

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Option :

Présenté par : ZEGHDOUDI Izzedine et BOUDJEHEM Fayçal

Thème : Modélisation des hydrogrammes des crues dans les bassins urbains

Sous la direction de : PR MENSOURI Rachid

Juin 2018

Table des matières

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction et objectifs du travail	01
Chapitre 1 : L'urbanisation et la problématique des inondations.....	05
1.1 Effet de l'urbanisation.....	05
1.2 La problématique des inondations.....	13
1.2.1. Les type des inondations	16
1.2.1.1. Inondation dites pluviales (ou par ruissellement).....	16
1.2.1.2 Débordement des cours d'eau.....	17
1.2.1.3 Inondation torrentielle	18
1.2.1.4 Ruptures d'embâcles (barrages).....	19
1.2.1.5 Les inondations des grands bassins-versants (inondations des plaines).....	20
Chapitre 2 : Modélisation hydrologique.....	21
2.1 Classification des modèles.....	21
2.2 Les problèmes à résoudre.....	23
2.3 Généralité sur le ruissellement.....	24
2.3 .1 Hydrogramme de crue.....	26
2.3.2 Le temps de concentration (T_C)	28
2.4 Concepts de la modélisation pluie-débit.....	34
2.4.1 Fonction de production : le passage de la pluie brute à la pluie nette.....	35

2.4.1.1 Fonction de production analytique dite « Hortonienne ».....	36
2.4.1.2 La méthode du SCS-CN.....	38
2.4.2 Fonction de transfert.....	46
2.4.2.1 Le modèle du réservoir linéaire	47
2.4.3 Laminage des crues.....	51
2.4.3.1 La méthode de Muskingum.....	52
Chapitre 3 : Étude de cas	57
3.1 Caractéristiques du bassin	57
3.2 Élaboration de pluies de projet.....	58
3.2.1 Pluie De Type Chicago.....	60
3.2.1.1 Établissement des courbes IDF.....	63
Conclusion	102

Liste des Figures

Figure (1.1) : Le cycle de l'eau.....	06
Figure 1.2. Cheminement possible de l'eau sur un versant.....	06
Figure (1.3) : Bassin versant naturel et bassin versant urbanise.....	08
Figure (1.4) : Illustration de l'augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation.....	09
Figure (1.5) : Comparaison de l'évolution du débit de ruissellement en fonction du milieu.....	10
Figure (1.6) : Typologie des inondations.....	16
Figure (1.7) : Débordement des cours d'eau.....	17
Figure (1.8) : Embâcle sur un torrent.....	19
Figure (1.8) : inondation par remontée de la nappe.....	20
Figure (2.1) : Principes généraux de la modélisation hydrologique.....	22
Figure (2.2) : Principes d'infiltration et de ruissellement.....	24
Figure (2.3) : composantes d'un hydrogramme.....	27
Figure (2.4) : Le temps de concentration.....	28
Figure (2.5) : Le temps de concentration dans une conduite.....	29
Figure (2.6) : Fonction de production et fonction de transfert.....	34
Figure (2.7) : Génération du ruissellement par saturation par le bas et par saturation par le haut (d'après http://hydram.epfl.ch/e-drologie/).....	37
Figure (2.8) : Les grandeurs intervenant dans la méthode SCS.....	39
Figure (2.9) : Séparation de la pluie (P) en Pluie (nette) effective (P_{eff}), pertes initiales (I_a) et les pertes par rétention (F) – Méthode du NRCS.....	40
Figure (2.10) : Transformation de la pluie en ruissellement.....	46
Figure (2.11) : le concept du réservoir linéaire.....	48
Figure (2.12) : Définition du paramètre k.....	50
Figure (2.13) : Le principe du laminage.....	51

Figure (2.14) : La rivière de l' Ohio.....	52
Figure (2.15) : Influence du paramètre X.....	54
Figure (2.16) : Détermination des paramètres X et K de Muskingum.....	56
Figure (3.1) : Réseau hydrographique du bassin Oued Maiz.....	57
Figure (3.2) : la pluie Chicago.....	60
Figure (3.3) : Pluies annuelles maximales de 24 heures.....	66
Figure (3.4) : Ajustement des pluies a la loi de Gumbel.....	84
Figure (3.5) : Les courbes IDF.....	84
Figure (3.6) : la pluie du projet pour une période de retour de 10 ans.....	87
Figure (3.7) : Hydrogramme obtenu pour une pluie effective de 39,5 mm.....	90
Figure (3.8) : Hydrogramme obtenu pour une pluie effective de 62,6 mm.....	91
Figure (3.9) : Hydrogramme obtenu pour une pluie effective de 83 mm.....	91
Figure (3.10) : Ruissellement résultant des différentes hauteurs de pluie.....	92
Figure (3.11) : Effet du taux d'imperméabilisation et de la durée de la pluie sur le ruissellement.....	92

Liste des tableaux :

Tableau 1.1 : Illustre le nombre de construction, par ville, construites sur les zones inondables.....	15
Tableau (2.1) : Valeurs minimale et maximale du : Initial abstraction coefficient ratio (λ) selon différentes régions climatiques (adapté de Ling et Yusop, 2014).....	41
Tableau (2.2) : Valeurs de CN dans les tables : pour AMCII ((Conditions antécédentes d'humidité moyennes (II), $I_a = 0,2S$	44
Tableau (2.3) : variation des valeurs de CN en fonction de l'état du sol.....	45
Tableau (3.1) : caractéristiques du bassin.....	57
Tableau (3.2) : Occupation du sol dans le bassin d'étude.....	58
Tableau (3.3) : Pluies pour différentes durées.....	67
Tableau (3.4) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 15 min.....	70
Tableau (3.5) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 30 min.....	71
Tableau (3.6) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 45 min.....	72
Tableau (3.7) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 60 min.....	73
Tableau (3.8) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 90 min.....	74
Tableau (3.9) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 120 min.....	75
Tableau (3.10) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 24 heures.....	76
Tableau (3.11) : Paramètres Moment de la loi de Gumbel.....	77
Tableau (3.12) : Hauteur des pluies en fonction des périodes de retour.....	78
Tableau (3.13) : Valeur critique D tabulée par Kolmogorov-Smirnov.....	80
Tableau (3.14) : Paramètres nécessaires pour la construction de la pluie du projet de type Chicago...	85
Tableau (3.15) : La pluie du projet Chicago.....	86
Tableau (3.16) : pluie de projet utilisée.....	87

Tableau (3.17) : État du sol sec I.....	88
Tableau (3.18) : État du sol moyen II.....	88
Tableau (3.19) : État du sol humide III.....	89
Tableau (3.20) : calcul de la pluie effective en fonction de CN.....	90

The management and design of hydraulic infrastructure requires detailed analysis of the rainfall-runoff process. In this regard, Rainfall-runoff models have become increasingly popular, as they provide accurate tools to predict the deterministic processes taking place in the catchment. In this work the well-known model linear reservoir is used, which is capable of describing the hydrograph resulting from a storm event. The principle of the linear reservoir method is to consider the watershed as a reservoir. The input of the system is the hyetogram of the net rainfall and the output is the hydrograph of the watershed.

In order to realise the calculation, the determination of design rainfall is needed, which is based on a statistical analysis of historical rainfall events. We will focus here on the Keiffer Chu rains also called Chicago rain. The effective rainfall is obtained by using the SCS production function. Then, to transform this hyetogram into a hydrograph, we will use the linear reservoir model. Thereafter the maximum storage volume can be obtained by carrying out the hydrological routing. In this study, the Muskingum method is adopted because of its simplicity as well as its ability to perform flood routing in urban catchment

Résumé

La gestion et la conception de l'infrastructure hydraulique nécessite une analyse détaillée du processus pluie-débit. À cet égard, les modèles pluie-débit sont des outils devenus de plus en plus populaires, car ils fournissent des outils précis pour prédire les processus déterministes qui se déroulent dans le bassin versant. Dans ce travail, un modèle très populaire, en l'occurrence, le dit réservoir linéaire, est utilisé pour décrire l'hydrogramme résultant d'un événement pluvieux. Le principe de la méthode du réservoir linéaire est de considérer le bassin versant comme un réservoir. L'entrée du système est l'hyétogramme de la pluie nette et la sortie est l'hydrogramme du bassin versant. Afin de réaliser le calcul, la détermination de la pluie du projet est nécessaire. Cette dernière est basée sur une analyse statistique des événements de précipitations historiques. Nous nous concentrerons ici sur les pluies de Keiffer-Chu également appelée la pluie de Chicago. Les précipitations efficaces sont obtenues en utilisant la fonction de production SCS. Ensuite, pour transformer l'hyétogramme en hydrogramme, nous utiliserons le modèle de réservoir linéaire. Enfin, le volume de stockage maximal peut être obtenu en effectuant le routage hydrologique. Dans cette étude, la méthode de Muskingum est adoptée en raison de sa simplicité ainsi que de sa capacité à effectuer le routage des crues dans les bassins versants urbains.

Introduction et objectifs du travail :

Tout d'abord, la gestion actuelle de l'eau en ville engendre des rejets urbains en temps de pluie qui dégradent la qualité du milieu récepteur. En effet, l'imperméabilisation des sols entraîne un ruissellement des eaux pluviales vers les réseaux d'assainissement. En cas de forte pluie, leur ruissellement entraîne une saturation des réseaux d'assainissement, ce qui peut induire des rejets urbains en temps de pluie dans le milieu naturel. Ces rejets peuvent être ainsi préjudiciables pour les villes situées en aval

Parler de la gestion des ressources en eau nécessite avant tout de revenir à la notion de cycle hydrologique. Celui-ci est généralement défini comme un modèle conceptuel décrivant le stockage et la circulation de l'eau entre la biosphère, l'atmosphère, la lithosphère et l'hydrosphère. L'eau peut être stockée dans l'atmosphère, les océans, les lacs, les rivières, les ruisseaux, les sols, les glaciers, les champs de neige et les aquifères souterrains. Elle circule entre ces compartiments de stockage grâce à des processus tels que l'évapotranspiration, la condensation, la précipitation, l'infiltration, la percolation, la fonte des neiges et le ruissellement. Dans les zones urbaines, le cycle hydrologique est fortement modifié par les impacts de l'urbanisation et la fourniture des services d'eau à la population urbaine. Il doit ainsi intégrer l'approvisionnement en eau, la collecte des eaux usées et l'épuration.

L'un des problèmes majeurs posés lors de la conception des ouvrages, est celui de leur sécurité. Parmi les études préalables, le concepteur doit apporter un soin tout particulier à l'évaluation de la crue de projet (débit de design), car c'est d'elle que va dépendre la sécurité et la pérennité de la construction. La connaissance du débit étant à la base de la crue de projet est primordiale. Ce débit de design peut être obtenu à partir de l'analyse statistique de la série des débits enregistrés si elle existe ou, à partir de l'analyse statistique des données de précipitations accompagnée de l'étude des caractéristiques du bassin versant qui affectent leur fonction de transfert "pluie-débit". Plusieurs facteurs influent sur l'aggravation du phénomène d'inondations notamment les facteurs météorologiques, topographiques, géologiques, hydrologiques et humains. Ces derniers sont étroitement liés à la croissance démographique et à l'urbanisation souvent inappropriée sur les zones inondables.

L'Algérie, est parmi les régions méditerranéennes confrontées aux phénomènes de crues violentes et des inondations, surtout dans les zones aride et semi-aride. Ces crues dont l'apparition est soudaine, sont souvent difficilement prévisibles avec des temps de montée rapides et des pics relativement importants. Elles sont généralement liées à des épisodes pluvieux intenses et se manifestent sur des bassins de taille modérée. Plusieurs catastrophes provoquées par ces crues ont été recensées en Algérie, nous citons les inondations de (M'sila en 1994, de Boussaâda en septembre 2000, de Ghardaïa et Béchar en octobre 2008 etc.) et la majorité des cas d'inondation sont engendré par le débordement des lits majeurs des oueds.

La modélisation du comportement hydrologique des bassins versant est incontournable dès lors que l'on s'intéresse à des problématiques relatives à la gestion de la ressource en eau, à l'aménagement du territoire, ou au risque hydrologique. Elle doit pouvoir décrire les différentes étapes de la transformation de la pluie en débit, ou la formation d'un débit sortant en fonction d'un débit entrant.

En Algérie, les concepteurs des ouvrages hydrauliques (micro- barrages, dalots, .. etc) sont pour la plupart confrontés au problème de la détermination du débit de design. Cette situation est due principalement au problème crucial des données hydrologiques et cartographiques permettant l'utilisation de certaines méthodes de transformation pluie-débit. La nécessité oblige les concepteurs à adopter des méthodes sommaires du domaine de l'empirisme total. Ces méthodes comportent des difficultés de mise en œuvre et ces erreurs d'appréciation d'un phénomène beaucoup plus complexe et surtout aléatoire.

On parle de transformation pluie-débit pour englober tous les processus de pertes au ruissellement, ruissellement et écoulement. Ces phénomènes sont interdépendants, mais le modélisateur les regroupe généralement en deux processus distincts : la fonction de production et la fonction de transfert. La fonction de transfert représente le transfert de la pluie nette depuis son lieu de production jusqu'à l'exutoire. La transformation pluie-débit fait intervenir un certain nombre de processus physiques, extrêmement variables dans le temps et dans l'espace. La fonction production est donc très complexe, constituant le "noyau central" de l'hydrologie. Elle mérite la grande partie des efforts de recherche en hydrologie. C'est au deuxième type de phénomène, représenté par le terme générique "fonction transfert", qu'appartient la propagation des crues dans les cours d'eau. Cette propagation obéit à des lois dérivées de la mécanique des fluides. Elle serait donc moins complexe, car déjà bien étudiée par les hydrauliciens, qui ont réussi à expliciter les lois de l'écoulement sous forme d'équations mathématiques.

Actuellement une multitude de modèles d'estimation du débit pluvial urbain ont été publiés permettant une gestion des eaux pluviales assez bien maîtrisée dès lors qu'il s'agit d'évènements pluvieux pour lesquels les aménagements ont été conçus. Néanmoins la mise en œuvre de ces modèles ou méthodes d'estimation du débit pluvial urbain, dans le cadre de la conception des réseaux d'assainissement pluvial, reste tributaire de la disponibilité d'un très grand nombre de données et particulièrement des mesures hydrométriques en milieu urbain. Dans le contexte des villes Algériennes où les mesures hydrométriques urbaines sont quasi-inexistantes, les seules exceptions sont les mesures hydrométriques sur des cours urbains et de débits et/ou de lames issues des campagnes de mesures temporaires dans le cadre des certaines études importantes de schémas directeurs d'assainissement.

On appelle "modèles hydrologiques" les modèles qui sont centrés, non pas sur les concepts hydrauliques de résistance à l'écoulement, mais plutôt sur des considérations sur le stockage le long des cours d'eau). Ces modèles utilisent, donc, l'équation de la continuité et des relations entre le stockage et les débits

d'entrée et de sortie du tronçon. L'équation dynamique apparaît donc sous une forme très dégénérée. Malgré la faiblesse des concepts de base des modèles hydrologiques, ils sont très utilisés en hydrologie, du fait de la simplicité de leur formulation et du faible volume de calcul nécessaire pour leur mise en œuvre. Parmi les modèles hydrologiques, le plus connu est le "réservoir linéaire".

Le travail est composé de trois chapitres. Le premier chapitre est consacré à la problématique de l'urbanisation et ses impacts, ainsi qu'à la problématique des inondations. Le deuxième chapitre donne un aperçu détaillé sur le concept de modélisation hydrologique. Dans ce chapitre la méthodologie de travail est présentée.

Les étapes de calcul sont suivantes sont succinctement présentées :

- ➡ Détermination de la pluie de projet : Nous devons d'abord déterminer une pluie de projet, cette pluie a été fondée sur une analyse statistique des événements pluvieux historiques. Nous nous concentrerons ici sur les pluies de Keiffer Chu appelée aussi pluie Chicago.
- ➡ Détermination du Lag-time : Le lag time, ou temps de réponse de l'hydro gramme, il correspond à l'intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie nette (hyétogramme) du centre de gravité de l'hydro gramme, cet intervalle est lié aux phénomènes temporisateurs de l'écoulement de surface. Les méthodes de calcul du Lag Time sont proches de celles du temps de concentration, il s'agit de formules empiriques basées sur l'expérience employant des paramètres similaires à ceux du calcul du temps de concentration.
- ➡ Construction de l'hydro gramme Une fois la pluie de projet construite, nous allons la discrétiser selon un pas de temps Δt choisi afin d'obtenir un hyétogramme de cette pluie. Puis pour transformer ce hyétogramme en hydro gramme, nous utiliserons le modèle du réservoir linéaire.
- ➡ Détermination du volume de stockage : Nous pouvons maintenant déterminer le volume à stocker maximal en réalisant le laminage (routage) hydrologique. Nous déterminons le volume à stocker en tout point de l'hydro gramme puis conservons la valeur maximale

Le troisième chapitre est dédié à une étude de cas, portant sur le bassin d'Oued Maiz. Dans ce chapitre les étapes précitées dans le chapitre 2 sont exécutées et les résultats sont illustrés

CHAPITRE I

L'urbanisation et la problématique des inondations

Chapitre 1 : L'urbanisation et la problématique des inondations

1.2 Effet de l'urbanisation

Les sciences hydrologiques au sens large s'attachent à décrire, de manière qualitative et quantitative, le cycle de l'eau, de son départ de l'atmosphère sous forme de précipitation à son retour dans cette même atmosphère sous forme de vapeur. Les sciences hydrologiques s'intéressent en conséquence à chacun des trois grands compartiments concernés par le cycle de l'eau : l'atmosphère, les océans et enfin les continents, dont les eaux constituent le champ d'étude de l'hydrologie dite continentale. Ces eaux continentales, qu'elles se trouvent en surface, dans le sol ou bien en sous-sol, sont sujettes à des fluctuations permanentes tant quantitatives, avec par exemple les successions de crues et d'étiages pour les eaux de surface, que qualitatives avec les variations naturelles ou non de leurs caractéristiques physico-chimiques. L'étude des eaux continentales, de leurs stocks et de leurs fluctuations, relève de différentes disciplines parmi lesquelles l'hydrologie de surface (Laborde, 1999). Celle-ci traite de la circulation des eaux à la surface des continents, depuis l'impact des précipitations sur le sol jusqu'à l'écoulement dans les cours d'eau, ainsi qu'aux fluctuations spatiales et temporelles de cette circulation. L'hydrologie de surface a pour objet la mesure, l'étude et la modélisation des précipitations, de leur interception par la végétation, de la reprise évaporatoire par le sol et les plantes, de l'infiltration, du ruissellement et des écoulements.

Ainsi, du fait du caractère vital de l'eau, l'homme a été confronté aux problèmes hydrologiques depuis longtemps. Des travaux hydrauliques importants remontent à l'antiquité, comme en témoignent les vestiges des travaux de drainage et d'irrigation effectués par les sumériens, dès 4000 A.C.

Le cycle de l'eau est sujet à des processus complexes et variés parmi lesquels nous citerons les précipitations, l'évaporation, la transpiration (des végétaux), l'interception, le ruissellement, l'infiltration, la percolation, l'emmagasinement et les écoulements souterrains.

Ce cycle est illustré dans la figure (1.1). L'urbanisation est un effet perturbateur et entraîne le dysfonctionnement de certains éléments du cycle.

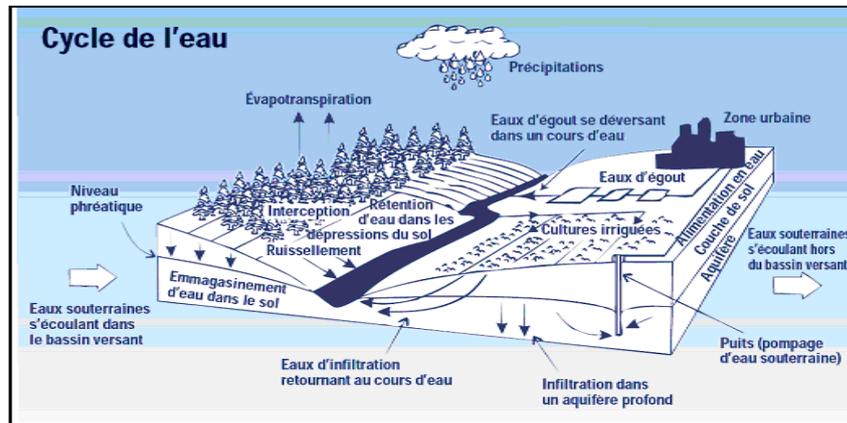


Figure (1.1) : Le cycle de l'eau

On peut distinguer quatre cheminements (figure 1.2) principaux que l'eau emprunte pour rejoindre la rivière.

- les précipitations directes à la surface de l'eau ("direct précipitation")
- les écoulements de surface ("overland flow")
- les écoulements de proche subsurface ("throughflow")
- les écoulements souterrains ("groundwater flow")

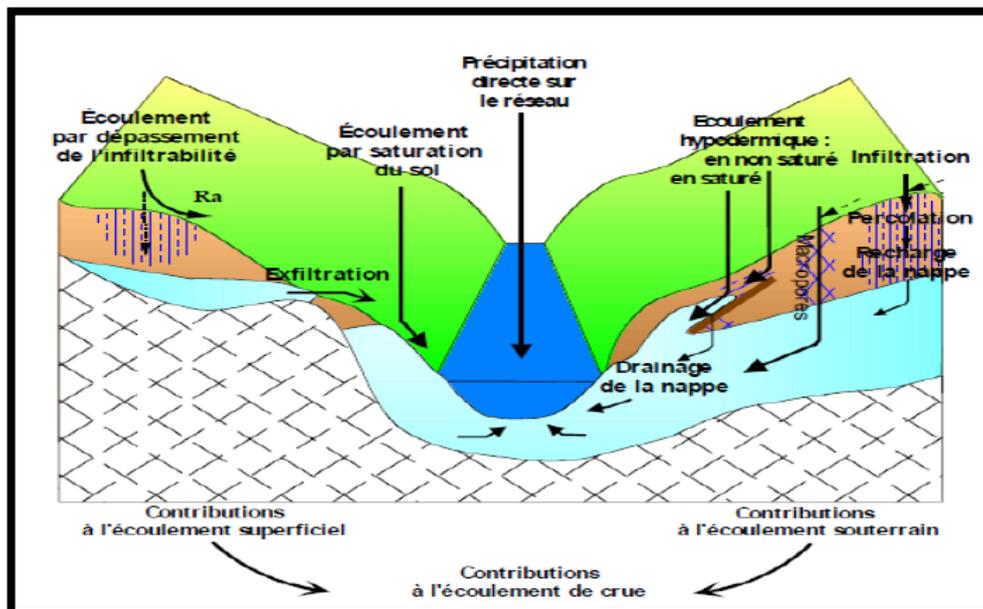


Figure 1.2. Cheminement possible de l'eau sur un versant

Il est d'usage de distinguer l'hydrologie de surface selon le degré d'anthropisation du milieu étudié avec d'un côté l'hydrologie des zones urbaines (Chocat, 1997) et de l'autre celle des bassins versants dits naturels ou ruraux. Cette distinction est fondée sur des problématiques propres au cycle de l'eau en milieu urbain : bassins versants de petite taille à forte vulnérabilité, ruissellement des eaux sur des surfaces fortement imperméabilisées et écoulements accélérés dans des biefs artificiels ou artificialisés induisant des temps de réponse rapides, phénomène d'inondation par ruissellement pluvial qui peut se

surajouter aux inondations par débordement de cours d'eau, charge polluante élevée des rejets urbains de temps de pluie, évacuation et épuration des eaux usées... De par leurs spécificités mêmes, ces problématiques nécessitent une modélisation des phénomènes distincte de celle mise en œuvre en hydrologie "classique" et requièrent des pas de temps et d'espace plus. On remarque toutefois que cette distinction entre hydrologie urbaine et hydrologie rurale vaut surtout pour les événements de crue et s'estompe dès lors que l'on s'intéresse à des chroniques de débit. On retiendra également que l'évolution rapide des modes d'occupation des sols avec en particulier le développement des zones péri-urbaines peut rendre cette distinction délicate. L'approche préconisée est alors celle conduite à l'échelle territoriale des phénomènes étudiés, c'est-à-dire le bassin versant

De nombreux modèles ont été développés pour la simulation des processus hydrologiques et hydrauliques des bassins urbains. Ces modèles quel que soit leur origine et leur fondement proposent généralement plusieurs choix de modélisations aux utilisateurs. Schématiquement, il est possible de simuler le fonctionnement d'un même bassin : soit avec des modèles très simples, soit avec des modèles plus compliqués, soit enfin, avec des modèles présentant des niveaux de difficultés intermédiaires, entre ces deux familles principales. Si les avantages et les inconvénients théoriques de ces différents modèles sont maintenant assez bien connus, de même que leur aptitude à présenter le fonctionnement d'un réseau, il n'en est pas de même de leur aptitude à simuler correctement le fonctionnement d'un système complexe réel.

En milieu urbain, les sols sont majoritairement "imperméabilisés" (revêtements en bitume ou en béton) et la végétation est peu présente. L'interception par le feuillage est donc réduite. On parle d'imperméabilisation bien qu'en réalité ces sols laissent infiltrer une partie de l'eau précipitée, mais cette infiltration est largement plus faible que ce qui se produit pour les sols naturels (et la lame infiltrée est infime devant la lame ruisselée). Les revêtements urbains poreux ne sont pas très répandus. Le stockage dans les dépressions a beaucoup moins d'importance qu'en milieu naturel. Pour les épisodes pluvieux intenses qui génèrent des crues, la lame d'eau concernée par les processus d'évaporation, d'interception et de stockage (de l'ordre de 1 mm) est négligeable devant la lame d'eau qui va ruisseler. Les sols non revêtus et non végétalisés (chemins, chantiers) ont un comportement proche des sols imperméabilisés, dû à la formation d'un horizon de surface compacté par le tassement résultant des activités humaines. Ceci a beaucoup d'importance dans les pays en développement où les sols urbains ne sont pas systématiquement imperméabilisés.

L'urbanisation a de multiples impacts sur les processus hydrologiques (figure 1.3). En général, les conséquences les plus fréquentes de l'urbanisation sur l'hydrologie sont :

- ➡ augmentation des volumes totaux ruisselés,
- ➡ diminution des temps de réponse et

- ➔ augmentation du débit de pointe du ruissellement.

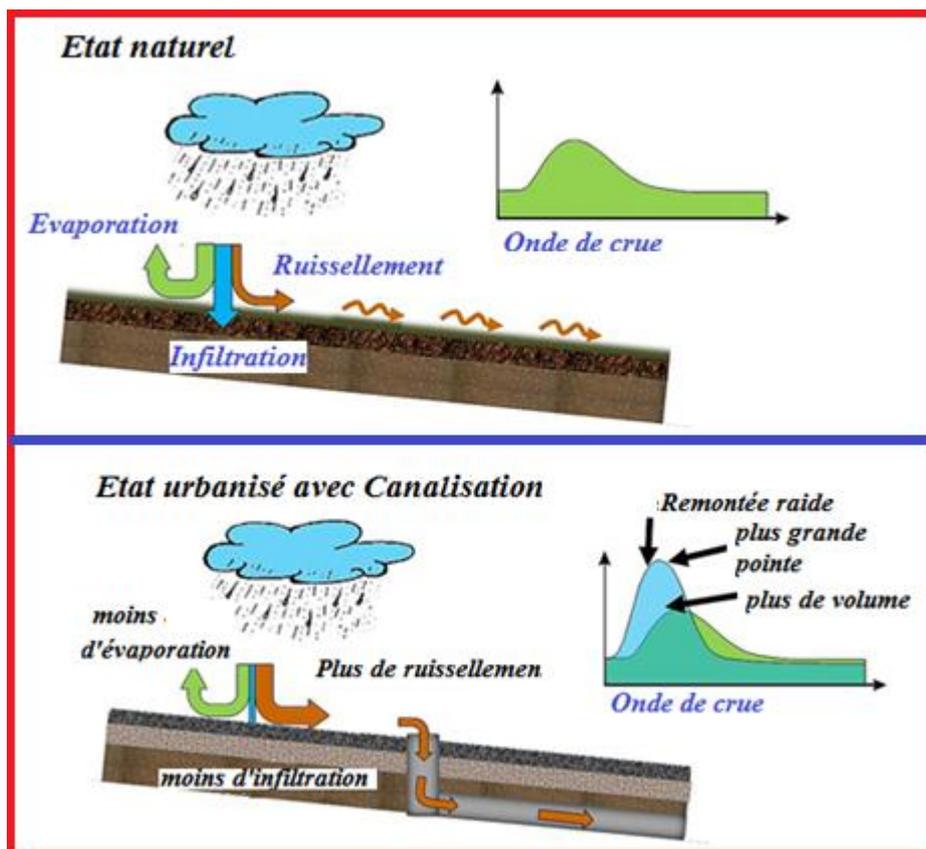


Figure (1.3) : Bassin versant naturel et bassin versant urbanisé

Le graphique illustré par la figure (1.4 et 1.5) schématique mais représentatif des constats faits sur le terrain ou par des modélisations, présente l'évolution, après un événement pluvieux, des débits arrivant à l'exutoire d'un bassin versant, suite au ruissellement ayant eu lieu sur celui-ci. Dans le cas d'un bassin peu imperméabilisé, l'occupation des sols a un effet tampon sur l'écoulement des eaux : les débits progressent lentement du fait de la microtopographie (herbe, plantations, fossés et sillons de labour, lorsque ceux-ci ne sont pas dans le sens des écoulements) ; ils arrivent donc progressivement, de façon étalée dans le temps, à l'exutoire. Cela permet au réseau d'assainissement d'admettre la totalité des flots arrivant sur son domaine d'action, mais aussi de ne pas saturer, car les débits entrants ne dépassent pas sa capacité (Li, (2015)). Le cas de l'évolution des débits arrivant en entrée d'un réseau d'assainissement après écoulement sur un bassin urbanisé est représenté en rouge. On constate tout d'abord une augmentation du volume total ruisselé du fait de l'absence d'infiltration en milieu urbain. De plus, comme les rues peuvent représenter des "raccourcis" dans le cheminement de l'eau et que les revêtements de sol sont lisses, l'écoulement des eaux n'est pas freiné, mais accéléré. Ceci explique l'arrivée soudaine, massive et beaucoup plus tôt à l'exutoire du bassin versant. Alors les capacités d'insertion dans le réseau sont dépassées et les eaux ne pouvant y entrer ruissellent dans la ville située en aval du bassin versant.

