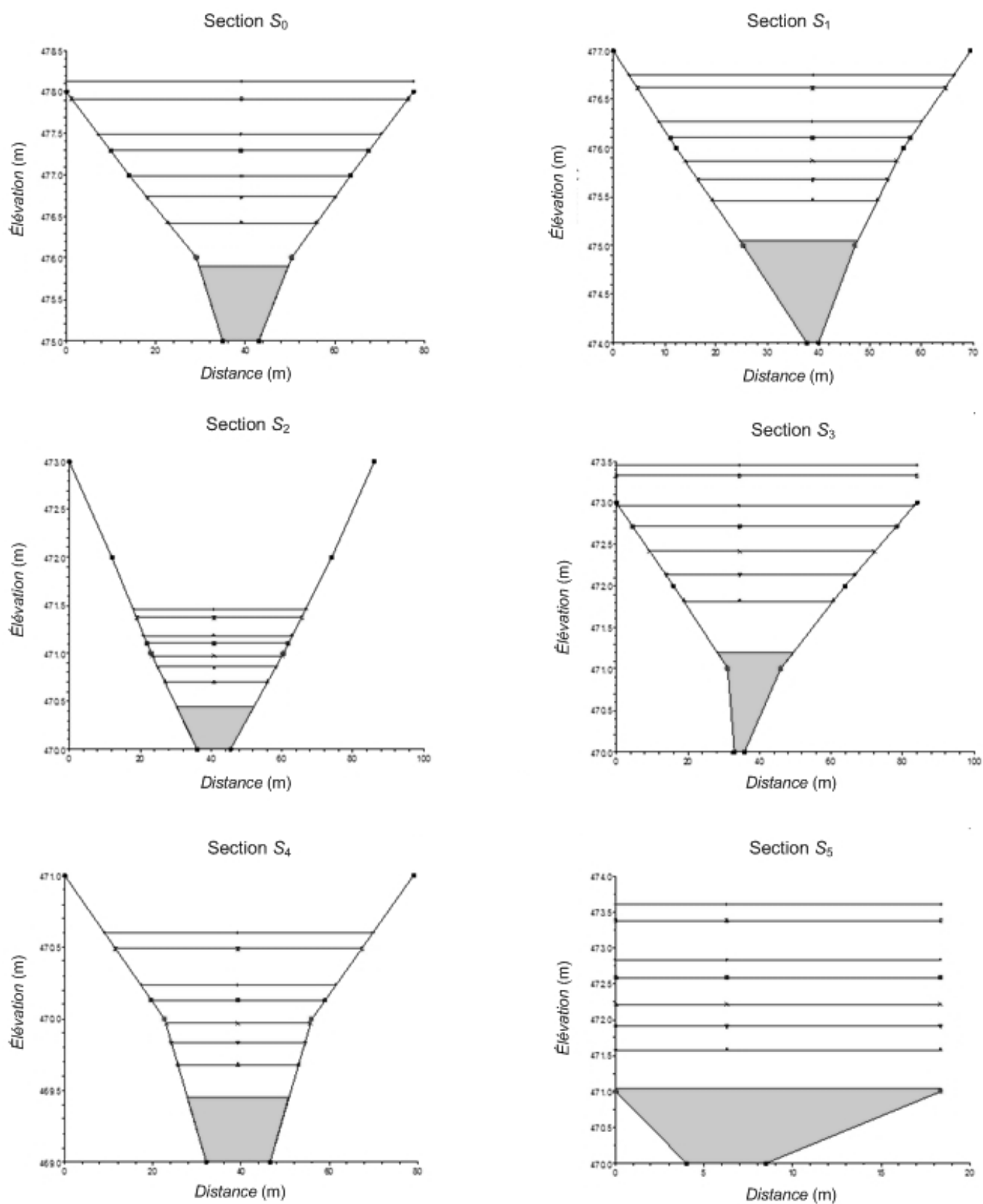


Figure 5.6 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S<sub>0</sub> à S<sub>5</sub>).

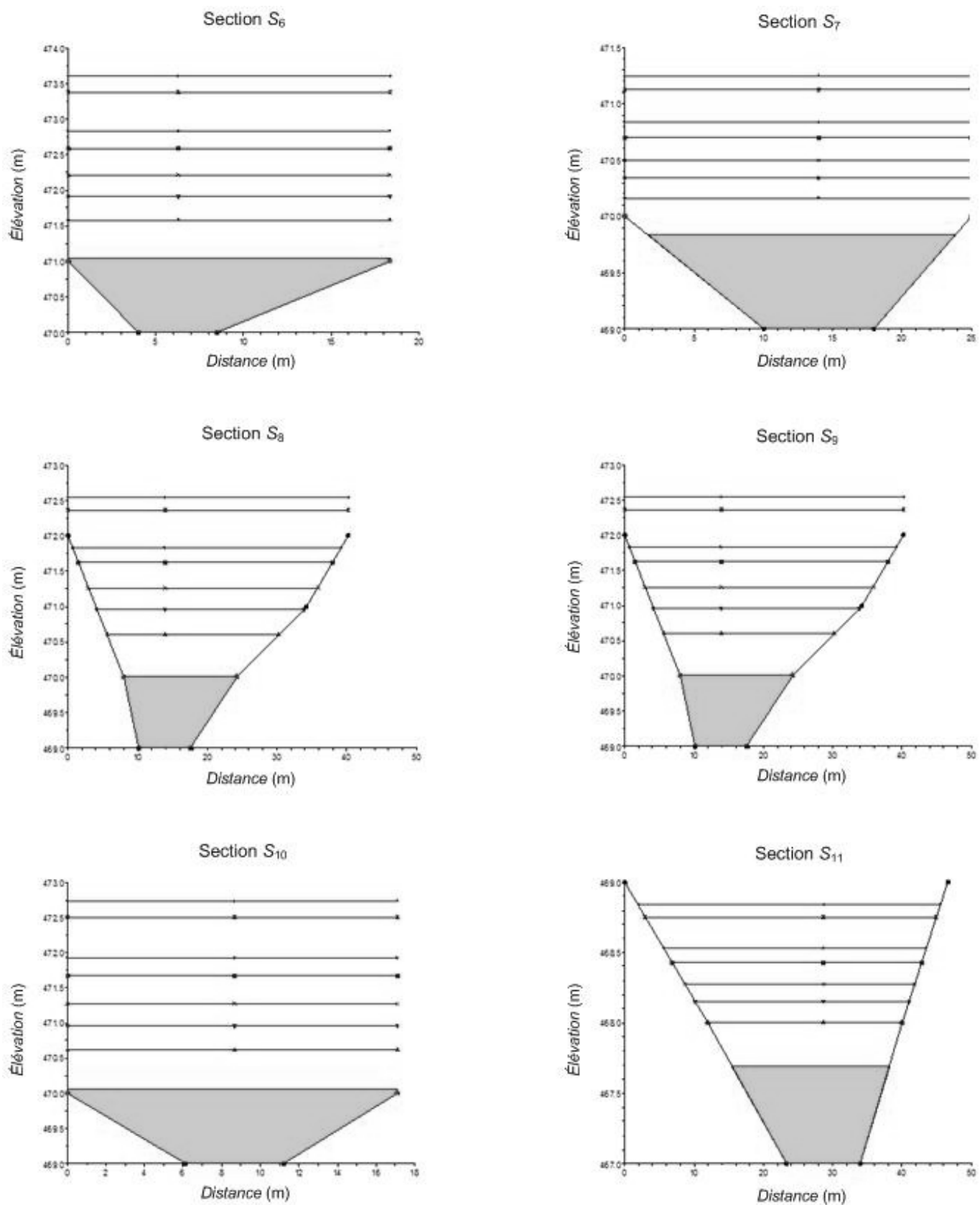
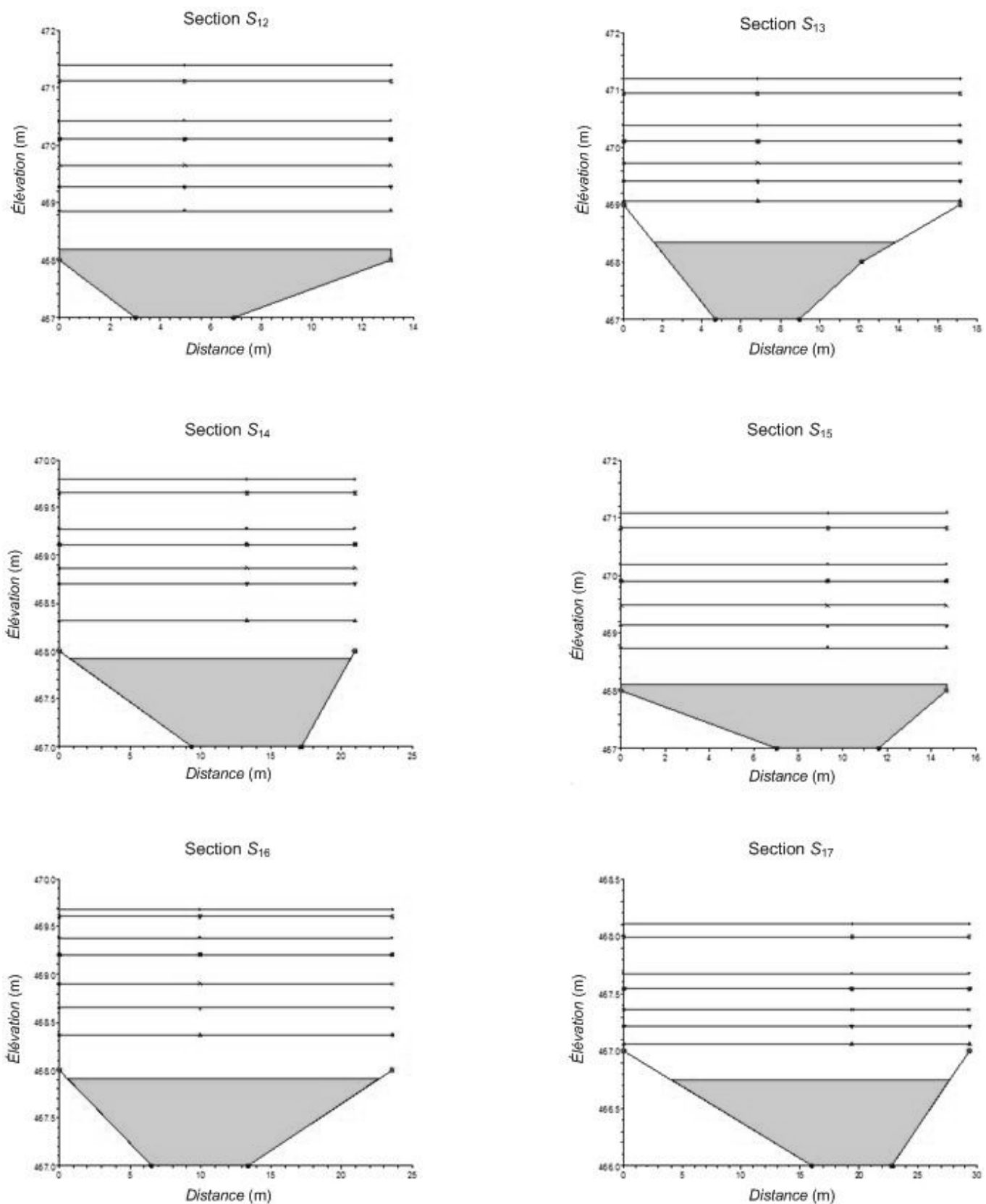


Figure 5.7 : Cotes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S<sub>6</sub> à S<sub>11</sub>).



**Figure 5.8** : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S<sub>12</sub> à S<sub>17</sub>).



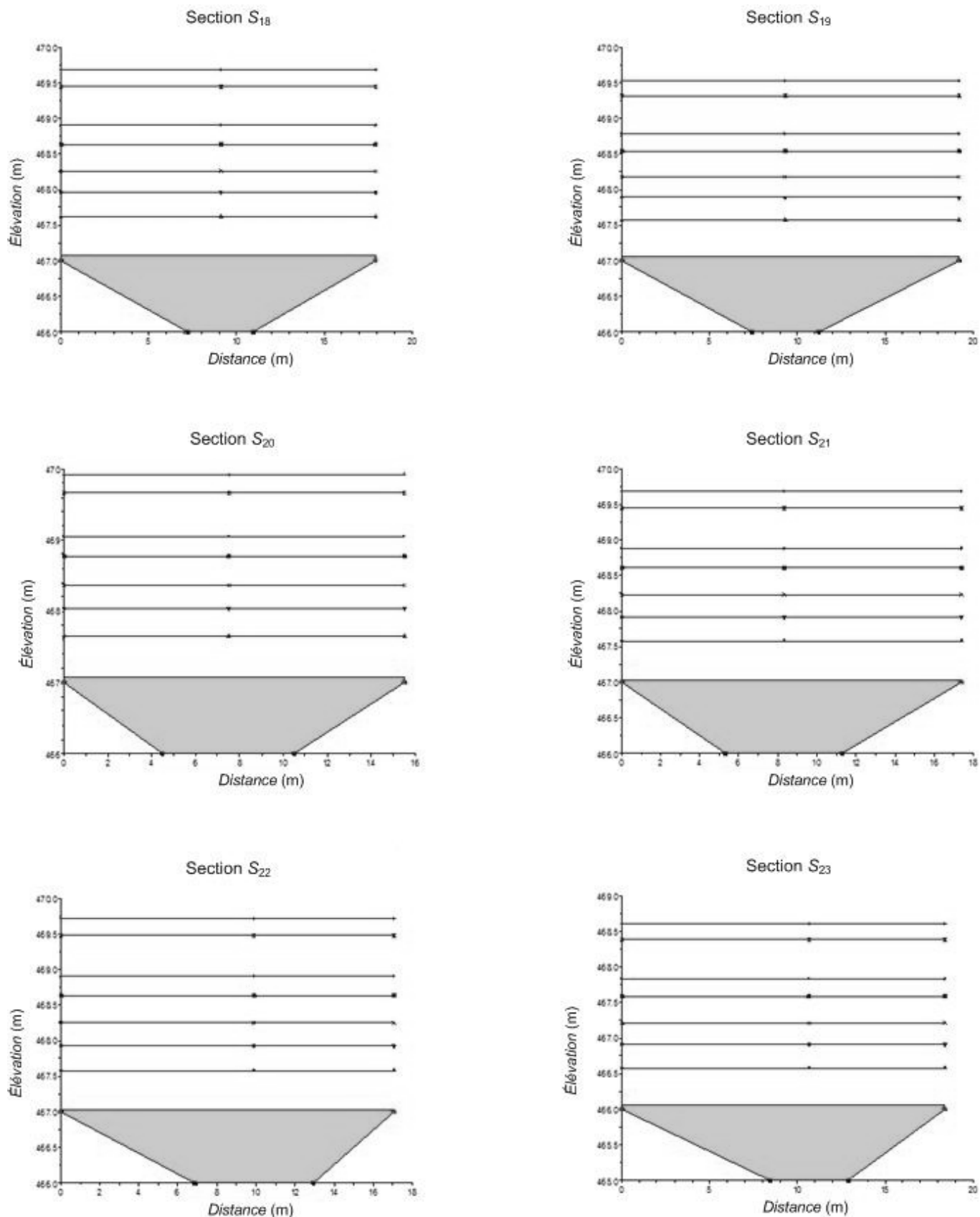
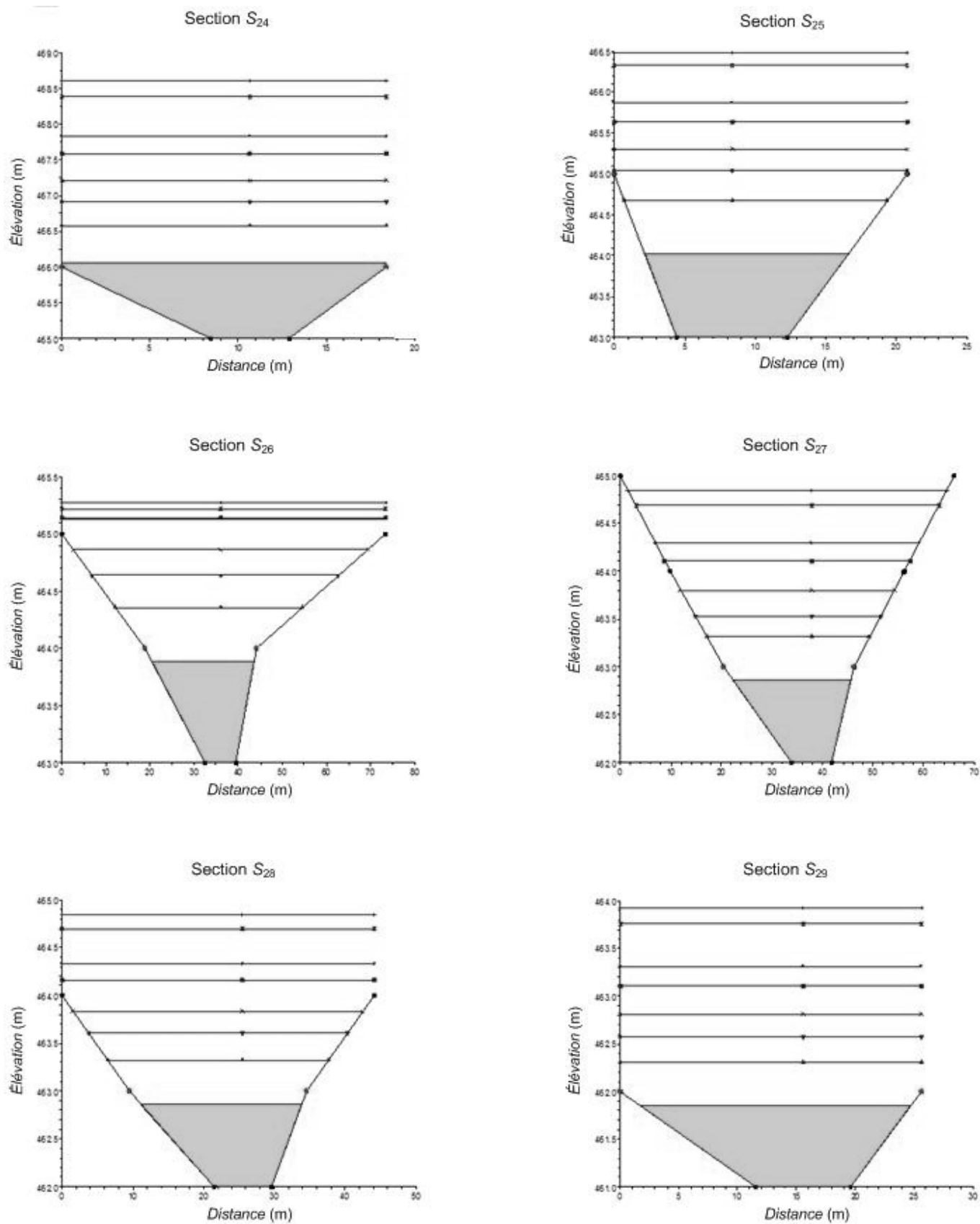


Figure 5.9 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S<sub>18</sub> à S<sub>23</sub>).



**Figure 5.10** : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S<sub>24</sub> à S<sub>29</sub>).

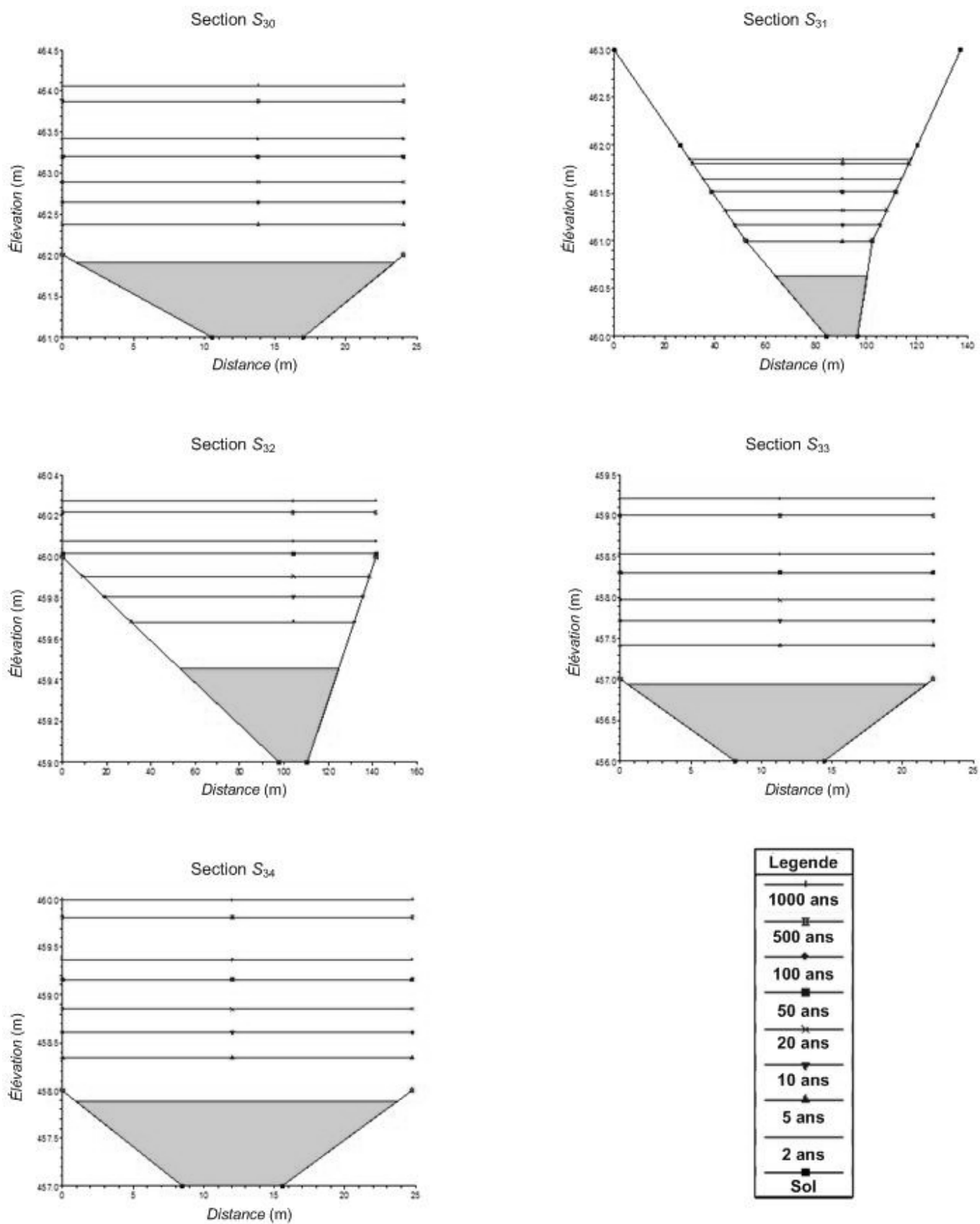


Figure 5.11 : Côtes d'eau calculées pour les cas extrêmes (Sections S<sub>30</sub> à S<sub>34</sub>).

### 5.3. Cartographie de l'aléa.

La carte d'aléa représente la contrainte hydraulique qui affecte chaque maille suite au fonctionnement hydrologique du bassin versant et hydraulique du cours d'eau. Elle est synthétisée par la représentation des limites atteintes par les crues de différentes périodes de retour, chaque unité spatiale étant affectée d'un paramètre d'aléa égal à la période de retour de la crue dont la limite atteint la dite parcelle.

Pour déterminer la zone d'aléa correspondant à une période de retour, une projection de la cote d'eau calculée permet de localiser deux points sur la droite de projection de la section considérée sur les deux plaines d'inondations actives, l'ensemble des points obtenus forme alors une zone fermée autour du tronçon pertinent constitue la parcelle inondable possible qui est la zone **TAL** (période de retour de l'aléa) (Figure 5.12).

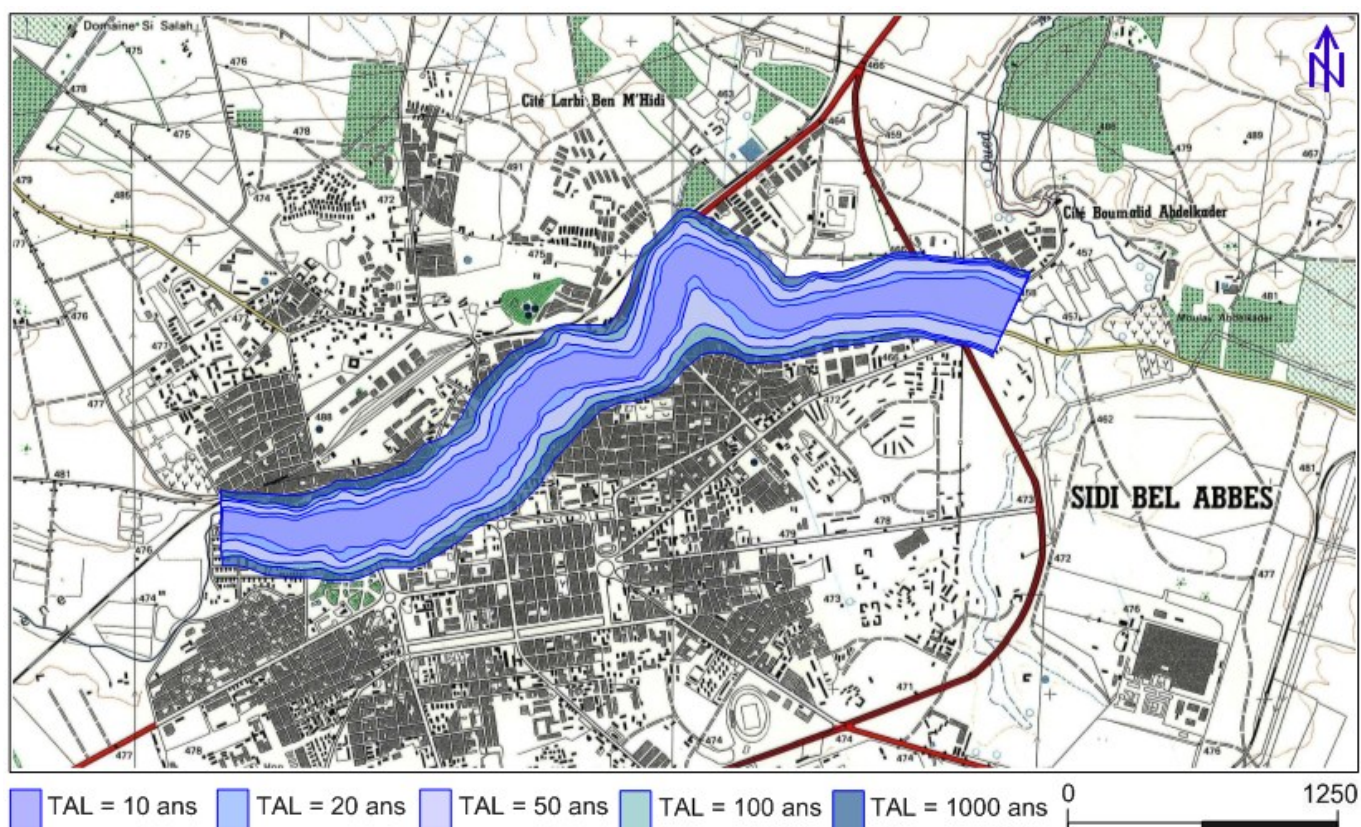


Figure 5.12 : Cartographie de l'aléa.

### 5.4. Traitement de la vulnérabilité.

Le traitement de la vulnérabilité est indépendant de l'aléa, et pour se faire une cartographie d'assumer toute la diversité possible des occupations des sols et des objectifs de protection associés sans tenir compte de la réalité de la contrainte hydrologique. Cela veut dire que l'occupation du sol d'un espace donné doit être connue. Cette indépendance entre aléa et vulnérabilité n'est pas accessible et de fait, les riverains intègrent dans leur recherche d'un objectif de protection.

La vulnérabilité, résulte de critères socio-économiques liés à l'occupation des sols et aux enjeux que cette occupation représente, indépendamment de toute réalité de la contrainte hydrologique (aléa) subie. C'est ce qui permet de la traduire le plus objectivement possible en objectif de protection pour un type d'occupation des sols donné, et ce, où que soit située géographiquement la zone considérée.

### 5.4.1. Normes-guides de vulnérabilité.

La caractérisation de la vulnérabilité se fait au moyen de normes-guides, celles-ci ont été élaborées à partir d'une compilation bibliographique de nombreuses références (Desbos, 1995). Elles valorisent notamment l'abondante littérature existant sur l'estimation du coût des dommages causés par les crues. Les Tableaux 5.18 et 5.19, présentent les principales valeurs proposées en termes de fréquence, durée et hauteur des submersions acceptables. Ces tableaux, sont interprétés comme suit :

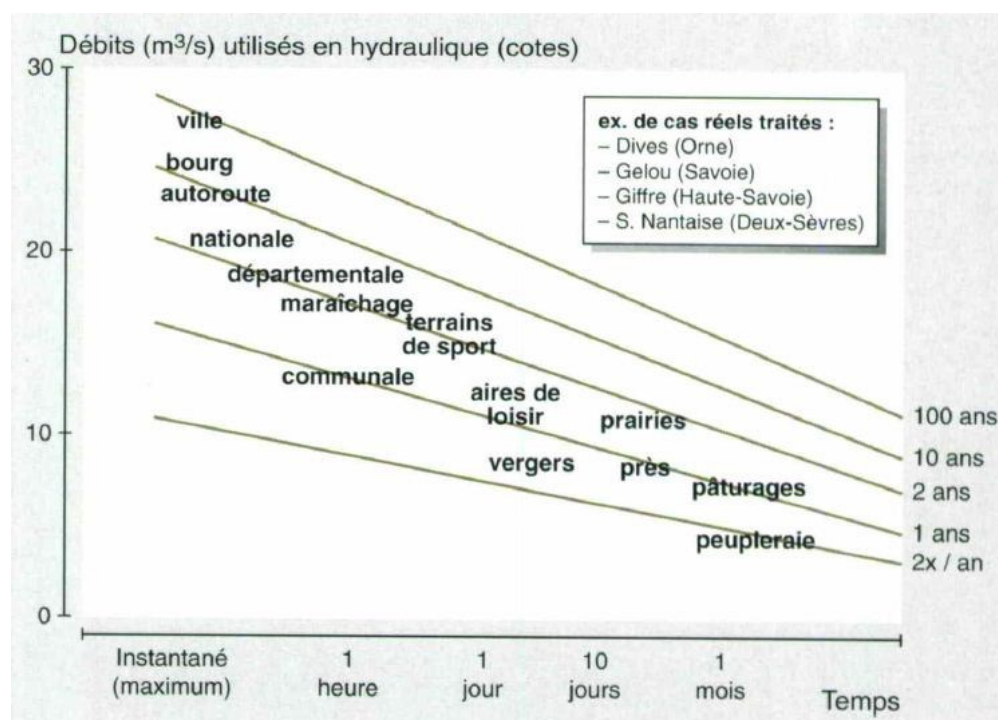
- la colonne 2 donne la saison quand celle-ci induit une différenciation importante de vulnérabilité (notamment en secteur rural) ;
- les colonnes 3 et 4 indiquant durée et profondeur donnant les seuils d'apparition des dommages ; si une durée de 1 jour est indiquée, cela signifie qu'il n'y a pas de dommages si l'inondation dure moins longtemps ; de même pour la profondeur ;
- la colonne 5 indique la période moyenne de retour d'acceptabilité des dommages ; elle complète les seuils d'apparition des dommages par une fréquence d'acceptation fonction de l'importance des dommages ;
- la colonne 6 rappelle pour mémoire que le facteur vitesse peut être un facteur supplémentaire de dommages.

**Tableau 5.18** : Normes-guides d'objectifs de protection en zone rurales.

Occupation du sol	Critère de vulnérabilité				
	Saison de l'inondation	Durée de submersion	Profondeur de submersion	Fréquence de submersion	Vitesse de l'écoulement
Maraîchage Légumes en champs	Printemps	Instant à 1 jour	0 m	5 ans	0.25 m/s
Horticulture	Été / Automne	1 à 3 jours	0 m	5 ans	0.25 m/s
Serres	Toute l'année	1 à 3 jours	1 m	10 ans	
Terres cultivées de printemps	Printemps / été	8 jours	0 m	5 ans	
	Hiver	1 mois	0 m	1 an	
	Automne	1 mois	0 m	1 an	
Terres cultivées d'hiver	Hiver	1 mois	0 m	10 ans	
	Printemps / été	3 jours	0 m	1 an	
	Automne	8 jours	0 m	1 an	
Vergers	Printemps / été (houppier)	1 jour	1 m	10 ans	0.5 m/s
	(sol)	3 à 5 jours	0 m	1 an	0.3 m/s
	Hiver	1 mois	1 m	1 an	
Prairies permanente	Printemps	10 jours		1 an	
	Automne / hiver	1 mois			
Bois, forêts		1 semaine à 1 mois		1 an	

**Tableau 5.19** : Normes-guides d'objectifs de protection en zone urbaines.

Occupation du sol		Critère de vulnérabilité				
		Saison de l'inondation	Durée de submersion maximale acceptable	Profondeur de submersion maximale acceptable	Fréquence de submersion maximale acceptable	Vitesse de l'écoulement maximale acceptable
Services du centre urbain (secours, médical,...)			Instant	0	1000	0.25 m/s
Résidentiel	Caves		Instant	-2 m à 0	10 ans	0.5 m/s
	RDC		Instant	0 à 50 cm	100 ans	0.5 m/s
	1 <sup>er</sup> plancher		Instant	1 m	1000 ans	0.5 m/s
Industries			Instant	30 à 60 m	1 à 100 ans	
Commerces			Instant	30 à 60 m	5 ans	
Autoroutes			Instant	10 cm	10 ans	1 m/s
Routes wilaya			qq heures	10 cm	2 à 5 ans	0.5 m/s
Routes communales			qq heures	20 cm	1 an	0.5 m/s
Voies ferrées			Instant	30 cm	5 ans	
Zones spécialisées			Instant	10 à 60 cm	1000 ans	
Camping		Printemps / été	Instant	50 cm	10 ans	0.5 m/s
Terrains de sport			1 jour	50 cm	1 an	

**Figure 5.13** : Exemple d'objectifs de protection type (Oberlin et al., 1993).

Certaines situations peuvent être qualifiées par plusieurs combinaisons de ces différentes variables que sont fréquence – profondeur – durée. Dans ce cas, la méthode opérationnelle respectant le principe de précaution est de garder les différents triplets jusqu'à leur transformation en variable équivalente TOP et de ne garder la combinaison la plus contraignante correspondant au TOP le plus élevé. En effet, il n'est pas possible de comparer objectivement deux propositions du type :

« un mètre et un jour tous les 25 ans »  
avec  
« 0.10 mètre et une heure tous les 10 ans »

Cela ne sera possible qu'après conversion en une variable équivalente unique comme le TOP. Remarquons aussi que les profondeurs présentées ne peuvent pas être qualifiées de profondeur maximale acceptable : pour des crues plus rares que la fréquence indiquée, une profondeur supérieure peut être atteinte et acceptée. Le caractère "*maximal acceptable*" qualifie bien l'ensemble d'une combinaison (fréquence, durée, profondeur).

La Figure 5.13 (Oberlin et al., 1993) présente sommairement la traduction d'une partie de ces valeurs sur un espace débit – durée. Elle illustre assez bien comment se situent différents objectifs de protection exprimés par un couple période de retour et durée.

#### 5.4.2. Traduction de la vulnérabilité en une variable équivalente.

Le risque zéro n'existe pas. A partir de là, le besoin de protection est exprimé pour chaque type d'occupation du sol au moyen de trois variables caractéristiques : fréquence, durée, et hauteur de submersion. La traduction de la vulnérabilité en période de retour s'appuie aussi sur les modèles QdF décrivant le régime hydrologique du bassin versant. Il est admis qu'à partir de la période de retour TOP les variations d'intensité des événements n'auront plus d'impact sur leur acceptabilité, c'est à dire que tous les événements de période de retour supérieure à l'objectif de protection seront acceptables. L'utilisation des courbes QdF en QCX validées localement permet de traduire une combinaison  $(T, d, h)_{\text{objectif de protection}}$  en une combinaison  $(TOP, 0, 0)_{\text{équivalent e}}$ . Trois cas de figure peuvent être analysés :

##### 5.4.2.1. Cas des objectifs de protections définis par $T_{obj}$ .

Ce cas, qui s'apparente à un objectif de durée quasi nulle (donc aussi à une profondeur quasi nulle), c'est-à-dire à un événement instantané, est le plus simple puisque la variable équivalente à l'objectif de protection est donnée par cette même période moyenne de retour.

$$TOP = T_{obj} (d = 0^+, h = 0^+) \quad (5.1)$$

Dans ce cas, le TOP ou période moyenne de retour  $T$  équivalente à l'objectif de protection est égal à la période moyenne de retour affiché comme objectif.

##### 5.4.2.2. Cas des objectifs de protections définis par $T_{obj}$ et $d_{obj}$ .

Dans ce cas, TOP est nécessairement inférieur à la période moyenne de retour de l'objectif de protection. La procédure de détermination de TOP est faite par l'utilisation du modèle QdF. Celui-ci est peut être transféré en tout point du bassin versant et il est possible de déterminer le modèle au droit de la parcelle considéré. Il est possible de positionner le couple  $(T_{obj}, d_{obj})$  sur une telle courbe et de trouver le débit équivalent  $Q(T_{obj}, d_{obj})$ .

L'expression mathématique pour l'oued Mekerra est :

Si  $0.5 \leq T_{obj} \leq 20$  ans,

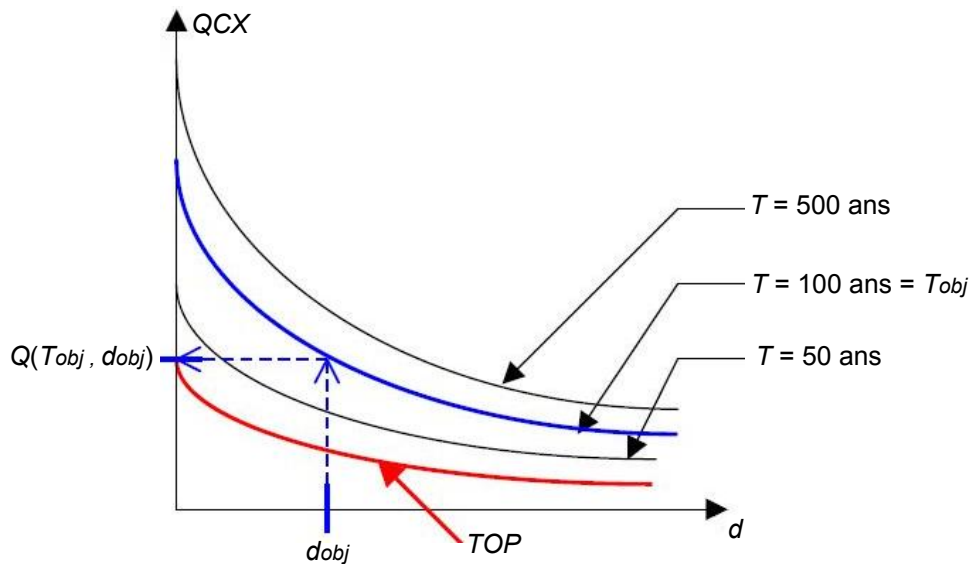
$$Q(T_{obj}, d_{obj}) = 110 \left[ \left( \frac{1}{3.05 \frac{d_{obj}}{10} + 3.53} \right) \ln T_{obj} + \frac{1}{2.13 \frac{d_{obj}}{10} + 2.96} + 0.01 \right] \quad (5.2)$$

Si  $20 < T_{obj} \leq 1000$  ans,

$$Q(T_{obj}, d_{obj}) = Q(10, d_{obj}) + 110 \left( \frac{1}{2.78 \frac{d_{obj}}{10} + 1.77} + 0.04 \right) \ln \left( 1 + \frac{\frac{1}{3.05 \frac{d_{obj}}{10} + 3.53} T_{obj} - 10}{\frac{1}{2.78 \frac{d_{obj}}{10} + 1.77} + 0.04}} \right) \quad (5.3)$$

Une projection à débit constant sur l'axe des ordonnées (Figure 5.14) permet de définir le débit instantané égal au débit à  $(T_{obj}, d_{obj})$  est donc équivalent à l'objectif de protection  $QIEOP$  (Débit Instantané Equivalent à l'Objectif de Protection). Ce débit est lui-même affecté d'une période moyenne de retour, la période moyenne de retour équivalente à l'objectif de protection  $T_{QIEOP}$  égale à TOP recherché. Cette période moyenne de retour est telle que :

$$Q(T_{QIEOP}, d = 0^+) = Q(T_{obj}, d_{obj}) \quad (5.4)$$



**Figure 5.14** : Définition du TOP pour un objectif de protection défini par  $(T_{obj}, d_{obj})$ .

$T_{QIEOP}$  vérifie donc l'une des deux équations suivantes (par remplacement de  $d_{obj}$  par  $0^+$  dans les équations 5.2 et 5.3), et peut donc être calculé simplement par approximations successives :

Si  $0.5 \leq T_{QIEOP} \leq 20$  ans,

$$Q(T_{QIEOP}, 0^+) = Q(T_{obj}, d_{obj}) = 110 \left[ \left( \frac{1}{3.53} \right) \ln T_{QIEOP} + 0.35 \right] \quad (5.5)$$

Si  $20 < T_{QIEOP} \leq 1000$  ans,

$$Q(T_{QIEOP}, 0^+) = Q(T_{obj}, d_{obj}) = Q(10, 0^+) + 28.58 \ln \left( 1.59 + 0.59 \frac{T_{QIEOP}}{10} \right) \quad (5.6)$$



### 5.4.2.3. Cas des objectifs de protections définis par par $T_{obj}$ , $d_{obj}$ et $h_{obj}$

Dans ce cas où les critères de profondeurs sont importants, il est nécessaire de disposer de premiers résultats partiels du modèle hydraulique, les courbes de tarage locales, pour réaliser cette étape.

Soit  $(T_{obj}, d_{obj}, h_{obj})$  l'objectif de protection recherché de la parcelle considérée. La profondeur  $h_{obj}$  correspond d'après la loi de tarage locale  $Q(z)$  à un débit d'objectif  $Q_{obj}$ . Le couple  $(Q_{obj}, d_{obj})$  correspond à un point du graphique QdF par où passe une et une seule courbe débit-durée-fréquence de période de retour  $T_1$ , soit le point n°3 du graphique.  $T_1$  vérifie l'équation suivante :

$$QCX(T_1, d_{obj}) = Q(h_{obj}) \quad (5.7)$$

Où  $Q(h_{obj})$  est donnée par la courbe de tarage locale.

$T_1$  vérifie donc l'une des deux équations suivantes, qui peut être résolue par approximations successives.

Si  $0.5 \leq T_1 \leq 20$  ans,

$$QCX(T_1, d_{obj}) = Q(h_{obj}) = 110 \left[ \left( \frac{1}{3.05 \frac{d_{obj}}{10} + 3.53} \right) \ln T_1 + \frac{1}{2.13 \frac{d_{obj}}{10} + 2.96} + 0.01 \right] \quad (5.8)$$

Si  $20 < T_1 \leq 1000$  ans,

$$QCX(T_1, d_{obj}) = QCX(10, d_{obj}) + 110 \left[ \frac{1}{2.78 \frac{d_{obj}}{10} + 1.77} + 0.04 \right] \cdot \ln \left[ 1 + \frac{\frac{1}{3.05 \frac{d_{obj}}{10} + 3.53} \frac{T_1 - 10}{10}}{\frac{1}{2.78 \frac{d_{obj}}{10} + 1.77} + 0.04} \right] \quad (5.9)$$

$T_1$  est illustré par le point n°3 sur la Figure 5.15.

La courbe de tarage locale  $Q(z)$  permet de déterminer le débit qui apporte une profondeur d'eau quasi nulle à l'emplacement considéré :

$$Q(h = 0^+) \quad (5.10)$$

La courbe débit-durée-fréquence de période de retour  $T_1$  permet de déterminer la durée  $d_1$  telle que :

$$QCX(T_1, d_1) = Q(h = 0^+) \quad (5.11)$$

correspondant au point n°4 sur la Figure 5.15, qui correspond en fait à la durée équivalente au couple  $(h_{obj}, d_{obj})$ . Il suffit en fait de chercher  $d_1$  tel que :

Si  $0.5 \leq T_1 \leq 20$  ans,

$$QCX(T_1, d_1) = 110 \left[ \left( \frac{1}{3.05 \frac{d_1}{10} + 3.53} \right) \ln T_1 + \frac{1}{2.13 \frac{d_1}{10} + 2.96} + 0.01 \right] \quad (5.12)$$

Si  $20 < T_1 \leq 1000$  ans,

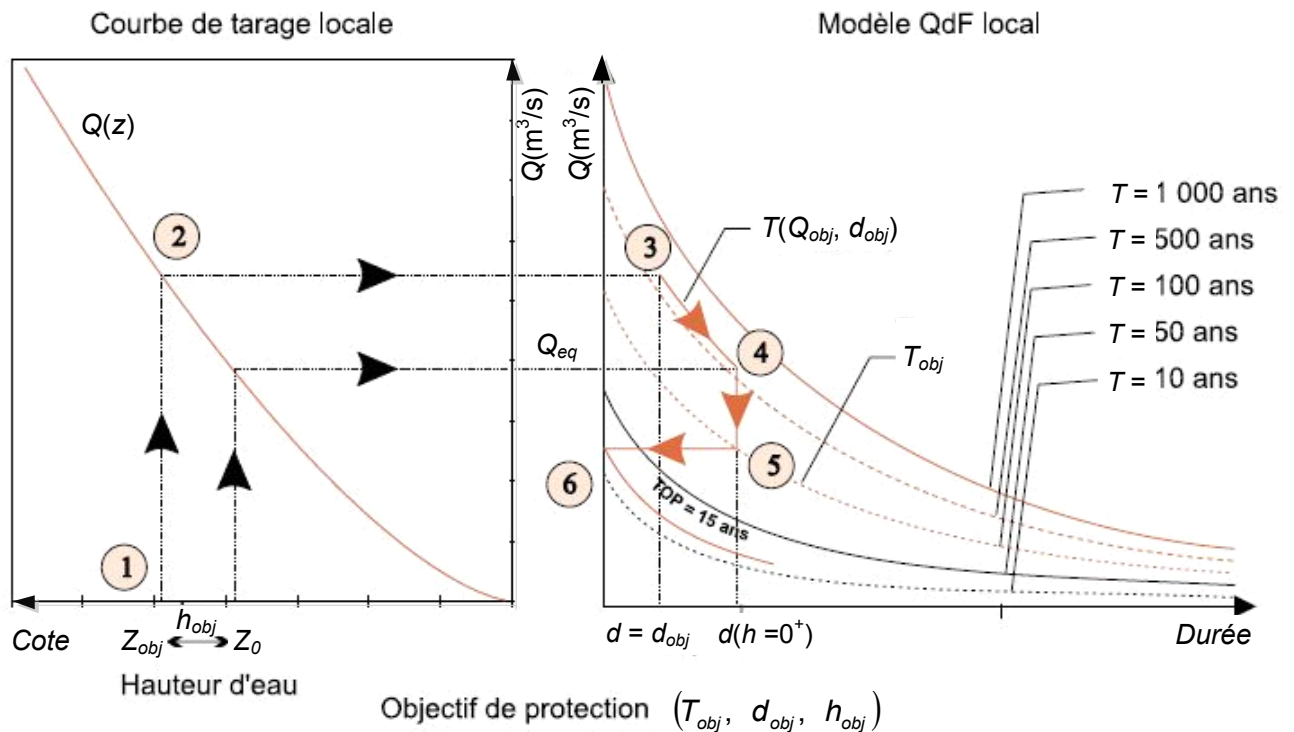
$$QCX(T_1, d_1) = QCX(10, d_1) + 110 \left( \frac{1}{2.78 \frac{d_1}{10} + 1.77} + 0.04 \right) \ln \left( 1 + \frac{\frac{1}{3.05 \frac{d_1}{10} + 3.53} T_1 - 10}{\frac{1}{2.78 \frac{d_1}{10} + 1.77} + 0.04} \right) \quad (5.13)$$

Le point correspondat à l'objectif de protection  $T_{obj}$  souhaité et à cette durée équivalente  $d_1$ , est illustré par le point n°5 sur la Figure 5.15.

S'est ainsi ramené au cas précédent où l'objectif de protection était défini par une durée et une fréquence. Alors, le même cheminement est utilisé pour calculer la période de retour équivalent  $T_{eq}$  telle que :

$$QCX(T_{eq}, d_{eq} = 1 \text{ s}) = QCX(T_{obj}, d_1) \quad (5.14)$$

Illustré par le point n°6 sur la Figure 5.15.



**Figure 5.15 :** Détermination du TOP pour un objectif de protection défini par  $(T_{obj}, d_{obj}, h_{obj})$ .

Le TOP équivalent est ainsi défini au triplet initial  $(T_{obj}, d_{obj}, h_{obj})$  de manière bi-univoque. Ce TOP correspond effectivement à une mesure de la vulnérabilité au sens mathématique du terme, c'est-à-dire la définition d'une relation d'ordre sur un ensemble à trois dimensions (profondeur, durée, fréquence) qui permet de doter chaque point de cet espace d'une estimation quantifiée de cette mesure.

Cette mesure permet de hiérarchiser objectivement entre eux des objectifs de protection exprimés avec ces trois variables usuelles que sont la fréquence, la durée et la hauteur de l'inondation (être accepter maximale) et permet d'attribuer à chaque point de l'espace affecté d'un objectif de protection une estimation quantifiée de sa vulnérabilité. Il est donc facile de la cartographie par une attribution de cette valeur aux coordonnées géographiques du point considéré.

Cette mesure de la vulnérabilité est exprimée comme une période moyenne de retour comparable à celle qui permet de quantifier l'aléa (Figure 5.16).

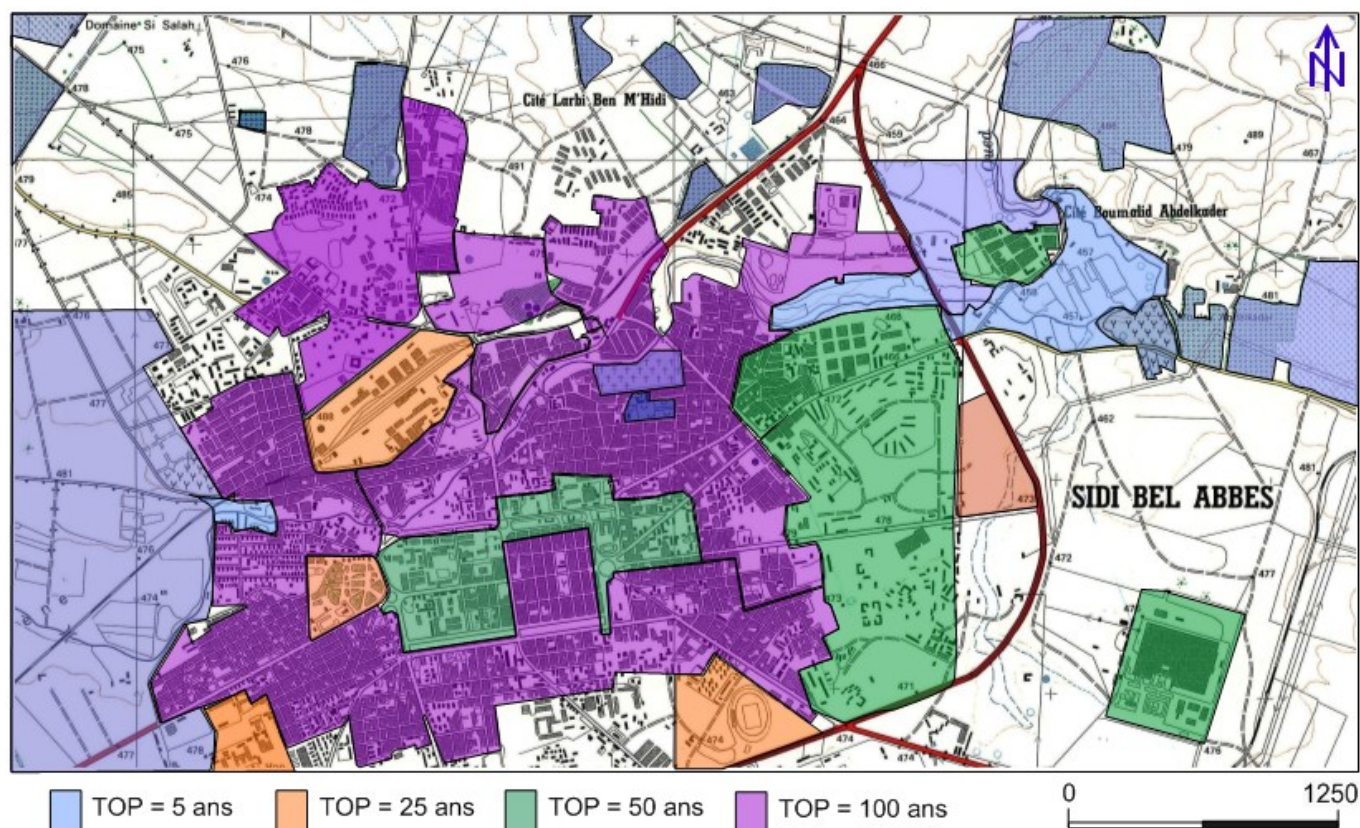


Figure 5.16 : Cartographie de la vulnérabilité.

## 5.5. Synthèse du risque.

Les deux composantes du risque étant exprimées dans la même unité, il est possible de les comparer pour localiser les situations à risque ou les déficits de protection ( $\text{Aléa} < \text{Vulnérabilité}$  c'est-à-dire  $\text{TAL} < \text{TOP}$ ) et les situations à crédit de protection ( $\text{Aléa} > \text{Vulnérabilité}$  :  $\text{TAL} > \text{TOP}$ ). L'outil cartographique est le plus adapté à cette analyse spatiale pour permettre la représentation synthétique des résultats facilement interprétable par l'ensemble des acteurs concernés. La carte de synthèse (Figure 5.17) est le croisement de la carte de vulnérabilité (Figure 5.16) et de la carte d'aléa (Figure 5.12). un code de couleur (jaune pour les parcelles non atteintes par la crue maximale simulée, vert pour  $\text{TAL} > \text{TOP}$  et rouge pour  $\text{TAL} \leq \text{TOP}$ ) permet de localiser directement les zones à problèmes, mais également les zones sur-protégées qui peuvent représenter une marge de manœuvre pour les gestionnaires de bassin.

La cartographie du risque sert de base à la négociation en matière d'aménagement du territoire, et introduit la possibilité de négocier le risque en jouant soit sur l'aléa (mise en place d'ouvrages), soit sur

la vulnérabilité (gestion de l'occupation du sol). C'est également un moyen de tester l'efficacité de travaux d'aménagements hydrauliques envisagés.

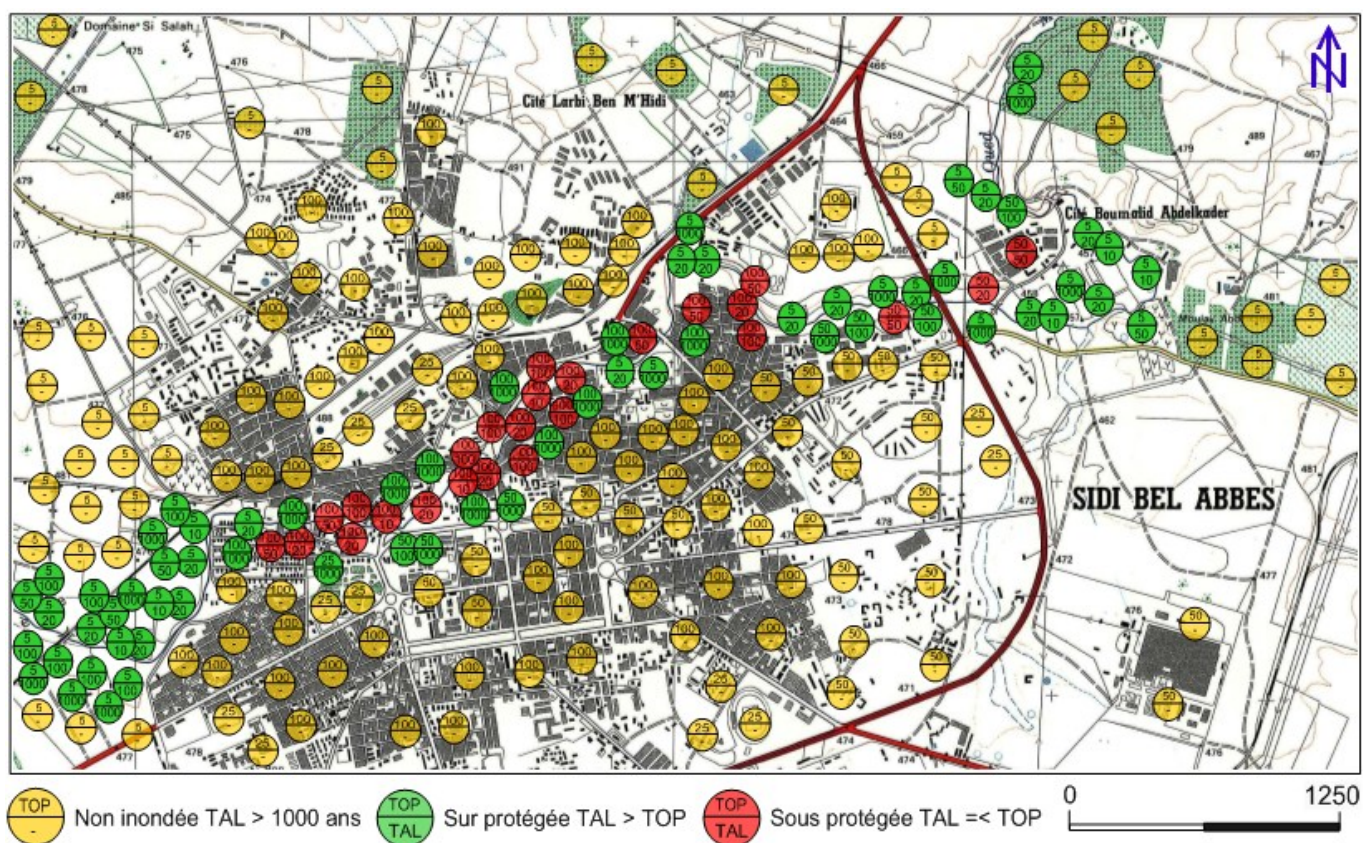


Figure 5.17 : Carte de synthèse du risque.

## 5.6. Conclusion.

Ce chapitre, est une synthèse globale de l'étude hydrologique des écoulements qui conduisent aux inondations. L'utilisation de couplage de la cartographie des deux composantes du risque : aléa et vulnérabilité, permet enfin d'établir une carte de synthèse du risque qui peut être opérationnellement exploitable.



## **Conclusion Générale**

## Conclusion Générale

La synthèse des risques liés aux inondations dues aux débordements des cours d'eau est basée essentiellement sur trois principaux concepts : hydrologique, hydraulique et cartographique. L'hydrologie permet d'alimenter le modèle hydraulique par les conditions aux limites amont à l'aide d'hydrogrammes synthétiques mono-fréquence et permet d'alimenter le côté socio-économique pour donner une mesure équivalente de la vulnérabilité. La composante hydraulique permet de faire une simulation nécessaire afin de déterminer l'aléa et de fournir les courbes de tarages locales nécessaires au calcul de la vulnérabilité. Cette simulation unidimensionnelle ou l'écoulement à surface libre non permanent est décomposée en écoulement dans le chenal principal et écoulement dans les plaines d'inondation actives. Le choix du logiciel HEC-RAS pour effectuer cette simulation hydraulique est conditionné par la nature des données topographiques qui existent, car cette composante sert en entrée du modèle hydraulique comme condition à la limite, et comme une composante cartographique nécessaire à la représentation spatiale de l'aléa.

La cartographie sert à représenter les résultats de l'hydraulique, c'est-à-dire la variable caractérisant l'aléa (TAL) et de la socio-économie, c'est-à-dire la variable caractérisant la vulnérabilité (TOP). La cartographie de ces deux variables (TAL et TOP) aboutit à une carte de répartition spatiale du risque le long du cours d'eau.

L'organigramme général (Figure 1.4) résume tous les étapes de cette méthodologie qui ne se limite cependant pas à décrire une situation existante puisque l'un des objectifs initiaux est aussi de se donner les moyens de proposer des aménagements qui répondent aux besoins de la gestion, la protection et de la prévention lors des inondations.

Cette formalisation de l'analyse du risque décomposé en deux composantes aléa et vulnérabilité, peut être réalisée à l'identique pour des scénarii d'aménagement de toute nature. La répartition du risque est ainsi quantifiée sur l'ensemble de la zone d'étude sous les différentes hypothèses d'aménagements.

La carte du risque d'inondation devrait pouvoir servir de base de connaissance nécessaire à la mise en place d'un système d'aide à la gestion pour que les aménagements préconisés puissent être testés et analysés dans le contexte global du bassin versant. En matière d'aménagement, le ralentissement dynamique consiste à utiliser autant des solutions qui visent à ralentir l'eau mais uniquement aux périodes les plus critiques, c'est-à-dire pendant les événements de crues eux-mêmes soit limités à quelques heures ou quelques jours.

L'étude de la vulnérabilité est une étape indispensable de toute étude de risque qui se veut complète sous peine de n'identifier qu'une seule des deux composantes qui qualifie une situation à risque. L'impossibilité de se prémunir de tout risque a pour corollaire naturel la nécessité de définir un niveau de risque acceptable ou plutôt un aléa admissible qui traduit le fait qu'une zone soumise à un risque acceptable n'est en fait plus une zone à risque : la gestion opérationnelle de cette situation ne doit plus se traduire par de nouveaux aménagements qui viendraient modifier le niveau d'aléa subi mais par des mesures d'une autre nature : prévision – aléa – gestion de crise – indemnisation – assurance – reconstruction, nécessaires pour rendre supportable ce risque (cet aléa) accepté.

Le concept de vulnérabilité traduit ce risque maximal acceptable où cet objectif de protection et son analyse doit être en mesure de tenir compte de toute la diversité rencontrée en matière d'occupation des sols. Elle ne peut pas se résumer à une étude des dommages qui intègrent mal au travers de la fonction d'utilité des effets indirects psycho-sociologiques ou des retombées économiques globales qui peuvent traduire aussi bien des dommages que bénéfiques (activité de reconstruction...). De même, l'approche de la vulnérabilité sous l'angle des dommages intègre mal les variabilités spatiale et temporelle qui caractérisent l'aléa d'inondation. Une approche positive basée sur l'analyse des bénéfices produits par l'exploitation économique d'une parcelle en zone inondable semble pouvoir fonder une approche alternative de ce risque maximal acceptable.