En milieu urbain, l'imperméabilisation des sols et la mise en place d'un réseau de drainage artificiel modifient les mécanismes de la transformation pluie-débit et induisent des simplifications dans la modélisation des processus hydrologiques.

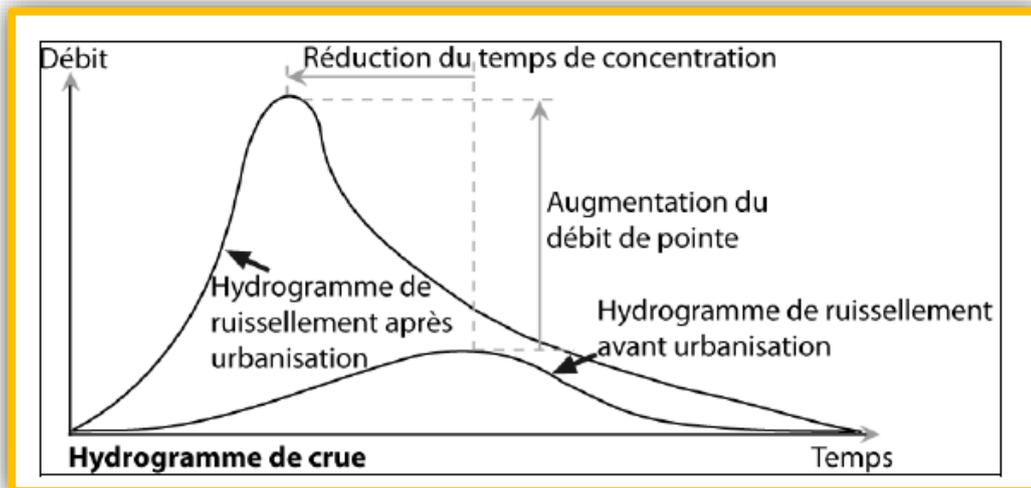


Figure (1.4) : Illustration de l'augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation.

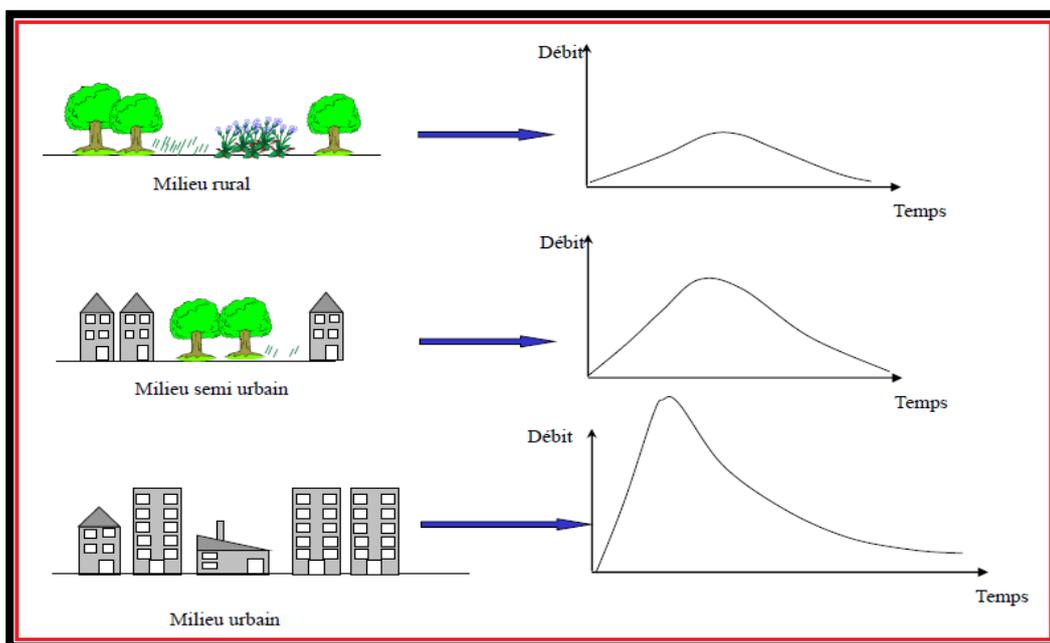


Figure (1.5) : Comparaison de l'évolution du débit de ruissellement en fonction du milieu

Globalement, on constate donc qu'il se produit avec l'urbanisation une altération significative de la quantité d'eau infiltrée et aussi de la partie de la précipitation qui peut s'évaporer, ce qui influence de façon marquée non seulement les débits de pointe qui sont générés mais également les volumes de ruissellement. Si on désire minimiser les impacts et tenter de reproduire après le développement les conditions qui prévalaient avant l'urbanisation, on devra donc, comme le recommandent les approches et tendances plus récentes en gestion des eaux pluviales, porter une attention particulière à la gestion des volumes de ruissellement (et non pas seulement aux débits de pointe).

Les approches à privilégier pour la réduction des volumes de ruissellement comprennent des techniques impliquant l'infiltration, l'évapotranspiration et la réutilisation des eaux pour différents usages. Comme ces pratiques sont plus difficilement applicables à grande échelle, on doit donc tenter d'effectuer les contrôles le plus près possible de la source. Les pratiques traditionnelles de gestion des eaux pluviales, comme les bassins de rétention, offrent très peu de possibilités quant à la réduction des volumes puisqu'ils ne produisent généralement qu'un simple décalage dans le temps des débits (les volumes totaux se déversant au milieu récepteur étant pratiquement inchangés par le bassin).

Cet impact sur le régime hydrologique est par ailleurs non uniforme en ce qui a trait aux périodes de retour des événements considérés (Michel, 2013). En effet, plusieurs études ont permis d'établir que les effets de l'urbanisation sur les débits sont plus importants proportionnellement pour les événements fréquents que pour les événements plus rares.

Un autre aspect lié au point précédent est que la relation entre la précipitation et le ruissellement n'est pas linéaire, ce qui fait que les différents types de surfaces (perméables ou imperméables) auront une réponse hydrologique différente pour des pluies de différentes ampleurs.

Les eaux de ruissellement s'écoulent plus rapidement sur les surfaces compactes et dans le réseau d'égout que sur les surfaces naturelles et le long des ruisseaux. Cela signifie que le débit d'eau arrivera et diminuera d'ampleur plus rapidement, et le débit maximal sera plus important. Le danger de débordement soudain de la rivière est ainsi augmenté. Les conséquences pour la qualité de l'eau sont tout aussi importantes. Le ruissellement rapide des eaux de pluie lessive le sol de ses polluants et ses sédiments et les transporte dans la rivière.

Ensuite, dans le cas des systèmes de drainage unitaire, les eaux usées se mélangent aux eaux de pluie ce qui favorise la pollution lors d'événements pluviaux d'importance pouvant provoquer des débordements. Dans les zones urbaines, le problème du ruissellement implique des traitements de l'eau par des stations d'envergure et donc coûteuses.

Depuis quelques dizaines d'années, l'approche du drainage urbain est en évolution. La fonction de base du drainage urbain est de collecter et de transporter les eaux usées et les eaux de ruissellement. Dans la plupart des pays urbanisés, il s'agit d'intercepter l'ensemble des eaux usées. Pour les eaux de ruissellement, l'objectif consiste à évacuer l'eau de pluie le plus rapidement possible pour réduire les contraintes pour les activités à la surface, particulièrement pour les routes. La suppression rapide des eaux de pluie a été longtemps vue comme la preuve qu'un système de drainage était efficace. Le premier objectif du drainage est toujours de protéger la population et les biens des eaux de ruissellement, mais une attention nouvelle est portée aux impacts que l'eau drainée peut provoquer sur les cours d'eau récepteurs. Des méthodes plus naturelles pour disposer des eaux de ruissellement sont développées.

Les autres phénomènes observés sont l'érosion des berges causée par les débits accrus et la dégradation de la qualité de l'eau. Cette urbanisation a également amplifiée les modifications des chemins d'écoulement par les réseaux d'assainissement et les perturbations des ruisseaux qui influencent les bilans hydrologique des bassins versants. Le dimensionnement des systèmes d'assainissement dans les villes est fortement relié au pourcentage de surfaces imperméabilisées.

Cependant, les impacts de l'urbanisation sur les débits pourraient être assez variables en termes d'hydrologie à l'échelle de bassin versant, compte tenues de la qualification et de la quantification incertaine de l'urbanisation. De nombreuses études portant sur les effets de l'urbanisation sur la réponse hydrologique du bassin versant ont utilisé les mesures quantitatives, comme la densité de population ou le pourcentage de zones urbaines/imperméabilisées totales du bassin versant, alors que certaines études plus récentes tendent à montrer que d'autres caractéristiques plus qualitatives (fragmentation des zones urbanisées, emplacement des zones urbanisées par rapport au réseau de la rivière, etc.) pourraient être tout aussi utiles. Dans les zones urbaines, l'augmentation du niveau de vie et le développement des infrastructures (réseau d'adduction et d'assainissement, déversoir d'orage, ...) se sont accrus dans des proportions notables. L'imperméabilisation et le remplacement des réseaux naturels par des réseaux artificiels ont considérablement accru les vitesses d'écoulement et diminuer les temps de concentration. Dans les zones urbaines, la concentration des réseaux d'égouts et autres réseaux artificiels se traduit, par de forts débits de pointe, associés aux événements pluvieux plus ou moins importants.

Trois caractérisations sont généralement utilisées car elles sont assez facilement accessibles :

1. La densité de population est un proxy de l'urbanisation largement utilisé puisque cette information est généralement disponible pour une période assez longue au contraire de l'information précise de l'occupation du sol. Mais la densité de population, comme d'ailleurs la surface imperméabilisée totale, n'est pas toujours un bon indicateur de l'urbanisation pour analyser les impacts sur l'hydrologie. du fait de l'agencement spatial des zones urbaines peu perméables et des zones « naturelles » en général plus perméables.
2. Le pourcentage de zones urbanisées sur le bassin est la caractéristique utilisée dans la grande majorité des études car cette variable est aujourd'hui couramment disponible pour la période actuelle. Cette variable est en effet assez explicitement liée à la notion de surfaces imperméabilisées, une notion spécifiquement hydrologique. La difficulté est souvent de reconstituer un historique viable de cette mesure, ce qui peut être fait à partir de photographies aériennes, d'images satellitaires ou de recensements de population (Li, 2015).

3. Le pourcentage de surfaces imperméabilisées est directement lié au pourcentage de zones urbaines. En général, des pourcentages d'imperméabilité sont utilisés par typologie de zones construites. Ceci permet notamment de donner un poids plus important aux bâtis et de déterminer une moyenne spatiale d'imperméabilité qui tienne compte de cette pondération. En revanche, la diversité des propositions sur ces valeurs d'imperméabilité par typologie des aménagements urbains rend les valeurs difficilement comparables d'une étude à l'autre. Lors de l'évaluation de l'impact de l'urbanisation sur l'écoulement, un seuil de détection de l'impact hydrologique est souvent avancé : Mosini, et al. (2000) ont proposé un seuil de 10% de la surface imperméabilisée totale pour définir la zone urbaine.

1.2 La problématique des inondations

Les inondations constituent les aléas naturels les plus fréquents et les plus dommageables dans le monde. Entre 1994 et 2013, elles ont représenté 43 % des catastrophes naturelles enregistrées, touchant près de 2,5 milliards de personnes. Au cours d'années exceptionnelles comme 1998 et 2010, les pertes totales qu'elles ont causées se sont chiffrées à plus de 40 milliards de dollars EU . Les *inondations* constituent une menace constante. Les tempêtes, souvent soudaines, entraînent l'inondation des oueds, avec souvent des crues éclairs. Durant les prochaines décennies, avec le changement climatique, l'urbanisation et la croissance démographique, les inondations côtières, fluviales et pluviales devraient avoir un impact nettement plus important. Une gestion efficace des risques d'inondation est essentielle pour protéger les populations et leurs moyens de subsistance contre ces phénomènes et limiter les pertes futures. Le risque d'inondation est donc un risque majeur à l'échelle du globe. L'homme se doit donc de tenter de réduire ce risque en essayant de maîtriser les écoulements.

Une inondation est une submersion temporaire d'une zone habituellement hors d'eau. Ces inondations peuvent avoir différentes origines comme par exemple de fortes précipitations ou la fonte des neiges et sont naturelles dans la plupart des cas. Elles deviennent problématiques lorsque les inondations touchent des zones anthropisées.

En Algérie (Salomon, 1997), au cours de ces dernières années, la récurrence des inondations urbaines amène à s'interroger sur les causes du dysfonctionnement des réseaux d'assainissement pluvial. En effet, les capacités d'évacuation d'un réseau sont généralement dépassées pour des événements pluvieux relativement sévères supérieurs à la pluie de projet.

Plusieurs régions de notre pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les impacts sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues tels que : l'urbanisation anarchique par l'occupation des zones inondables et la défaillance des réseaux d'eaux pluviales. Par conséquent, des inondations dramatiques ne sont pas toujours liées à des situations

météorologiques exceptionnelles, mais dans beaucoup de cas, elles surviennent lors d'événements pluvieux ordinaires et saisonniers.

La réduction des dommages causés par des catastrophes nécessite en premier lieu une connaissance des régions sujettes à ce risque ainsi qu'une identification des facteurs favorisant et amplifiant ces phénomènes. L'élaboration d'une carte de zones inondables serait un outil précieux pour les décideurs et les planificateurs dans la définition d'une stratégie de lutte et de prévention contre les inondations.

Dans cette optique, l'ANRH a effectué un inventaire exhaustif des inondations survenues en Algérie durant ces quarante dernières années. Cet inventaire différencie les inondations causées par des pluies exceptionnelles généralisées affectant plusieurs wilayas à l'exemple des inondations catastrophiques de mars 1973 et décembre 1984 sur tout l'Est Algérien, et d'autre part les inondations dues à des orages locaux, de forte intensité et affectant surtout certaines agglomérations et villes rendues plus vulnérables par la prolifération des constructions anarchiques.

L'inventaire des inondations catastrophiques à travers le pays établi pour les 30 dernières années montre qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque et que ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace.

Au cours de la dernière décennie, nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles :

- Le 22 octobre 2000 : des inondations à l'ouest algérien, plus de 24 décès.
- Les 10 et 11 novembre 2001 : à BAB EL OUED (Alger), les pluies diluviennes ont fait 733 victimes, 30 000 personnes sans-abris et d'importants dégâts matériels.
- Le 1er octobre 2008 : des pluies diluviennes s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, faisant dangereusement monter les cours d'eau. Au moins 33 personnes sont mortes, quatre-vingt-quatre personnes ont été blessées et près de 600 maisons détruites dans des inondations très importantes.
- Le 09 octobre 2008 : dans la wilaya D'AÏN DEFLA, les intempéries ont causé six décès et huit autres blessées parmi la population, suite à une inondation qui a surpris la région.
- La nuit du 12 octobre 2008 a été fortement pluvieuse, de 20h45mn à 23h35 mn, de pluie ont été enregistrées, surtout dans les localités de KHEMIS MILIANA et Sidi Lakhdar où la force de l'averse a fait que le revêtement bitumeux de la chaussée en certains endroits a été endommagé, de même que des habitations noyées par des eaux chargées de terre argileuse et de gravier. Des torrents de boue provenant des collines surplombant la ville de KHEMIS MILIANA ont envahi la majorité des quartiers. Même la voie ferrée n'a pas été épargnée par ces inondations.
- Durant ce mois d'Octobre 2008, d'autres crues et inondations sont signalées à Batna (450 km au sud-est d'Alger) où deux personnes ont été emportées par les eaux d'oueds en crue. A Bechar,

région habituellement désertique et aride, situé à plus de 1.000 km au sud-ouest d'Alger, au moins huit personnes sont mortes noyées dans des inondations qui l'ont frappé mercredi et jeudi 15 et 16 octobre 2008.

- Le soir du 01 octobre 2011 a été fortement pluvieuse de P=60 mm à la ville d'EL BAYADH, de 17h à 18h30 mn, Au moins 11 personnes sont mortes, et près de 170 maisons détruites, et deux ponts dans des inondations très importantes.

Tableau 1.1 : Illustre le nombre de construction, par ville, construites sur les zones inondables.

Wilaya	Nombre de construction	Wilaya	Nombre de construction
Chlef	2248	S, B, Abbes	576 cités en centre-ville
Laghouat	3083	Annaba	30 cités et quartiers
O. EL Boughi	1999	Guelma	360
Batna	16261	Constantine	620
Bejaia	500	Médéa	3075
Biskra	763	Mostaganem	1633
Bouira	1438	M'sila	1185
Tamanrasset	1159	Oran	60 cités
Tébessa	17236	Boumerdes	561
Tlemcen	375	El Taref	2370
Tiaret	13	Tissemit	1340
Alger	14545 quartiers Merdja et Baraki	El-Oued	766
Djelfa	784	Souk Ahras	la plupart des communes
Jijel	470 (zone à risque élevé)	Tipaza	2710
Sétif	1261	Mila	1633
Saida	976	Ain Defla	7772
Skikda	4009	Naama	4924

1.2.1. Les type des inondations

Les inondations au sens large regroupent plusieurs types de phénomènes. Une typologie classique des inondations, schématisée sur la figure 1, consiste à les distinguer selon leur origine, naturelle ou anthropique, puis pour les crues naturelles, selon leur rapidité. Les inondations provoquées par les crues rapides ou crues torrentielles se distinguent ainsi des inondations liées aux crues lentes de plaine. Ces

dernières se produisent lorsque les rivières sortent pendant une longue période, de quelques jours à quelques semaines, de leur lit mineur, soit en raison de fortes précipitations, soit en raison d'une remontée de leur nappe alluviale. La cinétique de ces crues, qui concernent des bassins versants de grande taille (au-delà de 1000 km²), permet souvent de les anticiper correctement. À l'inverse, les crues torrentielles se caractérisent par la soudaineté de leur apparition et de leur évolution (quelques heures) avec une réponse rapide aux précipitations souvent intenses et un temps de montée bref. Elles sont provoquées par des précipitations intenses sur des bassins versants de quelques dizaines à quelques centaines de km². On parle également de phénomène de crues éclairs. Leur cinétique rapide rend leur anticipation délicate

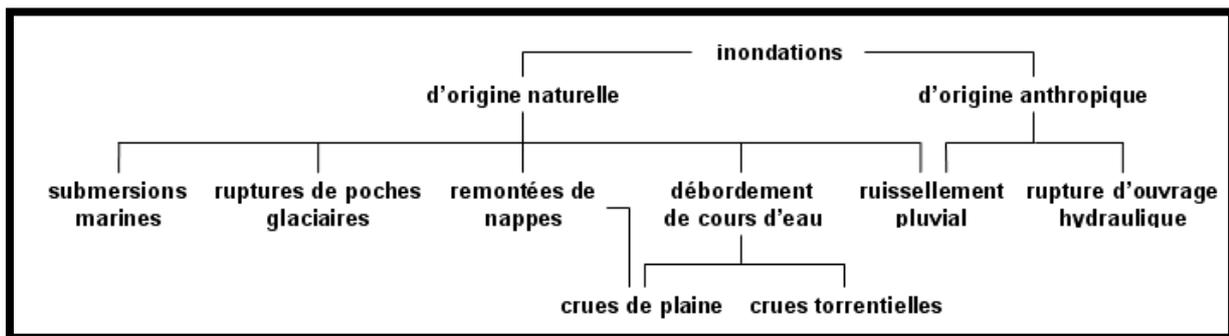


Figure (1.6) : Typologie des inondations

1.2.1.1. Inondation dites pluviales (ou par ruissellement) : Les zones de stagnation des eaux de pluies, en particulier en zone urbaine, l'état de la capacité du réseau d'évacuation pluviale sont souvent le facteur déterminant des quartiers les plus bas. Les zones de dépression, qui ne peuvent offrir aux eaux de pluies, d'autres exutoires que l'infiltration dans le sous-sol ou l'évaporation. Ce type concerne principalement les milieux urbanisés. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (Réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas. Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes inondations lorsque les chenaux d'écoulement ensuite urbain sont devenus insuffisamment dimensionnés après urbanisation et imperméabilisation des sols. La défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les décombres et les débris, sont autant de facteurs qui provoquent des dégâts lors des averses saisonnières ; les cas de :

- ▶ La ville de TIARET inondée presque à chaque hiver.
- ▶ La plaine du MZAB ou des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation

1.2.1.2 Débordement des cours d'eau : Un débordement, peut avoir lieu suite à une crue, l'oued sort de son lit mineur pour occuper le lit majeur et envahir des zones à faibles altitudes et pentes : par submersion de berges (figure 1.7), Les dégâts peuvent être élevés, avec existence de risque de noyade (notamment en franchissant les gués et arrivée simultanée de la crue). Le débordement indirect d'un cours d'eau, peut être causé aussi par la rupture d'un système d'endiguement (barrage) ou autres, ouvrages de protection.

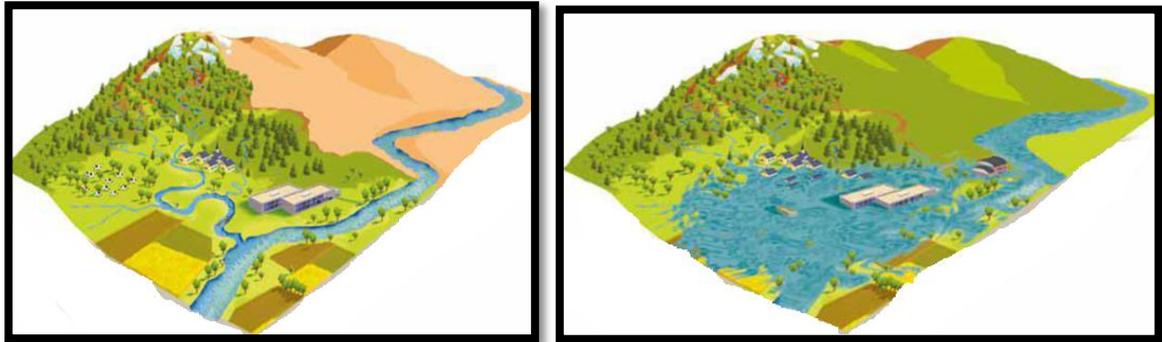


Figure (1.7) : Débordement des cours d'eau

Le mois de Mars 73, Février 84, Décembre 84 sont des dates historiques d'inondations des plaines de Guelma, Annaba, Tarf. Les superficies inondées sont très importantes : 396Km² pour Annaba et Tarf notamment Lors de telles situations de fortes crues, il y a nécessairement débordement sur un ou plusieurs tronçons de l'Oued. Les eaux empruntent le lit mineur mais également le lit majeur qui se trouve sa propriété et qui malheureusement couvre parfois de grandes étendues et renferme des terres agricoles, des Unités industrielles en fait toute l'activité humaine.

Lieu de débordements :

- ❖ **SEYBOUSE** : L'oued Seybouse déborde à plusieurs endroits, d'amont en aval. Des plaines de Guelma, de Nador, de Bouchegouf et enfin la plaine de Dréan
- ❖ **MAFRAGH L'Oued** Mafragh, ou plus particulièrement l'oued Kébir Est (l'oued BouNamoussa étant régularisé) commence à déborder déjà à des faibles débits à partir de l'entrée dans la plaine de Bouteldja. Depuis ce lieu, le Kebir Est ne rejoint plus le lit mineur comme la Seybouse. L'oued Kebir Est ne peut en effet véhiculer à environ 200m³/s.
- ❖ **VILLE DE ANNABA** :La ville de Annaba aurait pu connaître la même catastrophe qu'en Novembre 1982 si le curage des oueds n'avait pas été réalisé avec un suivi continu des responsables. Le débit des oueds a connu en maximum le 31.12.84 vers 9h, celui-ci engendré d'une part par les fortes pluies sur le massif de l'Edough « 20. 5mm en 1h30 », et d'autre part par les apports de l'Oued Meboudja qui ont gonflé les débits de l'oued Boudjemaa. L'équipe de mesures de débits de l'A. N. R. H n'a pu procéder à un jaugeage le pont de la Cité Seybouse à

cause des fortes vitesses. Néanmoins cette tentative a permis de confirmer de visu la bonne évacuation des apports vers la mer ; donc le bon écoulement.

CAUSE DES DEBORDEMENT :

Les causes de débordements sont multiples naturelles et même humaines :

- Section du lit mineur trop petite - Berge peu profonde
- Dépôts d'alluvions dans le lit mineur - Arbres très denses
- Extraction de tout venant modifiant les écoulements

1.2.1.3 Inondation torrentielle

Appelées aussi crue éclair et affectant les petits bassins versants de quelques dizaines de km² 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 . . Ces crues concernent donc le plus souvent les torrents montagnards, mais aussi les cours d'eau méditerranéens et les oueds des zones semi-arides Ce type est très fréquent en Algérie. 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 oueds passent de quelques m³/s plusieurs milliers de m³/s en 02 ou 03 heures seulement. Ce type de crue se forme par enrichissement du débit d'un torrent matière solide qui accroît fortement son pouvoir érosif. L'enrichissement en matériaux peut provenir de l'arrachement des berges dû au débit anormal du cours d'eau ou à un ruissellement important sur le bassin versant amenant une importante charge solide.

L'inondation de la ville de OUED R'HIOU le 20 Octobre 1993 où 20 minutes de pluies ont fait 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus est l'exemple parfait de ce type d'inondation.

- ▶ Les inondations de Décembre 1957 des bassins du MAZAFRAN et du SEBAOU,
- ▶ Les inondations de L'automne 1969
- ▶ Les inondations catastrophiques de Mars 1973 sur l'est algérien
- ▶ Les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'algérois et du SEBAOU
- ▶ Inondation de la ville d'EL EULMA (01 Septembre 1980).
- ▶ Inondation de la ville d'ANNABA (11 Novembre 1982).

- ▶ Les inondations de décembre 1984 sur tout l'est algérien.
- ▶ Inondation à BORDJ BOU ARRERIDJ (23 Septembre 1994).

1.2.1.4 Ruptures d'embâcles (barrages) : Le risque de rupture de barrage concerne l'ouvrage comportant à la fois un réservoir d'une capacité d'emmagasinement, avec une digue d'une hauteur donnée (hm). La rupture est liée à une dégradation de l'état de l'ouvrage, qui peut être alors constatée par les mesures de surveillance, ou bien par un choc sismique très violent, qui se répond avec des accélérations inattendues des ondes sismiques au niveau de la digue (en béton armé) (figure 1.8).

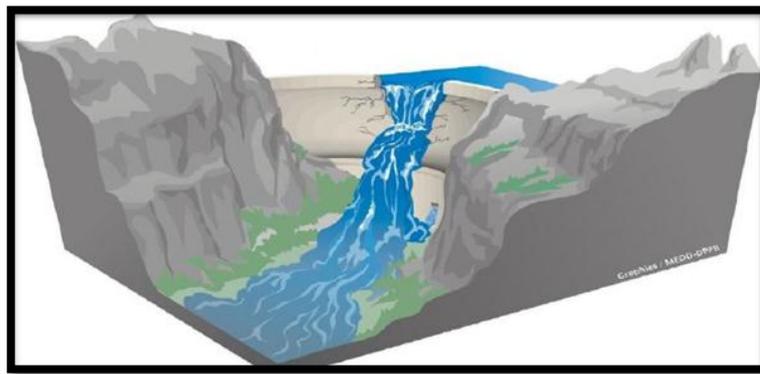


Figure (1.8) : Embâcle sur un torrent

1.2.1.5 Les inondations des grands bassins-versants (inondations des plaines) : Elle résulte le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Les crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisibles sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides. En Algérie, ce type d'inondation survient généralement en saison hivernale. Elles se produisent plutôt en plaine, lorsque la rivière sort lentement de son lit pour inonder son lit majeur pendant une période relativement longue. Ce type d'inondation peut également être causé par des remontées du niveau d'eau dans la nappe phréatique après plusieurs années humides.

La lente montée des eaux permet de prévoir le phénomène quelques heures voir plusieurs jours à l'avance (figure 1.9). Crue par remontée de la nappe, elle se produit sur les sols poreux, perméables et sans couverture étanche favorisant les crues de nappes en augmentant la capacité de stockage de l'eau. Suite à plusieurs années humides consécutives, le niveau de la nappe souterraine est élevé. L'arrivée d'un épisode très pluvieux durant la saison humide, fini par saturer la nappe et le niveau de l'eau remonte jusqu'à l'air libre. Certains points hauts du bassin versant peuvent alors être inondés. Ces crues sévères sont fortes et durables dans le temps .



Figure (1.8) : inondation par remontée de la nappe

L'impact de différents facteurs anthropiques sur la fréquence des crues catastrophiques est largement débattu. De nombreux auteurs se sont intéressés aux modifications de la réponse des bassins versants aux précipitations suite aux interventions humaines que sont le déboisement, la diminution des surfaces enherbées, l'évolution des pratiques culturales ou encore l'imperméabilisation des sols et l'urbanisation. Le rôle des forêts sur les crues en particulier a alimenté plusieurs décennies de controverses, entre tenants d'un rôle amplificateur et partisans d'un impact atténuateur. Il semble dorénavant admis que les crues rares sont peu affectées par le boisement ou le reboisement.

CHAPITRE III

Modélisation hydrologique

Chapitre 2 : Modélisation hydrologique

Le modèle hydrologique est un outil incontournable dans la compréhension de la dynamique d'un bassin versant, dans l'utilisation rationnelle des ressources en eau de ce bassin et dans la lutte contre les catastrophes naturelles liées aux crues. L'apparition et l'essor des modèles pluie-débit a commencé dans les années soixante (Wittenberg, 1975). Le souci de la modélisation pluie-débit est de mettre à la disposition des aménageurs ou bien des ingénieurs un outil «simple» permettant l'estimation ou la prévision des débits pour une étude d'aménagement désirée.

2.1 Classification des modèles

Beaucoup de classifications des modèles ont été proposées et il y a presque autant de classifications que d'hydrologues. La difficulté de trouver une classification unifiée provient du fait que la grande diversité des approches entraîne une non moins grande diversité des caractéristiques des modèles.

Bien que le but de ce travail ne soit pas de développer un modèle hydrologique comme il est classiquement fait, nous pouvons tout de même caractériser la démarche ici adoptée selon les classifications trouvées à travers la littérature :

- **Modèle global ou distribué** : un modèle est dit global lorsqu'il traite le bassin versant comme un objet unidimensionnel. Au contraire, dans le modèle distribué, le bassin est fragmenté en sous-unités qui seront prises en compte séparément. On parle aussi parfois de modèles semi-distribués. Malgré quelques confusions sur cette dernière dénomination, on dira qu'elle caractérise le découpage du bassin en sous-bassins versants élémentaires sur lesquels une approche globale est envisagée.
- **Modèle conceptuel ou physique** : tandis que les modèles physiques cherchent à décrire les mécanismes internes du système en se basant sur la résolution d'équations différentielles de mécanique des fluides (Saint-Venant, Darcy, Richards, loi de conservation,...), les modèles conceptuels décomposent le comportement du bassin en sous-processus globaux. Une représentation classique des bassins versants est celle du réservoir, ou d'une série de réservoirs qui se remplissent les uns les autres, et dont le fonctionnement et l'agencement sont régis par des paramètres souvent empiriques.
- **Modèle événementiel ou continu** : le mode événementiel, comme son nom l'indique, correspond à représenter le débit pour un événement pluvieux ponctuel. Dans ce cas, on s'intéresse aux phénomènes les plus importants, responsables du pic de crue. La modélisation continue consiste à reproduire la variation du débit dans le temps (une saison, une année). Elle tient compte de l'ensemble des processus hydrologiques.

Suivant la logique des modèles hydrologiques, cette étude devra représenter, en la schématisant, la transformation des pluies en débits. Classiquement, deux sous-ensembles de processus sont distingués dans cette transformation :

- D'une part, ceux qui détermineront la partie de la pluie (communément appelée «efficace») qui participera « rapidement » à la formation de la crue : c'est l'objet de la fonction de production.
- d'autre part, ceux qui transféreront cette pluie efficace jusqu'à l'exutoire du bassin : c'est l'objet de la fonction de transfert.

Cette division de processus est schématisée dans la Figure (2.1). Elle montre la pluie qui dépasse la capacité d'infiltration du sol au-dessus de la courbe qui coupe l'histogramme dans le deuxième graphique comme résultat de la fonction de production. La fonction de transfert correspond au ruissellement de cette pluie nette sur les zones contributives, résultant à l'hydrogramme de crue en bas de la figure.

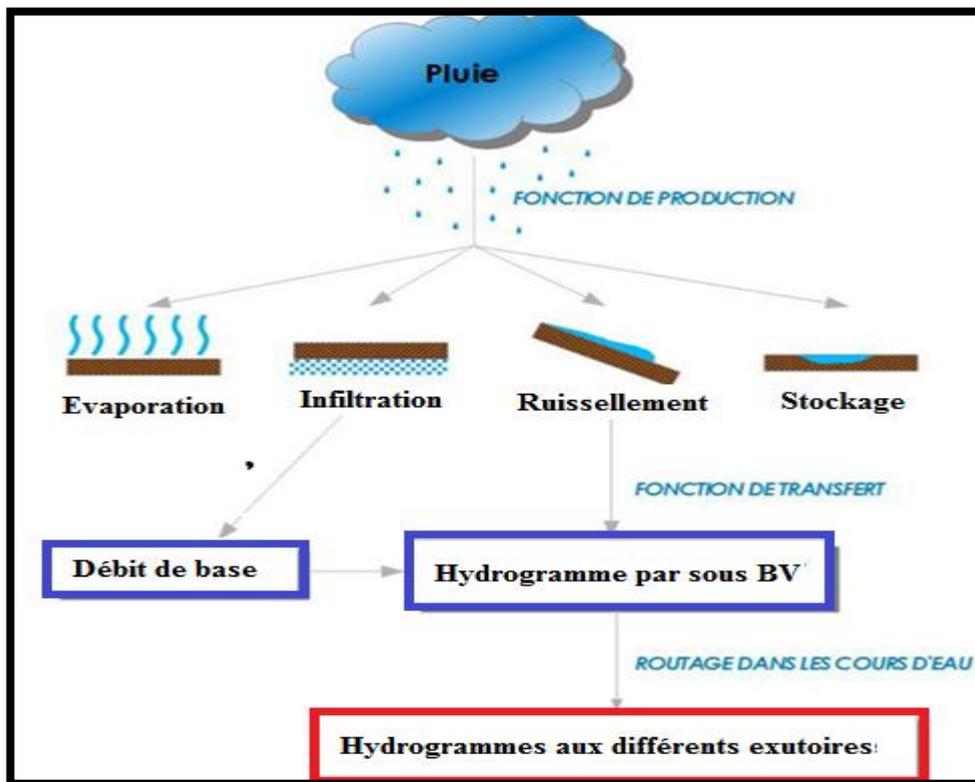


Figure (2.1) : Principes généraux de la modélisation hydrologique

L'objectif principal d'une modélisation hydrologique est d'obtenir les hydrogrammes aux points considérés. Comme le montre la Figure 9, un modèle hydrologique comporte plusieurs étapes permettant de transformer la pluie en débit :

- ✿ La première étape consiste à utiliser une fonction de production (ex : SCS, Green And Ampt, Initial et Constant (indice $-\phi$), Horton, etc.), afin de calculer :
 - Le volume infiltré, qui peut participer, ou non, à l'alimentation des cours d'eau sous forme de débit de base ;
 - Le volume ruisselé qui participe directement à la formation du débit.

- ✿ La deuxième étape consiste à utiliser une fonction de transfert (ex : onde cinématique, hydrogramme unitaire, Réservoir linéaire, etc.) qui permet de répartir le volume en fonction du temps et de calculer ainsi un hydrogramme à l'exutoire de chaque sous bassin versant.

- ✿ La troisième et dernière étape consiste à « router » les débits obtenus dans les différents biefs afin d'obtenir les débits aux points considérés. On retiendra notamment les méthodes suivantes qui permettent de router les débits : Muskingum, l'onde cinématique, Muskingum-Cunge, Pulsations Modifiées, etc.

2.2 Les problèmes à résoudre

De nombreux problèmes restent à résoudre pour parvenir à des modèles qui soient à la fois fondés scientifiquement et opérationnels. En effet, toute modélisation est assujettie à des erreurs difficiles à réduire ou à compenser, provenant tant du modèle que des données et de leurs interactions au cours de la modélisation. En effet, on rencontre différents problèmes :

- les erreurs liées à la structure du modèle : les limites théoriques (par exemple en hydraulique), les approximations théoriques, les approximations numériques (solutions approchées) et les approximations spatiales (description du bassin versant),
- la disponibilité des données : les problèmes métrologiques et méthodologiques,
- l'adéquation des données au besoin de la modélisation,
- le calage et la validation du modèle.

Toute modélisation nécessite des phases de paramétrisation et de vérification du modèle qui, en plus des variables d'entrée, font appel à des chroniques de mesures de certaines variables de sortie.

- ▶ **Le Calage** : Faute de pouvoir mesurer ou estimer certains des paramètres du modèle et compenser sur ces seuls paramètres les erreurs liées au modèle et/ou aux données, il est nécessaire de les estimer par calibration (ou calage), en optimisant (manuellement ou automatiquement) l'ajustement de certaines variables simulées à leurs valeurs mesurées.
- ▶ **La Validation** : c'est-à-dire de confronter les résultats du modèle à des données observées, n'ayant pas servi au calage. il est souhaitable de faire des tests de sensibilité pour mieux

appréhender son fonctionnement, et donner quelques indications sur les erreurs possibles, si le modèle n'est pas doté de marges d'incertitudes. Simplification de la dimension spatiale l'étape de calage ne suffit cependant pas à valider les modèles et donc à s'assurer de leur « réalisme ». Il reste encore à vérifier la qualité du modèle calibré sur des séries de mesures non utilisées lors du calage. Cette validation doit être menée d'une part sur d'autres périodes sur le même bassin et d'autres parts sur d'autres sites, étape qu'on nommera **Transposition**.

2.3 Généralité sur le ruissellement

D'un point de vue hydrologique, le ruissellement désigne le phénomène d'écoulement des eaux à la surface des sols (figure 2.2). Il s'oppose au phénomène d'infiltration. Le ruissellement de surface est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique, que cette circulation soit connectée, ou non, à un drain permanent. Dès que la circulation de l'eau parvient au réseau hydrographique, on parle d'écoulement. Le ruissellement désigne en hydrologie le phénomène d'écoulement des eaux à la surface des sols. « Selon le type de sol, le type d'occupation et la pente du sol, les précipitations arrivant au sol s'infiltrent plus ou moins. La fraction d'eau ne percolant pas dans le sol va alors s'écouler en surface suivant la ligne de plus grande pente : on parle alors d'un phénomène de ruissellement.



Figure (2.2) : Principes d'infiltration et de ruissellement

Selon l'intensité de la pluie tombant sur un bassin, l'eau se répartit en infiltration, accumulation dans les dépressions et de ruissellement de surface. Si l'intensité de l'averse est inférieure aux taux d'infiltration, toute l'eau de précipitation pénétrera dans le sol donc il n'y a pas de ruissellement. Alors qu'une intensité d'averse supérieure aux taux d'infiltration produit une série de phénomènes qui finalement causeront du ruissellement en surface.

L'eau provenant d'une pluie de forte intensité doit d'abord satisfaire les besoins en eau du sol (infiltration) et plantes, fournir l'eau absorbée par rétention et l'interception. Lorsque les dépressions de la surface du sol sont remplies, l'eau commence à s'écouler le long des pentes en formant des petits ruisseaux. A chaque jonction entre deux ou plusieurs écoulements, le débit de l'eau augmente au cours de la descente vers l'exutoire du bassin. La sommation de toutes ces contributions à l'écoulement produit à l'exutoire un débit fonction du temps. La variation de ce débit enregistré en fonction du temps donne l'hydrogramme final d'écoulement. Cet hydrogramme inclut :

- ➡ le ruissellement superficiel
- ➡ l'écoulement hypodermique représentant une partie de l'eau qui s'infiltré dans le sol et qui circule dans les horizons supérieurs du sol jusqu'à ce qu'elle débouche à la surface pour ensuite ruisseler. Certains auteurs utilisent les termes: écoulement de subsurface ou ruissellement retardé.
- ➡ -l'écoulement souterrain qui est la composante de l'écoulement provenant de la circulation de l'eau au niveau de la nappe phréatique (réserve accumulée pendant l'orage ou lors des orages antérieurs) .

Pour l'expression anglaise *direct runoff*, la traduction française *écoulement direct* a été privilégiée. Cette expression comme peut être défini comme étant l'écoulement qui englobe l'écoulement de surface, l'écoulement divergent ou hypodermique et les précipitations recueillies directement par les lacs et les cours d'eau.

La pluie nette (*rainfall excess*) et la pluie efficace (*effective rainfall*) auront la même signification dans le contexte du présent travail. L'OMM définit la pluie nette comme la partie de l'averse qui atteint un cours d'eau par écoulement direct et la pluie efficace comme la partie de la pluie contribuant au ruissellement lorsqu'il est question d'hydrologie de surface. Toutefois, la pluie efficace possède plusieurs autres définitions selon le domaine considéré. Ainsi, en agriculture lorsqu'il est question d'irrigation, l'OMM définit la pluie efficace comme la partie résiduelle de l'eau de pluie qui contribue à reconstituer la réserve du sol en eau utilisable par les plantes cultivées. Finalement, en hydrogéologie, la pluie efficace définit la partie de la pluie contribuant à la recharge des eaux souterraines. Dans ce contexte, et afin d'éviter toute confusion, l'expression *pluie nette* sera privilégiée tout au long du présent document. La différence entre la pluie totale et la pluie nette correspond au volume de pluie qui ne participe pas au ruissellement pour différentes raisons : évaporation, infiltration, captage par la végétation, variation de teneur en eau du sol.

2.3 .1 Hydrogramme de crue.

La modélisation hydrologique est une représentation simplifiée de la réponse hydrologique d'un territoire à un évènement de précipitation. En hydrologie, cette réponse est représentée par un hydrogramme. L'hydro gramme est la représentation graphique du débit instantané d'un cours d'eau en fonction du temps à l'exutoire d'un bassin versant (figure 1).

L'hydro gramme est la fonction qui représente l'évolution du débit en fonction du temps. De manière expérimentale, ce type de courbe est obtenu après enregistrement des débits par un appareil de mesure (limnigraphe qui enregistre les hauteurs en fonction du temps, courbe de tarage qui lie les hauteurs aux débits, etc.).

Il constitue le concept de base en hydrologie. Il est également utilisé pour montrer les effets sur l'hydrologie de projets existants ou proposés ou de changements d'utilisation des terres. Chow, et al. (1988) ont fait la classification suivante des hydrogrammes :

- **Hydrogramme naturel (HN)** : hydrogramme obtenu directement à partir des débits mesurés d'une rivière ou d'un ruisseau;
- **Hydrogramme synthétique (HS)** : hydrogramme obtenu en utilisant les paramètres du bassin versant et les caractéristiques de l'évènement pluvieux pour simuler un hydrogramme naturel;
- **Hydrogramme unitaire (HU)** : hydrogramme de débit produit par un ruissellement direct d'un pouce ou d'un millimètre, distribué uniformément sur la surface du bassin à un taux uniforme durant une période de courte durée;
- **Hydrogramme unitaire adimensionnel (HUA)** : hydrogramme qui permet de comparer les hydrogrammes unitaires de différents types d'averses. Il est déduit soit d'un hydrogramme d'averse relevé pour une crue, soit d'un hydrogramme unitaire tracé à l'aide des ratios du temps sur le temps de montée et du débit sur le débit de pointe. Il est également appelé « hydrogramme indice ».

Les paramètres fondamentaux qui définissent entièrement l'hydrogramme sont respectivement :

- ***tp* : Temps de montée** : correspond à la durée de la partie montante (courbe de crue) ou le temps que prend le débit depuis le début du ruissellement de surface pour atteindre son maximum. Ce temps, qui représente une caractéristique de l'hydrogramme, peut être mesuré lors de précipitations de relativement courte durée provoquant un hydrogramme simple typique.
- ***tb* : Temps de base** : correspond à la durée totale de la courbe de montée (***tp***) et de la partie à décroissance rapide, dite courbe de décrue. Ce qui est équivalent à l'intervalle de temps que durent les contributions du ruissellement de surface et de l'écoulement hypodermique. Durée du ruissellement direct, c.a.d. longueur sur l'abscisse des temps de la base de l'hydrogramme de ruissellement.
- ***qp* : Débit de pointe** : Débit maximal instantané d'un hydrogramme donné.

La figure (2.3) illustre ces paramètres fondamentaux en lien avec les principales composantes de l'hydrogramme, incluant :

- ✿ **Courbe de concentration** : partie d'un hydrogramme correspondant à un débit croissant vers un maximum et s'étendant du point où débute le ruissellement jusqu'au débit maximum, lequel correspond au premier point d'inflexion de l'hydrogramme;

- ❁ **Courbe de décrue** : représente l'apport des zones d'emménagement suivant la fin de la pluie excédentaire. Cette partie de l'hydrogramme décrit la diminution naturelle du débit, produite par le drainage de surface.
- ❁ **Courbe de tarissement**, représente la décroissance plus lente du débit. Le débit est alors associé à la vidange des nappes d'eau souterraines lorsque le ruissellement de surface a cessé. La phase de tarissement résulte d'une absence de précipitations et elle intervient après la phase de décrue. La décroissance du débit se fait de manière exponentielle de plus en plus lentement.

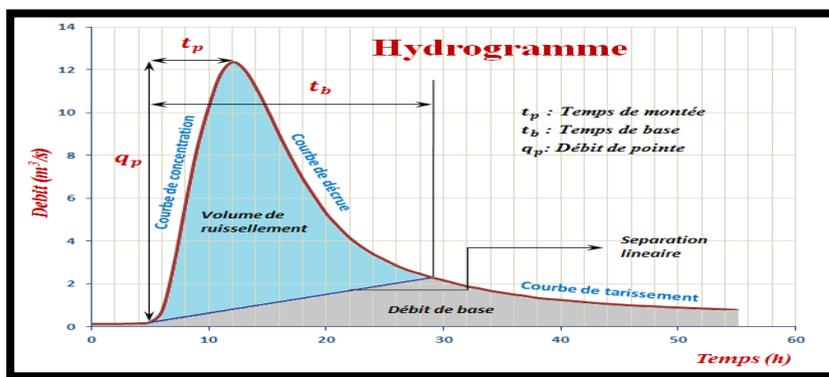


Figure (2.3) : composantes d'un hydrogramme

2.3.2 Le temps de concentration (T_C)

On peut estimer TC en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie effective et la fin du ruissellement direct (figure (2.4)).

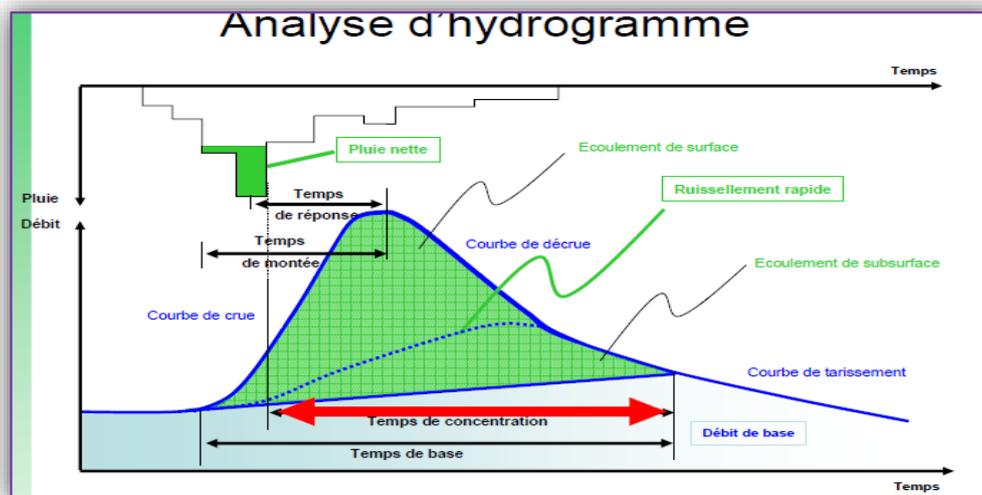


Figure (2.4) : Le temps de concentration

■ Temps de concentration :

Le temps de concentration est le temps requis par le ruissellement pour se déplacer du point hydrauliquement le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire de celui-ci. Ce paramètre est utilisé

dans la plupart des méthodes de détermination des débits de pointe. Il est estimé comme étant la somme des termes suivants :

- T_h , temps d'humectation : c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau précipitée avant qu'elle ne ruisselle.
- T_r , temps de ruissellement ou d'écoulement : c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons du sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturelle, collecteur...)
- T_a , temps d'acheminement : c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c est donc égal à la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max \left[\sum (T_h + T_r + T_a) \right]$$

Le temps de concentration c'est le temps le plus long que peut mettre l'eau qui ruisselle sur un bassin versant à atteindre la décharge. En milieu urbain, le plus petit bassin versant (sous bassin versant urbain) a une faible surface et sa décharge est une bouche d'égout. On appelle temps d'entrée, t_e , le temps de concentration relatif à un tel sous bassin. Un bassin versant urbain plus grand est formé de plusieurs sous-bassins versants urbains; son temps de concentration, T_c , correspond à l'équation suivante (figure 2.5):

$$T_c = T_e + T_f$$

T_e = le temps le plus long d'écoulement superficielle des eaux de ruissellement dans l'égout du premier sous bassin versant urbain (celui qui est plus en amont sur le plan hydraulique),

T_f = le temps d'écoulement de l'eau dans les conduites d'égout depuis ce sous bassin versant.

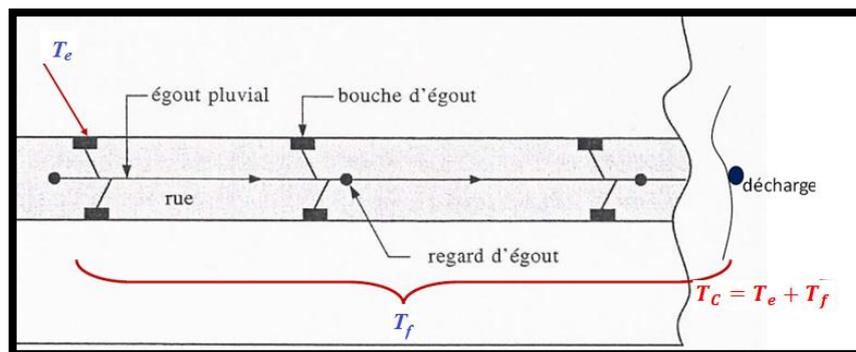


Figure (2.5) : Le temps de concentration dans une conduite

❖ Formule : hydrologie, temps de concentration

Il existe plusieurs modèles de prédiction pour calculer le temps (t_c) de concentration des hydrogrammes de crue. Les principales méthodes utilisées sont :

► Ventura

L'énoncé de la formule Ventura est comme suit :

$$T_C = 7,632 \cdot S^{0.5} \cdot I^{-0.5} \quad (2.1)$$

- Tc en minutes.
- S = Superficie du bassin versant en Km².
- I = pente moyenne du cours d'eau principal en m /m.

Lorsque Tc est exprimé en heures, on utilise la formule suivante : $T_C = 0.1272 \cdot S^{0.5} \cdot I^{-0.5}$

► Passini

$$T_C = 6,48 \cdot \frac{\sqrt[3]{L \cdot S}}{\sqrt{I}} \quad (2.2)$$

- Tc en minutes.
- S = Superficie du bassin versant en Km².
- I = pente moyenne du cours d'eau principal en m /m.
- L= longueur du cours d'eau principal en km.

Lorsque Tc est exprimé en heures, on utilise la formule suivante

$$T_C = 0.108 \cdot \frac{\sqrt[3]{L \cdot S}}{\sqrt{I}}$$

► Van Te Chow

$$T_C = 7,38 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.64} \quad (2.3)$$

Tc : en minutes

I : pente moyenne du cours d'eau principal m/m

L : longueur du cours d'eau principal en km

► Formule de la Fédéral Aviation Administration (FAA)

Cette équation a été développée par la *Fédéral Aviation Agency* (d'où son nom), aujourd'hui la *Fédéral Aviation Administration* (FAA, 1970). Elle est probablement valide pour de petits bassins-versants où l'écoulement de surface ou laminaire domine. Elle est couramment utilisée en milieu urbain pour estimer l'écoulement de surface en raison du coefficient de ruissellement qu'elle intègre. L'équation de la FAA est l'une des deux équations actuellement utilisées pour la conception des ponceaux à l'exutoire

de bassins-versants de moins de 25 km² au Québec (Transports Québec, 2004). Elle s'exprime sous la forme :

$$T_C = 3.26(1.1 - C).L^{0.5}.I^{-0.33} \quad (2.4)$$

La longueur maximale de l'écoulement (L) est exprimée en mètre alors que la pente du parcours de l'eau (I) est exprimée en pourcentage et le TC en minute.

Certaines restrictions s'appliquent cependant :

- Dans le cas où le coefficient de ruissellement serait inférieur à 0.20, la pente minimale du cours d'eau à retenir pour le calcul est de 0.1%, même si la pente réelle du cours d'eau est inférieure à cette valeur.
- Dans le cas où le coefficient de ruissellement serait compris entre 0.20 et 0.40, la pente minimale du cours d'eau à considérer pour le calcul est de 0.5%, même si la pente réelle du cours d'eau est inférieure à cette valeur.

$$C \leq 0.2 \text{ et } I_{min} = 0.1\%$$

$$0.2 \leq C \leq 0.4 \text{ et } I_{min} = 0.5\%$$

Dans le cas où le coefficient de ruissellement serait supérieur à 0.40, le temps de concentration se calcule à l'aide de l'équation suivante (Williams).

► Williams

L'équation de Williams a été développée au cours des années 1920 pour des bassins-versants situés en Inde. Selon Beran (1980), il est difficile d'appliquer cette équation ailleurs en raison des pluies très intenses qui caractérisent l'Inde. On peut penser que l'équation sous-estime les temps de concentration pour des régions où les pluies sont moins intenses. L'équation de Transports Québec (2004) sera utilisée dans le cadre de ce projet.

$$T_C = 0.057.L.A^{-0.1}.I^{-0.2} \quad (2.5)$$

Dans cette équation, la longueur du cours d'eau (L) est exprimée en m, la pente du parcours de l'eau (I) en %, la superficie (A) en hectare et le TC est donné en minute. Si l'on exprime la longueur du cours d'eau en km, la pente en m/m et le temps de concentration en heures, alors l'expression précédente s'écrit :

$$T_C = 0.3782.L.A^{-0.1}.I^{-0.2}$$

► Kirpich

Il existe deux versions de l'équation de Kirpich. L'une a été développée pour les bassins-versants en Pennsylvanie (E.U.) et l'autre pour le Tennessee (E.U.). Seul l'exposant de la variable S est différent entre les deux équations. Dans les deux cas, les équations ont été développées pour le calcul du temps de

concentration sur de petits bassins-versants situés en milieu rural. Bien que les deux équations soient semblables, l'utilisation de l'équation du Tennessee est plus courante. Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = \frac{0.0195}{60} \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385} \quad (2.6)$$

T_c : en heures

L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en m

I : pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m

► **Mockus**

Cette méthode est adaptée aux bassins versants qui sont caractérisés par une pente longitudinale moyenne inférieure à 1 % et par des sols limoneux ou argileux. L'équation de Mockus permet d'estimer non pas le T_c mais plutôt le T_L . Cette équation a été développée en 1961 par Victor Mockus, en association avec le *Soil Conservation Service* (SCS). Pour arriver à cette équation, les données provenant de 24 bassins-versants agricoles dont les superficies variaient de 0,5 ha à 24 km², avec une majorité inférieure à 8 km², ont été utilisées. Des travaux plus récents ont toutefois montré que cette équation pouvait être appliquée à des bassins-versants allant jusqu'à 49 km². Cette méthode intègre le numéro de courbe (CN) et l'équation s'écrit :

$$T_c = \frac{L^{0.8} \cdot [(1000/CN) - 9]^{1.67}}{20873 \cdot I^{0.5}} \quad (2.7)$$

Où

- t_c = temps de concentration (h)
- L = longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant (m)
- I = pente moyenne de l'écoulement (m/m)
- CN = numéro de courbe moyen

► **SCS lag time**

L'équation *SCS lag time* provient d'un ajustement de l'équation de Mockus. L'utilisation de l'équation de Mockus a montré que pour des valeurs de CN élevées, les débits de pointe étaient surestimés alors que pour des CN faibles, les débits de pointe étaient sous-estimés.

Rocha (2014) et Gericke et Smithers (2014) proposent quant à eux des équations estimant directement le T_c à partir d'un facteur de correction de 1,67 par rapport au T_L .

$$T_c = \frac{L^{0.8} \cdot [(1000/CN) - 9]^{0.7}}{4407 \cdot I^{0.5}} \quad (2.8)$$

Où

- t_c = temps de concentration (h)
- L = longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant (m)
- S = pente moyenne de l'écoulement (m/m)
- CN = numéro de courbe moyen

► **Kerby**

$$T_c = 1.44 * \left(\frac{n \cdot L}{I^{0.5}} \right)^{0.467} \quad (2.9)$$

T_c : en heures

L : longueur en m

I : pente m/m

n : coefficient de rugosité (adimensionnel)

Il existe plusieurs autres équations pour un estimer TC , TL et/ou TP et plusieurs de ces équations n'ont pas été considérés pour diverses raisons. Les paragraphes suivants dressent la liste de ces équations et expliquent la raison de leur exclusion.

Il existe aussi des équations développées et utilisées en milieu urbain. Ces équations développées et utilisées en milieu urbain (avec une fraction importante de surfaces imperméables

► **Formule de Chocat**

$$T_c = \frac{0.3175}{60} \cdot A^{-0.0076} \cdot C^{-0.512} \cdot I^{-0.401} \cdot L^{0.608} \quad (2.10)$$

TC : en heures

A : en hectares

C : coefficient de ruissellement

I : Pente en %

L : en m

2.4 Concepts de la modélisation pluie-débit

La modélisation du comportement hydrologique des bassins versant est incontournable dès lors que l'on s'intéresse à des problématiques relatives à la gestion de la ressource en eau, à l'aménagement du territoire, ou au risque hydrologique. Elle doit pouvoir décrire les différentes étapes de la transformation de la pluie en débit, ou la formation d'un débit sortant en fonction d'un débit entrant.

L'objectif de la modélisation pluie débit est de représenter de façon simplifiée une réalité complexe.

Deux étapes sont considérées pour reconstituer le trajet de l'eau de pluie à l'exutoire (figure 2.6):

- ➡ la **production** qui assure le passage de la pluie brute en une partie infiltrée et une partie ruisselée ou pluie nette
- ➡ le **transfert** qui représente l'acheminement de la pluie ruisselée à l'exutoire de l'unité

L'idée de base consiste à considérer l'hyétogramme de la pluie effective serait représentée comme le résultat d'une série d'impulsion discrètes de durée Δt (Signal d'entrée).

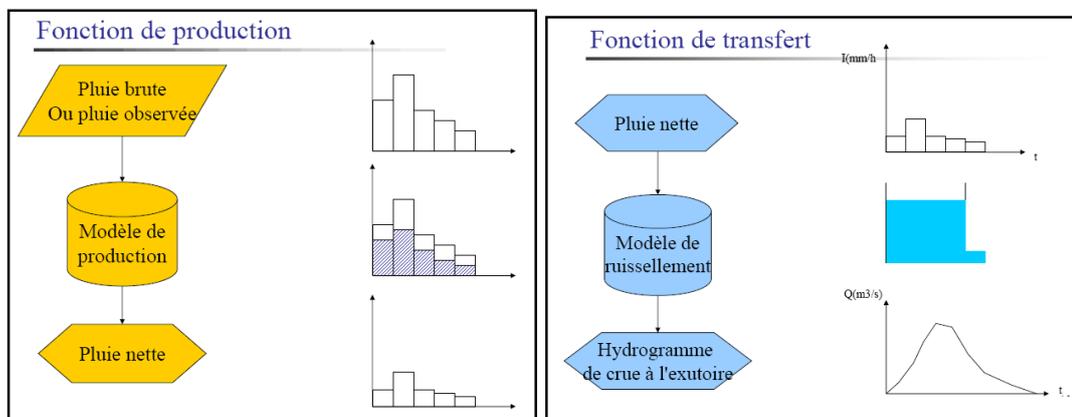


Figure (2.6) : Fonction de production et fonction de transfert

2.4.1 Fonction de production : le passage de la pluie brute à la pluie nette.

La fonction de production correspond à un modèle qui permet de déterminer la part de la pluie d'une averse qui ruisselle et s'écoule dans les réseaux de drainage. La proportion de l'eau qui ne ruisselle pas est approchée par deux processus :

- Processus d'interception initiale ;
- Processus d'infiltration.