L'expression d'objectifs de protection par des variables hydrologiques, de préférence à des estimations financières, permet aussi d'établir des bases de négociation autour du concept de vulnérabilité. D'un point de vue opérationnel, seules sont utilisables la période moyenne de retour, la durée de l'inondation et la profondeur maximale atteinte. Les deux variables physiques résument bien l'essentiel des facteurs de dommages et la fréquence associée permet de tenir compte du caractère acceptable d'un certain dommage suffisamment peu fréquent pour pouvoir être compensé par d'autres mesures complémentaires.

A partir de cette définition de l'objectif de protection d'une parcelle spatiale en (fréquence, durée, profondeur), les modèles QdF en débits seuils permettent la traduction en une variable équivalente, le TOP, véritable mesure de la vulnérabilité, définie comme une période de retour et rendue ainsi comparable à la variable qui caractérise l'aléa.

Les résultats scientifiques et techniques rendant opérationnelles des méthodes innovantes pour assurer un aménagement mieux intégré des cours d'eau conciliant les objectifs de réduction des dégâts liés aux inondations sans sacrifier la ressource en eau et les valeurs d'environnement qui y sont associées. La méthodologie utilisée contribue à ce bassin, elle propose des bases réellement objectives à l'échelle du bassin versant autour du problème d'inondation. Cette étape est indispensable pour proposer des solutions d'aménagement acceptables par l'ensemble des acteurs en présence et respectant la dimension du bassin versant.

D'autres recherches sont encore nécessaires pour améliorer les méthodes hydrologiques et hydrauliques pour une meilleure stabilisation et définition du concept du régime hydrologique et amélioration des connaissances sur le processus à l'origine du phénomène d'inondation et l'intégration des données socio-économique prise en compte des critères de qualité de l'eau.



## **Références Bibliographiques**



## Références Bibliographiques

- Abbott, M. B. (1979).** Computational Hydraulics; Elements of the Theory of Free Surface Flows, Pitman, London.
- Abbott, M. B., D. R. Basco (1989).** Computational Fluid Dynamics. New York: John Wiley & Sons.
- Abramowitz, M., I.A. Stegun (1964).** Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs and Mathematical Tables. Dover, New York.
- Abt, M., W. J. Welch (1998).** Fisher information and maximum-likelihood estimation of covariance parameters in Gaussian stochastic processes. The Canadian Journal of Statistics, Vol. 26, No 1, 127-139.
- Akaike, H. (1974).** A New look at statistical model identification. IEEE Transactions on Automatic Control AU-19, 716 - 722.
- Akan, A. O. (2006).** Open Channel Hydraulics. Elsevier. 364 p.
- Ambar, B. (2002).** Les perturbations météorologiques extrêmes en Algérie. Journées sur la conception et le dimensionnement des ouvrages d'eaux pluviales et de protection contre les inondations. Alger le 19 et 20 février 2002.
- Amein, M et C. S. Fang (1970).** Implicit Flood Routing in Natural Channel. Jour. Hyd. Div., Amer. Soc. of Civ. Engrs., vol. 96, no. 12, 2481-2500.
- Anderson, D. A., Tannehill J. D. et Pletcher, R.H. (1984).** Computational fluid mechanics and heat transfer. McGraw-Hill, New York.
- Ashkar, F. et B. Bobée (1987).** The generalized method of moments as applied to problems of flood frequency analysis : some practical results for the log-Pearson type 3 distribution. Journal of Hydrology, 90, 199 - 217.
- 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. Colorado State University. Ft. Collins. CO.
- Beirlant, J., de Wet, T. & Goegebeur, Y. (2004).** A goodness-of-fit statistic for Pareto-type behaviour. Journal of Computational and Applied Mathematics. 186, 99 - 116.
- Beirlant, J., Goegebeur, Y., Segers, J., Teugels, J. (2004).** Statistics of Extremes : Theory and Applications. Wiley, 490 p.
- 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. (1999).** Estimation des événements extrêmes de crue par l'analyse fréquentielle : une revue critique, la Houille Blanche (7/8), 100 - 105.
- Bobée, B. et F. Ashkar (1991).** The Gamma Family and Derived Distributions Applied in Hydrology. Water Resources Publications, 203 p.
- CFGB. Collectif (1994).** Les crues de projet des barrages : méthode du Gradex. Bulletin du comité français des grands barrages – 180 congrès CIGB/ ICOLD ; n°2 Novembre 1994.
- Chaudhry, M. H. (2008).** Open – channel Flow. Second Edition. Springer. 523 p.

- Chow, V. T. (1964).** Statistical and Probability analysis of hydrologic data. Section 8-I in Handbook of Applied Hydrology, ed. by V.T. Chow. Mc Graw Hill, New York.
- Chow, V. T., Maidment, D. R. et Mays, L. W. (1988).** Applied Hydrology. McGraw-Hill, New – York 572 p.
- Chow, V.T. (1959).** Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New-York, 680 p.
- Chowdhury, J.U et Karim, M.A (1993).** Selection of Probability Distribution Function for Flood Frequency Analysis in Bangladesh, Report R01/93, IFCDR, BUET, Dhaka.
- Courant, R., et K. O. Friedrichs (1948).** Supersonic Flow Shok waves, Interscience Publishers, New York.
- Courant, R., K. O. Friedrichs et H. Lewy (1928).** On the partial difference equations of mathematical physics", IBM Journal, March 1967, pp. 215-234. English translation of the German original 1928 "Über die partiellen Differenzgleichungen der mathematischen Physik, Mathematische Annalen, vol. 100, no. 1, 32 – 74".
- Cramer, H. (1946).** Mathematical methods of statistics. Princeton University Press, 368 p.
- CTGREF, SRAE, DIAME, SH (1980-1982).** Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants. Fascicule 2 : la méthode SOCOSE, Information Technique n°. 38-2 (Juin 1980) ; Fascicule 3 : la méthode CRUPEDIX.
- Cunge, J., Holly, F. M., et Verwey, A. (1980).** Practical Aspects of Computational River Hydraulics, Pitman, London.
- Cunnane, C. (1978).** Unbiased plotting positions - a review. Journal of Hydrology N° 37, 250 - 222.
- Desbos, E. (1995).** Quantification de la vulnérabilité du territoire face aux inondations. Rapport de D.E.A. "Conception en bâtiment et techniques urbaines", INSA Lyon, laboratoire Méthodes. Cemagref Lyon. 70 p.
- DPC (Direction de Protection Civil) (2000).** Problématique de l'inondation de Sidi Bel Abbès.
- DRM (Délégation aux Risques Majeurs). (1990).** La cartographie des plans d'exposition au risque d'inondation. La documentation Française, 115 p.
- Drouin, E. (1991).** Modélisation des écoulements complexes à surface libre en milieu naturel (étude bibliographique), DEA de mécanique des fluides, université Claude Bernard Lyon I, Cemagref Lyon, septembre 1991, 95p.
- Duband D., Michel C., Garris H., Astier J. (1988).** Evaluation de la crue extrême et de la crue de projet par la méthode du Gradex .CIGB., 16° congrès, Q63R 60, San Francisco, USA.
- El Adlouni, S., Bobée, B. & Ouarda, T. B. M. J. (2008).** On the tails of extreme event distributions. Journal of Hydrology. 355, 16 - 33.
- Filliben, J.J. (1975).** The Probability Plot Correlation test for normality. Technometrics, 17(1), 111-117.
- Franz, D. D., Melching, C. S. (1997).** Full Equations (FEQ) Model for the Solution of the Full Dynamic Equations of Motion for One-Dimensional Unsteady Flow in Open Channels and through Control Structures. Report 96-4240, US Geological Survey, Water-Resources Investigations, Washington, DC.

- Fread, D. L. (1973).** Effect of time step size in implicit dynamic routing. *Water Resour. Bull.* vol. 9, N°2: 338-351.
- Fread, D. L. (1974).** Numerical properties of implicit four-point finite difference equations of unsteady flow. NOAA technical memorandum NWS HYDRO-18. National Weather Service, NOAA, U.S. Department of Commerce, Silver Spring, Md.
- 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.
- Galéa, G. et Prudhomme, C. (1994).** Modèles débit – durée – fréquence et conceptualisation d'un hydro gramme de crue synthétique : validation sur le BVRE de DRAIX. *Hydrologie continentale*, vol9 n° 1.
- Galéa, G. et Prudhomme, C. (1997).** Notion de base et concepts utiles pour la compréhension et la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QDF. *Revue des sciences de l'eau*, vol 10/1, 83 - 101.
- Gendreau, N. et Gilard, O. (1997).** Structural and non-structural measures implementation: choice's arguments provided by inondabilité method, Ribamod concerted action, proceedings of the first workshop; European commission, EUR 18019 EN, 241 - 250.
- Gilard, O. (1998).** Les bases techniques de la méthode Inondabilité. Cemagref Edition, 207 p.
- Gilard, O. et Gendreau, N. (1998).** Inondabilité : une méthode de prévention raisonnable du risque d'inondation pour une gestion mieux intégrée des bassins versants. *Revue des sciences de l'eau*, 3 (1998), 429 - 444.
- Givone, P. (1995).** La négociation du risque : une étape nécessaire, in "Inondations, du constat à la décision". *Ingénieries EAT*, n° spécial 1995, 79 - 85.
- Gleizes, C. (1995).** Les responsabilités dans la négociation du risque, in "Inondations, du constat à la décision". *Ingénieries EAT*, n° spécial 1995, 79 - 85.
- Goldstein, M. L., S. A. Morris, et G. G. Yen (2004).** Problems with fitting to the power-law distribution. *Eur. Phys. J. B* 41, 255 - 258.
- Gondrand, P. (1995).** Typologie des cartographies dédiée à la gestion du risque d'inondation. Mémoire de maîtrise DU d'ingénierie de l'Espace Rural (IER). Université Jean Moulin Lyon III. Cemagref Lyon 110 p.
- 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.
- Grissolet, H., Guilmet, B. et Arlery, R. (1962).** Climatologie : méthodes et pratiques, Gauthier- villars & cie éditeur, Paris.
- Grubbs, F. et G. Beck (1972).** Extension of sample sizes and percentage points for significance tests for outlying observations. *Technometrics*, 14(4), 847 - 854.
- Guillot, P. et Duband, D. (1967).** La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. IAHS, publication n°84.
- Gumbel, E.J. (1942).** On the frequency distribution of extreme values in meteorological data. *Bulletin of the American Meteorological Society* 23, 95.

- Gumbel, E.J. (1958).** The statistics of extremes. Columbia University Press, New York, 371 p.
- Harter, H.L. (1971).** Some optimisation problems in parameter estimation. Edited by Jagdish S. Rustagi, *Optimisation Methods in Statistics*. Academic Press, New York, 32-62.
- Hazen, A. (1914).** Storage to be provided in impounding reservoirs for municipal water supply. *Transactions ASCE*. Paper 1308, 77, 1547 - 1550.
- Henderson, F. M. (1966).** *Open Channel Flow*, Macmillan, New York, 522 p.
- Hill, B.M. (1975).** A simple general approach to inference about the tail of a distribution. *Annals of Statistics* 3, 1163 - 1174.
- 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, J.R.M (1990).** L-moments : analysis and estimation of distribution using linear combinations of order statistics. *Journal of Royal Statist. Soc. , B*. 52(1), 105 - 124.
- Hosking, J.R.M. et Wallis, J.R. (1988).** The effect of intersite dependence on regional flood frequency analysis. *Water Resources Research.*, 24, N° 4, 588 - 600.
- Hurvich, C. M. et Tsai, C.-L. (1995).** Model selection for extended quasi-likelihood models in small samples. *Biometrics* 51, pp. 1077-1084.
- Jackson, O. A. Y. (1967).** An analysis of departures from the exponential distribution. *Journal of Royal Statist. Soc. B* 29, 540 - 549.
- Jacq, A. (1987).** *La protection contre les crues, 40 ans de politique de l'eau en France*. Economica. Paris.
- JO (2009).** Décret exécutif n° 09-399 définissant les instruments de prévision des crues. *Journal Officiel de la République Algérienne* n° 71 page 3.
- Johnson, N. L., S. Kotz, A. W. Kemp (1992).** *Univariate discrete distributions*. John Wiley & Sons, New York. 569 p.
- 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.
- Kottegoda, N.T. (1980).** *Stochastic Water Resources Technology*. Edited by Mc Millan Press Ltd London. United Kingdom.
- Lahlah, S. (2000).** *Introduction sur l'étude des inondations en Algérie*. Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH) Alger.
- Lambert, R. (1996).** *Géographie du Cycle de l'Eau*. P.U.M. Toulouse.
- 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.

- Lang, M. (1995).** Les chroniques en hydrologie : modélisation comparée par un système de gestion de base de donnée relationnel et orientée objet, traitement de base et intervalle de confiance des quantiles de crues, technique d'échantillonnage par la méthode de renouvellement. Thèse de doctorat spécialité mécanique, université Joseph Fourier Grenoble, Cemagref Lyon, 296 p.
- Lang, M., Naulet, R., Recking, A., Coeur, D. et Gigon, C. (2002).** Etude de cas : l'analyse des pluies et crues extrêmes observées depuis 200 ans dans un bassin cévenol. L'Ardèche. La Houille Blanche n°6/7.
- Leclerc, M. (2000).** Cours d'hydrodynamique fluviale : l'analyse, la prévention et l'aménagement des risques d'inondation. INRS-EAU, 67 p.
- Liggett, J. A. et Cunge, J. A. (1975).** Numerical methods for the solution of the unsteady flow equations. In: Mahmood and Yevjevich (eds), Unsteady Flow in Open Channels, pp. 89 – 172. Water Resources Publications, Littleton, CO.
- Lobled, C. et Leoussof, J. (1987).** L'aléa aux crues : Réseau de mesures et traitements informatiques : l'exemple du Gard. Actes du Colloque "Crues et Inondations" Strasbourg Univ, 115 - 129.
- Loup, J. (1974).** Les Eaux Terrestre. Edition Masson, 172 p.
- MacCormack, R. W. (1969).** The effect of viscosity in hypervelocity impact cratering. Amer. Inst. Aero. Astro., Cincinnati, Ohio, pp. : 69 – 354.
- 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.
- Margoum, M. (1992).** Estimation des crues rares et extrême : le modèle AGREGEE. Conception et première validation. Thèse de doctorat de l'école des mines de Paris. Cemagref Lyon, 252 p.
- Michel, C. et Oberlin, G. (1990).** Etude des crues rare : variante d'application de la méthode du Gradex. Informations techniques du Cemagref, juin 1990, n° 78, note 7, 4 p.
- Molin Valdes, H. (1994).** The international decade for natural disaster reduction and the link with agenda 21. Ecofrcision, 42 - 45 avril 1994.
- Nash, J. E. et Sutcliffe, J. V. (1970).** River flow forecasting through conceptual models. Part I – a discussion of principals. Journal of Hydrology, 10, 282 - 290.
- 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. Comtemprary Physics. 46 323 - 351.
- Oberlin G., Gautier J.-N., Chastan B., Farissier P., et Givone P. (1993).** Une méthode globale pour la gestion rationnelle des zones inondables : le programme « Inondabilité » du Cemagref. Séchresse n°3 vol. 4, Septembre 1993, 171-176.
- Oberlin G. (1995).** Les outils disponibles de la prévention des inondations dommageables, Ingénierie – EAT, spécial risque naturel, 35 - 50.
- Oberlin G., Gilard O., Givone, P. (1996).** The potentialities of a risk disaggregation between vulnerability and hazard: exemple of the relative stability induced for flooding risk alleviation. Course on "Floods and Landslides – Interacted Risk Assessment". Commission of the European Communities. Orvieto.

- Ouarda, T.B.M.J., Ashkar, F., Bensaid, E., Hourani, I. (1994).** Statistical distributions used in hydrology. Transformations and asymptotic properties, Scientific Report, Department of Mathematics University of Moncton, 31 p.
- Oufella, O. (2004).** Contribution à la cartographie des zones vulnérables aux inondations. Application de la méthode Inondabilité. Cas de la ville de Sidi Bel Abbès. Mémoire de Magister en Aménagement Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique de Blida. 159 p.
- Penning- Rowsell, E. et al., (1995).** Flood hazard assessment, modeling and management: results from EURO flood project. Proceeding of the hydrological risk meeting, European commission, Brussels, 30 - 31 january 1995.
- Pilon, P.J. et al., (1985).** Consolidated frequency analysis package (CFA), User Manual for Version 1- Dec Pro series. Water Resources Branch, Inland Waters Directorate. Environment Canada.
- Prudhomme, C. (1995).** Modèles synthétiques des connaissances en hydrologie : application à la régionalisation des crues en Europe alpine et méditerranéenne. Thèse de doctorat spécialité mécanique, hydrologie « sciences de l'eau et l'aménagement ». Université de Montpellier II, Cemagref Lyon, 397 p.
- Rizzoli, J. L. (1988).** Les barrages réservoirs du bassin de la Seine. T.P.E. N° 90, 20 - 22.
- Roy, J. J. (2000).** De l'image radar à la prévision des crues. La Houille Blanche N°3, 90 - 93.
- Salomon, J. N. (1997).** L'homme face aux crues et aux inondations. Collection « sciétren ». Presses universitaires de Bordeaux ,136 p.
- Schwarz, G. (1978).** Estimating the dimension of a model. The Annals of Statistics, 6, 461 - 464.
- Shuiteman, N.,J., Galéa G. et M. Marion (1989).** Aménagement hydraulique rationnel. Courbes débits-durées-fréquences. Validation d'une formulation sur la Bourgogne et extrapolation. Rapport d'étude Cemagref Lyon. 126 p.
- Smith, R. H. (1978).** Development of a Flood Routing Model for Small Meandering Rivers. Ph. D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Missouri at Rolla, MO.
- Sourisseau, J. et Galéa, G. (1996).** Représentativité des modèles QdF : Application à la régionalisation des régimes de crue du bassin versant de la Loire, Cemagref de Lyon, 53 p.
- Strelkoff, T. (1970).** Numerical Solution of St. Venant Equations. Jour. Hyd. Div., Amer. Soc. Civ. Engrs., vol. 96, no. 1, 223-252.
- Sturm, T. W. (2001).** Open Channel Hydraulics. McGraw-Hill, New York, NY.
- Taylor, B. (1715).** Methodus incrementorum directa & inversa. Londini.
- Terzidis, G. et Strelkoff, T. (1970).** Computation of Open Channel Surges and Shocks. Jour. Hydraulics Div., Amer. Soc. Civ. Engrs., vol. 96, no. 12, 2610-2581.
- Torterotot, J. P. (1993).** Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes. Thèse en Sciences et Techniques de l'Environnement, ENPC, Cergrene, vol. 1, 304 p et vol. 2, 350 p.
- Touaibia, B. (2000).** Erosion – Transport solide impact sur les inondations torrentielles. Cours de perfectionnement. Vibo. Valantia. Italie du 25 au 30 juin 2000.

- U.S. Army Corps of Engineers (2010a).** HEC-RAS River Analysis System - Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.
- U.S. Army Corps of Engineers (2010b).** HEC-RAS River Analysis System – User’s Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.
- Vogel, R.M. (1986).** The Probability Plot Correlation coefficient test for the Normal, Log-Normal and Gumbel distributional hypothesis. *Water Resource Research* 22 (4), 587-590.
- 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).
- Vuillaume, Y. P. (2000).** Enseignement tirés de diagnostics d’inondabilité sur sinistrés. *Houille Blanche* N° 1 – 2000, 75 - 78.
- 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.
- Waterways Experiment Station (WES) (1973).** Bridge pier losses. Section 010-6. Hydraulic Design Criteria. U.S. Army Corps of Engineers. Vicksburg. MS.
- Weibull, W. (1939).** A statistical theory of the Strength of materials. *Ingeniors Vetenskaps Akademiens- Handlingar*, n°. 151. Stockholm. (The Royal Swedish Institute for Engineering Research Proceedings).
- Weisstein, W. E. (2003).** CRC Concise Encyclopedia of Mathematics. Second Edition. Chapman & Hall/CRC. 3253 p.
- White, W. R. (1999).** Water in rivers; Flooding, *World Water Vision*. Document de réflexion. IAHR. 21 p.
- Yahiaoui, A. (1997).** Contribution à une étude comparative des methods d’estimation des crues. Cas du bassin versant de l’oued Mina W. Relizane. Thèse de Magister. Ecole Nationale Supérieure de l’Hydraulique de Blida, 120 p.
- Yahiaoui A., B. Touaibia (2010).** Analyse statistique et comparative des débits maxima instantanés annuels QIXA du bassin versant de l’oued Mekerra dans l’ouest Algérien. 6th World FRIEND Conference. Fez – Morocco. Monday October 25<sup>th</sup> – Friday October 29<sup>th</sup>, 2010.
- Yahiaoui A., B. Touaibia (2011).** Using decision support system technique for hydrological risk assessment. Case of oued Mekerra in the western of Algeria. 4th International Workshop on Hydrological Extremes, held at University of Calabria, Cosenza (Italy), September 15-17, 2011.
- Yahiaoui, A., Touaibia, B., Bouvier, C. & Dechemi, N. (2011).** Modélisation du régime de crue en Débit – durée – Fréquence du bassin de l’oued Mekerra dans l’Ouest Algérien. *Revue des Sciences de l’Eau* 24(2) (2011) 103-115.



# **Annexes**



## Annexe 1

### Distribution Exponentielle

La fonction de répartition au non dépassement de la loi exponentielle de paramètres de position  $m$  et d'échelle  $a$  es définie pour  $x \geq m$  par :

$$P(X \leq x) \equiv F(x) = 1 - \exp\left(-\frac{x-m}{a}\right) \quad (\text{A1.1})$$

La fonction de distribution de probabilité est déduite par une simple dérivation de la fonction  $F(x)$ , soit :

$$P(X = x) \equiv f(x) = \frac{dF(x)}{dx} = \frac{1}{a} \exp\left(-\frac{x-m}{a}\right) \quad (\text{A1.2})$$

La distribution exponentielle est souvent utilisée pour étudier statistiquement des variables telles que la durée séparant des événements d'amplitude donnée, ou le nombre d'événements observables pendant une période donnée (une ou plusieurs années) diminue quand la valeur de la variable augmente, ce qui est fréquemment le cas sur les phénomènes naturels.

Les paramètres  $m$  et  $a$  peuvent être estimées par la méthode des moments par rapport a un échantillon  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ , c'est-à-dire :

$$\mu \equiv \int_m^{\infty} x f(x) dx = \bar{x} \Leftrightarrow m + a = \bar{x} \quad (\text{A1.3})$$

$$\sigma^2 \equiv \int_m^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx = S^2 \Leftrightarrow a^2 = S^2 \quad (\text{A1.4})$$

Donc,

$$a = S \quad \text{et} \quad m = \bar{x} - S$$

Pour une probabilité  $p$  au non dépassement, le quantile  $x_p$  peut être calculé à partir de l'équation :

$$p = 1 - \exp\left(-\frac{x_p - m}{a}\right) \Rightarrow x_p = m - a \ln(1-p) \quad (\text{A1.5})$$

Qui peut être estimé par :

$$x_p = \bar{x} - S(1 + \ln(1-p)) \quad (\text{A1.6})$$

La variance du quantile  $x_p$  s'écrit :

$$V(x_p) = \left(\frac{\partial x_p}{\partial \bar{x}}\right)^2 V(\bar{x}) + \left(\frac{\partial x_p}{\partial S^2}\right)^2 V(S^2) + 2\left(\frac{\partial x_p}{\partial \bar{x}}\right)\left(\frac{\partial x_p}{\partial S^2}\right) \text{Cov}(\bar{x}, S^2) \quad (\text{A1.7})$$

De l'expression du (A1.6) :

$$\frac{\partial x_p}{\partial \bar{x}} = 1 \quad (\text{A1.8})$$

$$\frac{\partial x_p}{\partial S^2} = -\frac{1 + \ln(1-p)}{2S} \quad (\text{A1.9})$$

Par ailleurs et suivant le système (2.56) :

$$V(\bar{x}) = \frac{S^2}{n} \quad (\text{A1.10})$$

$$V(S^2) = \frac{1}{n}(m_4 - S^2) \quad (\text{A1.11})$$

$$\text{Cov}(\bar{x}, S^2) = \frac{m_3}{n} \quad (\text{A1.12})$$

Par conséquent,

$$V(x_p) = \frac{S^2}{n} \left\{ 1 + \left[ \frac{(m_4 - S^2)}{4S} (1 + \ln(1-p)) - m_3 \right] \frac{1 + \ln(1-p)}{S^3} \right\} \quad (\text{A1.13})$$

D'après les expressions (2.69) et (2.71), la variance du quantile  $x_p$  peut être exprimée par la formule :

$$V(x_p) = \frac{S^2}{n} [1 + 2[\ln(1-p) + 2]\ln(1-p)] \quad (\text{A1.14})$$

Le script Matlab suivant, permet de faire l'ajustement d'un échantillon  $x \equiv (x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  appliquer les tests d'adéquation, et calculer les quantiles ainsi que les intervalles de confiances à 5 % de signification.

```
% Script d'ajustement a une distribution exponentielle de deux paramètres
% position et échelle estimés par la méthode des moments
% Ce script accepte la série de données sous forme un vecteur x=[x1...xn]

Taille=length(x);
NombreDeSerie=1;

x=sort(x); % Classement de la série par ordre croissant

Alpha=5; % Seuil de signification en pourcentage
Alpha=1- (Alpha/200);

for i=1:Taille % Calcul de la Fréquence Experimentale par la formule de Cunnane
    Fexp(i)=(i-0.4)/(Taille+0.2);
end
    Fexp=Fexp';

for i=1:Taille
    LogFexp(i)=-log(1-Fexp(i));
end
    Position=mean(x)-std(x); % Pramètre de position
    Fth(1:Taille)=1-exp((-x(1:Taille)+Position)/std(x));

for i=1:Taille
    QTheorique(i)=Position+std(x)*(LogFexp(i)); % Calcul du débit par la loi pour une la
    fréquence exp.
% Evaluation de l'intervalle de confiance à Alpha%
    InfConfLimite(i)=QTheorique(i)-
    ((norminv(Alpha,0,1)*std(x))*sqrt(1/Taille))*(sqrt(1+2*log(1/(1-Fexp(i))))*log(1/(1-
    Fexp(i)))-2*log(1/(1-Fexp(i)))));
```

```

SupConfLimite(i)=QTheorique(i)+((norminv(Alpha,0,1)*std(x))*sqrt(1/Taille))*(sqrt(1+2*log
(1/(1-Fexp(i)))*log(1/(1-Fexp(i)))-2*log(1/(1-Fexp(i)))));
KolmogorovSmirnov(i)=abs(Fth(i)-Fexp(i));
end

KolmogrovSmirnovObserved=max(KolmogorovSmirnov(1:Taille)); % Calcul du quantile de
Kolmogorov Smirnov observée de chaque série
TheoreticalKS=(1.36)/(sqrt(Taille));
if (KolmogrovSmirnovObserved <= TheoreticalKS) % Test de Kolmogotov-Smirnov pour un niveau
de 5% de signification
    DecisionKSTest(1:NombreDeSerie)=1; % 1 Correspond a un test de Kolmogorov-Smirnov
Accepté
else
    DecisionKSTest(1:NombreDeSerie)=0; % 0 Correspond a un test de Kolmogorov-Smirnov
Rejeté
end

PPC(1:2,1:2)=corrcoef(x,QTheorique);
ProbabilityPlotCorrelation=PPC(1,2); %Test PPC est OK il faut ajouter un test sur le
rejet de la loi

RMSD=0; % Test de Root Mean Squar Deviation RMSD
for i=1:Taille
    RMSD=RMSD+((x(i)-QTheorique(i))/x(i))*((x(i)-QTheorique(i))/x(i));
end
RMSD=sqrt(RMSD/Taille);

T(1:8)=[2 5 10 20 50 100 500 1000];% définition des périodes de retour
Alpha=1-(Alpha/200);

for i=1:8
    QauntilesT(i)=Position+std(x)*(log(T(i))); % Calcul des quantiles

QauntilesSupT(i)=QauntilesT(i)+((norminv(Alpha,0,1)*std(x))*sqrt(1/Taille))*(sqrt(1+2*log(
T(i))*log(T(i))-2*log(T(i))));
QauntilesInfT(i)=QauntilesT(i)-
((norminv(Alpha,0,1)*std(x))*sqrt(1/Taille))*(sqrt(1+2*log(T(i))*log(T(i))-2*log(T(i))));
end
QauntilesT=QauntilesT';
QauntilesSupT=QauntilesSupT';
QauntilesInfT=QauntilesInfT';

for i=1:Taille
    Fexp(i)=(i-0.4)/(Taille+0.2);
    ReturnPeriod(i)=1/(1-Fexp(i));
end

Echelle=std(x);
FDP=(1/Echelle)*exp((-x+Position)/(Echelle));

Vraisemblance=1;

for i=1:Taille
    Vraisemblance=Vraisemblance*FDP(i);
end

AIC=4-2*log(Vraisemblance); % Critère d'information de Akaike (Akaike, 1974)
BIC=4*log(Taille)-2*log(Vraisemblance); % Critère d'information du bayésien (Schwarz,
1978)

semilogx(ReturnPeriod,x,'+',ReturnPeriod,QTheorique,'-',ReturnPeriod,SupConfLimite,'--
',ReturnPeriod,InfConfLimite,'--');

% Fin du Programme...

```

## Annexe 2

### Distribution de Gumbel

La loi de Gumbel(1958) est définie en premier lieu par la fonction de répartition au non dépassement suivante :

$$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-m}{a}\right)\right] \quad (\text{A2.1})$$

Sa fonction de densité de probabilité est déduite facilement par une simple dérivation :

$$f(x) = \frac{1}{a} \exp\left(-\frac{x-m}{a}\right) \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-m}{a}\right)\right] \quad (\text{A2.2})$$

$m$ , paramètre de position et  $a$  paramètre d'échelle ou gradex.

Les paramètres  $m$  et  $a$  peuvent être estimés par rapport à un échantillon  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  soit par la méthode des moments, par la méthode de maximum de vraisemblance ou par la méthode des moments pondérés L – Moment.

- Par la méthode des moments, il suffit d'égaliser la moyenne et la variance de l'échantillon à celle de l'espérance mathématique et la variance de la population c'est à dire :

$$\begin{cases} \mu = \bar{x}, \\ \sigma^2 = S^2. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} m + 0.5772a = \bar{x}, \\ \left(\frac{\pi}{\sqrt{6}}a\right)^2 = S^2. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S, \\ m = \bar{x} - 0.5772a. \end{cases} \quad (\text{A2.3})$$

- Par la méthode de maximum de vraisemblance, dont la fonction de vraisemblance et son logarithme sont exprimées par :

$$L(x_1, x_2, \dots, x_n) = \frac{1}{a^n} \exp\left[-\frac{1}{a}\left(\sum_{i=1}^n x_i - nm\right)\right] \exp\left[-\sum_{i=1}^n \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right)\right] \quad (\text{A2.4})$$

$$\ln L = -\frac{1}{a} \sum_{i=1}^n (x_i - m) - \sum_{i=1}^n \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) - n \ln a \quad (\text{A2.5})$$

Les paramètres  $a$  et  $m$  sont la solution du système d'équations non linéaires suivant :

$$\begin{cases} \varphi(a, m) \equiv \frac{\partial \ln L}{\partial m} = 0, \\ \psi(a, m) \equiv \frac{\partial \ln L}{\partial a} = 0. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} n - \sum_{i=1}^n \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) = 0, \\ \sum_{i=1}^n (x_i - m) - \sum_{i=1}^n (x_i - m) \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) - na = 0. \end{cases} \quad (\text{A2.6})$$

Ce système d'équations peut être résolu numériquement par la méthode de Newton-Raphson suivant le processus itératif (Annexe 3) :

$$\bar{x}_{i+1} = \bar{x}_i + [\text{Jac}_i]^{-1} \bar{F}_i(\bar{x}_i) \quad (\text{A2.7})$$

Où :

$$\bar{x}_{i+1} = \begin{pmatrix} a_i \\ m_i \end{pmatrix}, \quad \bar{F}_i(\bar{x}_i) = \begin{pmatrix} \varphi(a_i, m_i) \\ \psi(a_i, m_i) \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad [\text{Jac}_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial \varphi}{\partial a} & \frac{\partial \varphi}{\partial m} \\ \frac{\partial \psi}{\partial a} & \frac{\partial \psi}{\partial m} \end{bmatrix}_{a=a_i, m=m_i}$$

Avec :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial m} = -\frac{1}{a} \sum_{i=1}^n \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) \quad (\text{A2.8})$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial a} = -\frac{1}{a^2} \sum_{i=1}^n (x_i - m) \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) \quad (\text{A2.9})$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial a} = -\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - m}{a}\right)^2 \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) - n \quad (\text{A2.10})$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial m} = \sum_{i=1}^n \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) - \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - m}{a}\right) \exp\left(-\frac{x_i - m}{a}\right) - n \quad (\text{A2.11})$$

- Par la méthode des moments pondérés, il suffit que de résoudre le système d'équations suivantes :

$$\begin{cases} \beta_0 = b_0, \\ \beta_1 = b_1. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = \frac{2b_1 - b_0}{\ln 2}, \\ m = b_0 - 0.577a. \end{cases} \quad (\text{A2.12})$$

Le quantile de probabilité  $p$  au non dépassement de a population de Gumbel peut être calculé facilement à l'aide de la fonction de répartition :

$$p = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x_p - m}{a}\right)\right] \Rightarrow x_p = m - a \ln(-\ln p) \quad (\text{A2.13})$$

L'erreur standard du quantile  $x_p$ , est exprimée dans ou les paramètres sont estimés par la méthode des moments par :

$$V(x_p) \approx \left(\frac{\partial x_p}{\partial \bar{x}}\right)^2 V(\bar{x}) + \left(\frac{\partial x_p}{\partial S}\right)^2 V(S) + 2 \left(\frac{\partial x_p}{\partial \bar{x}}\right) \left(\frac{\partial x_p}{\partial S}\right) \text{Cov}(\bar{x}, S) \quad (\text{A2.14})$$

Par ailleurs, l'expression du quantile en fonction du facteur fréquence  $K_p$  est :  $x_p = \bar{x} + K_p S$ . Compte tenu des expressions des différentes dérivées partielles et des termes de variance et de covariance, l'expression de  $V(x_p)$  se simplifié comme suit :

$$V(x_p) \approx \frac{S^2}{n} (1 + 1.139K_p + 1.1K_p^2) \quad (\text{A2.15})$$

Le quantile  $x_p$  peut être exprimé en fonction de  $\bar{x}$  et de  $S$  :

$$x_p = \bar{x} - \frac{\sqrt{6}}{\pi} [0.5772 + \ln(-\ln p)]S \quad (\text{A2.16})$$

Ce qui implique :

$$K_p = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} [0.5772 + \ln(-\ln p)] \quad (\text{A2.17})$$

Kottegoda (1980) propose une forme analytique de la variance  $V(x_p)$  en fonction du facteur de fréquence  $K_p$  :

$$V(x_p) = \frac{S^2}{n} \left[ 1 + 1.14K_p + \left( 0.6 + \frac{n}{2(n-1)} \right) K_p^2 \right] \quad (\text{A2.18})$$

Dans le cas où les paramètres sont estimés par la méthode du maximum de vraisemblance, l'erreur standard s'écrit :

$$V(x_p) = \left( \frac{\partial x_p}{\partial a} \right)^2 V(a) + \left( \frac{\partial x_p}{\partial m} \right)^2 V(m) + 2 \left( \frac{\partial x_p}{\partial a} \right) \left( \frac{\partial x_p}{\partial m} \right) \text{Cov}(a, m) \quad (\text{A2.19})$$

De l'expression (A2.13) :

$$\frac{\partial x_p}{\partial a} = -\ln(-\ln p) \quad (\text{A2.20})$$

$$\frac{\partial x_p}{\partial m} = 1 \quad (\text{A2.21})$$

Par ailleurs, le calcul de la matrice de variance-covariance des estimateurs des paramètres conduit à :

$$V(a) = \frac{6S^2}{\pi^2 n} \quad (\text{A2.22})$$

$$V(m) = \frac{S^2}{n} \left( 1 + 0.179 \frac{6}{\pi^2} \right) \quad (\text{A2.23})$$

$$\text{Cov}(a, m) = 0.423 \frac{6S^2}{\pi^2 n} \quad (\text{A2.24})$$

Les scripts ci-dessous ont été réalisés sous Matlab permettent de faire un ajustement d'un échantillon  $Q/X \equiv (x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  d'appliquer les tests d'adéquation, et calcul les quantiles ainsi que les intervalles de confiances à 5% de signification.

- Premier script (Cas de la Méthode des Moments) :

```
% Script d'ajustement a une distribution du Gumbel-Méthode des Moments
Taille=length(x);
x=sort(x);

for i=1:Taille % Calcul de la Fréquence Expérimentale
    Fexp(i)=(i)/(Taille+1);
```

```

end
Echelle=sqrt(6)*std(x)/pi;
Position=mean(x)-0.5772*Echelle;

% Estimation du quantile théorique de fréquence Fexp et son intervalle de
% confiance à 95%

for i=1:Taille
    Xth(i)=Position-Echelle*log(-log(Fexp(i)));
    Kp(i)=- (sqrt(6)/pi) * (0.5772+log(-log(Fexp(i))));
    VarianceXth(i)=(var(x)/Taille) * (1+1.14*Kp(i) + ((0.6+(0.5*Taille/(Taille-
1))) * (Kp(i)*Kp(i))));
    LimiteInfInterval2Confiance2Xth(i)=Xth(i)-norminv(0.975,0,1)*sqrt(VarianceXth(i));
    LimiteSupInterval2Confiance2Xth(i)=Xth(i)+norminv(0.975,0,1)*sqrt(VarianceXth(i));
end
    Xth=Xth';
    LimiteInfInterval2Confiance2Xth=LimiteInfInterval2Confiance2Xth';
    LimiteSupInterval2Confiance2Xth=LimiteSupInterval2Confiance2Xth';

T=[2 5 10 20 50 100 500 1000];% définition des périodes de retour
for j=1:8
QuantileT(j)=Position-Echelle*log(-log(((T(j)-1)/T(j))));
    Kp(j)=-0.78*(0.5772+log(-log(((T(j)-1)/T(j))));
    VarianceXT(j)=(var(x)/Taille) * (1+1.14*Kp(j) + ((0.6+(0.5*Taille/(Taille-
1))) * (Kp(j)*Kp(j))));
    ICinfQuantile(j)=QuantileT(j)-norminv(0.975,0,1)*sqrt(VarianceXT(j));
    ICSupQuantile(j)=QuantileT(j)+norminv(0.975,0,1)*sqrt(VarianceXT(j));
end
    %QuantileT=QuantileT';
    % ICinfQuantile=ICinfQuantile';
    % ICSupQuantile=ICSupQuantile';

PCC=corrcoef(x(1:Taille),Xth(1:Taille)); % Test de Probability Plot Correlation

for i=1:Taille % Test de KS Kolomogrov-Smirnov
    Fth(i)=exp(-exp((-x(i)+Position)/Echelle));
    KS(i)=abs(Fth(i)-Fexp(i));
end
    KologrovSmirnovObserve=max(KS(1:Taille));
if (KologrovSmirnovObserve<=(1.36)/(sqrt(Taille)))
    ResultatKS='Test de KS Accepté';
else
    ResultatKS='Test de KS Rejeté';
end

    RMSD=0; % Test de Root Mean Square Deviation RMSD
for i=1:Taille
    RMSD=RMSD+((x(i)-Xth(i))/x(i))*((x(i)-Xth(i))/x(i));
end
    RMSD=sqrt(RMSD/Taille);

VariableReduite(1:Taille)=-log(-log(Fexp(1:Taille)));

plot(VariableReduite,x,'+',VariableReduite,Xth,'-
',VariableReduite,LimiteInfInterval2Confiance2Xth,'--
',VariableReduite,LimiteSupInterval2Confiance2Xth,'--');
% Fin de Programme. . .

```

### - Second script (Cas de la Méthode L-Moments) :

```

% Ajustement à une loi de Gumbel-Méthode L-Moments
disp '          Ajustement des série à la loi de Gumbel'
disp '          Méthode L-Moments'

for i=1:TailleDesSeries %
    Fexp(i)=(i-0.4)/(TailleDesSeries+0.2); % Formule de Cunnane
end

```

```

T(1:8)=[2;5;10;20;50;100;500;1000]; % définition des périodes de retour

KSTheorique=(1.36)/(sqrt(TailleDesSeries));% Quantile théorique de Kolmogorov-Smirnov à
95% pour des tailles Sup 35
for j=1:NombreDeSerie
    b0(j)=mean(q(1:TailleDesSeries,j)); % Moyenne arithmétique de la série j
    b1(j)=0;
        for i=1:TailleDesSeries
            b1(j)=b1(j)+q(i,j)*Fexp(i);
        end
    b1(j)=b1(j)/TailleDesSeries;

    Echelle(j)=(1/log(2))*(2*b1(j)-b0(j)); % Paramètre d'Echelle
    Position(j)=b0(j)-0.577*Echelle(j); % Paramètre de Posistion

    for i=1:TailleDesSeries
        % Calcul de la fréquence théorique...
        Fth(i,j)=exp((-exp((-q(i,j)+Position(j))/Echelle(j))));
        % Calcul du quantile théorique à partir d'une fréquence observée
        QTheorique(i,j)=Position(j)+Echelle(j)*(-log(-log(Fexp(i))));
    end

    for i=1:TailleDesSeries
        DeltaFrequence(i,j)=abs(Fth(i,j)-Fexp(i));
    end

    KologrovSmirnov(j)=max(DeltaFrequence(1:TailleDesSeries,j));
end

for j=1:NombreDeSerie

    if (KologrovSmirnov(j) <= KSTheorique) % Test de Kolmogotov-Smirnov pour un niveau
de 5% de signification
        DecisionKSTest(j)=1; % 1 Correspond a un test de Kolmogorov-Smirnov Accepté
    else
        DecisionKSTest(j)=0; % 0 Correspond a un test de Kolmogorov-Smirnov Rejeté
    end

    PPC(1:2,1:2)=corrcoef([q(1:TailleDesSeries,j) QTheorique(1:TailleDesSeries,j)]);
    PPCTest(j)=PPC(1,2); %Test PPC est OK il faut ajouter un test sur le rejet de
la loi %Attention ici

    RMSD(j)=0; % Test de Root Mean Squar Deviation RMSD

    for i=1:TailleDesSeries
        RMSD(j)=RMSD(j)+((q(i,j)-QTheorique(i,j))/q(i,j))*((q(i,j)-
QTheorique(i,j))/q(i,j));
    end
    RMSD(j)=sqrt(RMSD(j)/TailleDesSeries);
end

T(1:8)=[2;5;10;20;50;100;500;1000]; % définition des périodes de retour

for i=1:8
    T(i)=1-(1/T(i)); T(i)=-log(T(i));T(i)=-log(T(i));

    for j=1:NombreDeSerie
        QuantileT(i,j)=Position(j)+Echelle(j)*T(i); % Calcul des quantile de débits
    end

end

T(1:8)=[2;5;10;20;50;100;500;1000]; % Retour au périodes de retour
QuantileT=QuantileT';

msgbox('Analyse avec la loi de Gumbel L-Moments est terminé');

% Fin de Programme. . .

```



## Annexe 3

### Méthode de Newton – Raphson

Soit le système d'équations non linéaires formé par  $n$  équations et  $n$  inconnues  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$  :

$$\begin{cases} f_1(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0, \\ f_2(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0, \\ f_3(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0, \\ \dots \\ \dots \\ \dots \\ f_n(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0. \end{cases} \quad (\text{A3.1})$$

Pour résoudre ce système d'équations, la méthode de Newton – Raphson est utilisée suivant le processus itératif suivant :

$$\bar{x}_{it+1} = \bar{x}_it - [\text{Jac}_{it}]^{-1} \bar{F}_{it}(\bar{x}_it) \quad (\text{A3.2})$$

Avec,

$$\bar{x}_{it+1} = \begin{pmatrix} x_1^{it} \\ x_2^{it} \\ x_3^{it} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ x_n^{it} \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad \bar{F}_{it}(\bar{x}_it) = \begin{pmatrix} f_1(x_1^{it}, x_2^{it}, x_3^{it}, \dots, x_n^{it}) \\ f_2(x_1^{it}, x_2^{it}, x_3^{it}, \dots, x_n^{it}) \\ f_3(x_1^{it}, x_2^{it}, x_3^{it}, \dots, x_n^{it}) \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ f_n(x_1^{it}, x_2^{it}, x_3^{it}, \dots, x_n^{it}) \end{pmatrix}$$

$[\text{Jac}_{it}]$  c'est la matrice jacobienne calculée pour l'itération  $it$ . La matrice jacobienne est une matrice carrée  $n \times n$  elle exprimée comme suit :

$$[\text{Jac}_{it}] = \left[ \frac{\partial f_i}{\partial x_j} \Big|_{x_j = x_j^{it}} \right]_{i,j=1, 2, 3, \dots, n} \quad (\text{A3.3})$$

A partir d'une première itération  $\bar{x}_0$  donnée, le vecteur  $\bar{F}_0(\bar{x}_0)$  et la matrice jacobienne  $[\text{Jac}_0]$  ainsi que son inverse seront calculés, par conséquent, le vecteur  $\bar{x}_1$  de la deuxième itération sera calculé suivant la relation :

$$\bar{x}_1 = \bar{x}_0 - [\text{Jac}_0]^{-1} \bar{F}_0(\bar{x}_0) \quad (\text{A3.4})$$

Le vecteur  $\bar{x}_2$  sera calculé suivant le même processus a partir de  $\bar{x}_1$ . Le processus itératif sera répété jusqu'à la convergence ou jusqu'à une tolérance imposée  $\varepsilon$  entre deux résultats successifs, c'est-à-dire :

$$\|\vec{x}_{it+1} - \vec{x}_{it}\| \leq \varepsilon$$

Le problème de la méthode de Newton – Raphson réside essentiellement dans le choix de la première itération  $\vec{x}_0$  et dans la stabilité de la matrice jacobienne après chaque itération, qui rend la convergence du processus n'est pas rapide, alterner ou pas de convergence. Et pour résoudre ce problème il est préférable de choisir un premier vecteur  $\vec{x}_0$  qui n'est pas loin de la solution finale prévue, et ranger les équations de système de telle façon avoir une matrice jacobienne creuse.

## Annexe 4

### Critère de la Tangente Linéaire

Soit  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  et  $(y_1, y_2, y_3, \dots, y_n)$  un ensemble de résultats issus d'une expérience physique et  $(y_1, y_2, y_3, \dots, y_n)$  sont les résultats théoriques correspondantes de la même expérience. On veut étudier la netteté et la corrélation entre les deux ensembles de résultats :

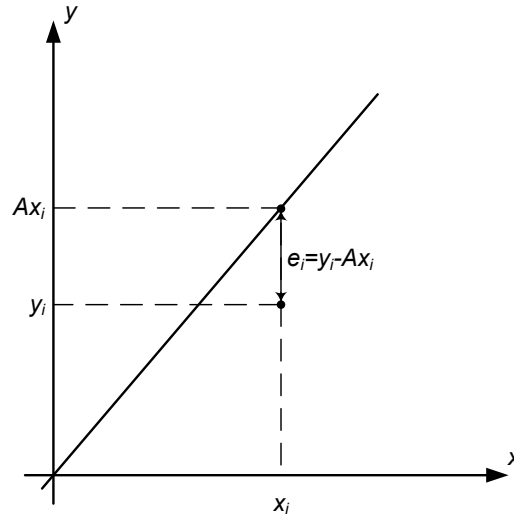


Figure A4.1 : Droite de la régression linéaire.

Pour ce faire considérant la droite de régression (Figure A4.1) de type linéaire  $y = Ax$  ou  $A$  sa tangente :

Pour un couple  $(x_i, y_i)$  l'erreur locale due à la régression est :

$$e_i = |Ax_i - y_i| \quad (\text{A4.1})$$

L'erreur totale aux sens des moindres carrés peut être explicitée comme suit :

$$E = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (Ax_i - y_i)^2 = A^2 \sum_{i=1}^n x_i^2 - 2A \sum_{i=1}^n x_i y_i + \sum_{i=1}^n y_i^2 \quad (\text{A4.2})$$

La dérivée de  $E$  par rapport à  $A$  est nulle, c'est-à-dire :

$$\frac{dE}{dA} = 2A \sum_{i=1}^n x_i^2 - 2 \sum_{i=1}^n x_i y_i = 0 \quad (\text{A4.3})$$

Ce qui implique :

$$A = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (\text{A4.4})$$

De (A4.4), si :  $A = 1 \Rightarrow \sum_{i=1}^n x_i y_i = \sum_{i=1}^n x_i^2 \Rightarrow x_i = y_i$

Qui signifie que si la tangente est proche ou égale à 1, les couples  $(x_i, y_i)$  ont une bonne corrélation et une bonne netteté entre eux.



***Tirés à part des communications et articles***

- *6th World FRIEND Conference. Fez – Morocco. Monday October 25<sup>th</sup> – Friday October 29<sup>th</sup>, 2010.*
- *4th International Workshop on Hydrological Extremes. University of Calabria, Cosenza (Italy), September 15 – 17, 2011.*
- *Revue des Sciences de l'Eau 24(2) (2011) 103-115.*

## **Analyse statistique et comparative des débits maxima instantanés annuels $Q_{IXA}$ du bassin versant de l'Oued Mekerra dans l'Ouest Algérien**

### **Statistical analysis and a comparative study of the instantaneous annual flow of the oued Mekerra catchment in the western of Algerian**

**A. YAHIAOUI<sup>1</sup> & B. TOUAIBIA<sup>2</sup>**

1 Université de Béchar. BP 417. 08000. Béchar. Algérie.  
[yahiaouidz@hotmail.com](mailto:yahiaouidz@hotmail.com)

2 Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique. BP 31. 09000. Blida. Algérie

#### **Résumé**

Dans l'étude des inondations, la détermination de la relation QdF (Débit-durée-Fréquence) et l'élaboration des hydrogrammes synthétiques mono fréquence HSMF s'avèrent essentielles nécessitant la connaissance de deux caractéristiques pouvant traduire le régime de crue du bassin versant à savoir, le débit maximum instantané décennal  $Q_{IXA10}$  et la durée de la crue caractéristique du bassin  $D$ . Celle-ci est déduite à partir du quantile  $Q_{IXA10}$ , lequel, est obtenu à partir d'une analyse statistique approfondie de la série des débits maxima instantanés annuels  $Q_{IXA}$  répondant souvent à une loi doublement exponentielle (Gumbel). Cependant, l'adéquation de la loi n'est pas toujours vérifiée d'où l'application d'autres lois de distribution de fréquences théoriques. Afin de déterminer les quantiles  $Q_{IXAT}$  du bassin versant de l'oued Mekerra, une étude comparative est entreprise pour déterminer la loi de probabilité la plus adéquate en se basant sur spécialement sur l'erreur de l'échantillonnage. Les résultats obtenus sont prometteurs.

**Mots clés :** Ajustement; Loi de probabilité; Quantiles; Adéquation; Erreur standard.

#### **Abstract**

In the study of the floods, the determination of the relation Flow-duration-Frequency and the determination of the mono frequency synthetic hydrographs prove to be essential requiring the knowledge of two characteristics of flood regime of catchment, the instantaneous annual flow maxima decennial  $Q_{IXA10}$  and the flood characteristic duration  $D$ . This one is deduced from the quartile  $Q_{IXA10}$ , which is obtained from a statistical analysis of the samples of the instantaneous annual maxima  $Q_{IXA}$  often fitted to a double exponential (Gumbel). But, the adequacy of the Gumbel distribution to the sample is not always accepted, where the use of other theoretical frequency distributions like Weibull, Log Normal and Pearson type III... So, for determining the quartiles  $Q_{IXAT}$  of oued Mekerra, a comparative study is undertaken to determine the most adequate probability distribution while being based especially on the sampling error. The results obtained are promising.

**Key word:** Fitting; Probability distribution; Quartiles; Adequacy; Standard error.

#### **INTRODUCTION**

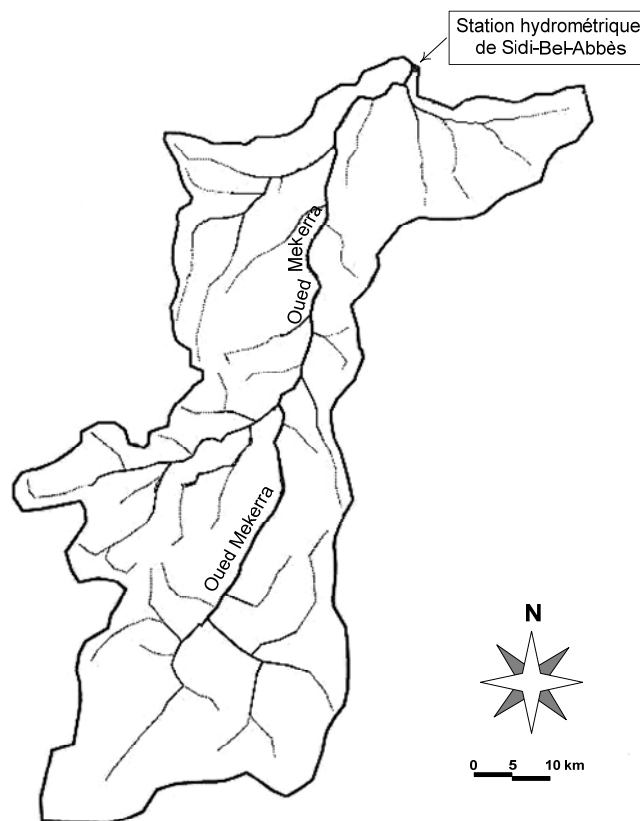
Les débits maxima instantanés  $Q_{IX}$  issus des crues observées dans une station hydrométrique, sont des paramètres hydrologiques importants dans l'étude du régime de crue d'un bassin versant, dans la mesure où le quantile  $Q_{IXA10}$  reste une caractéristique dans l'établissement du modèle QdF (Débit-durée-Fréquence) (Galéa et al, 1997). Pour étudier les crues, plusieurs recherches ont été présentées (Yahiaoui, 1997 ; Margoum, 1992 ; Guillot et al, 1967 ;...). Cependant, la littérature abondante traitant le sujet, ne donne pas encore d'éléments suffisants pour maîtriser le problème des crues d'une façon définitive du point de vue prévisionnel et hydrodynamique.

Des conséquences désastreuses ont été signalées suite aux sous estimations des débits de crue, alors qu'une surestimation malgré tendant vers le sens de la sécurité, peut conduire à des choix socio-économiques dommageables. L'aménagement des cours d'eau, la diversité et la complexité des facteurs qui déterminent les crues on conduit à une panoplie de méthodes d'estimation de types probabilistes, déterministes et empiriques (Yahiaoui et al, 2006).

Dans cet article, l'étude est basée sur la méthode probabiliste à échantillonnage fixe, qui consiste à ajuster la série des débits maxima instantanés annuels  $Q_{IXA}$  à des lois de probabilités utilisées dans l'étude des valeurs extrêmes. Ainsi, une comparaison entre les lois adéquates suivant le critère d'erreur standard permet de déterminer la loi la plus adaptée à l'estimation des débits maxima des crues probables. L'étude est menée sur les crues du bassin versant de l'oued Mekerra au niveau de la station hydrométrique de Sidi-Bel-Abbès dans le Nord Ouest Algérien.

### LE BASSIN VERSANT DE L'OUED MEKERRA

Le bassin versant de l'oued Mekerra (Fig. 1) fait partie du grand bassin de la Mecta dans le Nord Ouest de l'Algérie, il se situe à 400 km à l'Ouest d'Alger entre  $0^{\circ}30'$  et  $1^{\circ}$  de longitude ouest et entre  $34^{\circ}20'$  et  $35^{\circ}15'$  de latitude nord. Il couvre une superficie de  $3000 \text{ km}^2$  environ et est drainé par un talweg de 115 km de long, qui prend sa source dans les hauts plateaux à Ras El-Ma, jusqu'à la ville de Sidi-Bel-Abbès en traversant une agglomération assez encaissée en amont dans les terrasses fluviales.



**Fig. 1** Bassin versant de l'oued Mekerra.

Le bassin versant de l'Oued Mekerra est soumis à un climat semi aride, caractérisé par des précipitations très irrégulières occasionnant d'importantes crues dont les effets se font ressentir dans l'agglomération de Sidi-Bel-Abbès. La précipitation maximale annuelle décennale à la station pluviométrique de Sidi-Bel-Abbès, est estimée à 141 mm.

## ACQUISITION DES DONNEES

Sur l'ensemble des débits de pointes des crues observées pendant une année, seule la valeur maximale a été retenue. La série des débits maxima instantanés annuels  $Q_{IXA}$  relativement à la station de Sidi-Bel-Abbès est obtenue pour les années hydrologiques 1947/1948 à 1960/1961, 1968/1969 à 1970/1971 et 1974/75 à 1999/2000. Cette série a été fournie par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH) d'Alger, qui possède les caractéristiques empiriques essentielles pour la série  $Q_{IXA}$  ainsi que pour la série logarithmique  $LN(Q_{IXA})$  correspondante (Tableau 1).

**Tableau 1** Caractéristiques empiriques des séries  $Q_{IXA}$  et  $LN(Q_{IXA})$ .

Caractéristiques	Valeur
Taille de la série $n$	46
Moyenne arithmétique $\bar{x}$ de $Q_{IXA}$ ( $m^3/s$ )	46.71
Écart – type $S$ de $Q_{IXA}$ ( $m^3/s$ )	48.40
Coefficient d'asymétrie $C_s$ de $Q_{IXA}$	1.62
Moyenne arithmétique $\bar{x}_n$ de $LN(Q_{IXA})$	3.32
Ecart-type $S_n$ de $LN(Q_{IXA})$	1.08
Coefficient d'asymétrie $g_s$ de $LN(Q_{IXA})$	0.01

L'indépendance, l'homogénéité, la stationnarité et la singularité de la série  $Q_{IXA}$  ont été vérifiées respectivement par les tests de Wald et Wolfowitz (1943), Mann et Whitney (1947), Kendall (1975) et Grubbs et Beck (1972).

## ANALYSE STATISTIQUE

### Estimation des quantiles

L'analyse statistique d'une série consiste à chercher la population d'où elle est issue. Soit  $f(x)$  la fonction de densité de probabilité qui traduit la fréquence de chaque élément  $x$  de la population  $E$ , et soit  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  et  $\theta_3$  les paramètres de cette fonction (généralement  $\theta_1 \equiv m$ , le paramètre de position,  $\theta_2 \equiv a$ , le paramètre d'échelle et  $\theta_3 \equiv k$ , le paramètre de forme), par rapport à la série observée  $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ , les paramètres  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  et  $\theta_3$  peuvent être estimés par différentes méthodes (méthodes des moments, du maximum de vraisemblance, méthode des moments pondérées, etc.).

Une fois les paramètres sont estimés, l'application des tests d'adéquation s'avère obligatoire. Pour ce faire, quatre tests sont utilisés à savoir : le test de Chi-deux  $Chi2$  de Spearman, le test de Kolmogorov-Smirnov  $KS$ , le test de la probabilité de corrélation  $PPC$  et le test de la racine de la moyenne de la déviation standard  $RMSD$  (Yahiaoui, 1997).

Si la loi de probabilité est adéquate, les quantiles et leurs intervalles de confiances peuvent être calculés en fonction des paramètres. Si une probabilité  $p$  au non dépassement donnée, le quantile correspondant  $x_p$  peut être calculé à partir de l'expression (1) :

$$p = F(x_p) = \int_{t \leq x_p} f(t) dt \quad (1)$$



Le quantile  $x_p$  peut être écrit sous la forme générale  $x_p = \mu + K_p \sigma$ , où  $\mu$  et  $\sigma$  sont respectivement la moyenne et l'écart-type de la population, et  $K_p$  le facteur de fréquence qui dépend de la probabilité  $p$  et dans certain lois de probabilité dépend de plus du coefficient d'asymétrie.

Pour un seuil de signification  $\alpha$ , l'intervalle de confiance du quantile  $x_p$  est explicité par l'expression :

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

$u_{1-\alpha/2}$  est la valeur normale standard de probabilité  $1-\alpha/2$  et  $V(x_p)$  la variance du quantile  $x_p$ . L'estimation de  $V(x_p)$  dépend du type de la méthode utilisée dans l'estimation des paramètres de la loi de probabilité, elle est exprimée dans le cas de la méthode des moments par l'expression (3) :

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

Avec :

$$\mu_1 \equiv \mu = \int_E x f(x) dx \quad (4)$$

$$\mu_i = \int_E (x - \mu)^i f(x) dx \quad \text{pour } i \geq 2 \quad (5)$$

Les expressions des covariances sont explicitées par le système :

$$\left\{ \begin{array}{l} Cov(\mu_1, \mu_1) = V(\mu_1) = \frac{\mu_1}{n} \\ Cov(\mu_2, \mu_2) = V(\mu_2) = \frac{1}{n} (\mu_4 - \mu_2^2) \\ Cov(\mu_3, \mu_3) = V(\mu_3) = \frac{1}{n} (\mu_6 - \mu_3^2 - 6\mu_2\mu_4 + 9\mu_2^3) \\ Cov(\mu_2, \mu_3) = Cov(\mu_3, \mu_2) = \frac{1}{n} (\mu_5 - 4\mu_2\mu_3) \\ Cov(\mu_1, \mu_3) = Cov(\mu_3, \mu_1) = \frac{1}{n} (\mu_4 - 3\mu_2^2) \\ Cov(\mu_1, \mu_2) = Cov(\mu_2, \mu_1) = \frac{\mu_3}{n} \end{array} \right. \quad (6)$$

La quantité  $u_{1-\alpha/2} \sqrt{V(x_p)}$  traduit pratiquement l'erreur absolue  $\Delta x_p$  sur le quantile  $x_p$ , alors que l'erreur relative est  $\Delta x_p / x_p$ .

Dans le cas, où plusieurs lois sont adéquates, un critère de comparaison des erreurs absolues  $\Delta x_p$  pour telle ou telle loi de probabilité est recherché.