La modélisation des fonctions de production en milieux urbain et rural fait trop souvent l'objet d'approches distinctes. En effet, la création de surfaces imperméabilisées et directement raccordées aux réseaux d'eaux pluviales amène parfois les aménageurs à négliger la contribution des surfaces dites naturelles, c'est-à-dire encore perméables. La mixité des surfaces contributives au ruissellement rend délicate l'utilisation des modèles d'infiltrations, notamment celui de l'agronome Horton (prédominant jusqu'au début des années 1970). Ces simplifications engendrent peu d'erreurs lorsque les bassins versants sont fortement urbanisés. Cependant, la qualification de bassin versant urbanisé englobe de très nombreux systèmes hydrologiques où les constructions et les axes routiers ne représentent qu'une partie des surfaces. Les fonctions de production ont pour objet d'assurer le passage de la pluie brute à la pluie nette. La pluie brute correspond à la hauteur d'eau précipitée pendant un intervalle de temps pour une averse donnée. La pluie nette correspond à la hauteur d'eau qui commence à ruisseler pendant ce même intervalle de temps. La pluie nette varie en fonction des caractéristiques physiques des surfaces réceptrices et des conditions hydrométriques initiales des sols. La part de la pluie qui contribue au ruissellement est conditionnée essentiellement par :

- Les propriétés intrinsèques d'infiltration des sols ;
- Les conditions hydriques initiales du sol qui modifient le potentiel d'infiltration ;
- Les microstructures et les dépressions de stockage en surface ;
- La pente qui modifie fortement les éléments précédemment cités.

Classiquement, le coefficient d'écoulement correspond au rapport entre la pluie nette et la pluie brute pour la totalité d'une averse. Le coefficient de ruissellement, à un instant donné, correspond au rapport entre l'intensité de la pluie nette et l'intensité de la pluie brute. Les interceptions initiales représentent la hauteur de pluie brute minimale pour qu'apparaisse un ruissellement. En effet, l'irrégularité des sols ainsi que la nature de leur couverture sont à l'origine de phénomènes de stockage ou bien d'interceptions. Ces pertes nettes soustraient une quantité parfois non négligeable de la pluie au processus de ruissellement et sont indépendantes des capacités d'infiltration des sols. Les interceptions initiales peuvent être de deux ordres en milieu urbain :

- Interception par la végétation : il s'agit de la part des précipitations arrêtées par la couverture végétale qui sera évapotranspirée et qui, de ce fait, ne contribue pas au processus de ruissellement ;
- Interception dans les micro-dépressions : il s'agit de la part de l'eau qui reste stockée dans les micro-dépressions des sols. Leur part n'est pas négligeable en milieu urbain, mais elle diminue en fonction de la pente.

La végétation a un effet retardant sur la formation du ruissellement, son absence en milieu urbain dense contribue à accélérer le phénomène de ruissellement. Les micro-dépressions permettent l'interception d'une lame d'eau plus ou moins grande, mais elles n'ont plus d'action limitatrice sur le ruissellement lorsqu'elles sont comblées.

Le phénomène de mouillage est souvent associé aux interceptions initiales et il est soumis aux effets de l'évaporation. En règle générale, la lame d'eau correspondant aux interceptions initiales et aux phénomènes de mouillages est d'un ordre de grandeur allant de 0,5 à 2 mm. Cette valeur n'est souvent pas négligeable. Cependant, sous le climat méditerranéen, les pluies brutes sont très fortes et le poids des interceptions devient négligeable.

2.4.1.1 Fonction de production analytique dite « Hortonienne »

L'infiltration est un phénomène physique qui correspond au transfert de l'eau depuis la surface du sol vers les horizons inférieurs proches, puis vers ceux plus profonds. Au sein des fonctions de production, la notion d'infiltration apparente apparaît plus adaptée puisque le phénomène peut être décomposé en deux processus distincts et successifs : une humectation régie essentiellement par des lois de capillarité et un écoulement vers les horizons profonds régie par les lois de la gravité (loi de Darcy en milieu non-saturé ou saturé).

La fonction de production est un élément clé d'un modèle hydrologique car elle permet de reproduire l'évolution de la capacité d'infiltration des sols. L'utilisation d'une fonction de production permet donc de convertir la pluie brute en pluie efficace ruisselante. Cependant, il n'existe pas de lignes directrices pour aider les modélisateurs à choisir un modèle adéquat pour simuler les écoulements de surface. La fonction de production choisie doit permettre de répondre aux 6 critères définis dans les objectifs et de reproduire au mieux le phénomène de ruissellement Hortonien qui est le phénomène de ruissellement largement prépondérant dans les sites d'études. Le ruissellement Hortonien prend naissance lorsque l'intensité de la pluie est supérieure au taux d'infiltration du sol ; la pluie arrive à une vitesse plus importante et ne peut être absorbée par le sol (voir figure 2.7) .

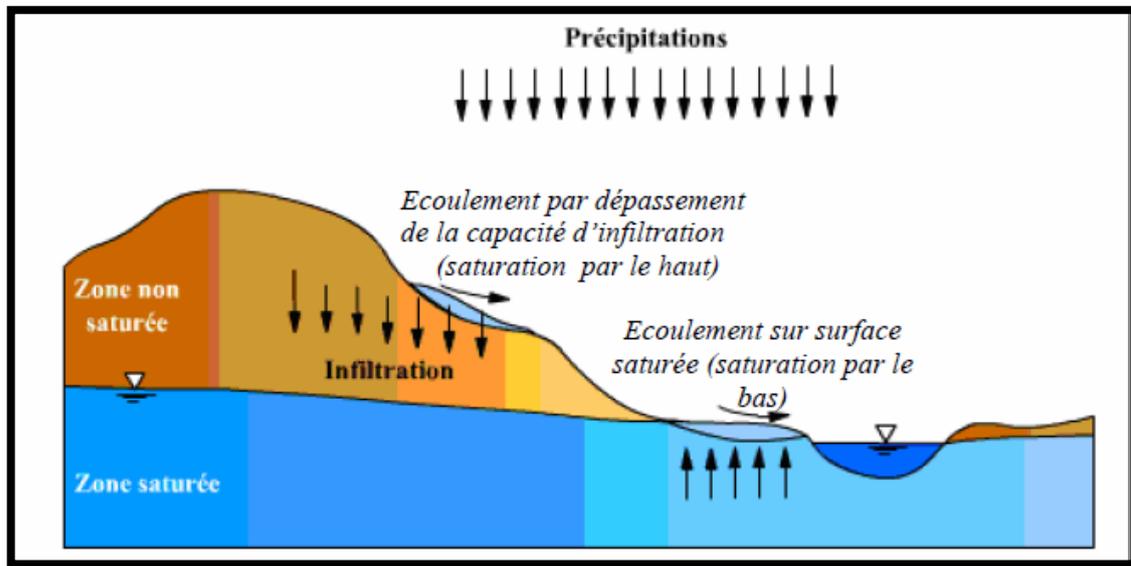


Figure (2.7) : Génération du ruissellement par saturation par le bas et par saturation par le haut (d'après <http://hydram.epfl.ch/e-drologie/>)

Notons que le processus d'écoulement Hortonien n'est dominant que dans les hauts des versants. Dans le bas des versants, c'est généralement l'écoulement sur surface saturée qui domine. En effet, le bas des versants favorise la saturation. Par-dessous du fait de la remontée possible de la nappe qui est plus proche de la surface en fond de vallée, de la convergence des lignes de courant et des pentes faibles. En particulier, l'écoulement de surface sur surfaces saturées se retrouve dans les bassins versants composés essentiellement de forêts.

L'écoulement de surface de type Hortonien se produit essentiellement sous les climats semi-arides, pour des bassins peu imperméables ou lors de très fortes intensités pluviométriques. Rappelons aussi que suite à une période de sécheresse prolongée, le sol devient sec et compacté ; ce qui limitera l'infiltration et favorisera l'écoulement de surface selon le processus de Horton. L'eau arrivera plus rapidement au cours d'eau, et cela pourra provoquer des crues rapides.

Les principes physiques qui composent ces processus sont extrêmement complexes. Ils peuvent être approchés par des modèles empiriques. Celui de Horton est très fréquemment utilisé et repose sur de nombreuses expérimentations sur le terrain. Le principe de cette méthode est de maintenir artificiellement une mince pellicule d'eau en surface d'un sol et de mesurer la quantité d'eau $f(t)$ homogène à une vitesse (mm/h) nécessaire pour préserver l'existence de cette pellicule. Cette capacité apparente d'infiltration $f(t)$ évolue d'après Horton selon l'expression suivante

$$f(t) = f_c + (f_0 + f_c) * e^{-k*t} \quad (2.11)$$

f_c : capacité d'infiltration limite du sol ;

f_0 : capacité d'infiltration initiale du sol ;

k : constante de temps (positive)

Cette formulation est cohérente avec la loi de Darcy en milieu non-saturé puisque, au départ, la vitesse apparente d'infiltration f_0 dépend à la fois du sol et de l'état initial d'humectation. f_0 , décroît en fonction du temps exprimé avec le paramètre k et tend vers la perméabilité de

Darcy f_c du sol saturé. $F(t)$ est la quantité d'eau entrée dans le sol à un instant t depuis le début de l'expérience où f_0 a été mesurée tel que

$$F(t) = \int_0^t f(t) * dt = \int_0^t [f_c + (f_0 + f_c) * e^{-k*t}] * dt \quad (2.12)$$

$$F(t) = f_c * t + \frac{f_0 - f_c}{k} * (1 - e^{-k*t}) \quad (2.13)$$

2.4.1.2 La méthode du SCS-CN

La méthode du SCS-CN a été choisie comme fonction de production du modèle mis en œuvre. Cette méthode est retenue en raison de sa robustesse à reproduire la relation pluie-débit dans plusieurs contextes sous réserve d'un ajustement du paramètre clé, le CN ou Curve Number, au contexte local. Le volume ruisselé peut-être calculé à l'échelle de l'événement et le domaine d'application permet son utilisation sur des bassins inférieurs à une centaine de km². De plus, les données d'occupations du sol et d'aptitude au ruissellement des sols sont disponibles à l'échelle régionale. Cependant, la qualité des bases de données est primordiale pour caractériser au sein du bassin les différentes entités sur lequel le ruissellement est calculé. La méthode *SCS Runoff Curve Number* a été introduite en 1954 aux États-Unis. Cette méthode permet d'estimer les volumes de ruissellement associés à un événement de pluie pour un bassin-versant donné à partir de la hauteur de pluie et de certaines caractéristiques physiographiques. La méthode repose sur une caractérisation empirique de la relation pluie-débit. Les seules données nécessaires sont le type de sol et l'occupation du sol. Cette méthode est intégrée dans de nombreux modèles hydrologiques et d'érosion tels que SWAT (Arnold et al., 1996), HEC-HMS (US Army Corps of Engineers, 2001). La méthode est applicable sur des bassins versants allant de 0.25 ha à 100 km² (SCS, 1972). Le volume de ruissellement est calculé à partir de la pluie cumulée depuis le début de l'épisode de pluie, l'absorption initiale et l'absorption potentielle au sein du bassin versant (Eq. 1). Cette équation permet de prendre en compte la décroissance de la capacité d'infiltration au cours de l'épisode.

$$\sum P_{eff} = \frac{(\sum P - I_a)^2}{\sum P - I_a + S_{max}} \quad (2.14)$$

Où $\sum Pe$ = Pluie efficace cumulée (mm) ; $\sum P$ = Pluie précipitée cumulée (mm) ; I_a = Absorption initiale (mm) et S_{max} = absorption potentielle (mm). Le paramètre I_a correspond à la perte en eau initiale via les phénomènes d'interception, d'infiltration et de stockage de surface (micro-dépression). Celui-ci est obtenu directement à partir de l'absorption potentielle et d'un paramètre empirique λ ajusté. S désigne la capacité maximale d'infiltration du sol (mm) et est directement relié au Curve Number. La méthode (SCS) permet d'évaluer les pertes par infiltration à la suite d'une averse. Elle estime la pluie nette à partir

des pertes initiales avant le début du ruissellement, et la rétention potentielle maximale après le début du ruissellement.

Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes (voir figure 2.8) : la pluie effective (P_{eff}), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (Ia). La figure suivante présente un schéma de principe représentant les paramètres utilisés dans les formules.

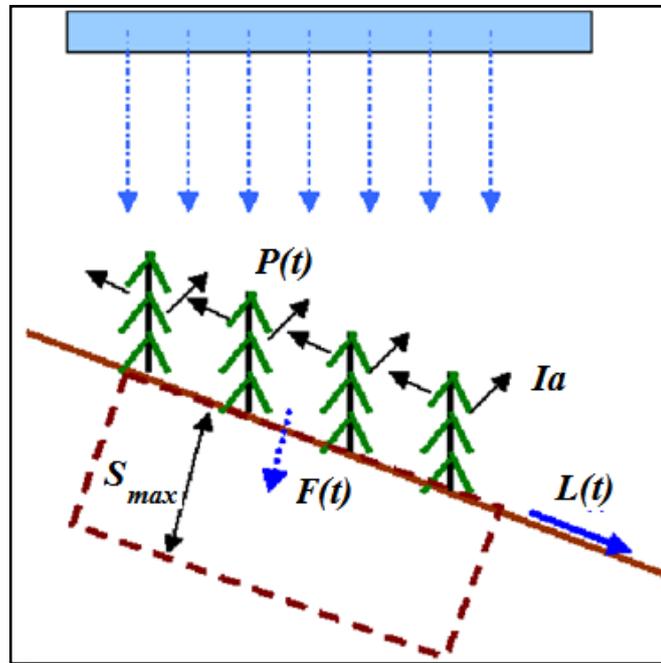


Figure (2.8) : Les grandeurs intervenant dans la méthode SCS

La pluie brute (paramètre $P(t)$) correspond au cumul pluviométrique depuis le début de l'épisode jusqu'à l'instant t . Celle-ci subit des pertes initiales Ia (évapotranspiration, capture par la végétation, ...). Le paramètre pluie effective est défini par $P(t) - Ia$. La pluie utile se partage entre le ruissellement et l'infiltration

$$P(t) - Ia = F(t) + L(t) \quad (2.15)$$

Le sol présente une capacité maximale d'infiltration S_{max} (cm).

Le principe de base du modèle SCS repose sur le principe que le coefficient d'écoulement est proportionnel à la « saturation » du sol ou à son taux de remplissage.

$$\frac{L(t)}{P(t) - Ia} = \frac{I(t)}{S_{max}} \quad (2.16)$$

Le coefficient de ruissellement augmente ainsi au cours de l'épisode pluvieux. Les pluies utiles se produisant en fin d'épisode ruissellent beaucoup plus que celles se produisant en début d'événement. En combinant la formule (2.15) et (2.16), on trouve une expression du volume ruisselé moyen $L(t)$:

$$L(t) = \frac{(P(t-Ia))^2}{P(t)-Ia+Smax} \quad (2.17)$$

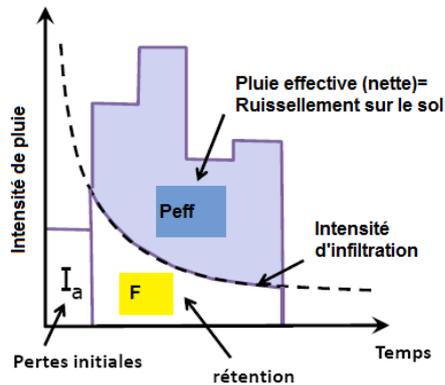


Figure (2.9) : Séparation de la pluie (P) en Pluie (nette) effective (P_{eff}), pertes initiales (Ia) et les pertes par rétention (F) – Méthode du NRCS.

- On appelle infiltration F la partie de la lame des précipitations P qui est absorbée par le sol et dirigée vers les couches inférieures. (Figure 2.9).
- On appelle rétention initiale Ia (Initial abstraction) la partie des précipitations retenue dans les dépressions et absorbée par évapotranspiration.
- On appelle Pluie effective (P_{eff}) la partie de la pluie qui se transforme écoulement (ruissellement) à la surface du sol pendant et immédiatement après cette averse.

Soulignons que tous ces paramètres sont exprimés en unités identiques (en millimètres pour le système SI ou en pouces pour le système impérial). Cette équation contient une quantité connue (P) et deux inconnues (Ia et $Smax$). On pose ensuite, en se basant sur les résultats de simulations, que la perte initiale $Ia = \lambda Smax$. On peut donc obtenir l'expression suivante :

$$\sum P_{eff} = \frac{(\sum P - \lambda Smax)^2}{\sum P - \lambda Smax + Smax} \quad (2.18)$$

Le paramètre λ désigne le ratio entre la rétention de base (*initial abstraction* ; Ia) et la rétention potentielle maximale ($Smax$) et est désigné par *initial abstraction coefficient ratio*. La valeur de 0.2 généralement attribuée à λ ne fait pas consensus. Plusieurs articles ont été publiés où des fourchettes de valeurs de λ sont proposées sont différentes de celle présentée dans USDA-NRCS (2004). Ling et Yusop (2014) ont d'ailleurs fait un sommaire des valeurs suggérées dans la littérature selon différentes zones climatiques (Tableau 2.1).

Tableau (2.1) : Valeurs minimale et maximale du : *Initial abstraction coefficient ratio* (λ) selon différentes régions climatiques (adapté de Ling et Yusop, 2014)

Zone climatique	<i>Initial abstraction coefficient ratio</i> (λ)	
	Minimum	Maximum
Tropical – Chaud et humide	0,000	0,864
Méditerranéen	0,011	0,037
Continental – Froid et Humide	0,050	0,200
Subtropical – Humide	0,050	0,100
Continental – Humide (Été froid)	0,050	0,200
Continental – Humide (Été chaud)	0,050	0,069

I_a représente toutes les pertes avant que le ruissellement de surface (ruissellement direct) proprement dit ne débute, incluant l'eau accumulée dans les dépressions de surface, interceptée par la végétation, évaporée et infiltrée avant ruissellement. La valeur de ce paramètre peut être mesurée à partir de données observées de précipitation et de ruissellement pour de petits bassins-versant où la montée des eaux en période de pluie est. La Figure (2.9). montre comment I_a est estimée à partir de données observées. Ce paramètre est très variable d'un événement de pluie à l'autre mais est généralement corrélé au paramètre S_{max} . Pour un même bassin-versant, I_a pourrait être influencé par la durée, l'intensité des précipitations et les conditions antérieures d'humidité. D'un bassin-versant à l'autre, ce paramètre pourrait varier en raison de différents facteurs dont les caractéristiques physiques du bassin-versant et la zone climatique.

Le paramètre S_{max} dépend quant à lui des caractéristiques du sol et ne devrait pas, en principe, varier d'un événement à l'autre pour un bassin-versant donné. Ainsi, il est important de ne pas confondre S avec la rétention réelle qui survient une fois que le ruissellement direct débute et qui peut être estimé à partir de données observées. Tel que mentionné précédemment, S est estimé à partir des numéros de courbes qui tiennent compte de trois facteurs :

1. Classe hydrologique des sols;
2. Couverture du sol.
3. Conditions hydrologiques antécédentes

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer la pluie effective (nette) à partir de la précipitation P . Pour pouvoir évaluer la seule inconnue, S , et afin de standardiser les courbes représentant la pluie nette en fonction de la pluie brute, le SCS a introduit un paramètre sans dimension se nommant «Runoff Curve Number" (CN). L'indice CN est relié au stockage S par la relation suivante:

$$S_{max} = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) * 2.54 \quad (2.19)$$

La valeur de S_{max} est fonction du runoff curve number (CN), donné en fonction du type de sol, du type de culture et de l'état initial.

$$h_{eff} (mm) = \frac{\left[\left(\frac{h_p}{25,4} \right) - \left(\frac{200}{C_N} \right) + 2 \right]^2}{\left(\frac{h_p}{25,4} \right) + \left(\frac{800}{C_N} \right) - 8} \cdot 25,4 \quad (2.20)$$

Où CN = Curve Number (sans unité). Ce dernier varie entre 0 et 100. Plus le Curve Number est élevé, plus le ruissellement est important. Il est déterminé par croisement de l'occupation du sol et des caractéristiques pédologiques du sol (groupe hydrologique des sols) selon des tables établies par l'USDA (United States Département of Agriculture, 1986). Tous les sols sont classés selon leur capacité à drainer l'eau verticalement. Les classes évoluent de A à D, du plus drainant au plus imperméable selon la texture des sols. La texture est souvent disponible dans les bases de données des sols à l'échelle des têtes de bassins versants. Cette disponibilité explique la popularité de cette fonction de production qui ne requiert pas de caractérisation hydrodynamique comme pour les approches à bases physiques (Philips, 1957 ; Green & Ampt, 1911). Le CN est donc simplement une transformation non-linéaire de S qui est un paramètre de stockage; il est déterminé en considérant essentiellement les types de sol en présence dans le bassin et le couvert végétal. Le CN renseigne sur la capacité du sol à infiltrer l'eau de pluie. Les valeurs sont typiquement entre 30 et 99. Une valeur de 30 correspond à une importante capacité d'infiltration, alors que la valeur de 99 correspond à une absence d'infiltration. Un tableau détaillé des valeurs de CN se trouve aussi dans le guide d'utilisateur du logiciel HEC-HMS. Il est possible de calculer un CN moyen pour chaque sous bassin avec la relation suivante :

$$\overline{CN} = \frac{\sum CN_i * A_i}{\sum A_i} \quad (2.21)$$

A_i : superficie du bassin versant ou du sous bassin correspondant à un type et à une couverture du sol (forêt, agricole, urbain)

CN_i : Coefficient de ruissellement CN correspondant à A_i .

Le NRCS a par ailleurs classé les sols en quatre catégories en ce qui concerne le potentiel d'infiltration :

- ✓ **Groupe A** (faible potentiel de ruissellement) : Sols présentant des taux élevés d'infiltration même lorsque saturés et étant principalement constitués en profondeur de sable ou gravier bien drainés ou excessivement bien drainés. Ces sols possèdent un haut taux de transmission de l'eau infiltrée. (*potentiel de ruissellement faible et taux d'infiltration élevé sables et graviers*)
- ✓ **Groupe B** : Sols avec des taux d'infiltration moyen lorsque saturés, composés essentiellement de sable ou gravier modérément drainés à bien drainés sur des profondeurs modérées à importantes, avec des textures modérément fines à modérément grossières. Ces sols possèdent

un taux modéré de transmission de l'eau. à une faible profondeur ou de sols avec une nappe phréatique haute en permanence. Ces sols présentent un très faible taux de transmission de l'eau. (*taux d'infiltration modéré et sol modérément bien drainé terre sablonneuse*)

- ✓ **Groupe C** : Sols présentant des taux d'infiltration lents lorsque saturés, composés principalement de sols avec une couche qui retarde le mouvement vertical de l'eau ou de sols avec une texture modérément fine à fine. Ces sols ont un taux de transmission de l'eau qu'on peut qualifier de faible.

C : taux d'infiltration faible terre argileuse, sol ayant un Faible contenu organique

- ✓ **Groupe D** (potentiel élevé de ruissellement) : Sols avec de très faibles taux d'infiltration lorsque saturés, constitués principalement d'argile en surface ou à une faible profondeur ou de sols avec une nappe phréatique haute en permanence. Ces sols présentent un très faible taux de transmission de l'eau. (*potentiel du ruissellement élevé et taux d'infiltration Faible sol gonflant lorsqu'humide, argiles et couches minces de sol avec fond imperméable près de la surface du Sol*).

Le tableau (2.2) donne les valeurs de CN pour différentes surfaces et les différents groupes de sols.

Tableau (2.2) : Valeurs de CN dans les tables : pour AMCII ((Conditions antécédentes d'humidité moyennes (II), Ia = 0,2S

Occupation du sol	Classes de sol			
	A	B	C	D
Sols cultivés bien entretenus	72	81	88	91
Sols cultivés mal entretenus	62	71	78	81
Pâturage dans de bonnes conditions	68	79	86	89
Pâturage dans de mauvaises conditions	39	61	74	80
Prés	30	58	71	78
Forêts à faible taux de couverture	30	58	71	78
Forêts a taux de couverture élevé	25	55	70	77
Place de jeux, parcs, golfs, cimetières: -plus de 75% de la surface est enherbée, -50 à 75% de la surface est enherbée	39 49	61 69	74 79	80 84
Zones commerciales (85% de la surface imperméable)	89	92	94	95
Zones industrielles (72% de la surface imperméable)	81	88	91	92
Zones résidentielles: Taux de surface imperméable				
65%	77	85	90	91
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86

25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parkings, toit,	98	98	98	98
Routes et chemins:				
Revêtement bitumineux	98	98	98	98
Revêtement gravelé	76	85	89	91
Revêtement en mauvais état	71	82	87	89

La méthode du SCS-CN prend en compte les conditions initiales d'humidité du sol puisque celles-ci influencent l'aptitude du sol à ruisseler (Tableau 7), (SCS, 1972). Ainsi les conditions initiales vont être estimées en fonction de la pluie tombée pendant les 5 jours précédents le début de l'épisode de pluie considéré. La valeur du Curve Number est ajustée en fonction de ce cumul de pluie sur 5 jours.

La capacité de la méthode du SCS-CN à reproduire la relation pluie-débit sur un bassin versant est limitée par le choix des valeurs empiriques des Curve Number définies pour chaque occupation du sol et la prise en compte empirique de l'état initial du bassin via les relations définies dans le tableau (2.3). De plus, l'utilisation de la méthode SCS-CN ne prend pas en compte la présence d'écoulements pérennes sur le bassin versant nécessitant alors une adaptation de la méthode à travers l'ajout d'un débit de base. Les phénomènes de remontées de nappe, d'écoulement hypodermique en cas de semelle de labour ne sont pas non plus modélisés. La méthode nécessite une mise en œuvre et une validation sur plusieurs bassins versants jaugés afin d'estimer les incertitudes sur les volumes ruisselés calculés. Ce dernier point est crucial pour avoir un regard critique sur les résultats obtenus sur des bassins versants non jaugés dans les différentes phases d'aménagement prévues dans le projet. Par contre, la mise en œuvre et la validation de la modélisation sur des sites non instrumentés à partir de bassins versants instrumentés doivent être réalisées sur des bassins versants aux caractéristiques similaires.

Tableau (2.3) : variation des valeurs de CN en fonction de l'état du sol

Conditions initiales	CN- Corrigé
Sec	$CN_I = \frac{4,2 * CN_{II}}{10 - 0,058 * CN_{II}}$
Normal	CN_{II}
Humide	$CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + 0,13 * CN_{II}}$

L'approche du SCS-CN permet une prise en compte du sol et de l'occupation du sol (figure 14). Cependant, la méthode est très sensible à la caractérisation du CN, dépendant alors de la qualité thématique et géographique des bases de données du sol et de l'occupation du sol. Cela amène des questions sur la précision des bases de données qui doivent donc dépendre de l'hétérogénéité du sol et de la taille des plus petits éléments ayant un impact non négligeable sur les phénomènes de ruissellement. De plus, il est important de prendre en compte le fait que l'outil développé n'est pas un outil spatialisé mais seulement semi distribué c'est-à-dire prenant en compte l'occupation du sol et sa composition en termes de surface sans prendre en compte leurs positions au sein du bassin versant. En faisant cela, l'information cruciale qui est la position respective d'une entité par rapport à une autre permettant par exemple la modélisation des ré infiltration est perdue

Il existe des logiciels, comme le HEC-Géo HMS permettant l'obtention des valeurs pondérées de CN pour chaque sous bassin. En outre on peut obtenir une expression donnant le coefficient de ruissellement en fonction de CN :

$$C = \left[P - \left(\frac{200}{CN} - 2 \right) * 25,4 \right]^2 / P * \left[P + 4 \left(\frac{200}{CN} - 2 \right) * 25,4 \right] \quad (2.22)$$

2.4.2 Fonction de transfert.

La transformation d'une averse en une crue est une opération complexe à modéliser. La fonction de transfert caractérise le passage de la lame de pluie nette résultant de la fonction de production en débit. Les variations des débits dans le temps sont synthétisées graphiquement par un hydrogramme. Mesuré ou estimé à l'exutoire, l'hydrogramme correspond au signal de sortie du système (bassin versant) et donc à la déformation du signal d'entrée (la pluie) (Figure 2.10).

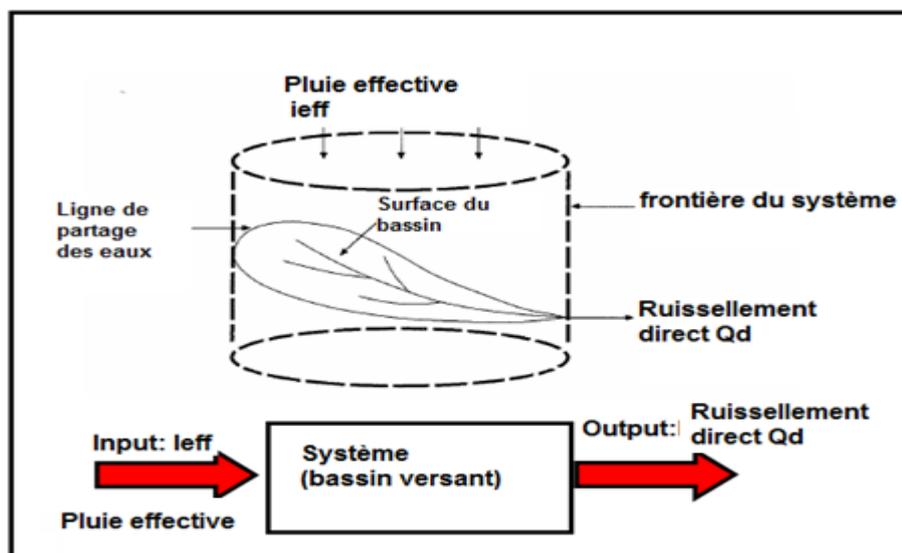


Figure (2.10) : Transformation de la pluie en ruissellement

La définition du terme composé « bassin versant » est la suivante :

Étant donné un réseau d'évacuation des eaux pluviales, naturel et/ou artificiel, enterré et/ou de surface, on appelle bassin versant l'ensemble constitué par ce réseau et les surfaces qui potentiellement contribuent à l'alimentation de ce réseau, par ruissellement de surface des eaux d'origine météorique. L'allure de l'hydrogramme traduit les conditions du ruissellement en surface et ses phases de concentration. La dynamique de ce système repose sur un certain nombre de paramètres :

- Surface;
- Périmètre;
- Plus grande longueur de talweg;
- Pente.