Pour ajuster la série  $Q_{IXA}$ , cinq lois de probabilités ont été choisies, ces lois sont souvent utilisées dans l'ajustement des valeurs maximales et leurs paramètres sont estimés par la méthode des moments.

### Loi exponentielle EX2

La fonction de densité de probabilité de la loi exponentielle est donnée par l'expression :

$$f(x) = \frac{1}{a} \exp\left(-\frac{x-m}{a}\right) \quad (7)$$

L'estimation des paramètres  $m$  et  $a$  par la méthode des moments conduit à :

$$m = \bar{x} - S \quad \text{et} \quad a = S \quad (8)$$

Pour une probabilité  $p$ , le quantile  $x_p$  et la variance  $V(x_p)$  sont exprimés comme suit :

$$x_p = m - a \ln(1-p) \quad \text{et} \quad V(x_p) = \frac{S^2}{n} [1 + 2(\ln(1-p) + 2)\ln(1-p)] \quad (9)$$

### Loi de Weibull W2

La fonction de densité de probabilité de la loi de Weibull est exprimée par :

$$f(x) = \frac{k}{a} \left(\frac{x}{a}\right)^{k-1} \exp\left(-\left(\frac{x}{a}\right)^k\right) \quad (10)$$

L'utilisation de la méthode des moments pour estimer les paramètres  $a$  et  $k$  conduit au système d'équations suivantes :

$$\begin{cases} a^2 \Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \bar{x}^2 = S^2, \\ a = \frac{\bar{x}}{\Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right)}. \end{cases} \quad (11)$$

Remplaçant  $a$  par son expression dans la première équation du système, l'équation obtenue est en fonction que de  $k$ , celle-ci peut être résolue numériquement ou graphiquement, par la suite, la valeur  $a$  est déduite à partir de la valeur de  $k$  dans la deuxième équation du système.

Pour une probabilité au non dépassement  $p$ , le quantile  $x_p$  et la variance  $V(x_p)$  sont exprimés par :

$$x_p = a[-\ln(1-p)]^{1/k} \quad \text{et} \quad V(x_p) = \frac{S^2}{n} \left[1 + K_p \gamma_1 + \frac{K_p^2}{4} (\gamma_2 - 1)\right]^{1/2} \quad (12)$$

$\gamma_1$  et  $\gamma_2$  sont respectivement les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement de la population, ils sont estimés à partir des relations donnant les moments de la loi en fonction des paramètres  $k$  et  $a$  c'est-à-dire.

$$\gamma_1 = \frac{1}{S^3} \left[ \Gamma\left(1 + \frac{3}{k}\right) a^3 - 3\bar{x}S^2 - \bar{x}^3 \right] \text{ et } \gamma_2 = \frac{1}{S^4} \left[ \Gamma\left(1 + \frac{4}{k}\right) a^4 - 3S^4 - 4\gamma_1 S^3 \bar{x} - 6S^2 \bar{x}^2 - \bar{x}^4 \right] \quad (13)$$

Le facteur de fréquence  $K_p$  est déduit de l'expression du quantile  $x_p$ , il est exprimé par :

$$K_p = -\frac{\bar{x}}{S} + \frac{a}{S} [-\ln(1-p)]^{1/k} \quad (14)$$

### Loi Log Normale LN2

La fonction de densité de probabilité de la loi Log Normale est obtenue par la transformation suivante :  $X$  suit  $LN2(m, a^2)$  alors  $\ln X \sim N(m, a^2)$  qui conduit à :

$$f(x) = \frac{1}{xa\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2a^2}(\ln x - m)^2\right] \quad (15)$$

L'estimation des paramètres  $m$  et  $a$  par la méthode des moments conduit à :

$$m = \bar{x}_n \equiv \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \text{ et } a^2 = S_n^2 \equiv \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \bar{x}_n)^2 \quad (16)$$

Pour une probabilité au non dépassement  $p$ , le quantile  $x_p$  et la variance  $V(x_p)$  sont exprimés comme suit :

$$x_p = \exp(\bar{x}_n + S_n u_p) \text{ et } V(x_p) = \frac{S_n^2}{n} \left(1 + \frac{u_p^2}{2}\right) x_p^2 \quad (17)$$

### Loi de Pearson III P3

La fonction de densité de probabilité de la loi de Pearson III est :

$$f(x) = \frac{1}{a|\Gamma(k)|} \left(\frac{x-m}{a}\right)^{k-1} \exp\left(-\frac{x-m}{a}\right) \quad (18)$$

L'estimation des paramètres par la méthode des moments (WRC, 1967) conduit à :

$$m = \bar{x} - \frac{2(n-2)}{\sqrt{n(n-1)}} \frac{S}{C_s}, \quad a = \frac{\sqrt{n(n-1)}}{2(n-2)} C_s S \text{ et } k = \frac{4(n-2)^2}{n(n-1)} \frac{1}{C_s^2} \quad (19)$$

Pour une probabilité au non dépassement  $p$ , le quantile  $x_p$  est exprimé par :

$$x_p = \begin{cases} \frac{a}{2} \chi_{2k;p}^2 + m & \text{si } a > 0 \\ \frac{a}{2} \chi_{2k;1-p}^2 + m & \text{si } a < 0 \end{cases} \quad (20)$$

$\chi_{2k;p}^2$  est le quantile de la loi Chi-deux de  $2k$  degrés de liberté et de probabilité au non dépassement  $p$ .

La variance  $V(x_p)$  du quantile  $x_p$  est exprimée par (Bobée et Ashkar, 1991) :

$$V(x_p) = \frac{S^2}{n} \left[ 1 + K_p C_s + \frac{K_p^2}{2} \left( 1 + \frac{3}{4} C_s^2 \right) + 3K_p \frac{\partial K_p}{\partial \gamma_1} \left( 1 + \frac{1}{4} C_s^2 \right) C_s + 3 \left( \frac{\partial K_p}{\partial \gamma_1} \right)^2 \left( 2 + 3C_s^2 + \frac{5}{8} C_s^4 \right) \right] \quad (21)$$

$\partial K_p / \partial \gamma_1$  est obtenu à partir de l'approximation polynomiale suivante faisant intervenir la transformation de la variable réduite de Wilson et Hilferty (1931) et donnant  $K_p$  en fonction de  $\gamma_1$  et  $u_p$  pour une probabilité  $p$  :

$$K_p = u_p + (u_p^2 - 1) \frac{\gamma_1}{6} + \frac{1}{3} (u_p^3 - 6u_p) \left( \frac{\gamma_1}{6} \right)^2 - (u_p^2 - 1) \left( \frac{\gamma_1}{6} \right)^3 + u_p \left( \frac{\gamma_1}{6} \right)^4 - \frac{1}{3} \left( \frac{\gamma_1}{6} \right)^5 \quad (22)$$

### Loi Log-Pearson III LP3

La fonction de densité de probabilité de la loi Log-Pearson III est obtenue par la transformation suivante :  $X$  suit LP3 ( $m, a, k$ ) alors  $\ln X \sim P3(m, a, k)$  qui conduit à :

$$f(x) = \frac{1}{x|a|\Gamma(k)} \left( \frac{\ln x - m}{a} \right)^{k-1} \exp\left( -\frac{\ln x - m}{a} \right) \quad (23)$$

L'estimation des paramètres par la méthode des moments (WRC, 1967) est :

$$m = \bar{x}_n - \frac{2(n-2)}{\sqrt{n(n-1)}} \frac{S_n}{g_s}, \quad a = \frac{\sqrt{n(n-1)}}{2(n-2)} g_s S_n \quad \text{et} \quad k = \frac{4(n-2)^2}{n(n-1)} \frac{1}{g_s^2} \quad (24)$$

Le quantile  $x_p$  et la variance  $V(x_p)$  de probabilité  $p$  sont exprimés par :

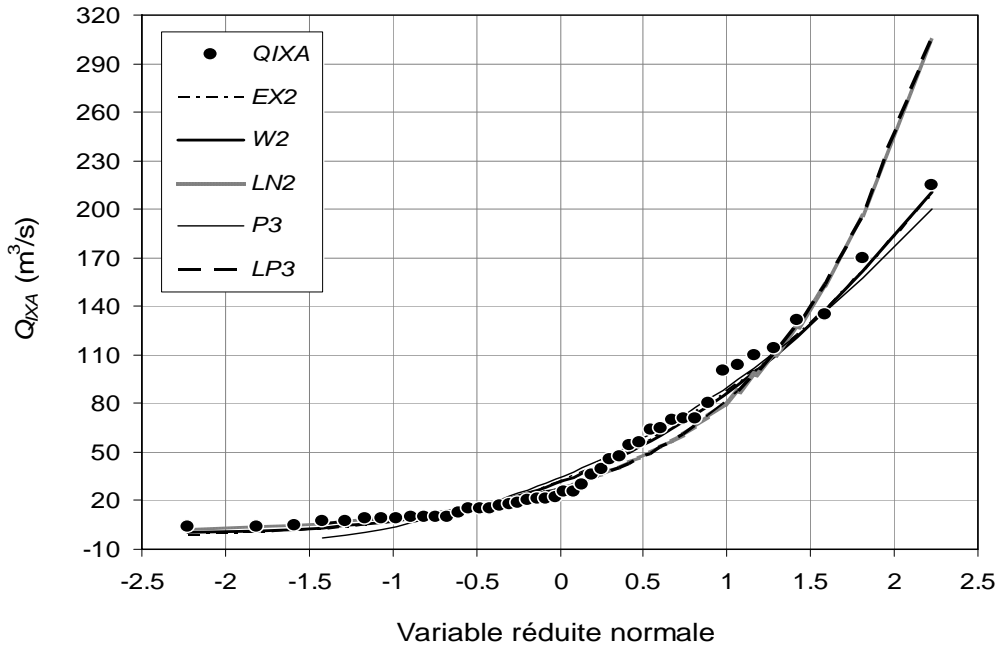
$$x_p = \begin{cases} \exp\left( \frac{a}{2} \chi_{2k;p}^2 + m \right) & \text{si } a > 0 \\ \exp\left( \frac{a}{2} \chi_{2k;1-p}^2 + m \right) & \text{si } a < 0 \end{cases} \quad (25)$$

$$V(x_p) = \frac{x_p^2 S_n^2}{n} \left[ 1 + K_p g_s + \frac{K_p^2}{2} \left( 1 + \frac{3}{4} g_s^2 \right) + 3K_p \frac{\partial K_p}{\partial \gamma_1} \left( 1 + \frac{1}{4} g_s^2 \right) g_s + 3 \left( \frac{\partial K_p}{\partial \gamma_1} \right)^2 \left( 2 + 3g_s^2 + \frac{5}{8} g_s^4 \right) \right] \quad (26)$$

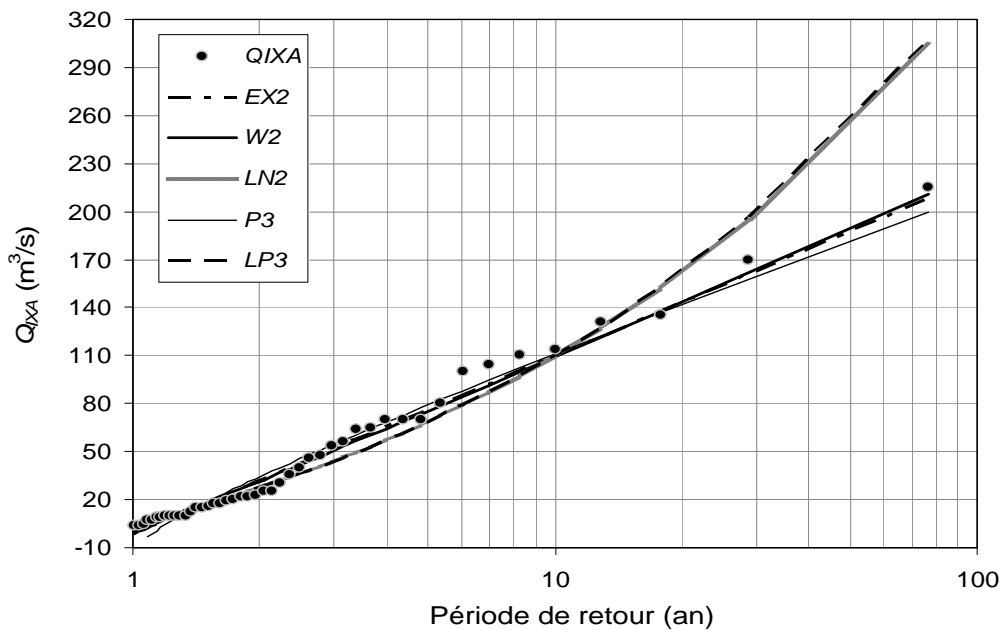
## APPLICATIONS ET RESULTATS

### Ajustement et adéquation

L'ajustement de la série  $Q_{IXA}$  aux lois de probabilités ci-dessus (Figs 2 et 3), a permis d'avoir les résultats suivantes.



**Fig. 2** Ajustement de la série  $Q_{IXA}$  (variation en fonction de variable réduite normale).



**Fig. 3** Ajustement de la série  $Q_{IXA}$  (variation en fonction de la période de retour).

Les résultats sont présentés, en termes d'estimation des paramètres par la méthode des moments de chaque loi de probabilité dans le tableau 2 et en termes des résultats des tests d'adéquation dans le tableau 3.

**Tableau 2** Estimation des paramètres par rapport a la série  $Q_{IXA}$ .

	EX2	W2	LN2	P3	LP3
Position $m$	-1.69	-	3.32	-11.10	-157.79
Echelle $a$	48.40	46.00	1.08	40.52	0.01
Forme $k$	-	0.97	-	1.43	22 406.41

**Tableau 3** Tests d'adéquations.

	EX2	W2	LN2	P3	LP3
$Chi2$	7.220	8.390	8.390	8.880	8.780
$KS$	0.106	0.103	0.077	0.143	0.078
$PPC$	0.995	0.995	0.968	0.989	0.967
$RMSD$	0.344	0.256	0.160	0.878	0.162

Les valeurs théoriques de  $Chi2$  pour un niveau de signification  $\alpha = 5\%$  pour 5 et 6 degré de liberté valent respectivement 11.070 et 12.592, et la valeur théorique de  $KS$  vaut 0.201 pour le même niveau de signification.

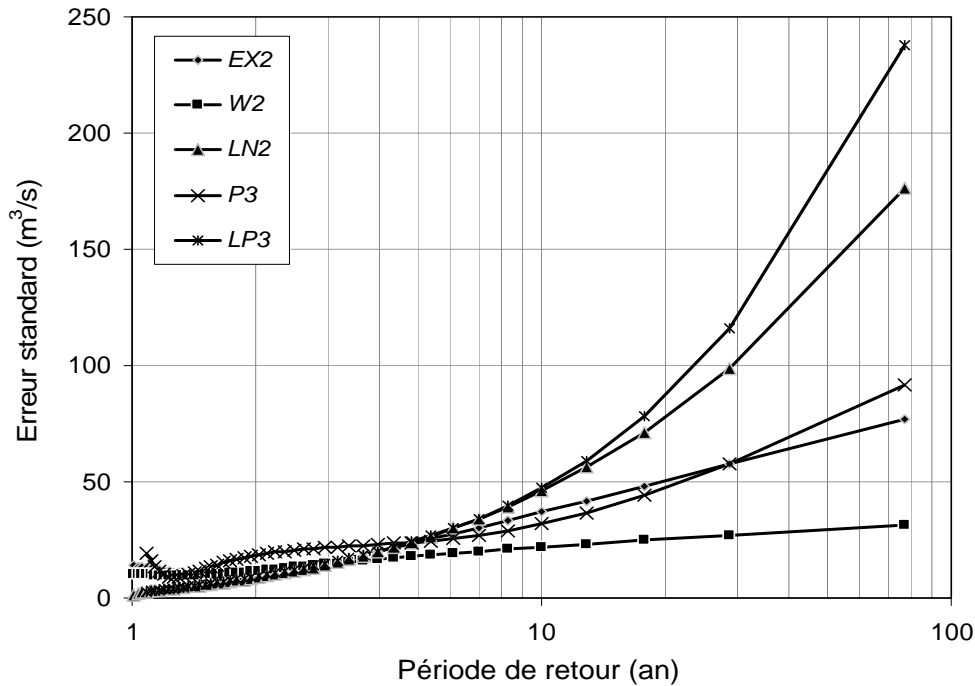
Suivant les quatre tests (Tableau 3), toutes les lois de probabilité appliquées sont adéquates, et théoriquement peuvent estimer les quantiles  $Q_{IXAT}$  de période de retour  $T$ . Le tableau 4, résume les quantiles estimés par chaque loi de probabilité.

**Tableau 4** Tableau des quantiles  $Q_{IXAT}$  ( $m^3/s$ ).

$T$ (ans)	EX2	W2	LN2	P3	LP3
2	31.9	31.5	27.7	34.3	27.6
5	76.2	75.3	68.5	79.3	68.4
10	109.8	109.1	109.9	111.0	110.1
20	143.3	143.3	162.5	141.8	163.2
50	187.7	189.0	252.4	181.6	254.3
100	221.2	223.8	338.4	211.2	342.0
500	299.1	305.3	612.9	279.0	623.7
1000	332.7	340.7	770.1	307.9	786.0

### Critère de comparaison

Dans la pratique, une seule loi de probabilité adéquate est utilisée dans l'estimation des quantiles  $Q_{IXAT}$  ainsi que leurs intervalles de confiance. Mais la comparaison entre les variances  $V(Q_{IXAT})$  par conséquent l'erreur standard  $\Delta Q_{IXAT}$  entre les lois utilisées (Fig. 4), montre que cette erreur peut atteindre des valeurs importantes surtout dans le domaine des fréquences rares.



**Fig. 4** Variation de l'erreur standard en fonction de la période de retour.

Sur la base de l'erreur standard  $\Delta Q_{IXAT}$ , la loi de probabilité qui est prise en considération correspond à une erreur standard minimale. D'après les résultats obtenus en figure 4, la loi de Weibull est la plus adaptée à l'estimation des quantiles  $Q_{IXAT}$  ainsi que leurs intervalles de confiance des crues de l'oued Mekerra.

## CONCLUSION

L'étude de la série  $Q_{IXA}$  des débits instantanés maxima annuels est un sujet très important en matière d'étude du régime de crue d'un bassin versant. De point de vue statistique la connaissance du comportement de la population d'où cette série est issue, constitue un facteur de grande importance dans l'estimation des quantiles pour différentes périodes de retour ainsi que leurs intervalles de confiances.

Dans cet article, la série  $Q_{IXA}$  a été étudiée par cinq lois de probabilités utilisées souvent dans l'étude des valeurs extrêmes. Les tests d'adéquations ont montrés que tous ces lois avec l'estimation par la méthode des moments sont adéquates, ce qui permet par la suite d'estimer les quantiles pour différentes périodes de retour par une des lois.

Pour un seuil de signification  $\alpha$ , l'erreur standard augmente avec la période de retour et peut atteindre des valeurs importantes dans le domaine des fréquences rares.

En se basant sur la variation de l'erreur standard dans chaque loi vis-à-vis de la période de retour, a permis de conclure que cette l'erreur dans la loi de Weibull est minimale par rapport aux autres lois utilisées, et ce, à partir de la période de retour de 4 ans, ce qui permet suivant ce critère de considérer que loi de Weibull reste la plus adaptée à l'étude du régime de crue et l'estimation des quantiles de débit  $Q_{IXAT}$  du bassin versant de l'oued Mekerra.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bobée, B. et F. Ashkar (1991) *The Gamma Family and Derived Distributions Applied in Hydrology*. Water Resources Publications, Littleton, Colorado 203 p.
- Galéa, G. et C. Prudhomme (1997) Notion de base et concepts utiles pour la compréhension et la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QdF. *Revue des Sciences de l'Eau*. **10**(1), 83–101.
- Grubbs, F. et G. Beck (1972) Extension of sample sizes and percentage points for significance tests for outlying observations. *Technometrics*. **14**(4), 847–854.
- Guillot, P. et D. Duband (1967) La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. *IAHS Publication n°84*.
- Kendall, M. G. (1975) *Rank correlation methods*. Charles Griffin, London.
- 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.
- Margoum, M. (1992) Estimation des crues rares et extrême : le modèle AGREGEE. Conception et première validation. Thèse de Doctorat de l'Ecole des Mines de Paris. Cemagref Lyon, France 252 p.
- 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.
- Water Resources Council (1967) Interagency committee on Water Resources. Subcommittee on hydrology. *Methods of Flow Frequency Analysis*. Bull. **13**, Washington D.C.
- Wilson, E. B. et M. M. Hilferty (1931) The distribution of chi-square. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, **17**, 684–688.
- Yahiaoui, A. (1997) Contribution à une étude comparative des méthodes d'estimation des crues. Cas du bassin versant de l'Oued Mina W. Relizane. Thèse de Magister en Aménagement Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique de Blida, Algérie 120 p.
- Yahiaoui, A. et B. Touaibia (2006) Approche comparative des méthodes d'estimation des crues. Cas du bassin versant de l'Oued Mina. W. Relizane. Colloque International sur la Protection et la Préservation des Ressources en Eau. Université de Blida, 18 et 19 Février.



## **USING DECISION SUPPORT SYSTEM TECHNIQUE FOR HYDROLOGICAL RISK ASSESSMENT. CASE OF OUED MEKERRA IN THE WESTERN OF ALGERIA**

A. Yahiaoui<sup>1</sup>, B. Touaibia<sup>2</sup>

(1) Université de Bechar. BP 417. 08000. Bechar. Algeria yahiaouidz@hotmail.com

(2) Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique. BP 31. 09000. Blida. Algeria

### **ABSTRACT**

*The frequency analysis of the instantaneous maxima flood flows is a major importance for the hydraulic management and for the security of structures too, especially in floodplain. More than one distribution probability can be used to fitting adequately the time series of maxima flood flows, like the Gumbel, Log Normal, Log Pearson type III and more. The choice of one distribution probability became an important question in hydrological frequency analysis. So a new technique can be used in this paper based on mathematical decision compared to the heavy distribution probability analysis. All the distributions probability used in hydrology can be regrouped in two main classes: the class of sub-exponential and the class of regularly varying distributions with a heavier tail.*

### **1. INTRODUCTION**

Flood frequency analysis is a particular interest for the design and management of hydraulic structures, its objective is to obtain robust estimates of extreme quantiles, and information concerning the probability that a given event can be exceeded. This procedure is related to extreme value theory, which is often derived from asymptotic properties according to the Fischer-Tippet theorem (*Fischer et al.*, 1928). Conventional estimates of flood exceedance quantiles are highly dependent on the form of the underlying flood frequency distribution, especially on the form of the right tail which is most difficult to estimate from observed data.

The extreme event modelling is the central issue in the extreme value theory. The objective of the theory is to provide asymptotic models with which one can model the right tail of a distribution by the research of the good distribution probability which can model the observed extreme annual flood as an interesting example in hydrology analysis. The theory of extreme value has been presented firstly by the work of *Fischer and Tippet* (1928) followed by *Gnedenko* (1943) and *Gumbel* (1958) who has introduced the extreme value theorem.

Several standard frequency distributions have been extensively studied in the statistical analysis of hydrological data, physical processes which generate extreme events are rarely considered for the choice of the model (*Kidson et al.*, 2005; *Singh and Strupezewski*, 2002). The selection of the most appropriate distribution of annual maximum series has received widespread attention. There are no rigid rules governing which type of distribution is most appropriate for a particular case, and a variety of probability distributions are commonly used as frequency magnitude distributions in hydrology.

*Brooks and Carruthers* (1953) indicated that the Gumbel distribution (*Gumbel*, 1942), which is commonly used in flood frequency prediction, tends to underestimate the

magnitude of the rarest rainfall events, *Bernier* (1959) suggested the Fréchet (*Fréchet*, 1927) distribution for hydrological series.

In order to select the adequate distribution, empirical comparison of the Log-Normal Gamma, Fréchet, Hazen and Log-Pearson type III fits was given by *Benson* (1968) for 10 USA stream flow stations. Based on this study the USA adopted a uniform approach to flood frequency estimation to the Log-Pearson type III distribution (*US Water Resource Council*, 1981). Although many countries, such as Australia, have adopted the Log-Pearson type III distribution like the USA, other have selected different distributions such as the Generalized Logistic distribution in the United Kingdom and the Log-Normal in China (*Bobée*, 1999; *Robson and Reed*, 1999) and France the Gumbel distribution is largely used for the flood estimation analysis.

Discussions and reviews of the application of these and other statistical distributions to flood frequency analysis are given in *Stedinger et al.* (1993), *Bobée and Rasmussen* (1995) *Rao and Hamed* (2000) and *Yahiaoui and Touaïbia* (2010). A comparison study for some distributions, given by *Koutsoyiannis* (2004), shows that the Fréchet distribution is more adequate to represent extreme rainfall series (*El-Adlouni et al.*, 2008). *Malamud and Turcotte* (2006) showed that, the most commonly used frequency magnitude distributions in hydrology can be divided into four groups: the first group, concerning the normal family (Normal and Log-Normal), the second concerning the general extreme value family (GEV, Gumbel, Fréchet and reverse Weibull), the third group concerning the Gamma family (Gamma, Pearson type III and Log- Pearson type III) and the fourth group concerning only the Generalized Pareto distribution. These groupings were deduced from the historical development of the distributions that compose them. However, no discussion of the tail behaviour of these groups was given in their paper. In practice, almost all these models are fitted to data and compared using conventional good-of-fit tests. However, these procedures essentially test the adequacy of the model to the central range of the sample and the adequacy should be tested for extreme range of observations in order to estimate high return period events.

In this paper, an approach is used for flood frequency analysis, based on the characterisation of the best class of distributions (*El-Adlouni et al.*, 2008) that will give an adapted estimation of extreme events. The approach includes two principal steps; the first one is related to the classification of the distributions with respect to their tails, and the second step is to provide criteria to select the class of distributions which represents adequately the studied sample.

The paper is organised as follows. A review and the classification of the distribution probability using the theoretical formulation of extreme value theory section of the DSS technique presented the utility of the log-log plot, the mean excess function when the sample used not fitted the power law distribution and the use of the confirmatory analysis by the use of generalized Hill ratio plot and the Jackson statistic plot too.

Finally, the use of this technique in practice, a case study of oued Mekerra catchment annual peak flow in the western of Algeria will be used.

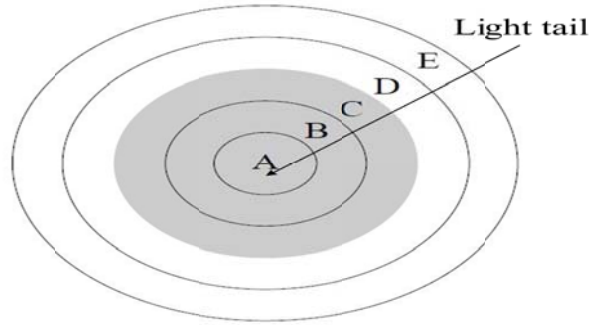
## 2. REVIEW AND CLASSIFICATION OF THE HEAVY TAILED DISTRIBUTIONS

If  $X$  is random variable,  $\mu$  and  $\sigma$  are the mean and the standard deviation of  $X$ , then the distribution of  $X$  is called heavy tailed if:

$$C_k = E\left[\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)^4\right] > 3 \quad (1)$$

$(C_k - 3)$  is known as the excess kurtosis because the kurtosis of the Normal distribution is 3.

Note that the classification based on equation (1) is vague and cannot be used for distribution with an infinite 4<sup>th</sup> moment. One tail ranking can be obtained for particular classes of distributions. In the following, five classes were given in *Werner and Upper* (2002). These classes of distributions are nested ( $A \subset B \subset C \subset D \subset E$ ) and can be presented as in Figure 1.



**Figure 1.** Different classes of heavy tailed distribution (*Werner & Upper, 2002*).

- E: distribution with nonexistence of exponential moments,
- D: sub-exponential distributions,
- C: regularly varying distributions,
- B: Pareto-type tail distributions,
- A:  $\alpha$ -Stable (non-Normal) distributions.

Classes C and B are very important considering their connection to classical extreme value theory. A main topic of this theory is the modelling of the fluctuation of sample maxima. For the maximal annual peak flow, the Fisher-Tippet theorem (*Fisher and Tippett, 1928*) states that non-degenerate distribution, and then it belongs to one of the following three distributions.

- Gumbel or Extreme Value 1  $P(X \leq x) = \exp(-e^{-x}) \quad x \in \mathfrak{R}$
- Fréchet or Extreme Value 2  $P(X \leq x) = \exp(-x^{-\kappa}) \quad x > 0, \quad \kappa < 0$
- Reverse Weibull or Extreme Value 3  $P(X \leq x) = \exp(-(-x)^{\kappa}) \quad x \leq 0, \quad \kappa > 0$

*Jenkinson* (1955) proposes a generalized extreme value (GEV) distribution, which includes the three limit distributions:

$$P(X \leq x) = F(x) = \exp\left[-\left(1 - \kappa \frac{x - m}{a}\right)^{1/\kappa}\right] \quad (2)$$

Where each member of the extreme value distributions is characterised by the value of the shape parameter denoted by  $\kappa$ . The family can be divided into three classes, corresponding to different ranges of  $\kappa$  values. In practice  $\kappa$  values lie in range  $] -0.5 ; 0.5[$ . This is divided among the three classes as follows:  $\kappa$  negative corresponds to Fréchet distribution (EV2),  $\kappa \rightarrow 0$  corresponds to Gumbel distribution (EV1) and  $\kappa$  positive corresponds to reverse Weibull distribution (EV3).

The EV1 has a medium tails, the EV2 has a heavy tails and EV3 has a short tails. The class of EV2 distribution is very important when studying heavy tailed behaviour. Indeed, distributions of this class have a regularly varying tail, i.e. belong to the class C, the heaviness of tail depends positively on the tail index  $\kappa$ . Class B contains mainly the generalized Pareto distribution, which is commonly used in peaks over threshold approach. Indeed, it has been shown the generalized Pareto arises as the limiting distribution of excesses  $X-x_0$  of a random variable  $X$  over a threshold  $x_0$  (Pickands, 1957). The generalized Pareto distribution exhibits a unique threshold stability property, i.e. if  $X$  follows the generalized Pareto, then the conditional distribution of excesses also follows generalized Pareto distribution with the same shape parameter.

Another extreme value theory result shows that the distribution of maximum excesses follows the GEV distribution when the exceedances over the threshold are generated from Poisson or Binomial process.

Ouarda et al. (1994) presented a classification of distributions commonly used in hydrology according to asymptotic behaviour of the probability density function, by the use of the following equivalence for a given large return period values:

$$\lim_{x_T \rightarrow \infty} T = \left( \frac{1}{f(x_T)} \right)' = -\frac{f'(x_T)}{f^2(x_T)} \quad (3)$$

Indeed, for a large value of  $T$ , the probability of exceedance function  $1-F(x_T)=1/T$  and  $f(x_T)$  converges to zero. The Hôpital's rule states that, for large  $T$ :

$$\lim_{x_T \rightarrow \infty} \frac{f(x_T)}{1-F(x_T)} = \lim_{x_T \rightarrow \infty} -\frac{f'(x_T)}{f(x_T)} \quad (4)$$

Or

$$\frac{f(x_T)}{1-F(x_T)} = Tf(x_T) \quad (5)$$

So for  $x_T \rightarrow \infty$

$$Tf(x_T) \rightarrow -\frac{f'(x_T)}{f(x_T)} \Rightarrow T \rightarrow -\frac{f'(x_T)}{f^2(x_T)} \equiv \frac{d}{dx_T} \left( \frac{1}{f(x_T)} \right) \quad (6)$$

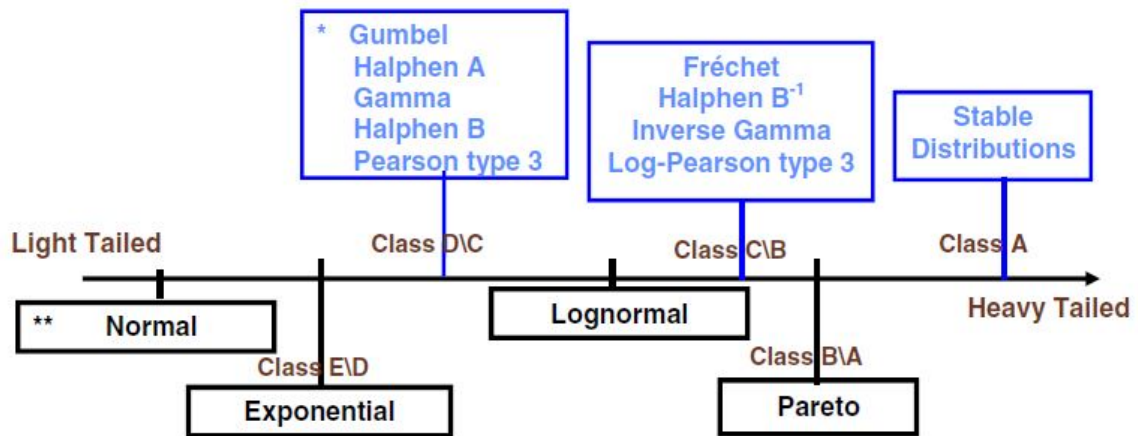
Using this equivalence, the asymptotic behaviour of distributions, commonly used in hydrology, is presented in Table 1 (Ouarda et al. 1994).

As presented in Table 1, four groups are deduced from this classification. The class I contains distributions for which the tail is a power function of the return period. The class II contains the Log-Normal distributions, which are very similar to that of power law. The tail of the distribution in class III is a power function of the logarithm of the return period and almost all these distributions belong to the class D of sub-exponential distributions. The class IV contains distributions with an upper bounded support. Note that the distributions belonging to the class I have a power law tail and correspond generally to the class C of regularly varying distributions which contains the Generalized Pareto distribution  $\alpha > 0$  and  $k < 0$  (Figure 1). However, for special parameters values, these distributions of the class C belong to the sub-exponential distributions class (class III). Given that all these classes are nested, the class of distributions, that belong to the class C2 and note to the class C1, such that  $C1 \subset C2$ , will be noted  $C2 \setminus C1$ .

By combining these two classifications (*El-Adlouni et al., 2008*) distributions commonly used in hydrology can be ordered with respect to their tails. In Figure 2, which represents sub-exponential, regularly varying and stable distributions (upper square) ordered from light tailed to heavy tailed distributions in the limits of classes.

**Table 1.** Asymptotic behaviour classification of commonly used distributions in hydrology.

Class	Characteristics	Distribution	Parameters
I: $x \approx T^p$	$p = 1/\alpha$	Log-Pearson III ( $\alpha, \lambda, m$ )	$\alpha > 0, \lambda > 0, m \in \mathfrak{R}$
Class C	$p = 1/\alpha$	Log-Logistic( $\alpha, \lambda$ )	$\alpha > 0, \lambda > 0$
Class C	$p = -1/s\lambda$	Generalized Gamma( $s, \alpha, \lambda$ )	$s < 0, \alpha > 0, \lambda > 0$
Class C	$p = 1/\lambda$	Inverse Gamma( $\alpha, \lambda$ )	$\alpha > 0, \lambda > 0$
Class C	$p = -1/k$	Fréchet ( $\alpha, k, u$ )	$\alpha > 0, k > 0, u \in \mathfrak{R}$
Class B	$p = -1/k$	Generalized Pareto( $\alpha, k$ )	$\alpha > 0, k < 0$
Class C	$p = 1/2v$	Halphen type B <sup>-1</sup> ( $\alpha, v, m$ )	$\alpha \in \mathfrak{R}, v > 0, m > 0$
II: $x \approx \exp[(\ln T)^{p/2}]$		Log-Normal 2 ( $\mu, \sigma$ )	$\mu \in \mathfrak{R}, \sigma > 0$
–		Log-Normal 3 ( $\mu, \sigma, m$ )	$\mu \in \mathfrak{R}, \sigma > 0, m \in \mathfrak{R}$
III: $x \approx (\ln T)^p$			
Class D	$p = 1$	Pearson Type III ( $\alpha, \lambda, m$ )	$\alpha > 0, \lambda > 0, m \in \mathfrak{R}$
Class D		Gamma( $\alpha, \lambda$ )	$\alpha > 0, \lambda > 0$
Class E		Exponential ( $\alpha, m$ )	$\alpha > 0, m \in \mathfrak{R}$
Class D		Halphen type A ( $\alpha, v, m$ )	$\alpha > 0, v \in \mathfrak{R}, m > 0$
Class D		Log-F ( $\lambda, \beta$ )	$\lambda > 0, \beta > 0$
Class D		Gumbel ( $\alpha, u$ )	$\alpha > 0, u \in \mathfrak{R}$
Class D	$p = 1/2$	Halphen type B ( $\alpha, v, m$ )	$\alpha \in \mathfrak{R}, v > 0, m > 0$
Class D	$p = 1/s$	Generalized Gamma( $s, \alpha, \lambda$ )	$s > 0, \alpha > 0, \lambda > 0$
IV: $x \leq p$ (Upper bounded support)	$p = m$	Pearson Type III ( $\alpha, \lambda, m$ )	$\alpha < 0, \lambda > 0, m \in \mathfrak{R}$
	$p = 0$	Gamma( $\alpha, \lambda$ )	$\alpha < 0, \lambda > 0$
	$p = \exp(m/\ln_a(e))$	Pearson Type III ( $\alpha, \lambda, m$ )	$\alpha < 0, \lambda > 0, m \in \mathfrak{R}$
	$p = 1$	Log-Logistic( $\alpha, \lambda$ )	$\alpha < 0, \lambda > 0$
	$p = u + \alpha/k$	reverse Weibull 3( $\alpha, k, u$ )	$\alpha > 0, k < 0, u \in \mathfrak{R}$
	$p = \alpha/k$	Generalized Pareto( $\alpha, k$ )	$\alpha > 0, k > 0$



**Figure 2.** Distribution commonly used in hydrology.

### 3. THE LOG-LOG PLOT

A detailed investigation of the methods and their properties can be found in *Embrechts et al. (2003)*, *Reiss and Thomas (2001)* and *Beirlant et al. (2004)*. Cunnane plotting position formulas is used for all numerical illustrations. The log-log plot (*Beirlant et al., 2004*) called also tail probability plot is widely used in the literature especially in finance to study the tail behaviour. The log-log plot is based on the fact that for an exponential tail with mean  $\theta$ ,  $F(x)=1-e^{-x/\theta}$  and for a power law tail with index is equivalent for large quantiles to:

$$1 - F(x) = C \int_x^\infty \frac{1}{t^\alpha} dt = \frac{C}{\alpha - 1} x^{-\alpha+1} \quad (7)$$

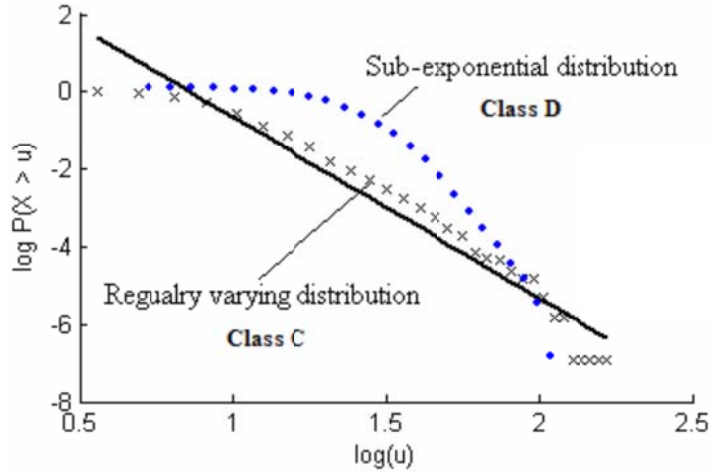
Therefore, taking the logarithm for exponential type distributions:

$$\log(P(X > x)) = \log(e^{-x/\theta}) = -\frac{x}{\theta} \quad (8)$$

For parameter-law distributions

$$\log(P(X > x)) = \log\left(C \frac{1}{\alpha - 1}\right) - (1 - \alpha) \log x \quad (9)$$

This suggest that, for the log-log plot, the tail probability is represented by a straight line for power law or regularly varying distributions (class C), but not for the other sub-exponential or exponential distributions (class D\C or E\D). This is illustrated in Figure 3 for two distributions belonging to the class C and D\C.



**Figure 3.** Log-log plot for the regularly varying distributions.

In practice, and for the using of log-log plot, for the sample  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , the Pareto probability density function (*Newman, 2005*) is defined as:

$$P(X = x) = f(x) = \frac{\alpha - 1}{x_{\min}} \left( \frac{x}{x_{\min}} \right)^{-\alpha} \quad (10)$$

Where  $\alpha$  a unique parameter and,  $x_{\min}$  is the smallest value in the population. Using the maximum likelihood estimation technique, the non-biased parameter estimation of  $\alpha$  according to the sample (Goldstein et al., 2004) is given by:

$$\alpha = 1 + n \left( \sum_{i=1}^n \ln \frac{x_i}{x_{\min}} \right)^{-1} \quad (11)$$

For the determination of  $\alpha$ , let's consider the discrete probability of Pareto (Johnson et al., 1992):

$$P(X = k) = \frac{k^{-\alpha}}{\zeta(\alpha)} \quad (12)$$

Where  $\zeta(\alpha)$  is the Riemann Zeta function (Weisstein, 2003) which expressed by the integral and the Gamma function as:

$$\zeta(\alpha) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} \int_0^{\infty} \frac{u^{\alpha-1}}{e^u - 1} du \quad (13)$$

Using the maximum likelihood method, the following equation in  $\alpha$  can be obtained:

$$\left. \frac{\zeta'(t)}{\zeta(t)} \right|_{t=\alpha} = -\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (14)$$

The equation (14) conduct to calculate the value of the power parameter  $\alpha$ , then by the solution of the equation (11) to calculate easily the value of  $x_{\min}$  by:

$$x_{\min} = \exp \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i - \frac{1}{\alpha - 1} \right) \quad (15)$$

Determining  $\alpha$  and  $x_{\min}$ , it is easy to fitting the sample  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  to a power law distribution in order to determine the class (C, D or E) of adequate distribution.

In practice, there are two possibilities: If the sample fit the power law, the class of distribution is C, else the class of distribution is between D and E, then to discriminate between these two classes, it is necessary to employ the mean excess function method.

#### 4. THE MEAN EXCESS FUNCTION METHOD

The mean excess function method is based on the following function:

$$e(u) = E(X - u | X > u) = \frac{1}{P(X > u)} \int_u^{\infty} (x - u) f(x) dx \quad (16)$$

This function is constant for exponential tail distribution ( $e(u) = \theta$ ) which for a power law with tail index  $\alpha$  ( $\alpha > 2$ ):  $e(u) = u/(\alpha - 2)$ . This suggests that when plotting the empirical value of  $e(u)$  against  $u$ , which is given for the sample  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  by:

$$\hat{e}(u_k) = \frac{\sum_{i=1}^n x_{(i)} I(x_{(i)} > u_i)}{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_i)} \quad (17)$$

Where  $(x_{(i)})_{i=1, \dots, n}$  is the ordered sample  $(x_{(1)} < x_{(2)} < \dots < x_{(n)})$ :

$$I(x_{(i)} > u_i) = \begin{cases} 1 & \text{si } x_{(i)} > u_i \\ 0 & \text{si } x_{(i)} \leq u_i \end{cases} \quad (18)$$

And,  $u_k = x_{(n-k)}$ ,  $k = 1, 2, \dots, n-1$

- If the plot is linear and the slope is equal to zero, it suggests an exponential type.
- If the plot is linear, the slope is greater than zero and the intercept is zero, then it suggests a sub-exponential distribution.

This plot leads to discriminate the distributions that belong to the class D and that of the class E/D. The forms of this plot are illustrated for exponential and sub-exponential distributions in Figure 4.

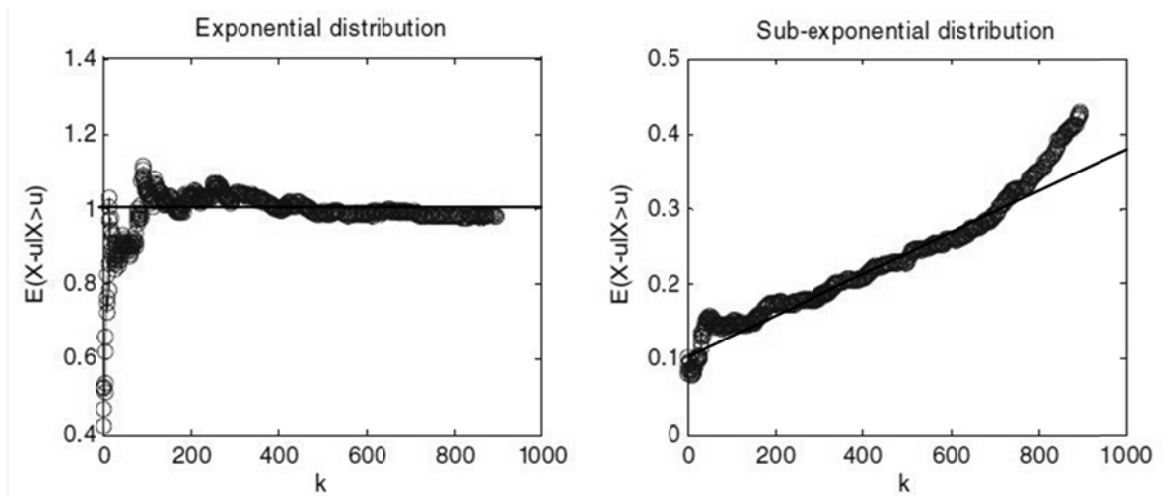


Figure 4. MEF for exponential and sub-exponential distributions (El-Adlouni et al., 2008).

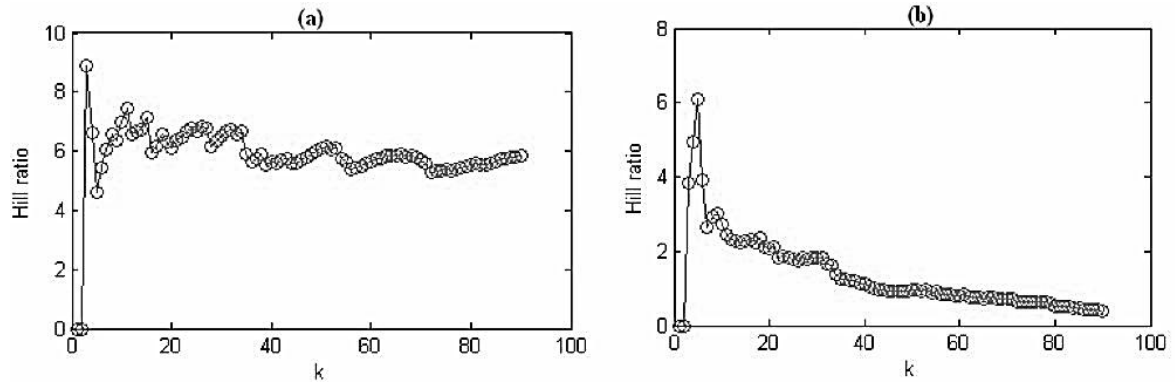
## 5. CONFIRMATORY ANALYSIS

The confirmation of the class of distribution can be done with the use of the generalized Hill ratio plot (Beirlant et al., 2004) or with the method based on Jackson statistic (Beirlant et al., 2006). The generalized Hill ratio is given for the sample  $(x_{(1)} < x_{(2)} < \dots < x_{(n)})$  by:

$$a(u_j) = \frac{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_j)}{\sum_{i=1}^n I(x_{(i)} > u_j) \ln(x_{(i)}/u_j)} \quad (19)$$

Where  $u_j = x_{(j+1)}$ ,  $j = 1, 2, \dots, n-1$





**Figure 5.** Generalized Hill ratio plot for (a) regularly-varying and (b) sub-exponential.

This method is based on the fact that  $a(u_j)$  is a consistent estimator of  $\alpha$  if the tail is regularly varying (class C) with tail index (Hill, 1975). In practice, one plots  $a(u_j)$  and looks for some stable region from which  $a(u_j)$  can be considered as an estimator of  $\alpha$ . Figure 5 presents a sample generated from the generalized Pareto distribution (a) and the exponential distribution (b). Note that the generalized Hill method is an estimation method and can be used to characterize distributions of the class C and thus to discriminate between the classes C and D.

The method based on the Jackson statistic is presented by *Beirlant et al. (2006)*. It allows testing whether the sample is consistent with Pareto – type distributions (class B). Originally the Jackson statistic (*Jackson, 1967*) was proposed as a goodness-of-fit statistic for testing the exponential behaviour. Given the link between the Exponential a Pareto distribution, this statistic is used to assess Pareto – type model. The bias corrected version of the Jackson statistic as developed in *Beirlant et al. (2006)* and *Goegebeur et al. (2006)* for the sample  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  by:

$$T_k = \frac{\sum_{j=1}^k \left( 1 - \ln \frac{j+1}{k+1} \right) \ln \left( \frac{x_{(n-j+1)}}{x_{(n-j)}} \right)^j}{\sum_{j=1}^k \ln \left( \frac{x_{(n-j+1)}}{x_{(n-j)}} \right)^j} \quad (20)$$

If the curve converge clearly and regularly to 2, the studied distribution belongs to the class C. Although, if the curve presents some irregularities for the distribution tail, the studied distribution belongs to the class E or exponential distribution.

All this methods from the log-log plot to a confirmatory analysis for a given sample  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  can be presented on the diagram for class selection used in the Decision Support System in Figure 6.

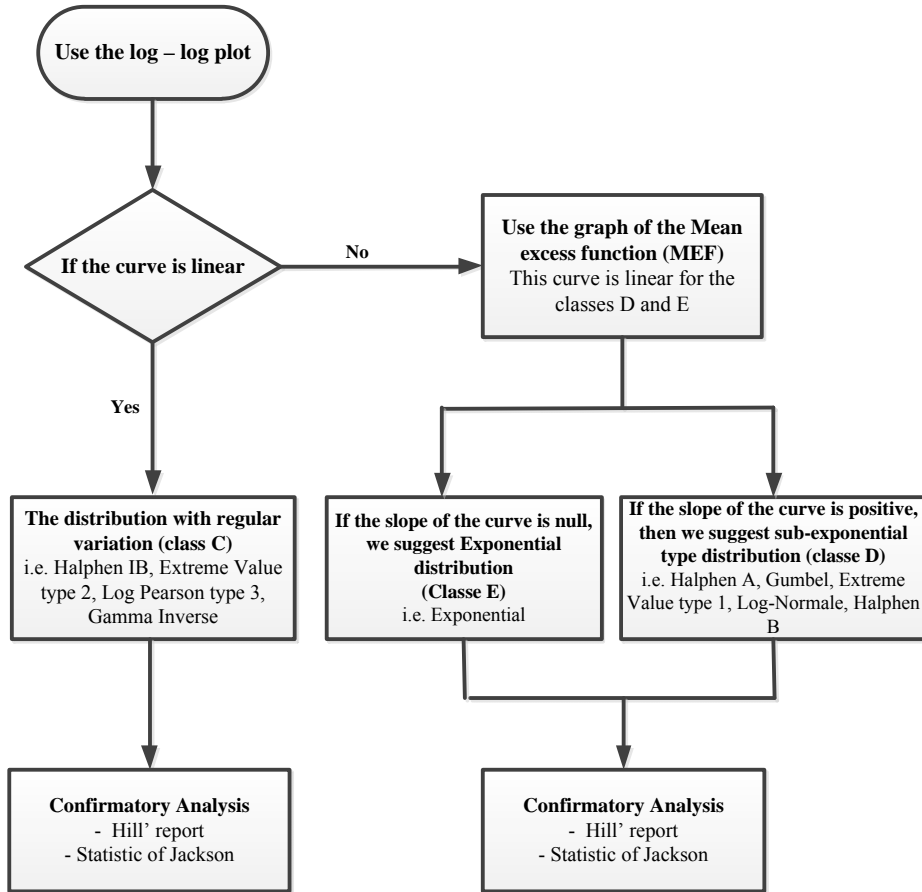


Figure 6. Diagram for class selection used in Decision Support System (El-Adlouni et al., 2010).

### 6. CASE STUDY: OUED MEKERRA ANNUAL PEAK FLOW

In this section, we study the annual instantaneous peak flows of oued Mekerra at Sidi Bel Abbas station in the west of Algeria, for the following periods 1942/1943 to 1960/1961, 1968/1969 to 1970/1971 and from 1974/1975 to 1999/2000 (water year September-August), Figure 7 shows the observed annual peak flow time series and its statistical characteristics.

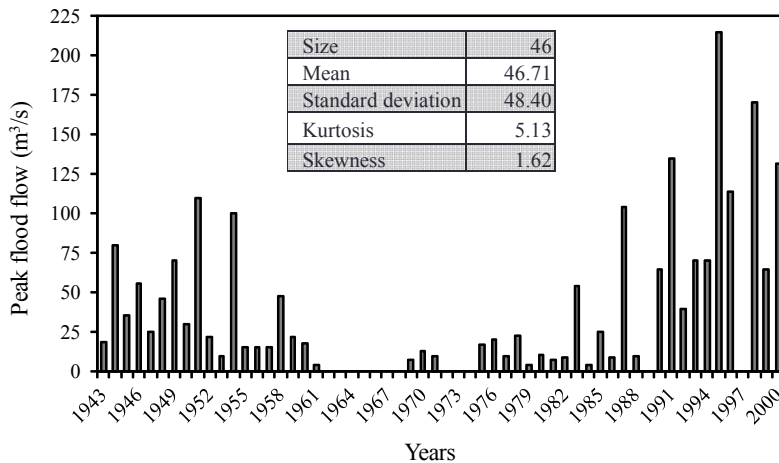
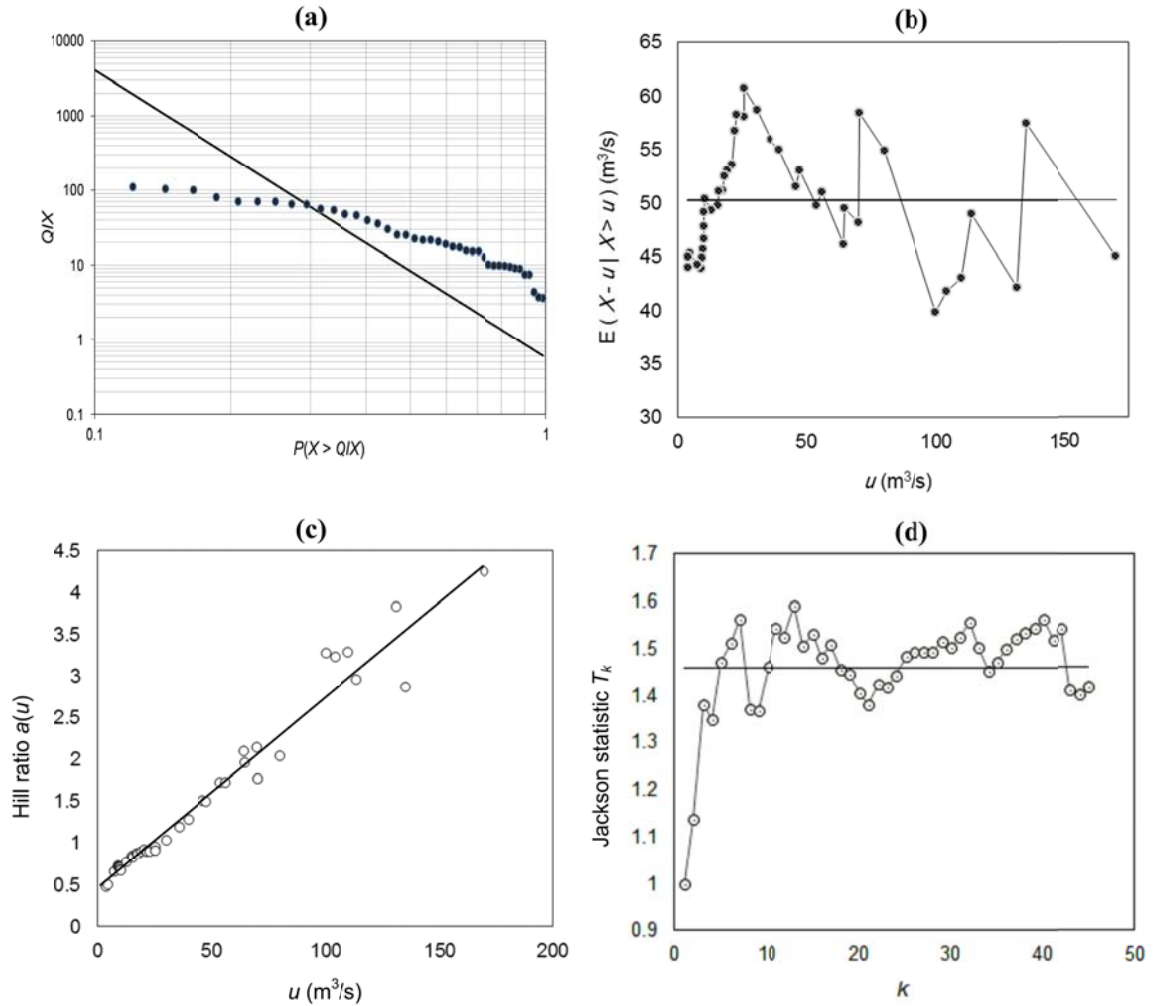


Figure 7. Annual peak flood flows of oued Mekerra.

To check whether the observations are independent, the data series are stationary and homogenous, we applied the Wald-Wolfowitz, Kendall and Wilcoxon tests (Bobée and Ashkar, 1991). These tests indicated that the observed peak flow of oued Mekerra can be considered as independent and identically distributed.



**Figure 8.** DSS Graphical criteria of annual peak flood flows of oued Mekerra.

Figure 8 shows the results of graphical criteria to select the class of heavy tailed distributions for the oued Mekerra peak flow data series. The log-log plot (Figure 8a) indicates that the curve is not linear, so the distribution belongs to the class D or E of the sub-exponential or exponential distributions. The mean excess function shows that the curve oscillates around an average, so the distribution belongs to the class E of exponential distribution (Figure 8b). The Hill ratio plot (Figure 8c) shows a convergence towards an oblique straight line. The adapted Jackson statistic (Figure 8d) converge to a mean value 1.46, which implies that the studied data series can be fitted to exponential distribution (class E).

## 7. CONCLUSION

The Decision Support System (DSS), is very important in order to determine the adequacy distribution probability function for the study of extremes in hydrology. The

classes of distributions that are commonly used and given by *Werner and Upper* (2002) and was combined with that given by *Ouarda et al.* (1994) to present the commonly used distributions in hydrology in an ordered form with respect to their tails.

The illustration of some graphical technique in DSS in order to discriminate between these classes, especially between D and E of sub-exponential distributions.

In DSS technique four methods were considered: the log-log plot, the empirical mean excess function, the Hill ratio plot and the adapted Jackson statistic. All these methods let to the same conclusion when the samples are generated from exponential distribution like in the case of oued Mekerra peak flows.

## REFERENCES

- Benson, M.A., 1968. Uniform flood-frequency estimating methods for federal agencies. *Water Resources Research* 4, 891 – 908.
- Beirlant, J., Goegebeur, Y., Segers, J., Teugels, J., 2004. *Statistics of Extremes: Theory and Applications*. Wiley, 490 p.
- Beirlant, J., de Wet, T., Goegebeur, Y., 2006. A goodness-of-fit statistic for Pareto-type behaviour. *Journal of Computational and Applied Mathematics*. 186, 99 – 116.
- Bobée, B., 1999. Extreme flood events valuation using frequency analysis: a critical review. *Houille Blanche*. 54 (7–8), 100 – 105.
- Bobée, B., Ashkar, F., 1991. *The Gamma Family and Derived Distributions Applied in Hydrology*. Water Resources Publications. 203 p.
- Bobée, B., Rasmussen, P.F., 1995. Invited paper: recent advances in flood frequency analysis. US National Report Contributions in Hydrology to International Union of Geodesy and Geophysics 1991–1994. *Review of Geophysics*, 1111 – 1116.
- Brooks, C.E.P., Carruthers, N., 1953. *Handbook of Statistical Methods in Meteorology*. Her Majesty's Stationery Office, London, 85 – 111.
- Embrechts, P., Klüppelberg, C., Mikosch, T., 2003. *Modelling Extremal Events for Insurance and Finance Applications of Mathematics*, vol. 33. Springer, 648 p.
- El-Adlouni, S., B. Bobée, T.B.M.J. Ouarda., 2008. On the tails of extreme event distributions in hydrology. *Journal of Hydrology* 355, 16 – 33.
- Fréchet, M., 1927. Sur la loi de probabilité de l'écart maximum. *Annales de la Société Polonaise de Mathématique*, Cracovie 6, 93–116 (in Johnson et al. 1995).
- Fischer, R. and Tippett, L., 1928. Limiting forms of the frequency distribution of the largest or smallest member of a sample. In. *Proceedings of the Cambridge Philosophical Society*. Vol. 24, 180 – 190.
- Jenkinson, A.F., 1955. The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 87, 158 – 171.
- Gnedenko, B.V., 1943. Sur la distribution limite du terme maximum d'une série aléatoire. *Annals of Mathematics* 44, 423 – 453.
- Gumbel, E.J., 1942. On the frequency distribution of extreme values in meteorological data. *Bulletin of the American Meteorological Society* 23, 95.
- Gumbel, E.J., 1958. *The Statistics of Extremes*. Columbia University Press, New York, 71 p.
- Goegebeur, Y., Beirlant, J., de Wet, T., 2006. Goodness-of-fit testing and Pareto-tail estimation. Seminar given for the Department of Statistics, University of Southern Denmark.
- Goldstein, M. L., S. A. Morris, et G. G. Yen (2004). Problems with fitting to the power-law distribution. *Eur. Phys. J. B* 41, 255 – 258.