Chaque bassin versant est unique et possède sa propre forme, mais la connaissance des paramètres précédemment cités permet d'opérer une classification. Il existe plusieurs modèles utilisés en hydrologie pour la détermination de la fonction de transfert. Nous présentons dans le cadre de ce travail un seul modèle, à savoir, le modèle du réservoir linéaire.

2.4.2.1 Le modèle du réservoir linéaire

Le modèle du réservoir linéaire est une fonction de transfert largement utilisée en hydrologie urbaine du fait de sa grande simplicité, de son faible nombre de paramètres (un seul) et de ses bonnes performances sur des bassins versants de faible taille (jusqu'à 100 hectares), équipés d'un réseau traditionnel d'assainissement.

Dans l'usage pratique ce type de modèle le débit entrant est en général connu. Le débit sortant se calcule à partir de l'entrée et de la variation du stockage $S(t)$.

Ce Modèle est une fonction de transfert qui permet de transformer un hydrogramme de pluie nette en hydrogramme à l'exutoire. La variation temporelle du stockage s'obtient de la différence entre l'entrée et la sortie, autrement dit, on admet le principe de la continuité:

$$\frac{dS}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (2.23)$$

Ou

$Q_e(t)$ = Débit entrant

$S(t)$ = Stockage

$Q_s(t)$ = Débit sortant

L'équation de conservation traduit, à chaque instant, la variation du stockage qui est égale à la différence entre flux entrant et sortant. Le fonctionnement du système transformateur est représenté par deux lois

reliant deux variables de flux $Q_e(t)$ (qui peut être aussi intensité de la pluie nette), et $Q_s(t)$ (débit à l'exutoire) et une variable d'état caractéristique du système $S(t)$ correspondant au volume stocké au temps t (Figure 2.11). La relation entre ces trois variables est linéaire.

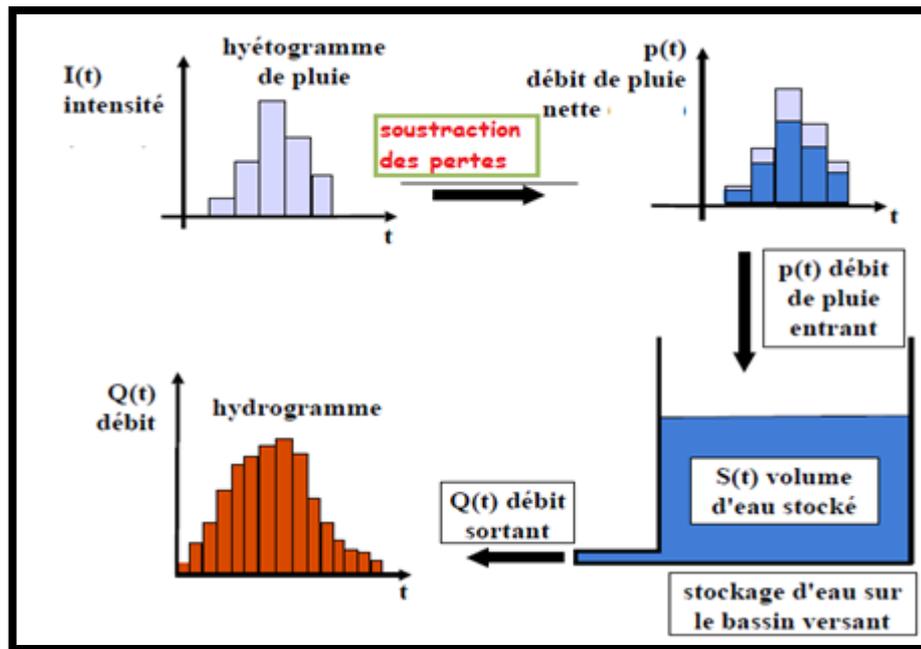


Figure (2.11) : le concept du réservoir linéaire

Le principe de la méthode des réservoirs linéaires consiste à considérer le bassin versant comme un réservoir. L'entrée du système est l'hyétogramme des pluies nettes et la sortie est l'hydrogramme du bassin versant. Nous construirons donc d'abord une pluie de projet, puis à l'aide de son hyétogramme nous déterminerons le débit de sortie du bassin versant en chaque instant de la pluie. Nous pourrions alors déterminer le volume à stocker en chaque instant et donc le volume maximal de stockage.

Le débit sortant est proportionnel au stockage, autrement dit, les caractéristiques du réservoir doivent être linéaires:

$$S(t) = K * Q_s(t) \tag{2.24}$$

Avec

K : temps de réponse ;

La combinaison de cette équation avec l'équation de la continuité donne l'équation différentielle linéaire suivante :

$$k * \frac{dQ_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \tag{2.25}$$

La solution analytique de cette équation, obtenue par intégration, est donnée par l'expression suivante :

$$Q_s(t) = Q_s(t_0) * e^{-(t-t_0)/k} + \int_{t_0}^t Q_e(\tau) * k^{-1} * e^{-(t-\tau)/k} d\tau \tag{2.26}$$

Le débit sortant est donc composé de deux fonctions :

- ❖ La première fonction décrit la marche à vide du réservoir (sans entrées)
- ❖ La deuxième fonction décrit la réaction du réservoir a une entrée variable dans le temps :

Pour obtenir le débit sortant, en l'occurrence le ruissellement direct, on utilise l'équation suivante

$$Q_D(t) = I_{eff} * T * U(t^*, T) * A_{Bv} \quad (2.27)$$

Avec $U(t, T)$: La réponse, fonction de transfert ou hydrogramme unitaire instantané, du réservoir linéaire

Cette dernière s'obtient comme suit :

$$\text{Si } t^* \leq T : u(t^*, T) = 1/T * (1 - e^{-t^*/k}) \quad (2.28)$$

$$\text{Si } t^* \geq T : u(t^*, T) = 1/T * (1 - e^{-T/k}) * e^{-(t^* - T)/k} \quad (2.29)$$

Dans la méthode du réservoir linéaire, le seul paramètre de calage explicite est le coefficient k . Ce calage concerne essentiellement la pointe de l'hydrogramme de sortie : temps et débit de pointe (figure 2.12). Plusieurs expressions de K existent dans la littérature et varient d'un cas étudié à l'autre. Le paramètre k correspond au temps de décalage entre l'entrée et la sortie. L'amortissement et le décalage sont donc dus au même paramètre. Dans ces conditions, si K tend vers l'infini, le décalage et l'amortissement aussi. $k = \ll \text{lag time} \gg$ ou « temps de réponse » = temps de décalage entre le centre gravité du hyétogramme de pluie et le centre de gravité de l'hydrogramme des débits. Il traduit le décalage dans le temps des centres de gravité de la pluie (hyétogramme) et du débit (hydrogramme), c'est en quelque sorte le temps de réponse.

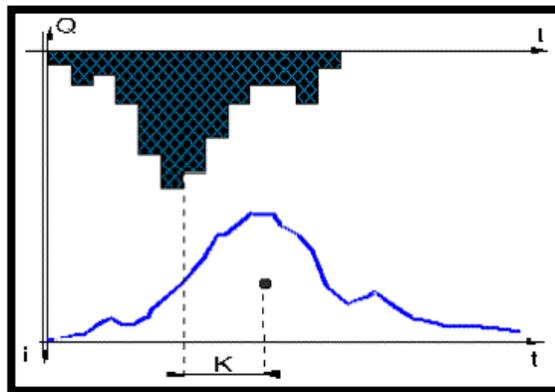


Figure (2.12) : Définition du paramètre k

Les méthodes de calcul du Lag Time sont également proches de celles du temps de concentration, il s'agit de formules empiriques basées sur l'expérience et emploient des paramètres similaires à celles de calcul de temps de concentration. De nombreuses formulations de K existent pour les bassins versants urbains. Les ajustements obtenus par DESBORDES sont actuellement les plus utilisés dans le domaine

de l'hydrologie urbaine [DESBORDES 1974]. La formule de calcul utilisée par le logiciel MOUSE est la formule suivante:

$$k = 0,3175 * A^{-0,0076} * IMP^{-0,512} * S^{-0,401} * L^{0,608} \quad (2.30)$$

A : surface du bassin versant (hectare) ;

IMP : coefficient d'imperméabilisation (pourcentage) ;

L : longueur du plus long parcours de l'eau (mètre) ;

S : pente en %.

Ce modèle donne des erreurs inférieures à 20% sur les débits maximaux. Desbordes (1987) propose une correction du paramètre K pour obtenir de meilleurs ajustements.

$$k' = 0,7 * k * A^{0,09} \quad (2.31)$$

L'un des avantages majeurs de ce modèle est que le paramètre K peut être estimé sur des bassins versants non jaugés (c'est à dire sur lesquels on ne dispose pas de mesures) en fonction des caractéristiques du bassin versant (surface, pente, longueur du plus long parcours de l'eau, coefficient d'imperméabilisation, etc.). Sur les bassins urbanisés, les différentes recherches ont permis d'établir une formulation du paramètre K en fonction d'une part des caractéristiques du bassin versant et d'autre part de la pluie abattue. L'un des avantages majeurs de ce modèle est que le paramètre K peut être estimé sur des bassins versants non jaugés (c'est à dire sur lesquels on ne dispose pas de mesures) en fonction des caractéristiques du bassin versant (surface, pente, longueur du plus long parcours de l'eau, coefficient d'imperméabilisation, etc.).

2.4.3 Laminage des crues

La propagation des crues dans un cours d'eau est un procédé de calcul qui tient compte des effets du stockage d'eau dans un bief de cours d'eau sur le déplacement d'un hydrogramme de crue. La propagation de crue en cours d'eau est plus complexe que celui en réservoir.

- En effet, dans un réservoir, le stockage et le débit de sortie sont des fonctions uniques de l'élévation du plan d'eau, parce que nous supposons que ce plan d'eau demeure horizontal en tout temps.
- Dans un bief de cours d'eau, la surface du plan d'eau ne demeure pas toujours parallèle au fond. De fait, la pente moyenne du plan d'eau est plus élevée que celle du fond pendant la période d'augmentation du débit, tandis qu'elle est plus faible pendant le passage de la récession de l'hydrogramme.

L'acheminement ou propagation de crue est une procédure qui permet de déterminer l'hydrogramme à la sortie d'un réservoir ou d'un bief de cours d'eau lorsque l'hydrogramme est connu à l'entrée (figure

(2.13). Le transport d'un hydrogramme au travers d'une conduite, d'une rivière ou d'un bassin affecte celui-ci. Les pointes peuvent être atténuées et les temps de base allongés. Les premières équations décrivant ce phénomène ont été formulées par Saint-Venant. Par contre, celles-ci étaient fort complexes et ont été modifiées pour permettre leurs solutions. Technique pour analyser le mouvement d'une onde de crue au travers des éléments du réseau hydrographique

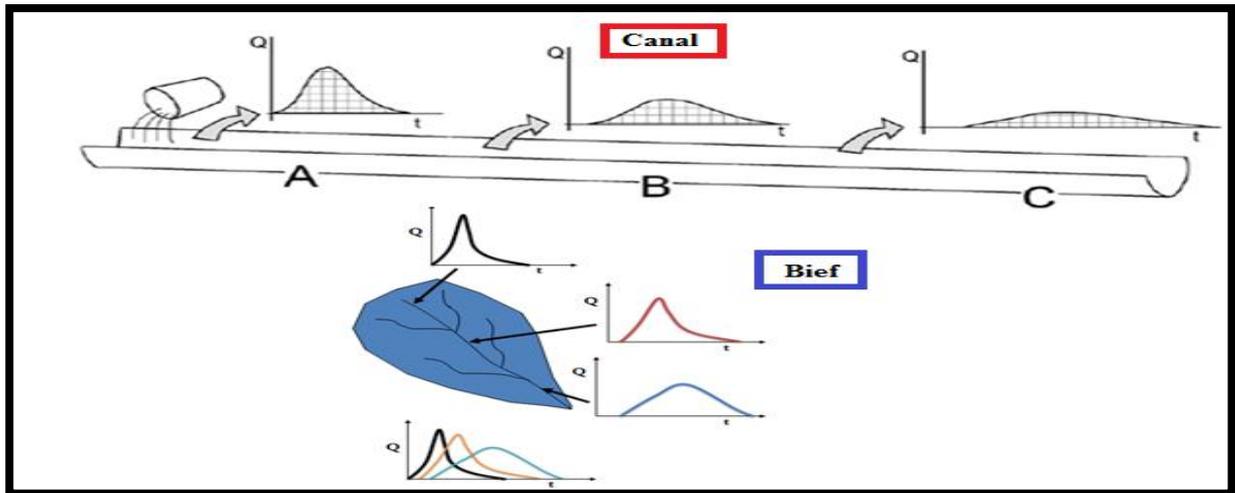


Figure (2.13) : Le principe du laminage

Le laminage a pour Objectifs :

- Estimation du temps de parcours entre deux points
- Modification de l'hydrogramme
- Atténuation du débit de pointe

Il existe deux catégories de techniques pour décrire l'acheminement de crue:

La première est l'acheminement hydrologique. Ce type, le plus simple, tient compte du balancement entre les débits d'entrée et de sortie et le volume d'emménagement à l'aide de l'équation de continuité. La technique de Muskingum est de ce type.

La deuxième technique, Appelée l'acheminement hydraulique est beaucoup plus complexe. Celle-ci repose sur les équations de continuité et les équations de quantité de mouvements. Ce sont les équations de Saint-Venant. Le cas particulier où l'écoulement est seulement dans une dimension est le cas de l'onde cinétique.

2.4.3.1 La méthode de Muskingum

La méthode de Muskingum, qui est probablement la méthode la plus utilisée. Elle fut développée à l'origine par le corps des ingénieurs de l'U.S.Army et par McCarthy dans ses projets de contrôle des crues de la rivière Muskingum dans le bassin de l'Ohio 2 en 1934-1935 (figure 2.14). La méthode de Muskingum est basée uniquement sur l'utilisation de l'équation de continuité; l'équation dynamique de

Saint-Venant est entièrement négligée. Le but de la première méthode est de reproduire la déformation de l'hydrogramme entre l'amont et l'aval d'un tronçon de rivière et la deuxième équation est généralement une équation de stockage qui lie le volume stocké aux débits à l'amont et à l'aval du tronçon. Les modèles de transfert d'onde les plus connus sont le modèle de translation simple et le modèle Muskingum. La rivière Muskingum est une rivière de l'Ohio aux États-Unis d'Amérique, longue de 179 km, et un affluent de la rivière homonyme l'Ohio, donc un sous-affluent du Mississippi

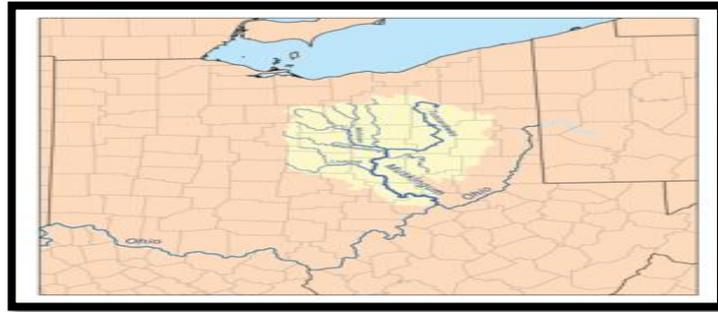


Figure (2.14) : La rivière de l' Ohio

La méthode de MUSKINGUM est une fonction d'acheminement d'application très aisée, tant pour la détermination des paramètres K et X que pour l'acheminement d'un hydrogramme.

Rappelons les deux équations de base:

L'équation de continuité :

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (2.32)$$

La relation de MUSKINGUM :

$$S = k * [x * I + (1 - X)Q] \quad (2.33)$$

En se basant sur l'équation de stockage du modèle, les volumes S_j et S_{j+1} , stockés durant les temps $t=j*\Delta t$ et $t=(j+1)*\Delta t$, peuvent être exprimés comme suit :

$$S_j = k * [x * I_j + (1 - x) * Q_j] \quad (2.34)$$

$$S_{j+1} = k * [x * I_{j+1} + (1 - x) * Q_{j+1}] \quad (2.35)$$

La variation du stockage durant l'intervalle du temps $[j*\Delta t, (j+1)*\Delta t]$ estimé à l'aide de l'équation de stockage, et on obtient :

$$\Delta S_{j,j+1} = k * \{ [x * I_{j+1} + (1 - x) * Q_{j+1}] - [x * I_j + (1 - x) * Q_j] \} \quad (2.36)$$

Sur un pas de temps Δt suffisamment court, l'équation de continuité a pour expression

$$\Delta S_{j,j+1} = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} * \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} * \Delta t \quad (2.37)$$

La combinaison des équations (2.36) et (2.37) donne l'expression suivante :

$$Q_{j+1} = C_1 * I_{j+1} + C_2 * I_j + C_3 * Q_j \quad (2.38)$$

Dans cette équation les coefficients C s'obtiennent comme suit :

$$C_1 = \frac{\Delta t/k - 2*x}{2*(1-x) + \Delta t/k} \quad (2.39.a)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t/k + 2*x}{2*(1-x) + \Delta t/k} \quad (2.39.b)$$

$$C_3 = \frac{2*(1-x) - \Delta t/k}{2*(1-x) + \Delta t/k} \quad (2.39.c)$$

Les équations (2.39.a, 2.39. b, et 2.39.c) permettent le calcul de l'hydrogramme acheminé si K et x sont connues ou estimé. La condition initiale $O_1 = O(t_1) = I(t_1)$ est immédiate en admettant que l'écoulement soit en régime permanent avant la crue.

Le paramètre X explique la portion du stockage de la propagation de crue. L'effet de stockage est de réduire le débit de pointe et prolonger l'hydrogramme dans le temps. le paramètre X est fonction du débit et les caractéristiques de canal qui causent l'écoulement par diffusion. Le paramètre de l'propagation de crue K est fonction de la longueur du bief du canal et de la vitesse de l'onde de crue. Dans la méthode Muskingum, X est interprétée comme un facteur de pondération et sa valeur est compris entre 0.0 à 0.5, les valeurs de X supérieures à 0.5 produisent un amortissement de l'hydrogramme (c.-à-d., une diffusion négative). Avec $K = \Delta t$ et $X=0.5$, les conditions des débits entrants sont ceux de l'hydrogramme des débits sortants, ce dernier prend la même forme que l'hydrogramme des débits entrants, mais il est translaté vers l'aval à un temps égal à K (l'atténuation est nulle et l'hydrogramme est seulement transporté entre deux stations). Pour $X=0$, la propagation de crue de la méthode de Muskingum se réduit à une propagation de crue de réservoir linéaire donc l'atténuation est maximale.

- K est un coefficient dont la dimension est un temps qui traduit physiquement le temps de stockage dans le réservoir ou encore, représente le décalage entre le centre de gravité de l'hydrogramme d'entrée et celui de sortie.
- x est un coefficient de pondération qui module l'influence de Q_e et Q_s dans l'équation de continuité. Il est compris entre 0 et 1 et est adimensionnel.
- *Si $x=0$, la loi de stockage est uniquement fonction de l'aval. Ceci, caractérise la vidange d'un réservoir linéaire.
- *Si $x=1$, la loi de stockage est uniquement fonction de l'amont.
- *Si $0 < x < 1$, la loi de stockage est fonction de l'amont et de l'aval.

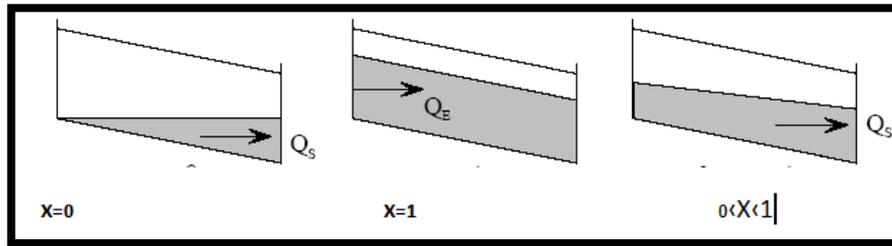


Figure (2.15) : Influence du paramètre X

Comme précédemment, Δt doit être suffisamment petit pour que l'approximation de la variation linéaire des débits soit admissible. Par ailleurs, pour la stabilité des calculs, il est conseillé de s'assurer que l'on vérifie bien les inégalités suivantes :

- ▶ $K \geq \Delta t$
- ▶ $x < \Delta t / (2 \cdot K)$ pour que $C_i \geq 0$
- ▶ $2 K x < \Delta t < K$
- ▶ $0 < x < 1$

Si ce n'était pas le cas, il conviendrait de revoir Δt .

La condition initiale $O_1 = O(t_1) = I(t_1)$ est immédiate en admettant que l'écoulement soit en régime permanent avant la crue. De plus la somme des $C_i = 1$. ($\sum C_i = 1$)

L'autre technique, Appelée l'acheminement hydraulique est beaucoup plus complexe. Celle-ci repose sur les équations de continuité et les équations de quantité de mouvements. Ce sont les équations de Saint-Venant. Le cas particulier où l'écoulement est seulement dans une dimension est le cas de l'onde cinétique.

La détermination de K et X nécessite un couple d'hydrogrammes d'entrée $I(t)$ et acheminé $O(t)$. Plusieurs méthodes de calculs sont possible: une méthode graphique, classique ainsi qu'une méthode numérique. L'estimation des paramètres de Muskingum par la méthode graphique repose sur deux formulations de la variation du volume d'eau stockée dans le bief entre les temps t et Δt , à savoir la variation de volume d'eau moyen (équation 2.40) et la variation de volume instantané (équation 2.41).

$$S_{t+\Delta t} - S_t = \left[\left(\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} \right) - \left(\frac{O_t + O_{t+\Delta t}}{2} \right) \right] * \Delta t = \Delta S_{t+\Delta t} \quad (2.40)$$

$$S_{t+\Delta t} - S_t = k * [X * (I_{t+\Delta t} - I_t) + (1 - X) * (O_{t+\Delta t} - O_t)] = k * D_{t+\Delta t} \quad (2.41)$$

Avec

$S_t, S_{t+\Delta t}$: volume d'eau stocké dans le bief à l'instant t et $t+\Delta t$, en $[m^3]$

$O_t, O_{t+\Delta t}$: débit sortant (« *Outflow* ») du bief à l'instant t et $t+\Delta t$, en $[m^3/s]$

$I_t, I_{t+\Delta t}$: débit entrant (« *Inflow* ») dans le bief à l'instant t et $t+\Delta t$, en $[m^3/s]$

Δt : pas de temps de calcul, en [s]

K : temps de propagation de l'onde de crue dans le bief, en [s]

X : facteur de pondération, adimensionnel

L'équation (2.41) est une expression linéaire, de pente K , entre le débit pondéré ou vidange pondérée $D_{t+\Delta t}$ transitant dans le bief à l'instant $t+\Delta t$ et la variation de volume d'eau correspondant $\Delta S_{t+\Delta t}$. La détermination de la valeur optimale des paramètres X et K peut se faire graphiquement et est obtenue lorsque les couples $(D_{t+\Delta t}, \Delta S_{t+\Delta t})$, $\Delta S_{t+\Delta t}$ étant calculé d'après l'équation (2.40), s'alignent au mieux selon une droite de pente K . Et on répète l'opération, en changeant la valeur de X jusqu'à tomber sur la valeur X_c dont le graphique de N par rapport à D donne une courbe où les deux parties de la boucle se superposent ou la relation devient linéaire. On retient alors la valeur X_c comme valeur valable. Le paramètre K se calcule enfin par l'inverse de la pente de la courbe de N par rapport à D . Soit $K = b/a$. La méthode graphique utilise une relation $K = K(X)$ extraite de l'équation discrétisé de la relation de Muskingum, soit :

$$k = \frac{0,5 \cdot \Delta t \cdot [(I_t + I_{t+\Delta t}) - (O_t + O_{t+\Delta t})]}{[X \cdot (I_{t+\Delta t} - I_t) + (1-X) \cdot (O_{t+\Delta t} - O_t)]} = \frac{N}{D} \quad (2.42)$$

Le numérateur de l'équation est indépendant de x , il s'agit du stockage au temps $t = j+1$. Le terme au dénominateur est fonction de x , on le désigne sous le terme de vidange pondérée. On trace alors les courbes de la vidange pondérée en fonction de la variation du stockage pour différentes valeurs de x . Les constantes K et X sont déterminées expérimentalement lors d'essais successifs jusqu'à ce que on obtient approximativement une droite. En prenant différentes valeurs de X et en plaçant sur un dessin le numérateur en ordonnée et le dénominateur en abscisse, on obtient en principe des courbes en boucles. La valeur de X correspondant à la boucle fermée est retenue. La valeur de K est alors la pente de la droite passant par le milieu de cette boucle. Une méthode graphique classique, dans laquelle on fixe une valeur approximative de X à la lumière d'indications fournies par des calculs régionaux antécédents ou parfois même arbitrairement et sur la base des hydrogrammes d'entrée et de sortie observés. On dresse un graphique de N par rapport à D (figure 2.16). La courbe est sous forme d'une boucle plus ou moins ouverte.

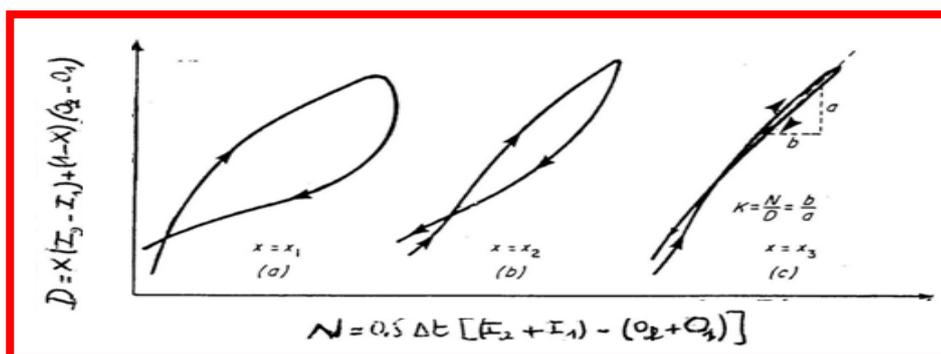


Figure (2.16): Détermination des paramètres X et K de Muskingum

CHAPITRE III

Etude de Cas

Chapitre 3 : Étude de cas

3.1 Caractéristiques du bassin :

Pour cartographier un bassin versant, il est utile de le délimiter en identifiant la ligne de partage des eaux et l'exutoire. Toutes les précipitations qui tombent dans cette zone s'écoulent vers le principal jusqu'à l'exutoire commun. A partir de la carte disponible (figure 3.1) la délimitation a été réalisée. La zone d'étude (bassin « OUED MAIZ >>») occupe une superficie totale de **25,61 Km²** avec un périmètre de **31,49 km**, ce bassin versant est délimité par:

- A l'ouest par la ville de GUELMA.
- A l'est par oued ZIMBA.
- Au nord par OUED SEYBOUSE.
- AU sud pour DJEBEL HALOUF.

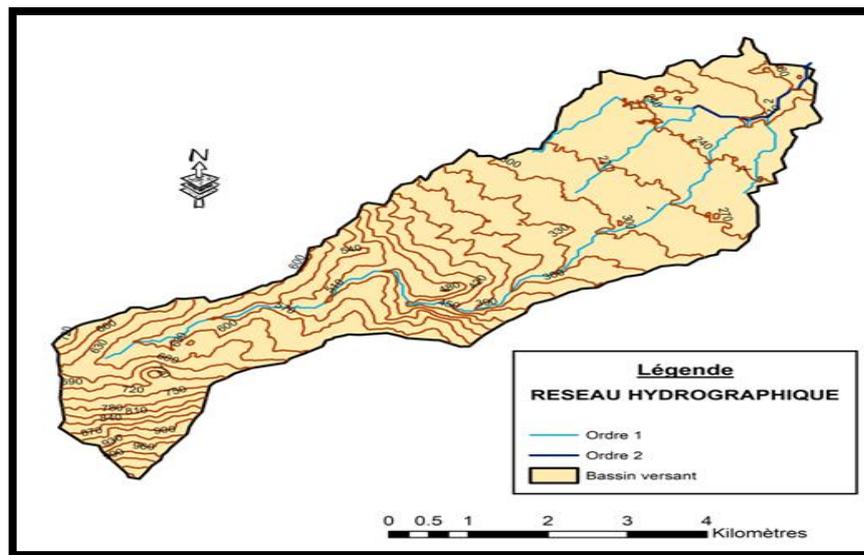


Figure (3.1) : Réseau hydrographique du bassin Oued Maiz

Le profil en long d'un cours d'eau traduit la variation de la cote du lit de l'Oued; entre la source et l'exutoire; en fonction de la distance. Il met en évidence les variations de pentes du lit de l'Oued, dans notre cas (bassin « OUED MAIZ >>») la longueur du talweg principale est égale 2433,92 m, cette zone est caractérisée par des pentes relativement faibles et une lithologie à bonne perméabilité, favorisant l'infiltration (voir le tableau 3.1) :

Tableau (3.1) : caractéristiques du bassin

Superficie (km ²)	Périmètre (km)	Longueur du talweg principal (m)	Altitude Max (m)	Altitude Min (m)
25,61	31,39	2433,92	1056	176

La forme du bassin est un des paramètres de caractérisation qui permet de définir si le bassin possède ou non une tendance à concentrer ou à atténuer l'intensité de l'écoulement. Un bassin allongé comparativement à un plus arrondi possède une probabilité plus petite qu'un événement pluvieux intense couvre simultanément toute son extension. Il faut également noter que la contribution des

affluents touche le cours d'eau principal en différentes sections du même, contrairement à celui de la forme arrondie, sur lequel l'écoulement provenant des différents affluents arrive à la ligne d'eau principale avec de plus petits décalages dans le temps et l'espace. Le bassin versant allongé s'éloigne de la condition limite du bassin versant circulaire où les crues sont plus intenses et rapides. Le coefficient où l'indice de Gravelius, K_C , exprime le rapport entre le périmètre, P , du bassin versant et du périmètre d'un cercle, P_c , de même aire que celle du bassin, A :

$$K_C = 0,28 \frac{P_{\text{bassin versant}}}{\sqrt{S_{\text{bassin versant}}}} \quad (3.1)$$

Pour le bassin versant du, le coefficient de compacité de Gravelius est de **1,74**, ce qui reflète un bassin versant plutôt allongé.

Le rôle de 'occupation du sol dans le cycle de l'eau est loin d'être négligeable et la destruction des couvertures végétales augmente, entre autre, les risques des inondations. En effet la nature de l'occupation du sol et son organisation influent sur la capacité d'infiltration de l'eau dans le sol. Pour les notre zone d'étude (bassin «OUED MAIZ») l'occupation du sol est donnée par le tableau (3.2).