- Hill, B.M., 1975. A simple general approach to inference about the tail of a distribution. *Annals of Statistics* 3, 1163 – 1174.
- Jackson, O. A. Y., 1967. An analysis of departures from the exponential distribution. *Journal of Royal Statist. Soc. B* 29, 540 – 549.
- Johnson, N. L., S. Kotz, A. W. Kemp (1992). *Univariate discrete distributions*. John Wiley & Sons, New York. 569 p.
- Kidson, R., Richards, K.S., Carling, P.A., 2005. Reconstructing the ca. 100-year flood in Northern Thailand. *Geomorphology* 70, 279 – 295.
- Koutsoyiannis, D., 2004. On the appropriateness of the Gumbel distribution for modelling extreme rainfall. In: Brath, A., Montanari, A., Toth, E. (Eds.), *Hydrological Risk: Recent Advances in Peak River Flow Modelling, Prediction and Realtime Forecasting. Assessment of the Impacts of Land-use and Climate Changes*. Editoriale Bios, Castrolibero, Bologna, Italy, 303 – 319.
- Malamud, B.D., Turcotte, D.L., 2006. The applicability of powerlaw frequency statistics to floods. *Journal of Hydrology* 322, 168 – 180.
- Newman, M.E.J., 2005. Power laws, Pareto distributions and Zipf's law. *Contemporary Physics* 46, 323 – 351.
- Pickands, J., 1975. Statistical inference extreme order statistics. *Annals of Statistics* 3, 119 – 130.
- Rao, A.R., Hamed, K.H., 2000. *Flood Frequency Analysis*. CRC Press, Boca Raton, FL, USA.
- Reiss, R.D., Thomas, M., 2001. *Statistical Analysis of Extreme Values*, second ed. Birkhäuser, Basel/Boston/Berlin.
- Singh, V.P., Strupczewski, W.G., 2002. On the status of flood frequency analysis. *Hydrological Processes* 16 (18), 3737 – 3740.
- Robson, A., Reed, D.W., 1999. *Flood Estimation Handbook Statistical Procedures for Flood Frequency Estimation*, vol. 3. Centre for Ecology and Hydrology, Wallingford, UK, 108 p.
- Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Foufoula-Georgiou, E., 1993. Frequency analysis of extreme events. In: Maidment D.R. (Ed.), *Handbook of Hydrology*. McGraw Hill, New York (Chapitre 18).
- US Water Resources Council, 1981. *Guideline for Determining Flood Flow Frequency*. Bulletin #17B of the Hydrology Committee.
- Weisstein, W. E., 2003. *CRC Concise Encyclopedia of Mathematics*. Second Edition. Chapman & Hall/CRC. 3253 p.
- Werner, T., Upper, C., 2002. Time variation in the tail behaviour of bund futures returns. Working paper No. 199, European Central Bank.
- Yahiaoui A., B. Touaibia, 2010 : Analyse statistique et comparative des débits maxima instantanés annuels QIXA du bassin versant de l'oued Mekerra dans l'ouest Algérien. 6th World FRIEND Conference. Fez – Morocco. Monday October 25<sup>th</sup> – Friday October 29<sup>th</sup>, 2010.

# MODÉLISATION DU RÉGIME DE CRUE EN DÉBIT – DURÉE – FRÉQUENCE DU BASSIN DE L'OUED MEKERRA DANS L'OUEST ALGÉRIEN

*Watershed flood regime modelling with the Flow-duration-Frequency approach as applied to the oued Mekerra catchment in western Algeria*

---

ABDELHALIM YAHLIAOUI<sup>1\*</sup>, BÉNINA TOUAÏBLA<sup>2</sup>, CHRISTOPHE BOUVIER<sup>3</sup>, NOUREDDINE DECHEMI<sup>4</sup>

<sup>1</sup>Département Hydraulique, Université de Bechar, B.P. 417, 08000 Bechar, Algérie

<sup>2</sup>Laboratoire d'Hydrologie, École Nationale Supérieure de l'Hydraulique, B.P. 31, 09000 Blida, Algérie

<sup>3</sup>HydroSciences, UMR 5569, UM2/CNRS/IRD, Maison des Sciences de l'Eau, Place Eugène Bataillon CC MSE,  
34095 Montpellier Cedex, France

<sup>4</sup>Laboratoire Construction et Environnement, École Nationale Polytechnique, 10, Avenue Hassen Badi,  
B.P. 16182, El-Harrach, Alger, Algérie

Reçu le 20 février 2010, accepté le 12 juillet 2010

---

## RÉSUMÉ

La modélisation QdF (Débit-durée-Fréquence) est un moyen de représenter le régime de crue d'un bassin versant et constitue un outil bien adapté à la prédétermination des crues rares et extrêmes. Cet article a pour objectif d'étudier les conditions d'application de la modélisation QdF et, par conséquent, la détermination des courbes correspondantes sur le bassin versant de l'oued Mekerra, dans le Nord-Ouest algérien. Les courbes QdF sont d'abord déterminées localement, directement à partir d'une analyse statistique des débits moyens (VCXd) sur différentes durées, à partir des données disponibles à la station de Sidi-Bel-Abbès. Ces courbes sont ensuite comparées à celles obtenues en appliquant différents modèles régionaux (Vandenesse, Florac ou Soyans), dans lesquels sont pris en compte deux indices de la crue caractéristique du bassin versant, une durée descriptive de la dynamique des crues (D) et le débit instantané de période de retour dix ans (QIXA10). Les modèles régionaux les plus

proches du modèle local sont le modèle Soyans pour les périodes de retour inférieures à 100 ans, et le modèle de Florac pour les périodes de retour supérieures à 100 ans. Ces résultats pourront être exploités pour construire des courbes QdF sur des bassins algériens non jaugés. Il est cependant nécessaire de répéter cette étude sur d'autres bassins afin de confirmer ces premiers résultats.

**Mots-clés :** *QdF (Débit-durée-Fréquence), débit moyen (Volume) caractéristique, prédétermination de crue, ajustement, Vandenesse, Soyans, Florac.*

## ABSTRACT

Flow-duration-Frequency (QdF) modelling is used to represent the watershed flood regime and is used for the

---

\*Auteur pour correspondance :

Téléphone : + 213 49 81 55 81

T.élecopieur : + 213 49 81 52 44

Courriel : [yahliaoui\\_balim@yahoo.com](mailto:yahliaoui_balim@yahoo.com)

predetermination of flood characteristics, on both gauged and ungauged watersheds in the range of observed and rare floods. The QdF models answer questions relevant to integrated river management. In the present paper, we have emphasized the basic notions and concepts underlying the QdF models, and then described the conditions of application of QdF models to be used in the case of a north-west Algerian catchment, the oued Mekerra. Both local and regional models were compared. The local model was directly drawn from statistical analysis of the average volume flow (VCXd) during a duration d, derived from time series at the Sidi-Bel-Abbès station. Different regional QdF models (Vandenesse, Florac or Soyans) were also applied, using the local instantaneous maxima flow annual decade (QIXA10) and the local duration of the characteristic flood of the catchment (D). The comparison showed that the Soyans model for the lower frequency and Florac model for the higher ones is the QdF reference model of the oued Mekerra catchment. This would be useful in order to apply QdF method for ungauged catchment of Algeria. However, some additional cases should be studied to confirm these conclusions.

**Key words:** *QdF (Flow-duration-Frequency), characteristic flow (Volume), flood prediction, fitting, Vandenesse, Soyans, Florac.*

## 1. INTRODUCTION

Les inondations constituent l'un des risques naturels les plus importants et affectent quasiment toutes les régions du monde. En Algérie, les inondations sont caractérisées par des montées brutales des oueds, caractéristiques des régions semi-arides. En avril 2007, le débordement de l'oued Mekerra a conduit à un bilan de six morts et six blessés et plus de 300 familles sinistrées.

L'étude des crues qui engendrent des inondations catastrophiques a fait l'objet de nombreuses recherches. Lorsque les données sont disponibles pour un grand nombre d'années, l'analyse fréquentielle des débits (YAHIAOUI, 1997) et les méthodes hydrométéorologiques (GUILLOT et DUBAND, 1967; MARGOUM, 1992) telles que le GRADEX et AGREGEE sont des approches privilégiées pour étudier les régimes de crue et obtenir une prédétermination des crues rares et extrêmes. Cependant, l'analyse fréquentielle ne caractérise en général que les débits de pointe ou débit maximal des crues, et doit être complétée par des traitements visant à déterminer les dépassements de seuils de débits pour différents intervalles de temps jugés critiques au regard de la vulnérabilité du milieu. La prise en compte de ces dépassements de seuils est une information indispensable dans une analyse probabiliste des crues (GILARD, 1998). Lors de l'étude des régimes de crues des bassins versants, il est nécessaire, pour la compréhension des développements ultérieurs, de prêter une attention

particulière à la notion de la « durée » qui intervient dans un bon nombre de concepts hydrologiques, la caractérisation de l'écoulement d'un bassin versant, la demande sociale en matière de besoins, de risques de dégâts, etc., toutes choses étroitement liées aux événements hydrologiques temporels (GALÉA et PRUDHOMME, 1997).

Les recherches menées au Cemagref autour de la modélisation régionale ont permis d'aboutir à la mise au point de modèles dits QdF (Débit – durée – Fréquence) des principaux régimes hydrologiques de crue. La modélisation QdF, de plus, s'intéresse aux débits maximums instantanés et aussi à l'analyse des caractéristiques relatives à différentes durées d pour affecter à un débit moyen (volume) maximal VCXd une fréquence. Cette représentation a été initiée par l'Institut d'Hydrologie de Wallingford (NERC, 1975) pour les crues. Cette méthodologie a connu des développements multiples au Cemagref : l'approche QdF de type bassin de référence en crue (GALÉA et PRUDHOMME, 1997) et en étiage (GALÉA *et al.*, 1997), et récemment le modèle QdF convergent (GALEA *et al.*, 2000, JAVELLE, 2001 et JAVELLE *et al.*, 2002). Les courbes QdF peuvent être exploitées pour construire des hydrogrammes de projet (SAUQUET *et al.*, 2004) qui présentent des caractéristiques en débit homogènes en fréquence.

Les notions de base et concepts à l'origine de la modélisation QdF ont été présentés par OBERLIN *et al.*, (1989). L'application de cette modélisation à trois bassins versants : Vandenesse, Soyans et Florac choisis, d'une part, pour leur diversité hydro-climatologique et, d'autre part, pour la disponibilité de l'information hydrologique, permet de définir une typologie régionale des régimes d'écoulement, ce qui lui confère une large représentativité spatiale (GALÉA et PRUDHOMME, 1997). Il a ainsi été montré que les régimes de crue pouvaient être convenablement décrits à l'aide des trois modèles régionaux de Vandenesse, Soyans et de Florac, les noms des bassins représentatifs retenus pour chacune des régions en question. D'autres études ont cherché à généraliser la modélisation QdF, soit d'un point de vue conceptuel (JAVELLE, 2001), soit d'un point de vue géographique, en testant la méthode dans d'autres régions (MEUNIER, 2001).

L'objectif de cet article est de déterminer le modèle QdF de type bassin de référence aux crues du bassin versant de l'oued Mekerra dans l'Ouest algérien en zone semi-aride. On cherchera tout d'abord à évaluer l'adéquation de ces caractéristiques à différents modèles régionaux, notamment à ceux établis en zone méditerranéenne, afin de fournir un outil exploitable dans l'étude de l'aléa et de la vulnérabilité sur d'autres sites algériens.

On déterminera les courbes QdF locales à partir d'ajustements statistiques adéquats réalisés sur les séries de débits moyens (volumes) caractéristiques VCXd de durée d.

On comparera les résultats obtenus en matière de quantiles aux quantiles issus des différents modèles QdF de type bassin de référence établis suivant les caractéristiques locales des écoulements et des modèles régionaux définis en France. On conclura sur l'appartenance du bassin versant de l'oued Mekerra à un bassin de référence pour telle ou telle période de retour.

## 2. LA ZONE D'ÉTUDE ET LES DONNÉES DISPONIBLES

### 2.1 Le bassin versant de l'oued Mekerra

La wilaya de Sidi-Bel-Abbès subit fréquemment des précipitations torrentielles qui se traduisent par des inondations

catastrophiques et meurtrières. Les inondations du 2 octobre 1994 et juillet 2000 qui ont touché la ville de Sidi-Bel-Abbès et celle d'avril 2007 à Moulay Slissen (44 km au sud du chef-lieu de la wilaya) sont des exemples où il y a eu des pertes humaines et des dégâts matériels très importants.

Le bassin versant de l'oued Mekerra fait partie du grand bassin versant de la Mecta dans le Nord-Ouest Algérien (Figure 1). Il se trouve à environ 400 km à l'ouest d'Alger, entre  $0^{\circ} 30'$  et  $1^{\circ}$  de longitude O et entre  $34^{\circ} 20'$  et  $35^{\circ} 15'$  de latitude N. Il couvre une superficie de 3 000 km<sup>2</sup> environ, qui développe un talweg d'une longueur de 115 km, qui prend sa source dans les hauts-plateaux à Ras El Ma, jusqu'à la ville de Sidi-Bel-Abbès, en traversant une agglomération assez encaissée en amont dans les terrasses fluviales où les débordements des écoulements ne causent aucun dégât considérable. Le cours d'eau débouche en aval dans la plaine alluviale dont la pente ne dépasse que rarement les 0,2 % engendrant des vitesses

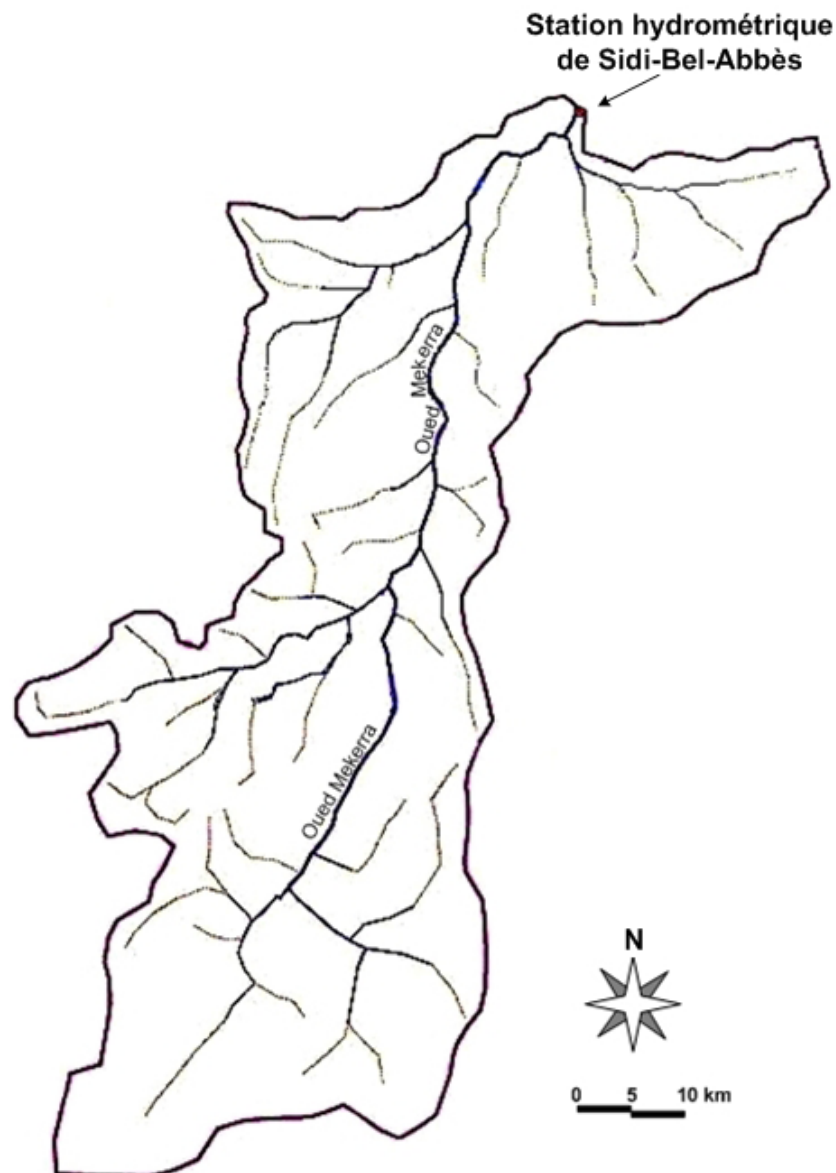


Figure 1. Bassin versant de l'oued Mekerra.  
*Oued Mekerra catchment.*



d'écoulement relativement faibles, causant ainsi des dépôts qui obturent pratiquement le lit du cours d'eau.

Le bassin versant de l'oued Mekerra est soumis à un climat semi-aride caractérisé par des précipitations très irrégulières occasionnant d'importantes crues dont les effets se font ressentir dans l'agglomération de Sidi-Bel-Abbès. La précipitation maximale annuelle décennale à la station pluviométrique de Sidi-Bel-Abbès est de 141 mm.

## 2.2 Acquisition des données

Pour étudier le régime de crue du bassin versant de l'oued Mekerra, les données hydrométriques disponibles relatives à la station hydrométrique de Sidi-Bel-Abbès (code 110301) qui existe à l'exutoire du bassin (Figure 1), sont les crues observées sous forme d'hydrogramme à pas de temps horaires, et les débits instantanés maxima annuels QIXA, pour une période d'observation couvrant les années hydrologiques de 1947-48 à 1960-61, de 1968-69 à 1970-71 et de 1974-75 à 1999-2000, soit 46 ans. Ces données ont été fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) d'Alger.

La série des QIXA possède une moyenne arithmétique de  $46,7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  et un écart-type de  $48,4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , et suivant les tests relatifs à l'échantillonnage de GRUBBS et BECK (1972), MANN et WHITNEY (1947) et de WALD et WOLFOWITZ (1943), la série des QIXA est indépendante, homogène, et ne présente aucune singularité dans ses éléments.

## 3. INDICES ET DÉBITS CARACTÉRISTIQUES

Le concept de la modélisation QdF (Débit – durée – Fréquence) a été établi sur des bases objectives (GALEA et PRUDHOMME, 1993, 1997) et son extension à des bassins versants non jaugés fournit une description fréquentielle théorique multi-durée des quantiles de crue. Elle s'intéresse essentiellement à deux variables hydrologiques représentatives du régime de crue d'un bassin extraites de la chronique annuelle des débits  $Q(t)$ . En plus des variables hydrologiques, deux indices du régime de crue du bassin versant sont essentiels à déterminer, à savoir le débit instantané maximal annuel décennal QIXA10 et la durée caractéristique de crue du bassin versant D.

### 3.1 Estimation du QIXA10

L'ajustement statistique de la série des débits instantanés maximums annuels QIXA à la loi de Gumbel (Figure 2) est adéquat selon les tests d'adéquations (PPC, KS et RMSD). QIXA10 n'est autre qu'une estimation suivant cet ajustement du quantile de débit pour la période de retour décennale, qui vaut dans le cas de l'oued Mekerra  $110 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

### 3.2 Détermination de la durée caractéristique de crue du bassin versant D

Nous retiendrons comme définition de la durée caractéristique d'une crue  $d_s$  la durée pendant laquelle la moitié du débit de pointe  $Q_s$  est continuellement dépassée.

Pour chaque crue observée et enregistrée au niveau de la station hydrométrique de Sidi-Bel-Abbès, sa durée caractéristique  $d_s$  et son débit de pointe  $Q_s$  ont été déterminés. Dans un plan  $(Q_s, d_s)$ , la durée caractéristique de crue du bassin versant D au sens de la méthode de SOCOSE (CTGREF *et al.*, 1980-1982) est définie comme étant la valeur de la médiane conditionnelle des  $d_s$  pour la valeur du débit instantané maximal annuel décennal QIXA10 correspondant (Figure 3). Pour le cas du bassin versant de l'oued Mekerra, la durée caractéristique de la crue est estimée à dix heures.

Si, dans la méthode du Gradex, une seule durée est utilisée voisine de 2D, des études ultérieures (JIN et GALEA, 1990) ont montré une certaine souplesse sur le choix de la durée  $d$  de l'intervalle  $[D/2, 5 \text{ à } 6D]$ . Par conséquent, la valeur de la durée  $d$  est choisie dans l'intervalle  $[5; 50]$  heures.

À partir de l'hydrogramme continu  $Q(t)$  de la chronique annuelle, et pour un intervalle de temps  $[t_0, t_0 + d]$ , le débit moyen (Volume) caractéristique sur une durée  $d$  VCd correspondant au volume d'eau  $V$  écoulé pendant la durée  $d$  est :

$$VCd = \frac{1}{d} \int_{t_0}^{t_0+d} Q(t) dt \quad (1)$$

Pour la même durée  $d$ , un débit seuil caractéristique dépassé QCd peut être défini, c'est-à-dire :

$$QCd = \min[Q(t)] \text{ pour } t_0 \leq t \leq t_0 + d \quad (2)$$

Le balayage de tout l'hydrogramme  $Q(t)$  permet de déterminer, pour chaque durée  $d$  incrémentée d'un pas de temps d'une heure, une séquence de débits moyens (Volume) VCd.

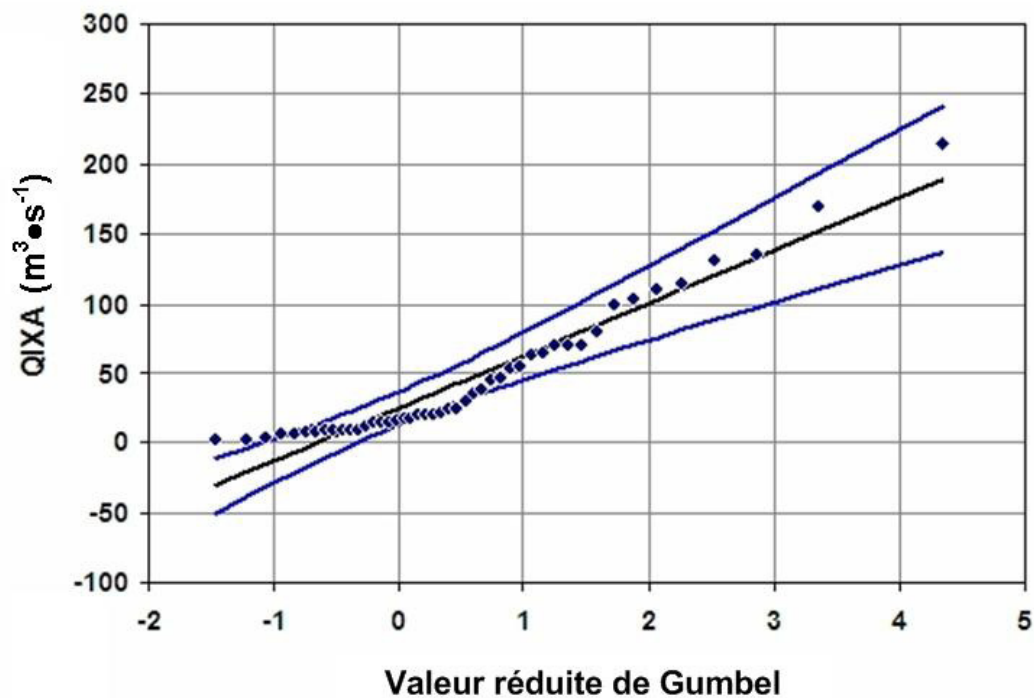


Figure 2. Ajustement et intervalles de confiance (95 %) de la série des débits instantanés maxima annuels QIXA (Débit (Q) Instantané maXima Annuel).  
*Fitting and 95% confidence limits of the annual instantaneous maxima flow sample (QIXA).*

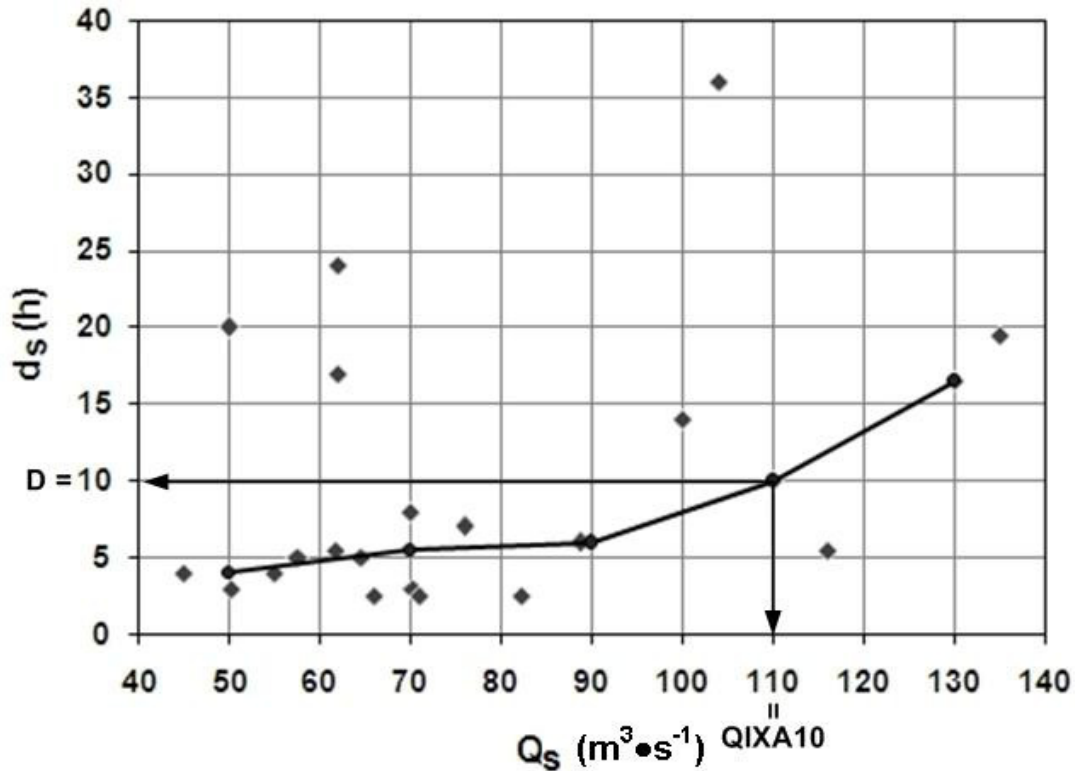


Figure 3. Estimation de la durée caractéristique de crue du bassin versant de l'oued Mekerra.  
*Estimation of the characteristic flood duration of the oued Mekerra catchment.*

Le choix des plus forts débits caractéristiques VCd, qui correspondent aux épisodes de crues de chaque chronique annuelle, permet de former une série des débits moyens (Volumes) caractéristiques sur une durée continue d, maXimal (VCXd) (GILARD, 1998).

Selon cet échantillonnage, les séries VCXd de l'oued Mekerra (Figure 4) sont indépendantes homogènes, stationnaires et ne présentent pas de singularité, suivant les tests relatifs à l'échantillonnage de GRUBBS et BECK (1972), MANN et WHITNEY (1947) et de WALD et WOLFOWITZ (1943). L'ajustement des séries VCXd selon la loi du Gumbel (Figure 5) est satisfaisante. Les tests d'adéquation : coefficient de corrélation PPC (Probability Plot Correlation) (FILLIBEN, 1975; VOGEL, 1986), de Kolmogorov – Smirnov KS et de la Racine de l'Écart Quadratique Moyen (RMSD), montrent que les séries VCXd proviennent d'une population de Gumbel.

Les quantiles VCXdT de débits moyens (volume) maxima, pour une durée d et de période de retour T, peuvent être facilement calculés. Ils traduisent le Débit – durée – Fréquence (QdF) local issu de l'ajustement statistique à la loi de Gumbel.

#### 4. APPLICATION DES MODÈLES QdF DE TYPE BASSIN DE RÉFÉRENCE

Un modèle QdF de type bassin de référence permet de traduire sous une forme synthétique opérationnelle la grande variabilité spatio-temporelle des débits VCXd d'un bassin versant, observés ou non (GALEA et PRUDHOMME, 1994). La représentation formelle des modèles QdF en VCX ( est :

Pour  $0,5 \leq T(\text{an}) \leq 20$  : généralisation d'une loi exponentielle à deux paramètres adaptée aux valeurs extrêmes, en fonction de  $d/D$  et QIXA10 :

$$\frac{\text{VCXdT}}{\text{QIXA10}} = \frac{A_q \left( \frac{d}{D} \right) \ln T + B \left( \frac{d}{D} \right)}{\text{QIXA10}} \quad (3)$$

Pour  $20 < T(\text{an}) \leq 1\ 000$  : généralisation de la forme d'extrapolation du gradex esthétique par le gradex des pluies maximales (MICHEL, 1982) en fonction de  $d/D$  et QIXA10 :

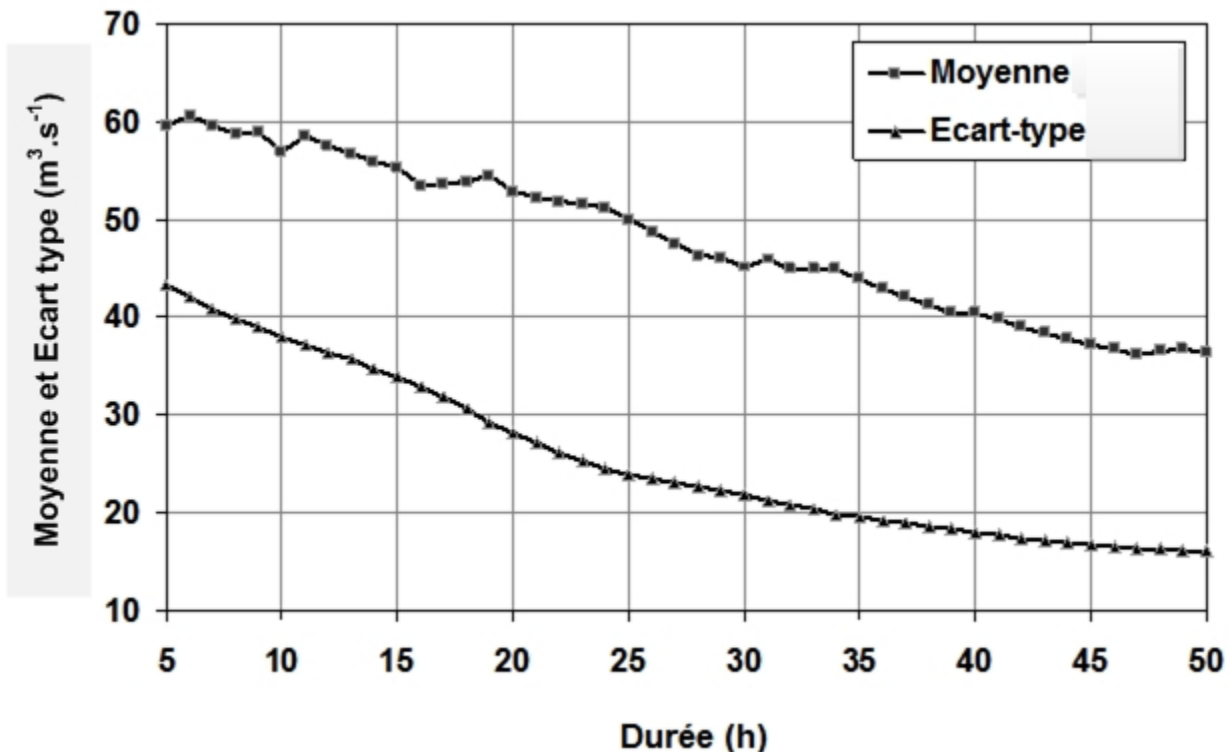


Figure 4. Caractéristiques principales des séries des débits moyens (Volume) maxima VCXd (Débit moyen (Volume) Caractéristique maXimal de durée d) de l'oued Mekerra.  
Principal characteristics of the maxima mean flow samples (VCXd) of oued Mekerra.