Tableau (3.2) : Occupation du sol dans le bassin d'étude

BASSIN VERSANT	Superficie en Km ²					Type de sol
	bâtie	Route	Forêt	Espace vert	culture	
OUED EL MAIZ	55% 14,09	13% 3,33	4% 1,02	17% 4,35	11% 2,82	Argile + calcaire

3.2 Élaboration de pluies de projet

En hydrologie urbaine les courbes intensité-durée-fréquence ont été jusqu'aux années soixante les seuls modèles d'intégration des caractéristiques de la pluviométrie locale dans les modèles de calcul des débits de pointes. En effet, à cette époque, en raison de la faible extension des agglomérations urbaines et du surdimensionnement des organes d'évacuation des eaux pluviales, les problèmes d'inondation ou de débordements étaient presque inexistantes et la gestion de l'eau pluviale en milieu urbain se limitait à l'estimation du seul débit maximal à l'exutoire du bassin versant rattaché à une période de retour. Ainsi les modèles de calcul des pointes de débit représentent la pluie par la seule valeur de l'intensité moyenne maximale mesurable à partir des courbes intensité-durée-fréquence. Depuis 1970, l'assainissement doit faire face à de nouveaux problèmes liés au développement incessant des villes et à l'insuffisance des réseaux existants. En effet, l'intensité moyenne maximale est insuffisante pour caractériser la pluie et si l'on veut par exemple dimensionner un bassin de rétention ou faire un diagnostic de réseaux complexe; il faudrait au moins disposer d'un hyétogramme (intensité en fonction du temps) complet qui soit représentatif de l'ensemble de la pluviométrie pour l'objectif poursuivi. Une première réponse à ces

nouveaux besoins fut l'élaboration de pluies de projet. Une pluie de projet est constituée par un hyétoqramme fictif ou parfois réel qui est censé représenter la pluviométrie locale. Ce qu'il faut comprendre c'est que la pluie est un phénomène aléatoire par nature et que les événements pluvieux les plus critiques du point de vue hydraulique pour les réseaux d'assainissement sont les orages qui sont très localisés et qui ont une très faible probabilité de se produire là où se trouve un pluviographe. Ainsi les données pluviographiques locales étant rarement suffisantes, on a été amené à établir des pluies fictives appelées pluies de projet.

Le développement du concept de pluie de projet est rendu possible grâce au développement des modèles de ruissellement capables de reproduire la transformation complète d'un hyétoqramme en hydrogramme. Cette évolution des modèles de ruissellement, adaptée aux nouveaux besoins des gestionnaires des réseaux d'assainissement, n'a pas été suivie par l'effort nécessaire au niveau de la mesure pluviométrique. Pendant longtemps, les mêmes séries de mesures pluviométriques utilisées pour la détermination des courbes intensité-durée-fréquence, pour les besoins des modèles rationnels, ont été utilisées pour la construction des pluies de projet. Ainsi, la majorité des pluies de projet repose sur une transformation des courbes intensité-durée-fréquence en hyétoqrammes.

On peut distinguer dans cette catégorie:

- les pluies de projet synthétiques
- les pluies de projet réelles ou historiques

La pluie de projet est aussi associée à une période de retour. La pluie de projet vise ainsi à représenter, par un événement unique, les caractéristiques d'une pluviométrie locale qui affecte le réseau d'assainissement étudié. On considère qu'une pluie de période de retour T génère un ruissellement dont les caractéristiques (débit de pointe, volume, etc.) ont une période de retour T' égale à T . Dans la réalité, l'analyse des pluies de projet montre qu'il n'y a pas identité des périodes de retour de la pluie et du ruissellement correspondant. Ainsi de manière schématique, une pluie de projet est définie par :

- sa durée : DP
- la hauteur totale précipitée : HT
- la répartition de cette hauteur sur la durée (hyétoqramme).

Les trois types de pluies de projet les plus utilisés en sont :

- les pluies de type bloc
- les pluies de type Chicago
- les pluies de type double triangle

Dans ce qui suit nous nous attarderons sur les pluies de type Chicago puisque ce sont celles déterminées dans le cadre de ce travail.

3.2.1 Pluie De Type Chicago

La méthode développée par Kiefer et Chu (1957) utilise les courbes « Intensité – Durée – Fréquence » et les équations qui en dérivent pour établir un hyétogramme synthétique à une station donnée. Le hyétogramme proposé est ajusté à deux courbes exponentielles, l'une avant, l'autre après la pointe de l'averse, cette dernière étant définie par un coefficient d'avancement r . Cette méthode a été développée à Chicago -ce qui lui donne son nom- pour la conception d'égout, mais peut facilement être utilisée dans d'autres zones du globe où les enregistrements adéquats de précipitations sont disponibles. Si l'on considère le hyétogramme suivant (figure 3.2). Une ligne horizontale (dessinée en gras), représentant une intensité donnée i , coupera le hyétogramme avant et après la pointe d'intensité de l'averse.

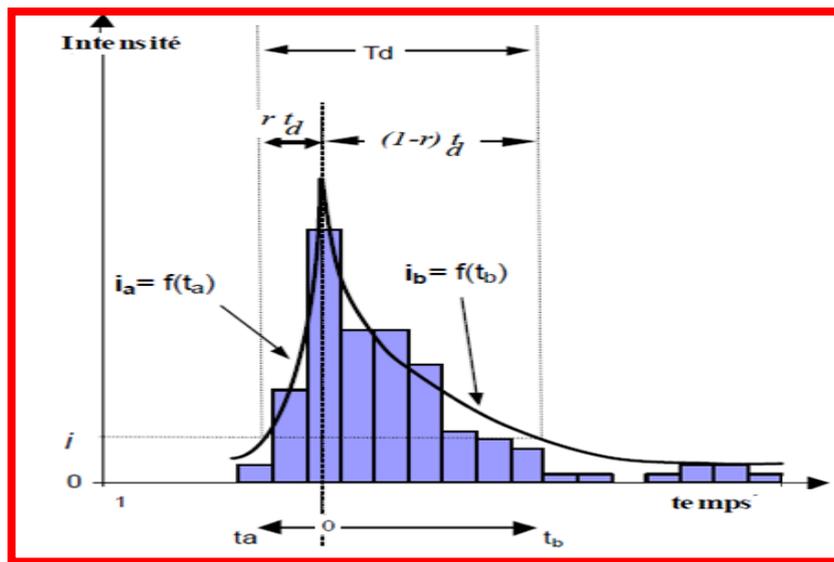


Figure (3.2) : la pluie Chicago

En partant du pic d'intensité comme origine, on définit le temps d'intersection t_a avant le pic d'intensité, et le temps d'intersection t_b après le pic d'intensité. La durée totale entre les deux intersections t_d est égale :

$$t_d = t_a + t_b \quad (3.2)$$

On définit le coefficient d'avancement de l'averse r , défini comme le rapport du temps t_a « avant le pic d'intensité » sur la durée totale de l'averse t_d : soit ($r = t_a / t_d$) : le rapport de la durée écoulée entre le début de l'événement et l'apparition du pic à la durée totale d'où :

$$r = \frac{t_a}{t_d} \quad \text{avec } 0 < r < 1 \quad (3.3)$$

Le cas idéal est celui dans lequel on peut obtenir la variable r à partir des analyses sur des pluies. En absence d'analyses locales détaillées, on peut donc admettre que : $r = 0.5 * t_d$.

D'après les équations (1) et (2) on peut écrire :

$$t_d = \frac{t_a}{r} = \frac{t_b}{1-r} \quad (3.4)$$

Comme le montre la figure, on peut ajuster deux courbes exponentielles, $i_a = f(t_a)$ et $i_b = f(t_b)$, au hyétogramme précédent, où i_a , et i_b représentant respectivement l'intensité avant et après le pic d'intensité. La pluie totale I pendant la durée t_d s'exprime donc par :

$$I = \int_0^{t_a} f(t_b) * dt_a + \int_0^{t_b} f(t_b) * dt_b = \int_0^{r*t_a} f(t_a) * dt_a + \int_0^{(1-r)t_d} f(t_b) * dt_b \quad (3.5)$$

Cette dernière expression nous permet d'obtenir l'intensité de la pluie avant et après l'intensité maximale. En effet, on a $f(t_a) = f(t_b) \quad \forall t_a$, et on ainsi, d'après l'équation (3.5), on peut écrire :

$$\frac{dI}{dt_a} = f(t_a) = f(t_b) \quad (3.6)$$

Si l'on considère la valeur i_{moy} , comme l'intensité moyenne de la pluie durant t_d (qui n'est autre que la ligne horizontale en gras) on a alors :

$$I = i_{moy} * t_d \quad (3.8)$$

Et ainsi

$$\frac{dI}{dt_a} = t_a * \frac{di_{moy}}{dt_a} + i_{moy} = f(t_a) = f(t_b) \quad (3.9)$$

Kieffer a choisi pour l'ajustement des courbes intensité-durée-fréquence la formule :

$$i_{moy} = \frac{a}{(t^b+c)} \quad (3.10)$$

Où a , b , c sont des coefficients connus à partir des courbes intensité-durée-fréquence. Il est alors possible de développer un hyétogramme synthétique de ce type en définissant la valeur i_{moy} , d'après la relation de Talbot généralisée. En substituant cette intensité dans l'équation (7) on montre que l'intensité i pour laquelle la ligne (en gras) intercepte le hyétogramme pour une durée t_d est donnée par :

$$i = \frac{a[(1-c)t_d+b]}{(t_b+b)^{(c+1)}} \quad (3.11)$$

Les équations pour les intensités i_a et i_b (avec les temps relatifs t_a et t_b avant et après la pointe de l'averse) sont obtenues en substituant t_d dans (3.10) et en utilisant (3.3). Obtiens les équations (3.10) et (3.11) :

$$i_a = \frac{a[(1-c)\frac{t_a}{r}+b]}{(\frac{t_a}{r}+b)^{(c+1)}} \quad (3.12)$$

$$i_b = \frac{a[(1-c)\frac{t_b}{1-r}+b]}{(\frac{t_b}{1-r}+b)^{(c+1)}} \quad (3.13)$$

Lorsqu'on utilise Les courbes IDF sont représentées par la formule classique de Montana :

$$i_{moy}(t, T) = a * t^b \quad (3.14)$$

Avec

- i_{mm} intensité moyenne maximale sur une durée $t = dp$ et de période de retour T (mm/h)
- t temps (h)
- a, b coefficients numériques dépendant de T et du site géographique

Dans ce cas, le hyétogramme cumulé s'écrit :

$$H(t) = i_{moy}(t, T) * t = a * t^{b+1} \quad (3.15)$$

et l'intensité instantanée associée $i(t)$ est donnée par la relation :

$$i(t) = \frac{dH(t)}{dt} = (b + 1)at^b \quad (3.16)$$

La période de retour du hyétogramme ainsi établi s'avère supérieure à la période de retour T de la courbe IDF initiale puisque chaque valeur de pluie sur une durée t inférieure à dp est de période de retour T . Dans la pratique, on discrétise la courbe avec un pas de temps Δt , en prenant sur les courbes IDF les valeurs de $i_{mm}(dp, T)$ pour des valeurs successives de dp égales à des multiples impairs de Δt : $\Delta t, 3\Delta t, 5\Delta t, 7\Delta t, \dots$ pour centrer la pointe d'intensité sur un seul pas de temps.

3.2.1.1 Établissement des courbes IDF

La courbe IDF est une relation entre l'intensité moyenne maximale i de pluie (mesurée en mm/h), la durée de référence ou résolution (ou durée d'agrégation) d de cette pluie (mesurée en minutes) et la période de retour de l'événement pluvieux T (mesurée en années) ($T=1/p$). Où p est la probabilité de dépassement annuelle.

Les relations entre l'intensité, la durée et la fréquence d'apparition des pluies sont étudiées statistiquement et reportées selon des courbes caractéristiques appelées les courbes IDF. En pratique, on remplace généralement la fréquence de dépassement F par la période de retour T associée, définie comme l'intervalle de temps moyen séparant deux événements dont l'intensité moyenne ou la hauteur atteint ou dépasse un seuil donné. La période de retour T est généralement exprimée en années. Généralement les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse fréquentielle des précipitations enregistrées à une station au cours d'une longue période. Elles sont estimées en utilisant les maxima annuels de la série ou les valeurs excédant un seuil suffisamment haut pour les différentes durées étudiées séparément. Une loi de distribution statistique théorique est ajustée à la loi de distribution empirique déduite de la série d'observations. La procédure repose sur 3 étapes. Pour chaque durée de référence on détermine :

- la série des valeurs de la variable à analyser,
- le modèle fréquentiel (loi GEV, ...) le plus approprié pour modéliser les valeurs obtenues,

- les paramètres du modèle (estimés par maximum par vraisemblance, méthode des moments ou autres)

Les courbes IDF sont ensuite élaborées en déterminant les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour pour chacune des durées de référence et en synthétisant ces résultats.

Les courbes IDF peuvent être décrites par des formules de calcul simples particulièrement la formule de Montana, que nous utiliserons ultérieurement. Elle est de la forme :

$$i = \frac{a}{D^b} \quad (3.17)$$

L'estimation des paramètres a et b de Montana est encore simplifiée en prenant le logarithme de cette formule de manière à obtenir une relation linéaire : $\ln(i(D)) = \ln(a) - b\ln(D)$

Pour chaque temps de retour T , la droite de régression passant par les couples $(\ln(D), \ln(i_T(D)))$ permet d'estimer les paramètres de Montana.

La littérature propose plusieurs expressions analytiques des courbes IDF caractérisées par un nombre variable de paramètres. Le principe d'établissement des courbes IDF ou HDF est le suivant :

- ✿ on considère un échantillon de N événements pluvieux mesurés pendant P années ;
- ✿ pour chaque événement pluvieux, en parcourant l'ensemble du hyétogramme par pas de temps Δt , on cherche la valeur de l'intensité I ou de la hauteur H qui est maximale sur la période de durée D ;
- ✿ on dispose alors de N valeurs d'intensité moyenne maximale ou de hauteur maximale sur la durée D ;
- ✿ On transforme des valeurs brutes en une série de valeurs maximales annuelles sur différentes durées

$$P_D = P_{24} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25} \quad (3.18)$$

Où P_D : [En mm Pour des durées $15 < D < 1440$ (D en min)]

- ✿ On teste les valeurs quant à leur homogénéité.
- ✿ on range ensuite ces N valeurs dans un ordre décroissant ;
- ✿ on attribue aux N valeurs décroissantes les fréquences empiriques de dépassement F calculées par exemple par la relation de Gringorten.
- ✿ La fréquence au non dépassement de chacune des valeurs de la série c'est la probabilité que la valeur ne soit pas dépassée. Si on classe la série par ordre croissant et qu'on affecte à chaque valeur un rang m (position), alors la fréquence au non dépassement (les fréquences empiriques) peut être estimée par exemple par la relation de Gringorten :

$$F_{emp} = \frac{m-0.44}{N+0.12} \quad (3.19)$$

Avec m le rang (position dans le classement) et N la taille de l'échantillon.

- ✿ On ajuste des lois de probabilité à ces séries de valeurs extrêmes. Cette dernière étape a un impact majeur sur la validité des estimations des occurrences des extrêmes.
- ✿ Tracer les intensités de la série en fonction de la fréquence au non dépassement ainsi calculée.
- ✿ On test la qualité de l'ajustement

Les intensités moyennes maximales sont tracées en fonction des fréquences au non dépassement (on choisit toujours le type nuage de points pour visualiser la relation entre deux variables étudiées). Généralement, les pluies extrêmes peuvent être approchées d'une manière plus ou moins satisfaisante par une loi de Gumbel. On essaie d'ajuster une loi de Gumbel. On trace alors les intensités moyennes maximales en fonction de $[-\ln(-\ln(F(x)))]$. Si le nuage de point est aligné, on peut dire que la loi de Gumbel est adaptée. L'analyse dans ce cas est visuelle. Il existe des tests qui permettent de vérifier l'adéquation de la loi et qui ne se basent pas sur le visuel. De plus, pour le dimensionnement de conduite, nous sommes intéressés par les fortes valeurs et celles-ci sont sous-estimées par la droite de régression. La fonction de répartition de la loi de Gumbel est donnée par l'expression suivante :

$$F_x(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right] \quad (3.20)$$

Les moments de l'échantillon à savoir la moyenne et l'écart-type sont reliés aux deux paramètres de loi de Gumbel α et u par les relations suivantes :

➡ **La moyenne :**

$$\mu = u + 0.5772 \cdot \alpha \quad (3.21)$$

➡ **Écart-type:**

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \alpha \quad (3.22)$$

Où u est la moyenne et σ est l'écart-type

$$h_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad (3.23)$$

Avec :

$$y_i = -\ln\left(\ln\left(\frac{1}{F_x(x_i)}\right)\right) \quad (3.24)$$

$$h_{i,theo} = x_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad , \text{ Avec :}$$

$$y_i = -\ln\left(\ln\left(\frac{1}{F_{emp}(x_i)}\right)\right) \quad (3.25)$$

Le temps de retour T d'un événement est défini comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement. Soit :

$$F = \frac{T-1}{T} \quad (3.26) \quad T$$

: temps de retour, en [an],

F : fréquence empirique de non-dépassement, adimensionnelle

Ici, nous avons repris les données mesurées sur un bassin versant. On s'intéressera uniquement aux pluies et on cherchera à modéliser la distribution statistique des pluies moyennes maximales sur différents pas de temps afin de dégager la relation qui existe entre les intensités moyenne maximales, leurs durées et leurs fréquences.

➔ Données utilisées

Les données utilisées dans le cadre de ce travail sont regroupées dans le graphique suivant (Figure 3.3). Il s'agit des pluies de durée 24 heures.

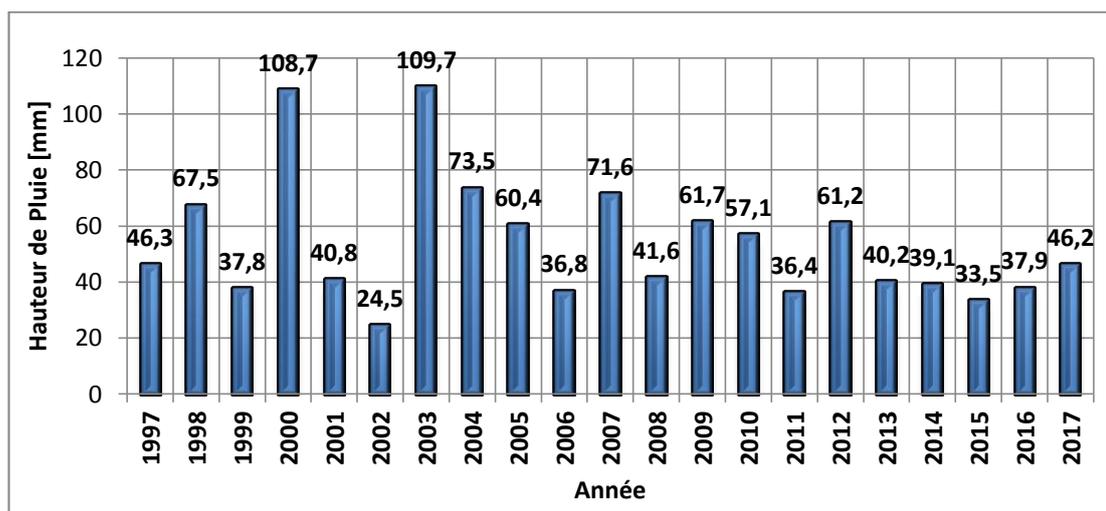


Figure (3.3) : Pluies annuelles maximales de 24 heures

Les données de la figure précédente ont été utilisées pour l'obtention des pluies de courtes durées. Il s'agit des pluies ayant respectivement les durées : 0,25 heures, 0,5 heures, 0,75 heures, 1 heures, 1,5 heures et 2 heures. La transformation a été réalisée moyennant l'équation (3.18). Les résultats de cette démarche sont présentés dans le tableau suivant (3.3)

Tableau (3.3) : Pluies pour différentes durées

<i>Hauteurs des Pluies maximales [mm]</i>		<i>Durée [h]</i>						
		0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	24
<i>Année</i>	1997	14,8	17,6	19,5	20,9	23,2	24,9	46,3
	1998	21,6	25,6	28,4	30,5	33,8	36,3	67,5
	1999	12,1	14,4	15,9	17,1	18,9	20,3	37,8
	2000	34,7	41,3	45,7	49,1	54,4	58,4	108,7
	2001	13,0	15,5	17,2	18,4	20,4	21,9	40,8
	2002	7,8	9,3	10,3	11,1	12,3	13,2	24,5
	2003	35,0	41,7	46,1	49,6	54,9	58,9	109,7
	2004	23,5	27,9	30,9	33,2	36,8	39,5	73,5
	2005	19,3	22,9	25,4	27,3	30,2	32,5	60,4
	2006	11,8	14,0	15,5	16,6	18,4	19,8	36,8
	2007	22,9	27,2	30,1	32,3	35,8	38,5	71,6
	2008	13,3	15,8	17,5	18,8	20,8	22,4	41,6
	2009	19,7	23,4	25,9	27,9	30,9	33,2	61,7
	2010	18,2	21,7	24,0	25,8	28,6	30,7	57,1
	2011	11,6	13,8	15,3	16,4	18,2	19,6	36,4
	2012	19,6	23,3	25,7	27,7	30,6	32,9	61,2
	2013	12,8	15,3	16,9	18,2	20,1	21,6	40,2
2014	12,5	14,9	16,4	17,7	19,6	21,0	39,1	
2015	10,7	12,7	14,1	15,1	16,8	18,0	33,5	
2016	12,1	14,4	15,9	17,1	19,0	20,4	37,9	
2017	14,8	17,6	19,4	20,9	23,1	24,8	46,2	

► **Test d'homogénéité**

Une série est dite homogène si les observations qui la composent ont été observées de la même façon et sont issues de la même population. Une série temporelle est considérée comme homogène si aucun élément perturbateur ne l'a affectée, c'est-à-dire si la loi de distribution de l'élément mesuré (considéré comme une variable aléatoire) n'a pas changé pendant toute la période étudiée. Pour les statisticiens, la série de données est dite homogène si les propriétés statistiques de l'erreur de mesure affectant ces données sont restées invariables au cours de la période d'observation.

Les hétérogénéités peuvent être d'origine :

- climatique (tendance...), se traduisant alors de manière progressive ;
- artificielle (principalement par déplacements successifs des instruments, le mauvais état ou la défectuosité d'appareils de mesures, changement d'observateur, Le changement de type d'appareils, de leurs conditions d'installations (hauteur au-dessus du sol), apparaissant dans ce cas par des erreurs systématiques sur les mesures qui affectent tous les relevés à partir d'un moment précis. On parle alors de rupture d'homogénéité, validée en principe par le fichier historique des postes.

L'utilisateur des données doit connaître l'historique des stations d'observations ce qui permettra d'expliquer les causes de l'hétérogénéité lorsqu'elle existe. Cet historique comprend le nom de la station, les coordonnées, les périodes et le personnel d'exploitation et les détails sur son équipement.

Avant d'aborder l'étude de l'homogénéité de nos séries et donner les résultats nous allons présenter la méthode traitant cette question. Il existe des tests graphiques (Le double cumul) et numériques (Le test de Mann-Whitney U et Le test de Wilcoxon). L'étude de l'homogénéité des séries par la méthode du double cumul est généralement confrontée au manque de tests statistiques valables pour préciser la signification des cassures apparentes. On est obligé de définir une série de référence. On est donc obligé de se tourner vers le calcul de moyennes de séries pour définir une série de référence dans laquelle les hétérogénéités soient estompées. Étant donné que les deux tests numériques sont presque identiques nous avons opté pour le plus maniable parmi eux à savoir le test de Wilcoxon. Ce test permet de tester si deux séries indépendantes proviennent de la même distribution.

Il permet d'effectuer des comparaisons entre deux sous échantillons et de vérifier si les moyennes des deux sous-échantillons sont significativement différentes. Dans un langage mathématique la formulation du problème concernant ce test se pose comme suit :

Considérons, en cas de déplacement d'une station, une population formée de deux séries de données qu'on note respectivement $X = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ et $Y = (x_{n+1}, x_{n+2}, \dots, x_m)$ de moyennes respectives μ_1 et μ_2 , le test de Wilcoxon est un test qui permet de comparer les hypothèses suivantes

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 \text{ ou } H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \tag{3.27}$$

L'hypothèse nulle stipule que les deux échantillons sont comparables à deux échantillons qui auraient été tirés de la même population, c'est à dire que la différence de moyenne entre les deux échantillons est due au hasard d'échantillonnage. Il n'a pas d'exigences sur la distribution des valeurs. C'est un test non paramétrique utilisant les rangs des valeurs. Il repose sur l'idée que si l'on mélange les deux séries de valeurs et que l'on ordonne le tout par valeurs croissantes, l'on obtient un mélange homogène. Si l'échantillon X est issu de la même population que l'échantillon Y, alors l'échantillon XUY (Union de

X et Y) en est également. On procède comme suit : Soit une série d'observation de taille N. A partir de cette série on tire deux échantillons X et Y : N_1 et N_2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec $N_1 + N_2 = N$ et $N_1 \leq N_2$. On classe ensuite les valeurs de nos séries par ordre croissant. Par la suite, on s'intéresse au rang de chaque élément des deux échantillons.

On calcul la somme W_X des rangs des éléments du premier échantillon : $W_X = \sum \text{Rang } X$.

Wilcoxon a montré que , dans le cas ou les deux échantillons , a savoir X et Y, constituent une série homogène, alors la quantité W_X serait comprise entre W_{\max} et W_{\min} . Ces dernières valeurs sont données par les formules suivantes :

$$W_{\min} = \frac{N_1 + N_2 + 1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{\frac{N_1 * N_2 + (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad (3.28)$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{\min} \quad (3.29)$$

$Z_{1-\frac{\alpha}{2}}$ est la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à $(1 - \frac{\alpha}{2})$ (au seuil de confiance de 95%).

Les résultats de ce test, appliqué sur les données du tableau (3.3), sont présentés dans les tableaux (3.4 à 3.10)

Tableau (3.4) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 15 min

pluie de 15 min			
Date	lame précipitée	rang	
Année	[mm]	[-]	
1997	14,79	12	
1998	21,56	17	
1999	12,08	5	
2000	34,73	20	
2001	13,03	9	
2002	7,83	1	
2003	35,05	21	
2004	23,48	19	
2005	19,30	14	
2006	11,76	4	
2007	22,87	18	
2008	13,29	10	
2009	19,71	16	
2010	18,24	13	
2011	11,63	3	
2012	19,55	15	
2013	12,84	8	
2014	12,49	7	
2015	10,70	2	
2016	12,11	6	
2017	14,76	11	
	échantillon A		
	échantillon B		
	nb valeurs échantillon A $n_A =$	12	[-]
	nb valeurs échantillon B $n_B =$	9	[-]
	moyenne estimée échantillon A =	132	[-]
	ecart type estimée de l'échantillon A =	14,1	[-]
	seuil de confiance =	0,10	[-]
	variable normale centrée-réduite =	1,645	[-]
	$W_{min} =$	108,9	[-]
	$W_{max} =$	231	[-]
	somme des rangs échantillon A (statistique de Wilcoxon) $W_A =$	155,1	[-]
		échantillons A et B de même populations	

Tableau (3.5) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 30 min

pluie de 30 min			
Date	lame précipitée	rang	
Année	[mm]	[-]	
1997	17,6	12	
1998	25,6	17	
1999	14,4	5	
2000	41,3	20	
2001	15,5	9	
2002	9,3	1	
2003	41,7	21	
2004	27,9	19	
2005	22,9	14	
2006	14,0	4	
2007	27,2	18	
2008	15,8	10	
2009	23,4	16	
2010	21,7	13	
2011	13,8	3	
2012	23,3	15	
2013	15,3	8	
2014	14,9	7	
2015	12,7	2	
2016	14,4	6	
2017	17,6	11	
	échantillon A		
	échantillon B		
	nb valeurs échantillon A $n_A =$	12	[-]
	nb valeurs échantillon B $n_B =$	9	[-]
	moyenne estimée échantillon A =	132	[-]
	ecart type estimée de l'échantillon A =	14,1	[-]
	seuil de confiance =	0,10	[-]
	variable normale centrée-réduite =	1,645	[-]
	$W_{\min} =$	108,9	[-]
	$W_{\max} =$	231	[-]
	(statistique de Wilcoxon) $W_A =$	155,1	[-]
		échantillons A et B de même populations	

Tableau (3.6) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 45 min

pluie de 45 min			
date	lame précipitée	rang	
	[mm]	[-]	
1997	19,5	12	
1998	28,4	17	
1999	15,9	5	
2000	45,7	20	
2001	17,2	9	
2002	10,3	1	
2003	46,1	21	
2004	30,9	19	
2005	25,4	14	
2006	15,5	4	
2007	30,1	18	
2008	17,5	10	
2009	25,9	16	
2010	24,0	13	
2011	15,3	3	
2012	25,7	15	
2013	16,9	8	
2014	16,4	7	
2015	14,1	2	
2016	15,9	6	
2017	19,4	11	
	échantillon A		
	échantillon B		
	nb valeurs échantillon A $n_A =$	12	[-]
	nb valeurs échantillon B $n_B =$	9	[-]
	moyenne estimée échantillon A =	132	[-]
	ecart type estimée de l'échantillon A =	14,1	[-]
	seuil de confiance =	0,10	[-]
	variable normale centrée-réduite =	1,645	[-]
	$W_{\min} =$	108,9	[-]
	$W_{\max} =$	231	[-]
	(statistique de Wilcoxon) $W_A =$	155,1	[-]
		échantillons A et B de même populations	

Tableau (3.7) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 60 min

pluie de 60 min			
date	lame précipitée	rang	
	[mm]	[-]	
1997	20,9	12	
1998	30,5	17	
1999	17,1	5	
2000	49,1	20	
2001	18,4	9	
2002	11,1	1	
2003	49,6	21	
2004	33,2	19	
2005	27,3	14	
2006	16,6	4	
2007	32,3	18	
2008	18,8	10	
2009	27,9	16	
2010	25,8	13	
2011	16,4	3	
2012	27,7	15	
2013	18,2	8	
2014	17,7	7	
2015	15,1	2	
2016	17,1	6	
2017	20,9	11	
	échantillon A		
	échantillon B		
	nb valeurs échantillon A $n_A =$	12	[-]
	nb valeurs échantillon B $n_B =$	9	[-]
	moyenne estimée échantillon A =	132	[-]
	ecart type estimée de l'échantillon A =	14,1	[-]
	seuil de confiance =	0,10	[-]
	variable normale centrée-réduite =	1,645	[-]
	$W_{\min} =$	108,9	[-]
	$W_{\max} =$	231	[-]
	(statistique de Wilcoxon) $W_A =$	155,1	[-]
		échantillons A et B de même populations	

Tableau (3.8) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 90 min

pluie de 90 min			
date	lame précipitée	rang	
	[mm]	[-]	
1997	23,2	12	
1998	33,8	17	
1999	18,9	5	
2000	54,4	20	
2001	20,4	9	
2002	12,3	1	
2003	54,9	21	
2004	36,8	19	
2005	30,2	14	
2006	18,4	4	
2007	35,8	18	
2008	20,8	10	
2009	30,9	16	
2010	28,6	13	
2011	18,2	3	
2012	30,6	15	
2013	20,1	8	
2014	19,6	7	
2015	16,8	2	
2016	19,0	6	
2017	23,1	11	
	échantillon A		
	échantillon B		
	nb valeurs échantillon A $n_A =$	12	[-]
	nb valeurs échantillon B $n_B =$	9	[-]
	moyenne échantillon A =	132	[-]
	variance échantillon A =	14,1	[-]
	paramètre $\alpha =$	0,10	[-]
	variable centrée-réduite =	1,645	[-]
	$W_{\min} =$	108,9	[-]
	$W_{\max} =$	231	[-]
	(statistique de Wilcoxon) $W_A =$	155,1	[-]
		échantillons A et B de même populations	

Tableau (3.9) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 120 min

pluie de 120 min			
date	lame précipitée	rang	
	[mm]	[-]	
1997	24,9	12	
1998	36,3	17	
1999	20,3	5	
2000	58,4	20	
2001	21,9	9	
2002	13,2	1	
2003	58,9	21	
2004	39,5	19	
2005	32,5	14	
2006	19,8	4	
2007	38,5	18	
2008	22,4	10	
2009	33,2	16	
2010	30,7	13	
2011	19,6	3	
2012	32,9	15	
2013	21,6	8	
2014	21,0	7	
2015	18,0	2	
2016	20,4	6	
2017	24,8	11	
	échantillon A		
	échantillon B		
	nb valeurs échantillon A $n_A =$	12	[-]
	nb valeurs échantillon B $n_B =$	9	[-]
	moyenne échantillon A =	132	[-]
	variance échantillon A =	14,1	[-]
	paramètre $\alpha =$	0,10	[-]
	variable centrée-réduite =	1,645	[-]
	$W_{\min} =$	108,9	[-]
	$W_{\max} =$	231	[-]
	(statistique de Wilcoxon) $W_A =$	155,1	[-]
		échantillons A et B de même populations	

Tableau (3.10) : Résultats du test de Wilcoxon pour la pluie de 24 heures

pluie de 24 h			
date	lame précipitée	rang	
	[mm]	[-]	
1997	46,3	12	
1998	67,5	17	
1999	37,8	5	
2000	108,7	20	
2001	40,8	9	
2002	24,5	1	
2003	109,7	21	
2004	73,5	19	
2005	60,4	14	
2006	36,8	4	
2007	71,6	18	
2008	41,6	10	
2009	61,7	16	
2010	57,1	13	
2011	36,4	3	
2012	61,2	15	
2013	40,2	8	
2014	39,1	7	
2015	33,5	2	
2016	37,9	6	
2017	46,2	11	
	échantillon A		
	échantillon B		
	nb valeurs échantillon A n_A	12	[-]
	=		
	nb valeurs échantillon B n_B	9	[-]
	=		
	moyenne échantillon A =	132	[-]
	variance échantillon A =	14,1	[-]
	paramètre α =	0,10	[-]
	variable centrée-réduite =	1,645	[-]
	W_{min} =	108,9	[-]
	W_{max} =	231	[-]
	(statistique de Wilcoxon) W_A =	155,1	[-]
		échantillons A et B de même populations	

L'inégalité $W_{min} < W_X < W_{max}$ est vérifiée, et par voie de conséquence la série est homogène. La même conclusion peut être faite pour les autres séries dérivées à partir de cette série pour de différentes durées.