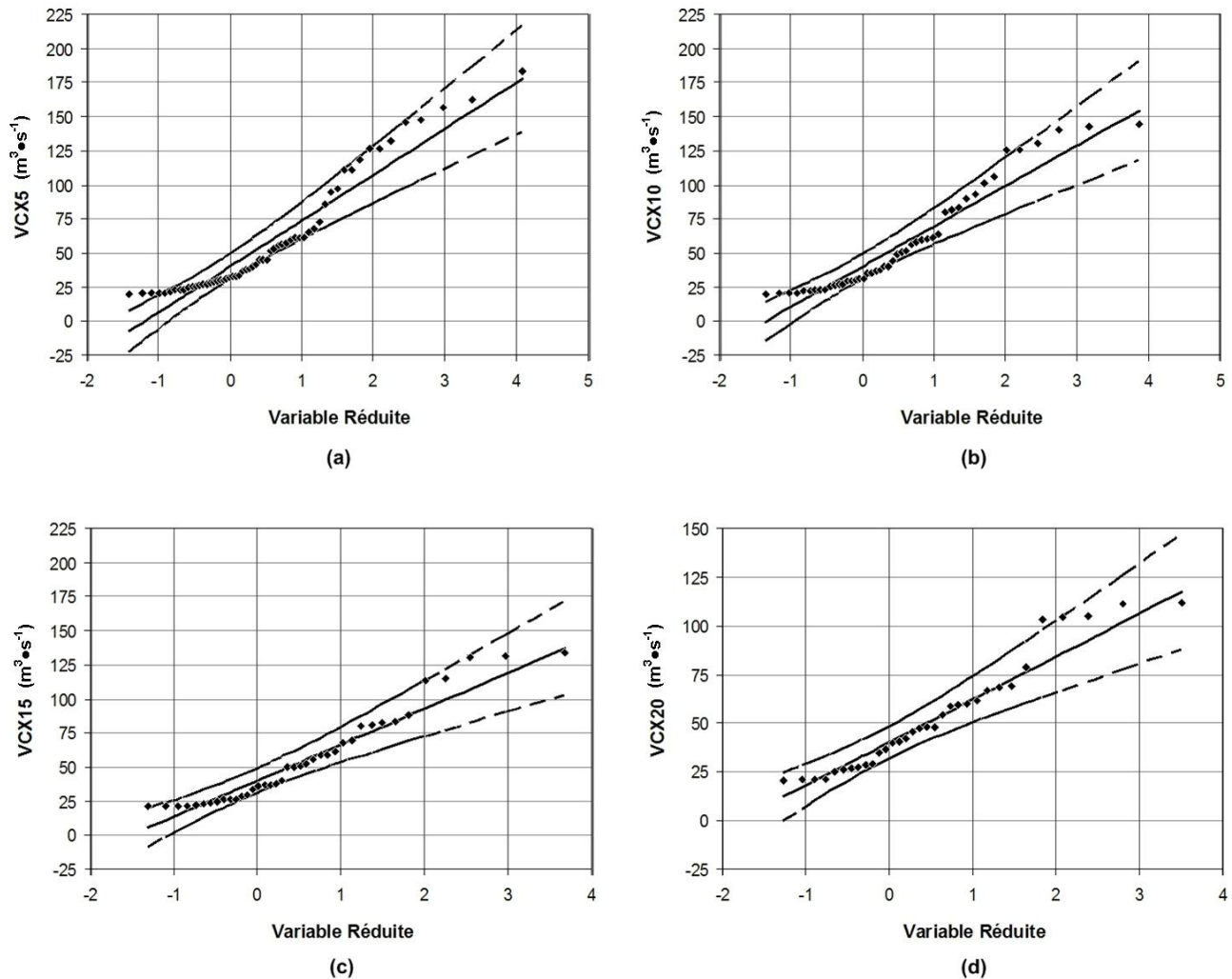


Figure 5. Ajustement de la loi de Gumbel aux séries des débits moyens maxima VCXd (Débit moyen (Volume) Caractéristique maXimal de durée d) de durées d = 5, 10, 15 et 20 h.  
*Fitting of the Gumbel distribution to the maxima mean flow samples (VCXd) with d = 5, 10, 15 & 20 h.*

$$\frac{VCXdT}{QIXA10} = \frac{VCX10d}{QIXA10} + \frac{A_p \left(\frac{d}{D}\right)}{QIXA10} \ln \left( 1 + \frac{A_q \left(\frac{d}{D}\right) \left(\frac{T-10}{10}\right)}{A_p \left(\frac{d}{D}\right)} \right) \quad (4)$$

Avec, VCX10d, le quantile décennal du débit volume est obtenu à partir de l'équation 3.

$A_q$ , B et  $A_p$  sont respectivement le gradex des débits, le paramètre de position de la loi exponentielle et le gradex des pluies; ils sont explicités en fonction de d/D par :

$$\frac{A_q \left(\frac{d}{D}\right)}{QIXA10} = \frac{1}{x_1 \frac{d}{D} + x_2} + x_3 \quad \frac{B \left(\frac{d}{D}\right)}{QIXA10} = \frac{1}{x_4 \frac{d}{D} + x_5} + x_6 \quad (4a)$$

$$\frac{A_p \left(\frac{d}{D}\right)}{QIXA10} = \frac{1}{x_7 \frac{d}{D} + x_8} + x_9$$

Pour déterminer  $x_1, x_2, \dots, x_9$ , trois bassins versants ont été choisis comportant une longue série de données de qualité à pas de temps variables et représentant des régimes constatés. Ces bassins permettent d'aborder une typologie des régimes de crue. Il s'agit de GILARD (1998) :

- station de la Dragne à Vandenesse, région Bourgogne;
- station du Roubion à Soyans, région Rhône-Alpes;
- station de la Mimente à Florac, région Languedoc-Roussillon.

Ces stations ont été choisies par le Cemagref (GILARD, 1998) pour la qualité et la fiabilité de leurs données, et en raison du contexte hydrométéorologique auquel elles appartiennent. Le modèle de Vandenesse est représenté par une station placée largement sous influence océanique. Le modèle de Soyans s'appuie sur une station située un peu à l'écart du sillon rhodanien et il prend en compte des influences plus continentales. Quant au modèle de Florac, il s'appuie sur une station placée sous influence méditerranéenne.

Suivant la disponibilité des données hydro-pluviométriques au niveau des trois bassins versants (Vandenesse, Soyans et Florac), les paramètres  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_9$  ont été définis pour chaque modèle QdF en VCX (Tableau 1).

Entre les quantiles VCXdT estimés localement par la distribution de Gumbel et les VCXdT issus du modèle QdF de type bassin de référence, l'illustration graphique pour comparer ces quantiles (Figure 6) permet dans un premier lieu de localiser le bassin versant de l'oued Mekerra pour telle ou telle période de retour par rapport aux bassins versants (Vandenesse, Soyans et Florac).

## 5. CHOIX DU MODÈLE QdF DE TYPE BASSIN DE RÉFÉRENCE

Vu l'indisponibilité des gradex des pluies pour différentes durées, les performances de l'un des modèles QdF de type bassin de référence sont évaluées dans un cadre utilisant le calage-validation. Deux critères ont été utilisés pour telle ou telle période de retour :

- Critère de Nash (Figure 7) (NASH et SUTCLIFFE, 1970). Le critère de Nash peut varier de  $\infty$  à 1. La valeur optimale est 1 (calage parfait). Une valeur supérieure à 0,7 est habituellement considérée comme satisfaisante. Ce critère est exprimé par :

$$\text{Nash}(T) = 1 - \frac{\sum_{i=D/2}^{5D} (VCXiT - VCXiT^{\text{modèle}})^2}{\sum_{i=D/2}^{5D} (VCXiT - VCXT_{\text{moy}})^2} \quad (5)$$

où :

$$VCXT_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=D/2}^{5D} VCXiT}{1 + 5D - D/2} \quad (6)$$

- Critère de la tangente du droit linéaire (Figure 8), c'est-à-dire, si les éléments du modèle QdF de type bassin de référence et leurs homologues dans le QdF issu de l'ajustement statistique appartient à la première bissectrice, si cette tangente tend vers 1, le modèle QdF de référence est accepté. Ce critère est exprimé par :

$$\text{TL}(T) = \frac{\sum_{i=D/2}^{5D} VCXiT \cdot VCXiT^{\text{modèle}}}{\sum_{i=D/2}^{5D} (VCXiT)^2} \quad (7)$$

Les résultats de ces deux critères (Figures 7 et 8) montrent que le modèle QdF Soyans est meilleur dans le domaine des fréquences observables ( $0,5 \leq T(\text{an}) \leq 100$ ), alors que dans le domaine des fréquences rares ( $T(\text{an}) > 100$  ans), le modèle QdF de Florac est meilleur que le Soyans, et entre les deux modèles et suivant ces deux critères, il y a une légère différence dans le domaine des fréquences observables. En plus de ces critères, il y a aussi le contexte hydroclimatologique qui se trouve le bassin versant de l'oued Mekerra et la situation géographique de la station de Sidi-Bel-Abbès qui se trouve sous l'influence d'un climat méditerranéen, ce qui nous ramène à dire que le modèle QdF de référence de Florac est le modèle le plus adapté pour la prédétermination des crues de l'oued Mekerra.

## 6. MODÈLE QdF EN DÉBITS SEUILS

Les modèles QdF en débits seuils (QCX) répondent directement aux besoins hydrologiques d'une modélisation hydraulique intégrée du bassin versant. En effet, pour répondre à la demande sociale, notamment en matière de lutte contre les inondations, il est nécessaire de considérer les notions classiques de fréquence, mais aussi de durée de submersion ou de hauteur maximale. Toutes ces notions doivent être comparées entre elles pour que l'on puisse définir des objectifs de protection clairs et concevoir des aménagements capables de prendre en compte l'ensemble de ces demandes (GILARD *et al.*, 1993).

Tableau 1. Paramètres  $x_i$  des trois modèles QdF de référence en débits moyens maxima VCX (Débit moyen (Volume) Caractéristique maXimal).

Table 1. Parameters  $x_i$  of the three reference QdF models of maxima mean flow (VCX).

	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$	$x_9$
Vandenesse	2,635	6,190	0,010	1,045	2,385	0,172	1,083	1,750	0,000
Florac	1,120	3,560	0,000	0,950	3,180	0,039	1,560	1,910	0,085
Soyans	0,870	4,600	0,000	1,070	2,500	0,099	0,569	0,690	0,046

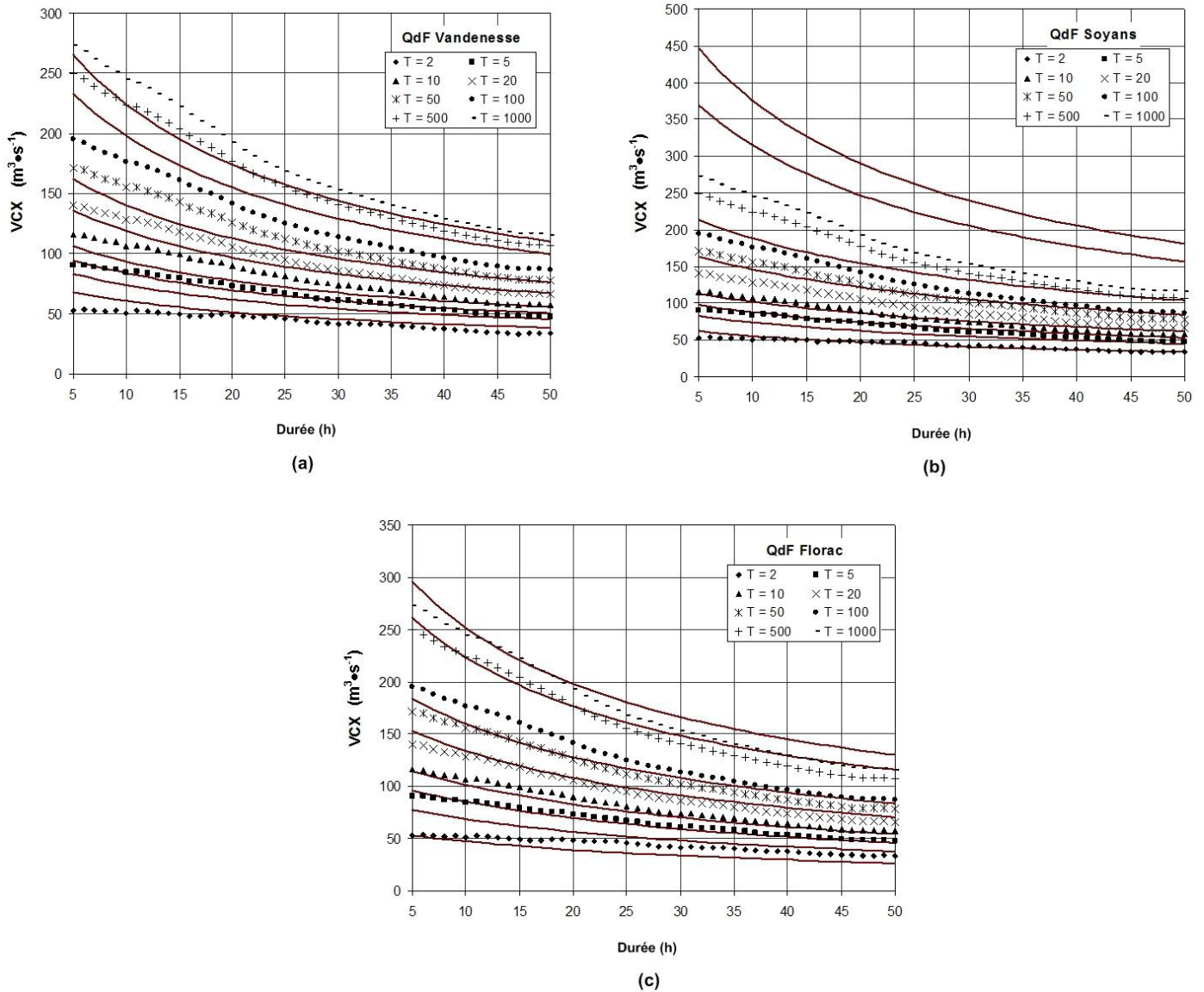


Figure 6. Comparaison entre les courbes QdF de référence et locales en débits moyens maxima VCXd (Débit moyen (Volume) Caractéristique maximal de durée d) de l'oued Mekerra.  
 Comparison between reference QdF curves and the local QdF for oued Mekerra.

Les modèles QdF en débits seuils rendent possible une telle comparaison, puisqu'ils permettent de transformer toutes ces demandes en une variable comparable, correspondant à la période de retour d'une crue de durée nulle, autrement dit la période de retour du débit de pointe correspondant à l'objectif de protection. Par ailleurs, les entrées des modèles hydrauliques transitoires nécessitent des hydrogrammes de crue. Par cohérence avec le traitement des objectifs de protection, il est nécessaire d'établir, pour la modélisation hydraulique des aléas, des Hydrogrammes Synthétiques Mono-Fréquences (HSMF) qui répondent à cette attente.

D'après GALEA et PRUDHOMME (1993), l'élaboration des modèles QdF en débits seuils suit la même démarche que celle mise en oeuvre pour les débits moyens (volumes) VCXd, mais il est clair que les modèles QdF en VCX et en QCX

sont définis pour le même bassin versant de référence, car les volumes qu'ils définissent sont cohérents avec les débits seuils. On admettra que l'on peut utiliser le modèle QdF en VCX, dans les mêmes conditions, pour le modèle QdF en QCX.

Le modèle QdF en QCX est identique au modèle QdF en VCX, c'est-à-dire que les équations 3 et 4 sont les mêmes, sauf que VCXdT est remplacé par QCXdT et les paramètres  $x_i$  ( $i = 1, \dots, 9$ ) prennent les valeurs suivant le tableau 2, ce qui permet d'avoir l'expression du quantile QCXdT comme suit :

Pour  $0,5 \leq T(\text{an}) \leq 20$  :

$$QCXdT = 110 \left[ \left( \frac{1}{3,05 \frac{d}{10} + 3,53} \right) \ln T + \frac{1}{2,13 \frac{d}{10} + 2,96} + 0,01 \right] \quad (8)$$

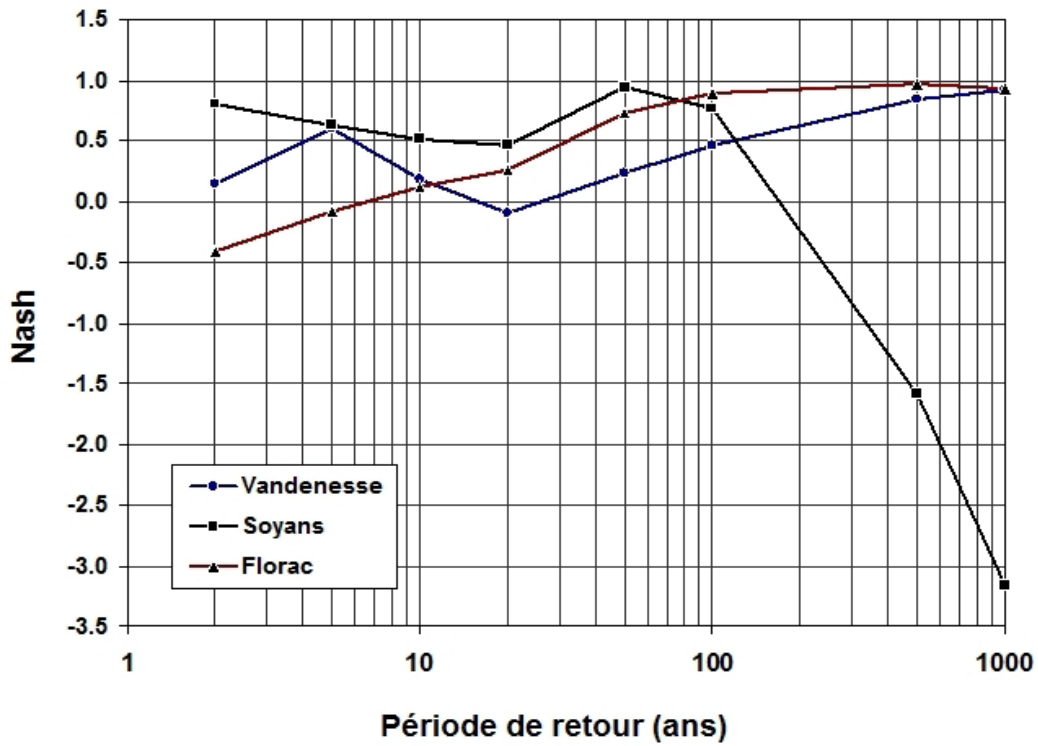


Figure 7. Coefficient de Nash entre les VCX (Débit moyen (Volume) Caractéristique maXimal ) estimés localement et les VCX estimés par un modèle QdF de référence.  
*Nash coefficient between local VCX calculated by a statistical method and VCX calculated by the QdF model.*

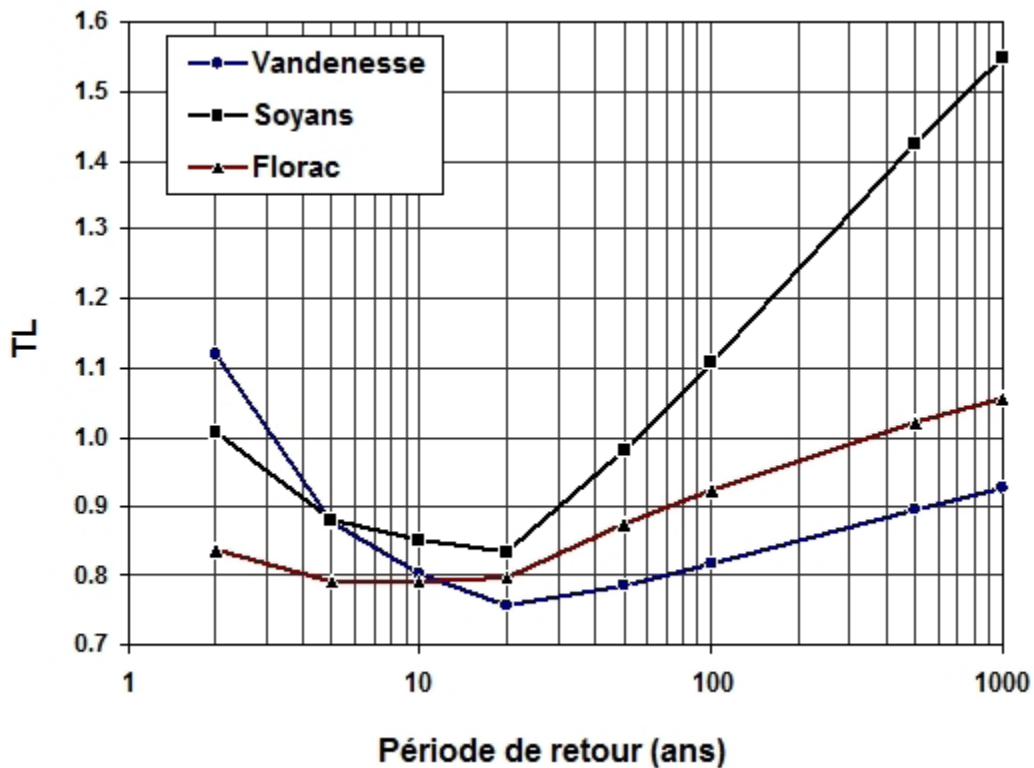


Figure 8. Critère de la tangente de la droite linéaire.  
*Tangent criterion.*

**Tableau 2.** Paramètres  $x_i$  du modèle QdF de référence de Florac en débits seuil QCX (Débit (Q) seuil Caractéristique maXimal).

**Table 2.** Parameters  $x_i$  of the reference QdF Florac of the QCX.

	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$	$x_9$
Florac	3,05	3,53	0,00	2,13	2,96	0,01	2,78	1,77	0,04

Pour  $20 < T(\text{an}) \leq 1\ 000$  :

$$\begin{aligned}
 \text{QCXdT} = \text{QCXd10} + 110 & \left( \frac{1}{2,78 \frac{d}{10} + 1,77} + 0,04 \right) \\
 \ln \left( 1 + \frac{\frac{1}{3,05 \frac{d}{10} + 3,53}}{\frac{1}{2,78 \frac{d}{10} + 1,77} + 0,04}} \frac{T-10}{10} \right) & \quad (9)
 \end{aligned}$$

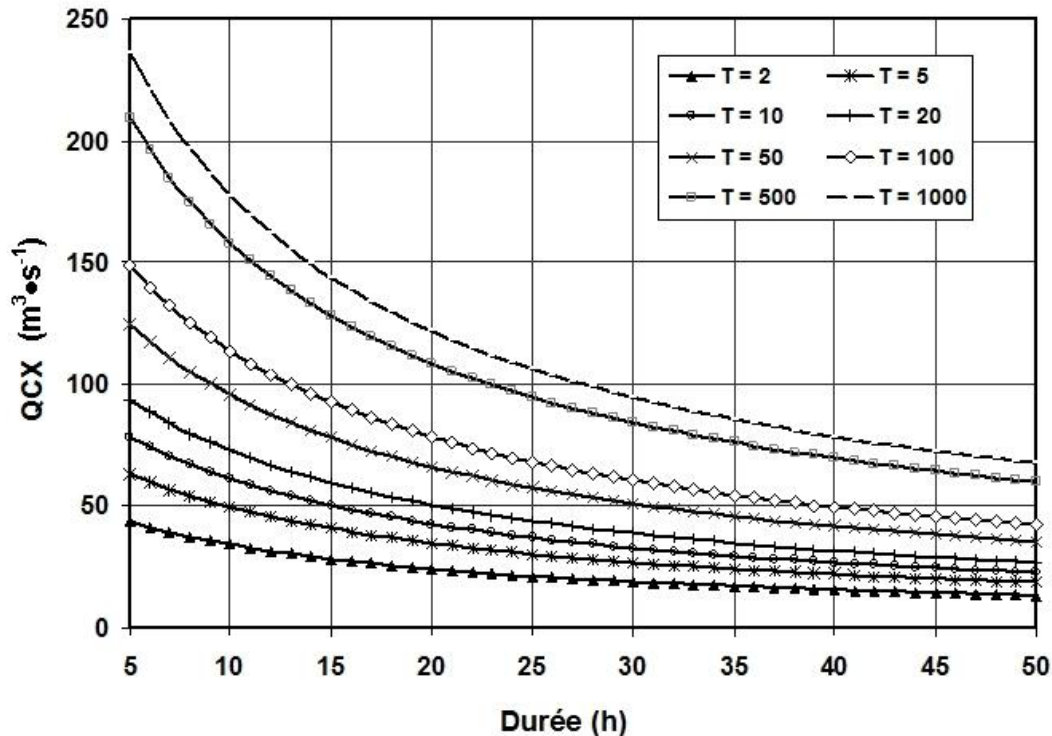
Avec QCXd10, le quantile décennal du débit seuil est obtenu à partir de l'équation 8.

Les courbes QdF en QCX peuvent être tracées à partir des expressions 8 et 9 de QCXdT (Figure 9).

## 7. CONCLUSION

En vue d'étudier les inondations de l'oued Mekerra, la modélisation QdF du régime de crue a été établie suivant les quantiles de débits volumes issus d'un ajustement statistique qui sont comparés, en tenant compte des caractéristiques du régime de crue du bassin versant (QIXA10 et D), aux différents quantiles homologues issus des modèles QdF de type bassin de référence de Vandenesse Florac et de Soyans développés au Cemagref.

Les séries VCXd obtenues par un échantillonnage qui tient compte des épisodes de crues observées sur l'ensemble des chroniques annuelles ont permis un ajustement satisfaisant de la loi exponentielle à deux paramètres. Pour l'application de modèles QdF régionaux de type bassin de référence (Vandenesse, Soyans et Florac), les deux paramètres locaux essentiels, le débit instantané maximal annuel décennal QIXA10 et la durée



**Figure 9.** Courbes QdF en débits seuils QCX (Débit (Q) seuil Caractéristique maXimal) du bassin versant de l'oued Mekerra.

*QdF curves of QCX for the oued Mekerra catchment.*



caractéristique de crue du bassin versant D, ont pu être estimés à partir des données locales.

Suivant les critères de Nash et de la tangente de la droite linéaire, d'une part, et le contexte hydroclimatologique, d'autre part, le modèle QdF de Florac est plus adapté, ce qui permet de synthétiser et consolider les connaissances issues tant des observations hydrométriques que des simulations par des modèles conceptuels.

On pourra utiliser ces résultats pour déterminer le régime de crue sur le bassin versant de l'oued Mekerra et aux bassins versants et sous-bassins avoisinants, dans le cas où il y a une insuffisance de mesures, ou des courbes de tarages (GALEA *et al.*, 1997). Cependant, il est nécessaire d'élargir cette étude à d'autres bassins pour lesquels on dispose de longues chroniques de débits, afin de construire un modèle régional plus précis et adapté au contexte algérien.

La détermination du modèle QdF du bassin versant de l'oued Mekerra sur la base de l'étude des VCX et, par conséquent, la détermination du modèle QdF en QCX qui permet de calculer les Hydrogrammes Synthétiques Mono – Fréquences, fournit un outil très important pour l'étude et la prédétermination de l'aléa et la vulnérabilité qui sont les facteurs essentiels du risque des inondations.

## 8. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- CTGREF, SRAE, DIAME, SH (1980-1982). Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versant. Fascicule 2 : la méthode SOCOSE, Information technique n°38-2 (juin 1980) ; Fascicule 3 : la méthode CRUPEDIX.
- FILLIBEN J.J. (1975). The Probability plot correlation test for normality. *Technometrics*, 17, 111-117.
- GALEA G., P. JAVELLE et N. CHAPUT (2000). Un modèle débit-durée-fréquence pour caractériser le régime d'étiage d'un bassin versant. *Rev. Sci. Eau*, 13, 421-440.
- GALEA G. et C. PRUDHOMME (1997). Notions de base et concepts utiles pour la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QdF. *Rev. Sci. Eau*, 10, 83-101.
- GALEA G. et C. PRUDHOMME (1994). Modèles débit-durée-fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique : validation sur le BVRE de Draix. *Hydrol. Continent.*, 9, 139-151.
- GALEA G. et C. PRUDHOMME (1993). Characterization of large scale variations in river flow behaviour with reference to hydrological macro-regionalization. Dans : *International FRIEND Conference*. Technische Universität Braunschweig, octobre 1993, pp. 11-15.
- GILARD, O. (1998). *Les bases techniques de la méthode Inondabilité*. Édition Cemagref, 207 p.
- GILARD, O., G. OBERLIN, B. CHASTAN et P. GIVONE (1993). Inondabilité : une méthode pour gérer rationnellement l'occupation des sols en lit majeur. Dans : *Réunion de la V<sup>e</sup> Section du CGGREF*, Paris, France, 17 novembre 1993.
- GRUBBS, F. et G. BECK (1972). Extension of sample sizes and percentage points for significance tests for outlying observations. *Technometrics*, 14, 847-854.
- GUILLOT, P. et D. DUBAND (1967). *La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies*. Journées de SHF, question 1, rapport 7, Paris, France.
- JAVELLE P. (2001). *Caractérisation du régime des crues : le modèle débit-durée-fréquence convergent. Approche locale et régionale*. Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Grenoble, 267 p.
- JAVELLE P., T.B.M. OUARDA, M. LANG, B. BOBEE, G. GALEA et J.-M. GRESILLON J.-M. (2002). Development of regional flood-duration-frequency curves based on the index-flood method. *J. Hydrol.*, 258, 249-259.
- JIN, P. et G. GALEA (1990). *Modélisation et descriptifs synthétiques des connaissances régionales en crues; représentativité spatiale et domaine de validité*. Cemagref, Lyon. DEA ULPS/ENGEES. Strasbourg.
- MANN H.B., et D.R. WHITNEY (1947). On the test of whether one of two random variables is stochastically larger than the other. *Ann. Math. Statistic.*, 18, 50-60.
- MARGOUM, M. (1992). *Estimation des crues rares et extrêmes : Le modèle AGREGEE. Conception et première validations*. Thèse de doctorat, École des mines de Paris, Cemagref Lyon, GIS Hydrologie FRIEND-AMHY, 252 p.
- MEUNIER, M. (2001). Regional flow – duration – frequency model for the tropical island of Martinique. *J. Hydrol.*, 247, 31-53.
- MICHEL, C. (1982). *Extrapolation par la méthode de GRADEX*. Note interne n° KG 03.05.82, Cemagref-Antony, Division hydrologie.

- NASH, J.E. et J.V. SUTCLIFFE (1970). River flow forecasting through conceptual models. Part I – A discussion of principles. *J. Hydrol.*, 10, 282-290.
- NERC (National Environmental Research Council) (1975). *Estimation of flood volumes over different durations*. Flood Studies Report, Vol. 1, Chapter 5, 243-264.
- OBERLIN, G., H. Ben MANSOUR et R. ORTIZ (1989). Generalization and standardization for three types of flow-duration-frequency curves in flood regime description and transfer. Dans : *FRIENDS in Hydrology*. Proceedings of 1<sup>st</sup> FRIEND symposium, Bolkesjö, Norvège, AISH Pub. N° 187.
- SAUQUET, E., G. GALEA et M. BESSENASEE (2004). Caractérisation du régime des hautes eaux en débit-durée-fréquence. Application au contexte algérien. *Houil. Blanc.*, 5, 80-85.
- VOGEL, R.M. (1986). The probability plot correlation coefficient test for the normal, log-normal and gumbel distributional hypothesis. *Water Resour. Res.*, 22, 587-590.
- WALD A. et J. WOLFOWITZ (1943). An exact test for randomness in the parametric case based on serial correlation. *Ann. Math. Stat.*, 14, 378-388.
- YAHIAOUI, A. (1997). *Contribution a une étude comparative des méthodes d'estimation des crues. Cas du bassin versant de oued Mina w. Relizane*. Thèse de Magister. École Nationale Supérieure de l'Hydraulique de Blida, Algérie, 120 p.