- **Détermination des paramètres et des moments de la loi de Gumbel** : Pour ce faire on utilise les équations (3.21 et 3.22)

Tableau (3.11) : Paramètres Moment de la loi de Gumbel

Année	Pmax (mm)						
	15min	30min	45 min	60 min	90 min	120 min	24H
1997	14,8	17,6	19,5	20,9	23,2	24,9	46,3
1998	21,6	25,6	28,4	30,5	33,8	36,3	67,5
1999	12,1	14,4	15,9	17,1	18,9	20,3	37,8
2000	34,7	41,3	45,7	49,1	54,4	58,4	108,7
2001	13,0	15,5	17,2	18,4	20,4	21,9	40,8
2002	7,8	9,3	10,3	11,1	12,3	13,2	24,5
2003	35,0	41,7	46,1	49,6	54,9	58,9	109,7
2004	23,5	27,9	30,9	33,2	36,8	39,5	73,5
2005	19,3	22,9	25,4	27,3	30,2	32,5	60,4
2006	11,8	14,0	15,5	16,6	18,4	19,8	36,8
2007	22,9	27,2	30,1	32,3	35,8	38,5	71,6
2008	13,3	15,8	17,5	18,8	20,8	22,4	41,6
2009	19,7	23,4	25,9	27,9	30,9	33,2	61,7
2010	18,2	21,7	24,0	25,8	28,6	30,7	57,1
2011	11,6	13,8	15,3	16,4	18,2	19,6	36,4
2012	19,6	23,3	25,7	27,7	30,6	32,9	61,2
2013	12,8	15,3	16,9	18,2	20,1	21,6	40,2
2014	12,5	14,9	16,4	17,7	19,6	21,0	39,1
2015	10,7	12,7	14,1	15,1	16,8	18,0	33,5
2016	12,1	14,4	15,9	17,1	19,0	20,4	37,9
2017	14,8	17,6	19,4	20,9	23,1	24,8	46,2
N	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0
Moyenne	17,23	20,49	22,67	24,36	26,96	28,98	53,93
E-type	7,29	8,67	9,59	10,31	11,41	12,26	22,81
ALFA	0,18	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,06
BETA	13,95	16,59	18,36	19,73	21,83	23,46	43,66

- **Détermination des hauteurs pluies pour différentes durées et différentes périodes de retour** : Pour ce faire on fait appel aux équations (3.23 à 3.25)

Tableau (3.12) : Hauteur des pluies en fonction des périodes de retour

TR (Années)	Durées (heures)						
	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	24
2	16,0	19,1	21,1	22,7	25,1	27,0	50,2
5	22,5	26,7	29,6	31,8	35,2	37,8	70,4
10	26,8	31,8	35,2	37,8	41,9	45,0	83,7
15	29,2	34,7	38,4	41,2	45,6	49,0	91,3
20	30,8	36,7	40,6	43,6	48,3	51,9	96,6
50	36,1	43,0	47,6	51,1	56,6	60,8	113,1
100	40,1	47,7	52,8	56,7	62,8	67,5	125,6

► **Détermination des paramètres et des moments de la loi de Gumbel pour les intensités de pluies**

Année	I _{max} (mm/h)						
	15min	30min	45 min	60 min	90 min	120 min	24H
1997	59,2	35,2	19,5	10,5	7,7	4,1	1,9
1998	86,3	51,3	28,4	15,2	11,3	6,0	2,8
1999	48,3	28,7	15,9	8,5	6,3	3,4	1,6
2000	138,9	82,6	45,7	24,6	18,1	9,7	4,5
2001	52,1	31,0	17,2	9,2	6,8	3,7	1,7
2002	31,3	18,6	10,3	5,5	4,1	2,2	1,0
2003	140,2	83,4	46,1	24,8	18,3	9,8	4,6
2004	93,9	55,8	30,9	16,6	12,3	6,6	3,1
2005	77,2	45,9	25,4	13,6	10,1	5,4	2,5
2006	47,0	28,0	15,5	8,3	6,1	3,3	1,5
2007	91,5	54,4	30,1	16,2	11,9	6,4	3,0
2008	53,2	31,6	17,5	9,4	6,9	3,7	1,7
2009	78,8	46,9	25,9	13,9	10,3	5,5	2,6
2010	73,0	43,4	24,0	12,9	9,5	5,1	2,4
2011	46,5	27,7	15,3	8,2	6,1	3,3	1,5
2012	78,2	46,5	25,7	13,8	10,2	5,5	2,6
2013	51,4	30,5	16,9	9,1	6,7	3,6	1,7
2014	50,0	29,7	16,4	8,8	6,5	3,5	1,6
2015	42,8	25,5	14,1	7,6	5,6	3,0	1,4
2016	48,4	28,8	15,9	8,6	6,3	3,4	1,6

2017	59,0	35,1	19,4	10,4	7,7	4,1	1,9
N	21,0	21,0	21,0	10,5	21,0	21,0	21,0
Moyenne	68,91	40,98	22,67	12,18	8,99	4,83	2,25
E-type	29,15	17,33	9,59	5,15	3,80	2,04	0,95
ALFA	0,04	0,07	0,13	0,25	0,34	0,63	1,35
BETA	55,80	33,18	18,36	9,86	7,28	3,91	1,82

► **Détermination des intensités des pluies pour différentes durées et différentes périodes de retour**

	Durées (heures)					
TR (Années)	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2
2	64,1	38,1	21,1	11,3	8,4	4,5
5	89,9	53,5	29,6	15,9	11,7	6,3
10	107,0	63,6	35,2	18,9	14,0	7,5
15	116,6	69,4	38,4	20,6	15,2	8,2
20	123,4	73,4	40,6	21,8	16,1	8,6
50	144,6	86,0	47,6	25,6	18,9	10,1
100	160,5	95,4	52,8	28,4	20,9	11,2

► **Tests d'ajustement**

Il existe toujours des écarts entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences des mêmes valeurs calculées à partir d'une fonction de répartition quelconque. L'ajustement graphique est la première étape mais reste insuffisante pour le choix définitif de la loi théorique. Le test statistique d'adéquation consiste à comparer l'adéquation de plusieurs lois afin d'adopter le moins mauvais ajustement. Les techniques appropriées sont appelées des *tests d'ajustement* ou *tests d'adéquation* (fit tests en anglais): étant donnée une loi de probabilité théorique, il s'agit de savoir, à partir d'un n-échantillon, c'est à dire de n observations indépendantes, d'une variable aléatoire X, si cette variable obéit bien à la loi spécifiée. Les tests les plus utilisés sont le test χ^2 et le texte de Kolmogorov Smirnov.

Le test de Kolmogorov a plusieurs avantages sur le test du chi 2 :

- Il ne perd pas d'information comme c'est le cas parfois lorsqu'on est obligé de regrouper des classes pour avoir des effectifs suffisants dans chacune d'entre elles.
- Lorsque le nombre d'observations est petit, le test du χ^2 ne peut pas s'appliquer du tout.

A l'aide du test **Kolmogorov-Smirnov** on cherche à vérifier s'il existe une concordance entre une distribution de notes « observées », et une distribution « théorique ». Si la distribution théorique est

appelée $F_n(x)$, et si $F(x)$ est la distribution observée, le test calcule la plus grande des déviations. Si les différences sont faibles entre $F_n(x)$ et $F(x)$, on suppose que les variations sont aléatoires et l'hypothèse nulle est acceptée.

Formule: $D = \text{maximum} | F_n(x) - F(x) |$

La distribution D est comparée à une table (notons que la signification d'une valeur de D dépend de la taille N de l'échantillon (Voir tableau 3.13).

Tableau (3.13) : Valeur critique D tabulée par Kolmogorov-Smirnov.

Taille de l'échantillon (N)	D		
	10%	5%	1%
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.36
25	0.24	0.27	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.23	0.27
40	0.19	0.21	0.25
45	0.18	0.20	0.24
50	0.17	0.19	0.23
$N > 50$	$1.22 / \sqrt{N}$	$1.36 / \sqrt{N}$	$1.63 / \sqrt{N}$

➤ **Application du Test de Kolmogorov-Smirnov**

Le Test de Kolmogorov-Smirnov est un test non paramétré, sa réalisation « sous Excel Microsoft Office » passe par les étapes suivantes

1ère étape : Ordonner la série (du plus petit au plus grand ou l'inverse)

2ème étape : A chaque valeur associer la probabilité fréquentielle $F_i=(N+1)/m$

Valeurs ordonnées I_{max} (mm/h)							
m	15min	30min	45 min	60 min	90 min	120 min	24H
1	140,2	83,4	46,1	24,8	18,3	9,8	4,6
2	138,9	82,6	45,7	24,6	18,1	9,7	4,5
3	93,9	55,8	30,9	16,6	12,3	6,6	3,1

4	91,5	54,4	30,1	16,2	11,9	6,4	3,0
5	86,3	51,3	28,4	15,2	11,3	6,0	2,8
6	78,8	46,9	25,9	13,9	10,3	5,5	2,6
7	78,2	46,5	25,7	13,8	10,2	5,5	2,6
8	77,2	45,9	25,4	13,6	10,1	5,4	2,5
9	73,0	43,4	24,0	12,9	9,5	5,1	2,4
10	59,2	35,2	19,5	10,5	7,7	4,1	1,9
11	59,0	35,1	19,4	10,4	7,7	4,1	1,9
12	53,2	31,6	17,5	9,4	6,9	3,7	1,7
13	52,1	31,0	17,2	9,2	6,8	3,7	1,7
14	51,4	30,5	16,9	9,1	6,7	3,6	1,7
15	50,0	29,7	16,4	8,8	6,5	3,5	1,6
16	48,4	28,8	15,9	8,6	6,3	3,4	1,6
17	48,3	28,7	15,9	8,5	6,3	3,4	1,6
18	47,0	28,0	15,5	8,3	6,1	3,3	1,5
19	46,5	27,7	15,3	8,2	6,1	3,3	1,5
20	42,8	25,5	14,1	7,6	5,6	3,0	1,4
21	31,3	18,6	10,3	5,5	4,1	2,2	1,0

3ème étape : On calcul les probabilités théoriques (probabilités au nom dépassement). Dans l'icône fonction, on choisit la fonction de répartition de la loi de probabilité utilisée.

4ème étape : On calcul l'erreur correspondante à chaque valeur de la variable étudiée.

AJUSTEMENT SMIRNOV - KOLMOGOROV ($T_{théorique}$)						
15min	30min	45 min	60 min	90 min	120 min	24H
0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024
0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171
0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188
0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231
0,305	0,305	0,305	0,305	0,305	0,305	0,305
0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312

0,323	0,323	0,323	0,323	0,323	0,323	0,323
0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375
0,578	0,578	0,578	0,578	0,578	0,578	0,578
0,580	0,580	0,580	0,580	0,580	0,580	0,580
0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675
0,691	0,691	0,691	0,691	0,691	0,691	0,691
0,703	0,703	0,703	0,703	0,703	0,703	0,703
0,725	0,725	0,725	0,725	0,725	0,725	0,725
0,749	0,749	0,749	0,749	0,749	0,749	0,749
0,751	0,751	0,751	0,751	0,751	0,751	0,751
0,770	0,770	0,770	0,770	0,770	0,770	0,770
0,778	0,778	0,778	0,778	0,778	0,778	0,778
0,830	0,830	0,830	0,830	0,830	0,830	0,830
0,947	0,947	0,947	0,947	0,947	0,947	0,947

5ème étape : On choisit un seuil de confiance (ou le risque d'erreur toléré). Exemple on choisit le seuil de confiance de 95%, c'est-à-dire il y-a un risque d'erreur de 5% de rejeter à tort la loi de probabilité ajustée à la série.

6ème étape : On compare l'erreur maximale à la valeur critique tabulée par Kolmogorov-Smirnov.

Écart (D)						
15min	30min	45 min	60 min	90 min	120 min	24H
0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021
0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034
0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006
0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006
0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034
0,123	0,123	0,123	0,123	0,123	0,123	0,123
0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080

0,129	0,129	0,129	0,129	0,129	0,129	0,129
0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067
0,043	0,043	0,043	0,043	0,043	0,043	0,043
0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
0,048	0,048	0,048	0,048	0,048	0,048	0,048
0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086
0,079	0,079	0,079	0,079	0,079	0,079	0,079
0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008
0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
ACCPTER AJUSTE						

La figure (3.3) illustre l'ajustement de la loi de Gumbel aux différents échantillons. Il en ressort que la loi de Gumbel s'ajuste bien, et que la majorité des points s'alignent sur la droite.

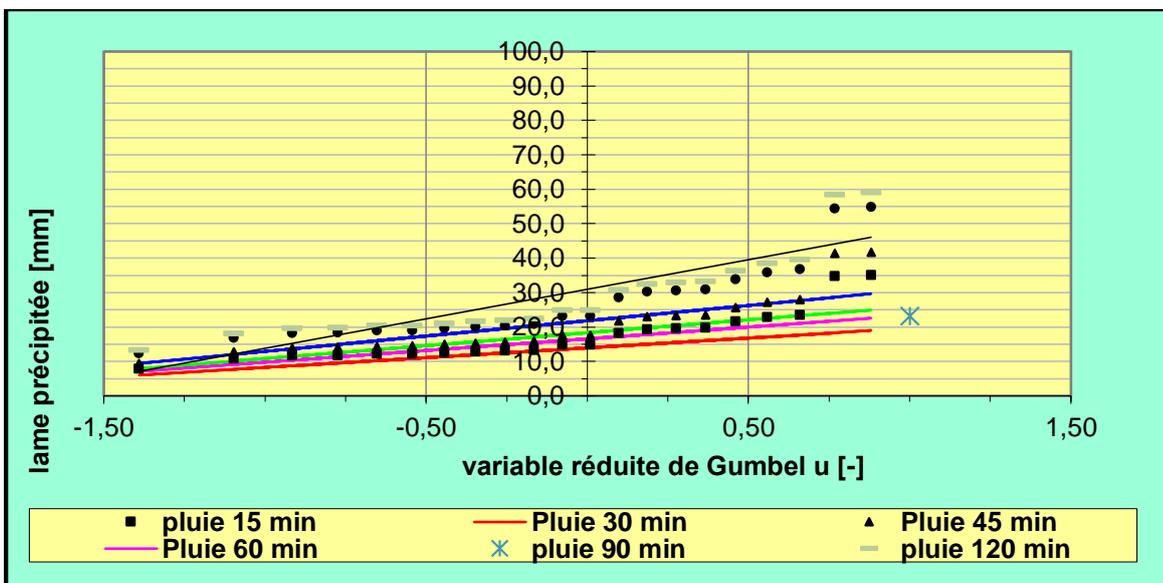


Figure (3.4) : Ajustement des pluies a la loi de Gumbel

Les résultats finals, à savoir les courbes IDF, sont illustrées par la figure (3.5)

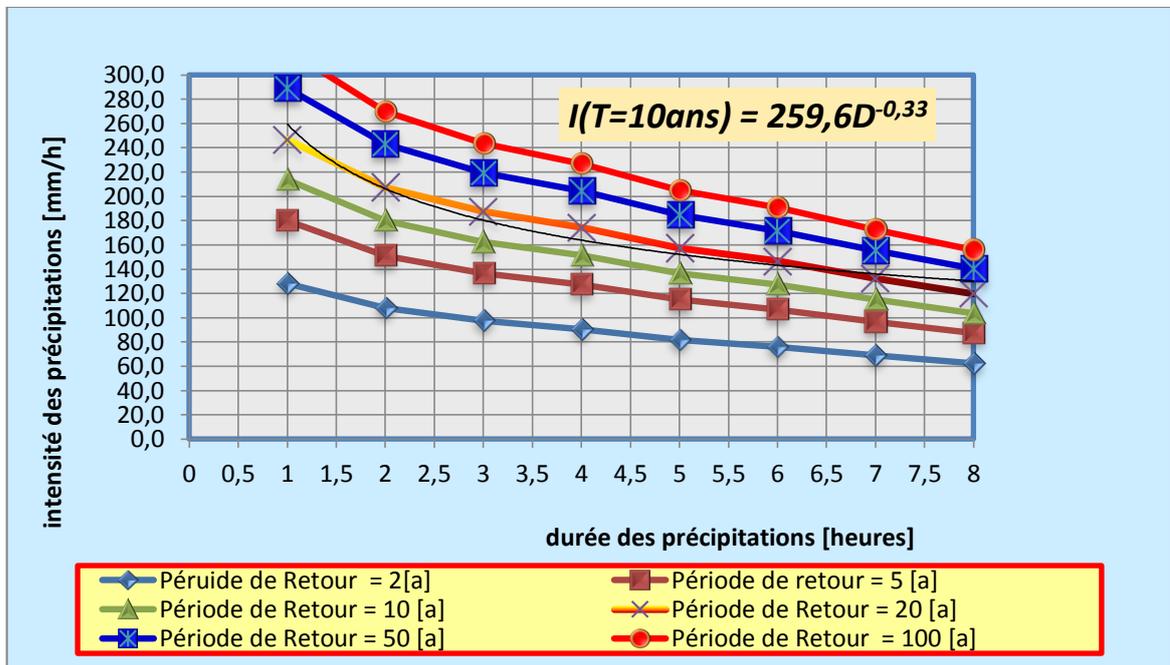


Figure (3.5) : Les courbes IDF

➡ Pluie de projet

Les pluies de projet qui peuvent être adoptées pour élaborer le diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau pluvial de la ville de Guelma sont des pluies de durée 2 heures (120 minutes), de type Chicago centré ($r=0,5$). De tels types de pluies sont préconisés car ils offrent une bonne représentativité de la structure réelle des précipitations intenses qui ont lieu en été dans le bassin méditerranéen. Comme cas illustratif on a considéré dans le cadre de ce travail la pluie correspondante à une période de retour de 10 ans. Cette dernière est obtenue à partir des courbes IDF élaborées précédemment, son expression est donnée par la relation suivante : $I(T = 10 \text{ ans}) = 259,6 * D^{-0,33}$

Le coefficient d'avancement de l'averse r , est défini comme étant le rapport du temps t_a « avant le pic d'intensité » sur la durée totale de l'averse t_d . En absence d'analyses locales détaillées, on peut donc admettre que : $r = 0.5 * t_D$. les résultats sont regroupés dans les tableaux (3.14 et 3.15) et illustrés par la figure (3.6).

Tableau (3.14) : Paramètres nécessaires pour la construction de la pluie du projet de type Chicago

$r = 0,5$		Centre de l'averse = 60 [min]	a =	259,6
$t_b = 120$	[min]		b =	-0,33
$T = 5$	[ans]		c =	0
$\Delta t = 5$	[min]			
Lame totale (IDF) = 206,5212712 [mm]				

Tableau (3.15) : La pluie du projet Chicago

Temps	Temps relatifs ta et tb	td	Intensité instantanée	Incrément de pluie
[min]	[min]	[min]	[mm/h]	[mm]
0	60	120,0	35,8	0,0
5	55	110,0	36,9	3,0
10	50	100,0	38,1	3,1
15	45	90,0	39,4	3,2
20	40	80,0	41,0	3,3
25	35	70,0	42,8	3,5
30	30	60,0	45,0	3,7
35	25	50,0	47,8	3,9
40	20	40,0	51,5	4,1
45	15	30,0	56,6	4,5
50	10	20,0	64,7	5,1
55	5	10,0	81,4	6,1
60	0	0,0	96,3	7,4
65	5	10,0	81,4	7,4
70	10	20,0	64,7	6,1
75	15	30,0	56,6	5,1
80	20	40,0	51,5	4,5
85	25	50,0	47,8	4,1
90	30	60,0	45,0	3,9
95	35	70,0	42,8	3,7
100	40	80,0	41,0	3,5
105	45	90,0	39,4	3,3
110	50	100,0	38,1	3,2
115	55	110,0	36,9	3,1
120	60	120,0	35,8	3,0
Lame totale= 102 mm				

La somme de tous les incréments de précipitations donne la lame précipitée totale, soit 120.0 mm. La pluie du projet obtenue est représentée par la figure (3.6).

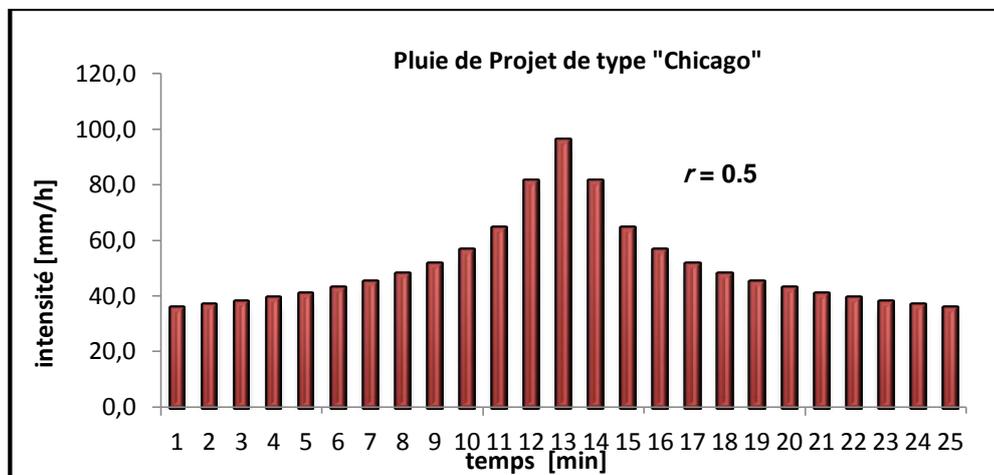


Figure (3.6) : la pluie du projet pour une période de retour de 10 ans.

Ces répartitions peuvent être utilisées par la suite dans l'élaboration des hydrogrammes ou pour la détermination de la pluie nette (effective).

➔ **Détermination de la fonction de production et de la pluie effective**

Comme précédemment illustré dans le chapitre (2.4.1.2), nous avons opté pour une fonction de production de type SCS. La pluie de projet utilisée pour le calcul est donnée par le tableau suivant :

Tableau (3.16) : pluie de projet utilisée

t	h _p	t	h _p
[h]	[mm/h]	[h]	[mm/h]
0	0	65	7,4
5	3,03	70	6,09
10	3,12	75	5,06
15	3,23	80	4,5
20	3,35	85	4,14
25	3,49	90	3,87
30	3,66	95	3,66
35	3,87	100	3,49
40	4,14	105	3,35
45	4,5	110	3,23
50	5,06	115	3,12
55	6,09	120	3,03
60	7,4		

On procède premièrement au calcul de la pluie effective pour chaque état d'humidité du sol

Tableau (3.17) : État du sol sec I

la	F	h _{eff} (cum.)	h _{eff}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm/h]
0,00	0,00	0,00	0,00
3,03	0,00	0,00	0,00
6,15	0,00	0,00	0,00
6,71	2,62	0,05	0,05
6,71	5,76	0,26	0,21
6,71	8,88	0,63	0,37
6,71	11,99	1,18	0,55
6,71	15,12	1,92	0,74
6,71	18,29	2,89	0,97
6,71	21,55	4,12	1,24
6,71	25,01	5,73	1,60
6,71	28,89	7,93	2,20
6,71	33,26	10,96	3,03
6,71	37,28	14,34	3,38
6,71	40,36	17,35	3,01
6,71	42,77	20,00	2,65
6,71	44,81	22,46	2,46
6,71	46,61	24,80	2,34
6,71	48,23	27,05	2,25
6,71	49,70	29,24	2,18
6,71	51,06	31,36	2,13
6,71	52,33	33,45	2,08
6,71	53,51	35,49	2,04
6,71	54,63	37,50	2,01
6,71	55,68	39,48	1,98

Tableau (3.18) : État du sol moyen II

la	F	h _{eff} (cum.)	h _{eff}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm/h]
0,00	0,00	0,00	0,00
2,87	0,15	0,00	0,00
2,87	3,10	0,18	0,18
2,87	5,84	0,66	0,48
2,87	8,41	1,44	0,78
2,87	10,83	2,51	1,07
2,87	13,12	3,88	1,37
2,87	15,31	5,56	1,68
2,87	17,43	7,58	2,02
2,87	19,50	10,01	2,43
2,87	21,59	12,98	2,97
2,87	23,82	16,84	3,86
2,87	26,18	21,88	1,00
2,87	28,23	27,23	5,35
2,87	29,73	31,82	4,59
2,87	30,86	35,74	3,92
2,87	31,79	39,32	3,57
2,87	32,59	42,65	3,34
2,87	33,30	45,82	3,16
2,87	33,93	48,84	3,03
2,87	34,50	51,76	2,92
2,87	35,03	54,59	2,82
2,87	35,51	57,33	2,74
2,87	35,96	60,01	2,67
2,87	36,37	62,62	2,00

Tableau (3.19) : État du sol humide III

la	F	h_{eff} (cum.)	h_{eff}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm/h]
0,00	0,00	0,00	0,00
1,08	1,79	0,16	0,16
1,08	4,11	0,97	0,80
1,08	5,99	2,31	1,34
1,08	7,56	4,08	1,78
1,08	8,90	6,24	2,16
1,08	10,05	8,75	2,51
1,08	11,06	11,61	2,86
1,08	11,96	14,85	3,24
1,08	12,78	18,53	3,68
1,08	13,54	22,82	4,29
1,08	14,31	28,14	5,32
1,08	15,06	34,79	1,00
1,08	15,67	41,58	6,79
1,08	16,10	47,25	5,66
1,08	16,40	51,99	4,75
1,08	16,65	56,25	4,26
1,08	16,86	60,18	3,93
1,08	17,04	63,87	3,69
1,08	17,19	67,38	3,50
1,08	17,33	70,73	3,35
1,08	17,46	73,95	3,22
1,08	17,57	77,06	3,11
1,08	17,68	80,08	3,02
1,08	17,77	83,01	2,00

Les détails de calcul de la pluie effective pour les trois états du sol sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (3.20) : calcul de la pluie effective en fonction de CN

Occupation du sol		Pourcentage	B			Sec I		moyen II		humide III	
	[km ²]	%	CN	CN-fraction	CN-Valeur	65,4		81,5		92,2	
Bâtie	14,09	55,02	75	41,26	S	134,2	mm	57,5	mm	21,6	mm
Route	3,33	13	98	12,74	I _a	6,7	mm	2,9	mm	1,1	mm
foret	1,02	3,98	55	2,19	h_{eff}	39,5	mm	62,6	mm	83	mm
culture	2,82	11,01	79	8,7							
Espace vert	4,35	16,99	98	16,65							
Surface totale	25,61	100		0							

► **Détermination de la Fonction de transfert et de l'hydrogramme du ruissellement direct**

Comme il a été mentionné dans le chapitre (2.4.2), la fonction de transfert utilisée dans le cadre de ce travail est celle du réservoir linéaire. Comme entrée du système on utilise les pluies effectives calculées précédemment, à savoir, celles du tableau (3.19). Les résultats sont illustrés par les figures (3.7, 3.8 et 3.9).

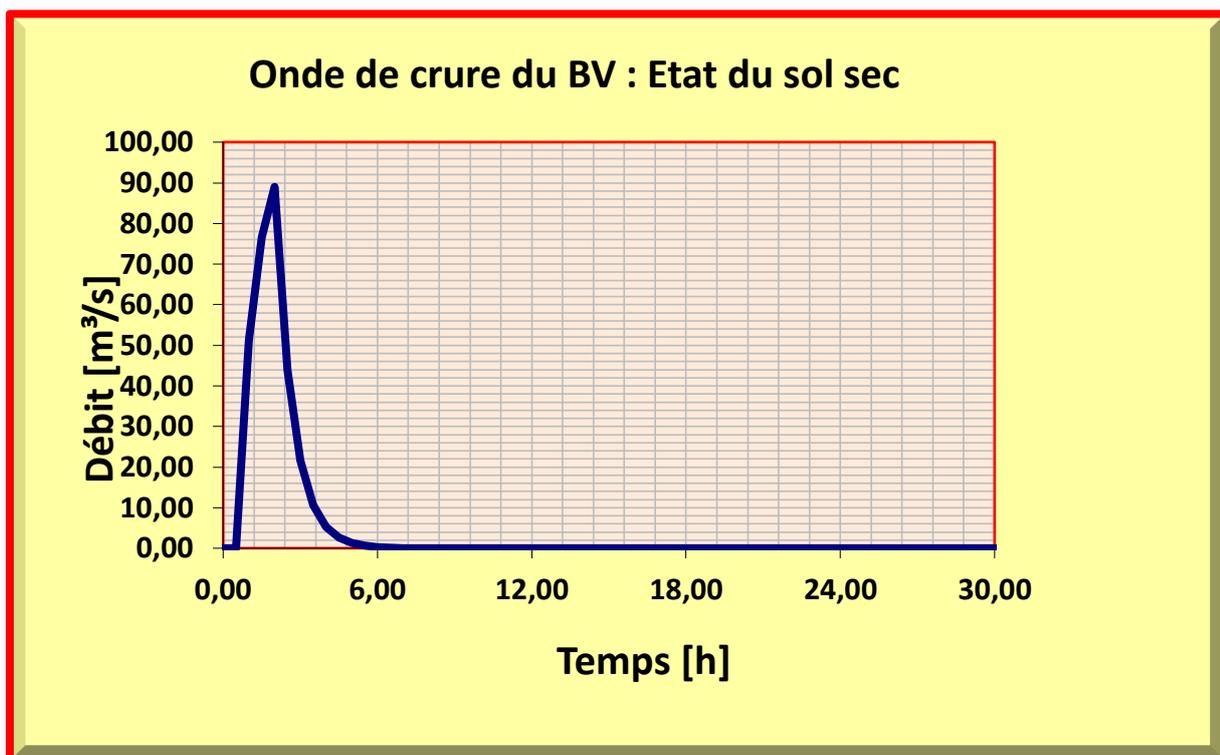


Figure (3.7) : Hydrogramme obtenu pour une pluie effective de 39,5 mm

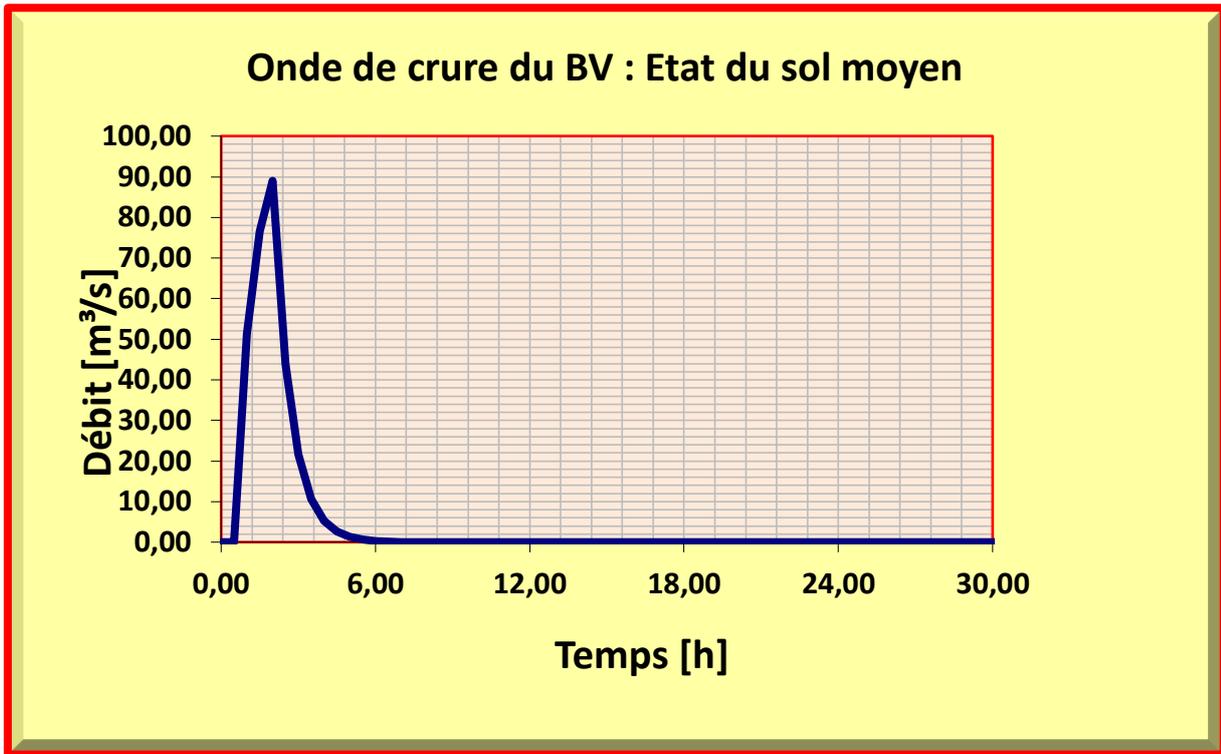


Figure (3.8) : Hydrogramme obtenu pour une pluie effective de **62,6 mm**

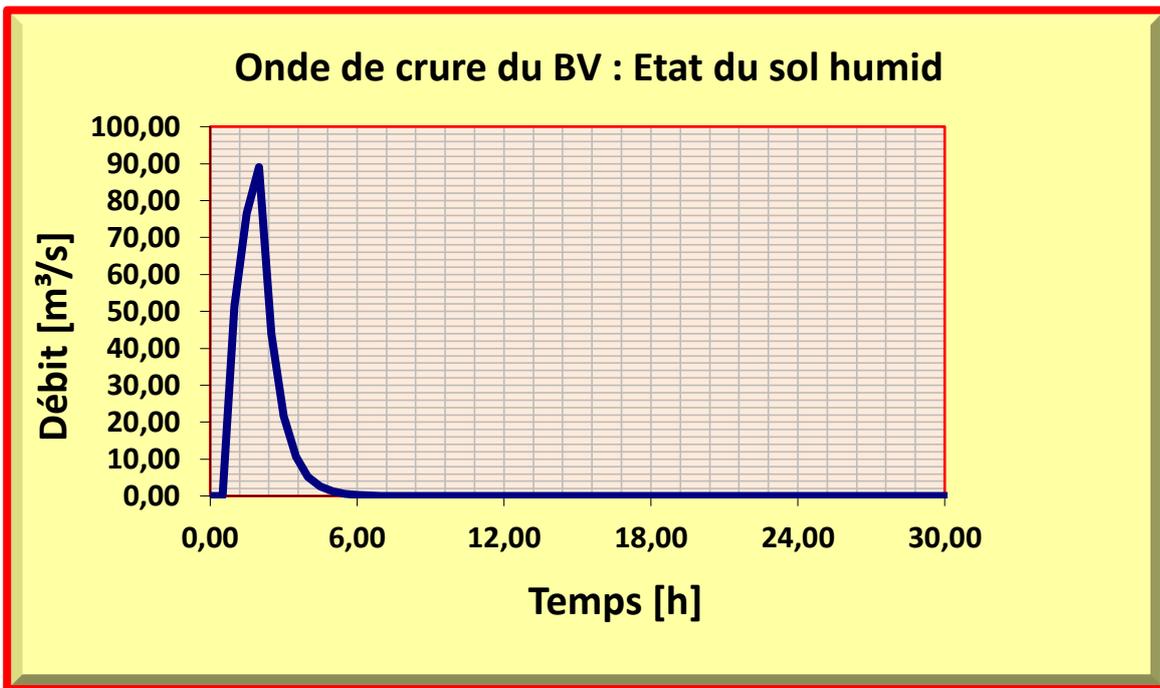


Figure (3.9) : Hydrogramme obtenu pour une pluie effective de **83 mm**

Pour une meilleure illustration, et ainsi permettre une comparaison, les hydrogrammes sont regroupés dans un seul graphique (figure 3.10). On peut aisément remarquer la croissance du ruissellement avec l'augmentation de la pluie effective.

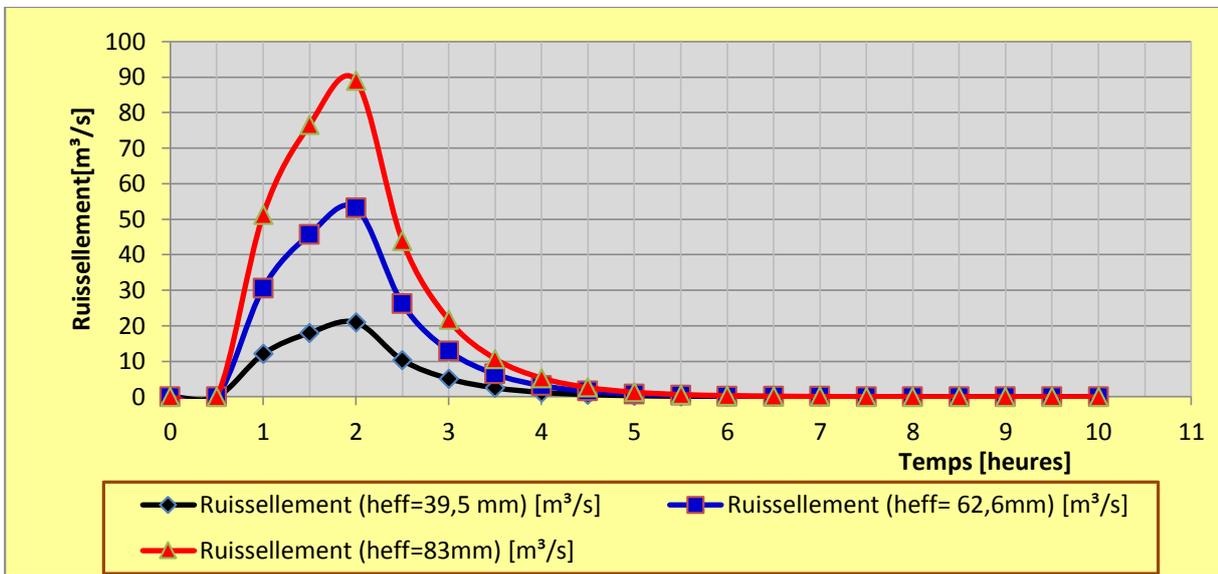


Figure (3.10) : Ruisselement résultant des différentes hauteurs de pluie

Une augmentation de la fraction (pourcentage) d'imperméabilisation provoque une augmentation considérable du débit de pointe et une réduction du temps de réponse (lag-time) comme l'atteste la figure (3.11)

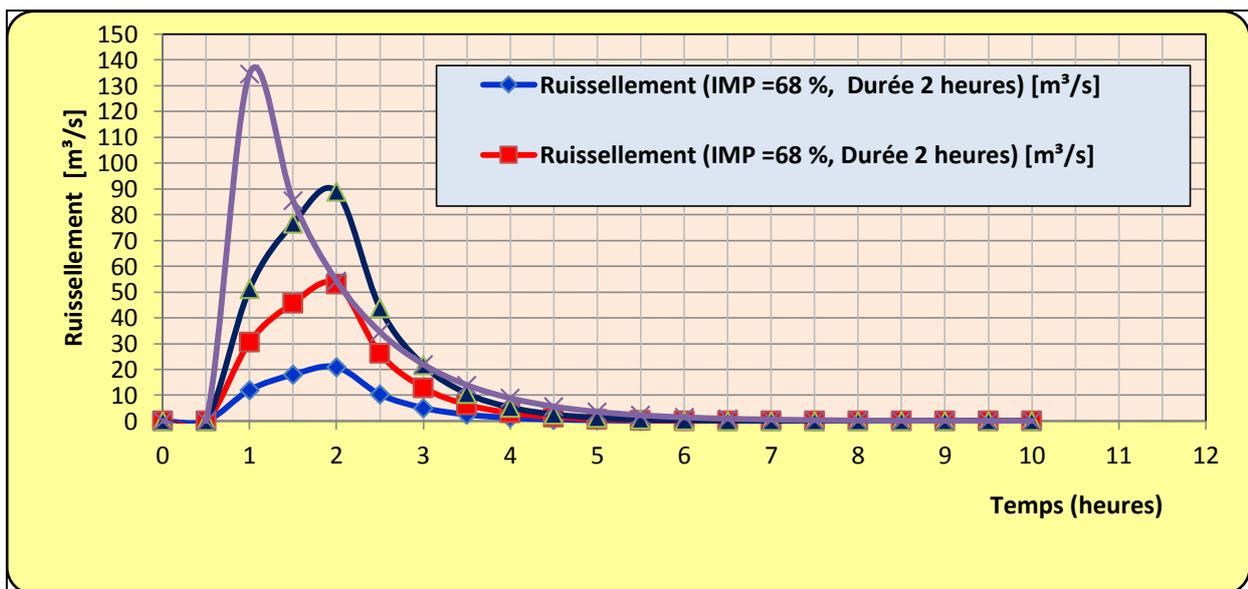


Figure (3.11) : Effet du taux d'imperméabilisation et de la durée de la pluie sur le ruissellement

➡ **Fonction d'acheminement ou laminage**

La première étape consiste à estimer la valeur des paramètres K et X de la méthode de Muskingum. Ayant les hydrogrammes observés à l'exutoire du bassin et à l'emplacement projeté de la retenue, la procédure est la suivante :

Étape 1 : choix d'un pas d'itération Δt (0,5 heure).

Étape 2 : choix d'une valeur de X ($X=0,40000$, $X=0,30000$, $X=0,20000$)

Étape 3 : calcul du terme de vidange pondérée $D_{t+\Delta t} = [X * (I_{t+\Delta t} - I_t) + (1 - X)(O_{t+\Delta t} - O_t)]$ pour chaque pas de temps à partir des valeurs instantanées des débits entrant et sortant au pas de temps t et de la valeur de X choisie.

Étape 4 : Calcul de la variation du volume d'eau stocké dans le bief pour chaque pas de temps à partir des débits moyens calculés entre les temps $t=j$ et $t=j+1$ selon l'équation (2,42).

Étape 5 : représentation graphique des couples $(D_{t+\Delta t}, \Delta S_{t+\Delta t})$ calculés aux points précédents

Étape 6 : estimation de la qualité de l'ajustement de ces couples par rapport à une droite.

Étape 7 : choix d'une nouvelle valeur de X si l'ajustement obtenu n'est pas correct (retour étape 2) ou si l'on veut tester de nouvelles valeurs de X . Ainsi les étapes 2 à 6 sont à répéter jusqu'à l'obtention de la meilleure valeur possible de R^2 , qui est égale à l'unité pour un alignement parfait. Sinon, passer à l'étape 8.

Étape 8 : détermination de K qui n'est autre que la pente générale de la courbe formée par les points $(D_{t+\Delta t}, \Delta S_{t+\Delta t})$. Dans notre cas, on aboutit après plusieurs essais à une valeur optimale de X : $X=0.2$ (indice de détermination R égal à 0.99) et $K=2,53$ [h]

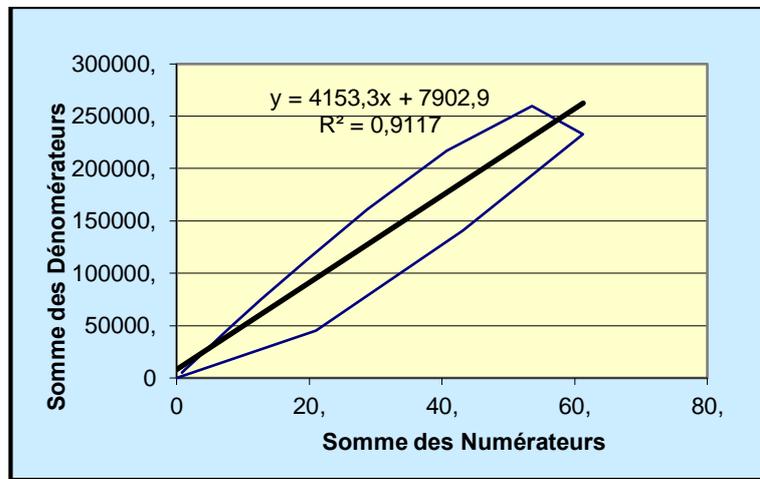
Étape 9. Vérification des conditions de stabilité. Dans le cas présent le pas de temps Δt de calcul (0,5 h), la condition de stabilité de la méthode est donc remplie ce qui permet l'utilisation des valeurs de X et K pour l'acheminement d'hydrogrammes dans le bief étudié.

Étape 10. Acheminement d'une crue par la méthode de Muskingum. Il est maintenant possible de calculer les valeurs des coefficients et le débit après acheminement dans le bief selon l'expression : $O_{j+1} = C_1 * I_{j+1} + C_2 * I_j + C_3 * O_j$

t	Q _E	Q _S	Numérateur	Somme	Dénominateur	Somme
[h]	[m³/s]	[m³/s]		Numérateur		Dénominateur
Somme	303,50	303,41				
0	0,00	0,00	0	0	0	0
0,5	51,26	0,82	45403,93	45403,93	20,99	20,99

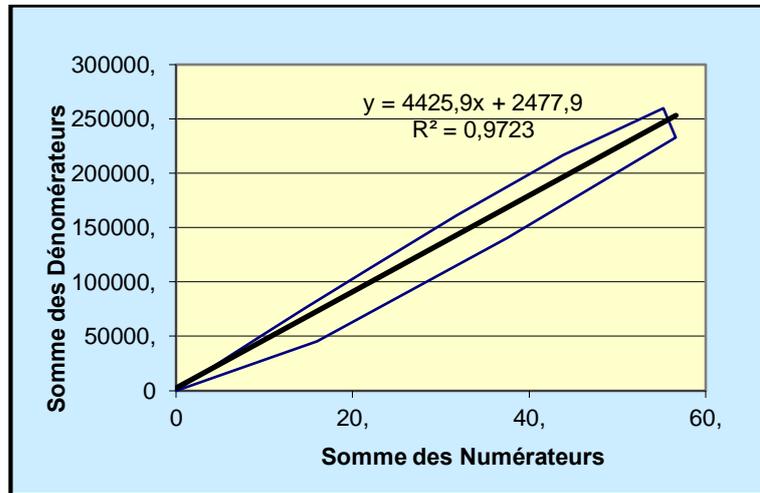
1	76,55	20,86	95524,16	140928,09	22,14	43,14
1,5	89,02	42,74	91773,09	232701,18	18,12	61,26
2	43,91	60,04	27135,49	259836,67	-7,66	53,59
2,5	21,66	53,40	-43084,72	216751,95	-12,89	40,71
3	10,68	40,86	-55727,39	161024,56	-11,91	28,79
3,5	5,27	29,02	-48535,70	112488,86	-9,27	19,52
4	2,60	19,73	-36790,46	75698,39	-6,64	12,88
4,5	1,28	13,03	-25992,12	49706,27	-4,54	8,33
5	0,63	8,45	-17610,20	32096,07	-3,01	5,32
5,5	0,31	5,40	-11610,32	20485,75	-1,96	3,36
6	0,15	3,41	-7511,96	12973,79	-1,25	2,11
6,5	0,08	2,14	-4795,13	8178,66	-0,79	1,32
7	0,04	1,34	-3030,56	5148,09	-0,50	0,82
7,5	0,02	0,83	-1901,03	3247,06	-0,31	0,51
8	0,01	0,51	-1185,67	2061,39	-0,19	0,31
8,5	0,00	0,32	-736,23	1325,16	-0,12	0,19
9	0,00	0,20	-455,58	869,58	-0,07	0,12
9,5	0,00	0,12	-281,14	588,44	-0,05	0,07
10	0,00	0,07	-173,60	414,84	-0,03	0,04

$\Delta t \leq K$	1800	\leq	4274,08301
$\Delta t > 2 \cdot K \cdot x$	1800	\leq	3419,26641
$\Delta T:$	0,5	co:	-0,2337
$x=$	0,40000	c1:	0,7533
$r^2=$	0,93691	c2:	0,4804
k	4274,08301	Σc	1



t	Q _E	Q _S	Numérateur	Somme	Dénominateur	Somme
[h]	[m³/s]	[m³/s]		Numérateur		Dénominateur
Somme	303,50	303,41				
0	0,00	0,00	0	0	0	0
0,5	51,26	0,82	45403,93	45403,93	15,95	15,95
1	76,55	20,86	95524,16	140928,09	21,62	37,57
1,5	89,02	42,74	91773,09	232701,18	19,06	56,63
2	43,91	60,04	27135,49	259836,67	-1,42	55,20
2,5	21,66	53,40	-43084,72	216751,95	-11,32	43,88
3	10,68	40,86	-55727,39	161024,56	-12,07	31,81
3,5	5,27	29,02	-48535,70	112488,86	-9,91	21,90
4	2,60	19,73	-36790,46	75698,39	-7,31	14,59
4,5	1,28	13,03	-25992,12	49706,27	-5,08	9,51
5	0,63	8,45	-17610,20	32096,07	-3,41	6,10
5,5	0,31	5,40	-11610,32	20485,75	-2,23	3,87
6	0,15	3,41	-7511,96	12973,79	-1,44	2,44
6,5	0,08	2,14	-4795,13	8178,66	-0,91	1,52
7	0,04	1,34	-3030,56	5148,09	-0,58	0,95
7,5	0,02	0,83	-1901,03	3247,06	-0,36	0,59
8	0,01	0,51	-1185,67	2061,39	-0,22	0,36
8,5	0,00	0,32	-736,23	1325,16	-0,14	0,22
9	0,00	0,20	-455,58	869,58	-0,09	0,14
9,5	0,00	0,12	-281,14	588,44	-0,05	0,08
10	0,00	0,07	-173,60	414,84	-0,03	0,05

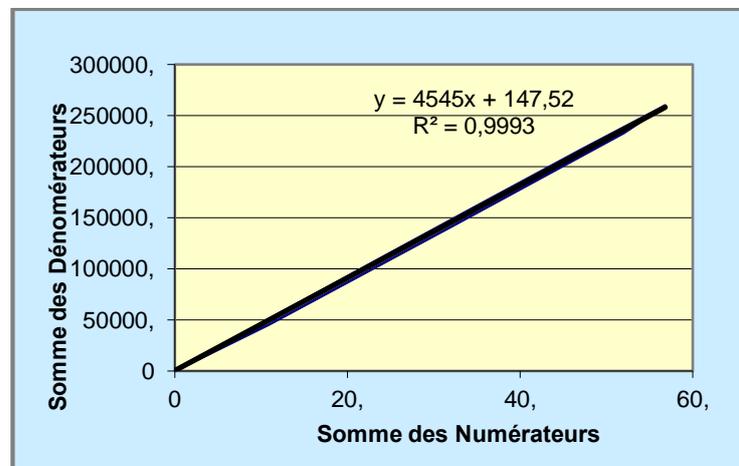
$\Delta t \leq K$	1800	\leq	4472,88434
$\Delta t > 2 \cdot K \cdot x$	1800	\leq	2683,7306
$\Delta T:$	0,5	co:	-0,1096
$x=$	0,30000	c1:	0,5562
$r^2=$	0,98050	c2:	0,5535
k	4472,88434	Σc	1



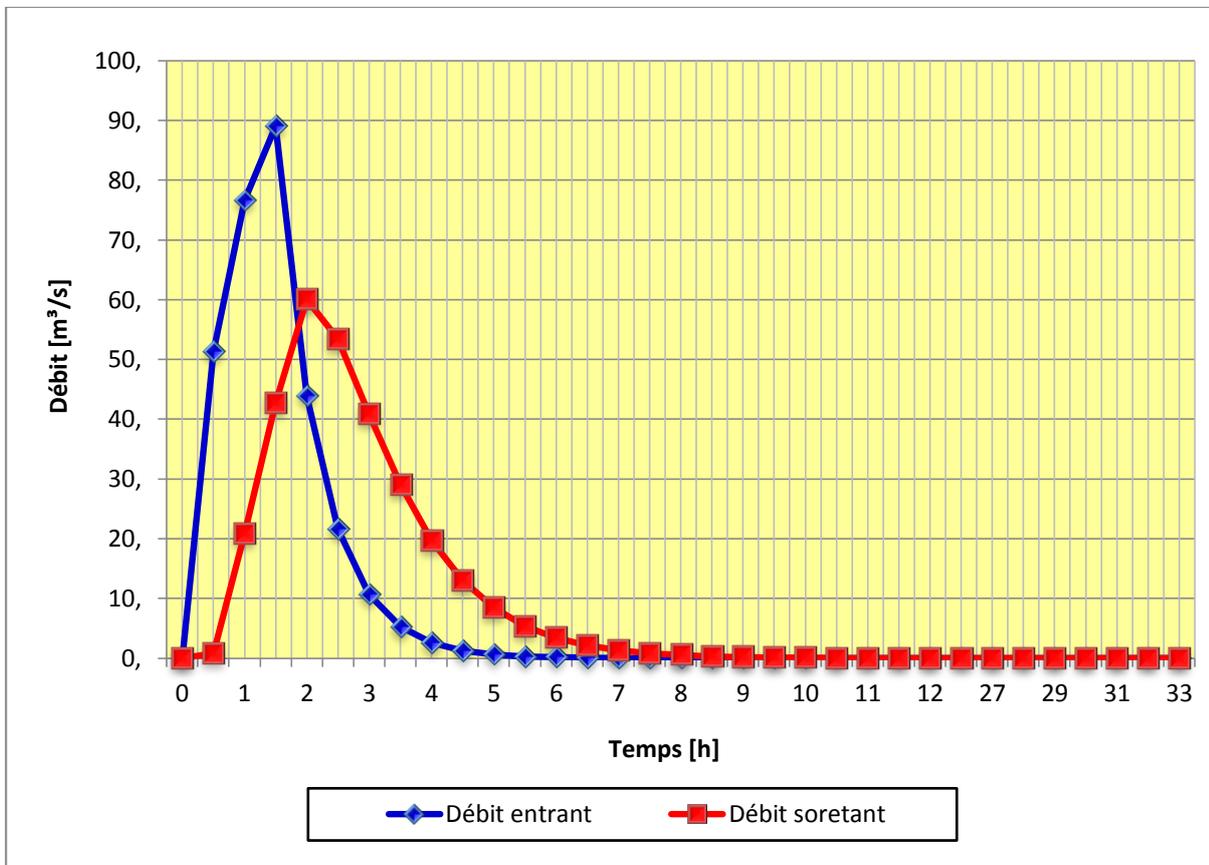
t	Q_E	Q_S	Numérateur	Somme	Dénominateur	Somme
[h]	[m³/s]	[m³/s]		Numérateur		Dénominateur
Somme	303,50	303,41				
0	0,00	0,00	0	0	0	0
0,5	51,26	0,82	45403,93	45403,93	10,90	10,90
1	76,55	20,86	95524,16	140928,09	21,09	32,00
1,5	89,02	42,74	91773,09	232701,18	20,00	52,00
2	43,91	60,04	27135,49	259836,67	4,82	56,82
2,5	21,66	53,40	-43084,72	216751,95	-9,76	47,05
3	10,68	40,86	-55727,39	161024,56	-12,23	34,83
3,5	5,27	29,02	-48535,70	112488,86	-10,56	24,27
4	2,60	19,73	-36790,46	75698,39	-7,97	16,30
4,5	1,28	13,03	-25992,12	49706,27	-5,62	10,68
5	0,63	8,45	-17610,20	32096,07	-3,80	6,88
5,5	0,31	5,40	-11610,32	20485,75	-2,50	4,38
6	0,15	3,41	-7511,96	12973,79	-1,62	2,76
6,5	0,08	2,14	-4795,13	8178,66	-1,03	1,73

7	0,04	1,34	-3030,56	5148,09	-0,65	1,08
7,5	0,02	0,83	-1901,03	3247,06	-0,41	0,67
8	0,01	0,51	-1185,67	2061,39	-0,26	0,41
8,5	0,00	0,32	-736,23	1325,16	-0,16	0,25
9	0,00	0,20	-455,58	869,58	-0,10	0,16
9,5	0,00	0,12	-281,14	588,44	-0,06	0,10
10	0,00	0,07	-173,60	414,84	-0,04	0,06

$\Delta t \leq K$	1800	\leq	4559,10196
$\Delta t > 2 \cdot K \cdot x$	1800	\leq	1823,64078
$\Delta T:$	0,5	co:	-0,0026
x=	0,20000	c1:	0,3984
r ² =	0,99942	c2:	0,6042
k	4559,10196	Σc	1



t	Q_{in} (t)	Q_{out}(t)	t	Q_{in} (t)	Q_{out}(t)
[h]	[m³/s]	[m³/s]	[h]	[m³/s]	[m³/s]
0	0	0	6,5	0,08	2,14
0,5	51,26	0,82	7	0,04	1,34
1	76,55	20,86	7,5	0,02	0,83
1,5	89,02	42,74	8	0,01	0,51
2	43,91	60,04	8,5	0	0,32
2,5	21,66	53,4	9	0	0,2
3	10,68	40,86	9,5	0	0,12
3,5	5,27	29,02	10	0	0,07
4	2,6	19,73	10,5	0	0,05
4,5	1,28	13,03	11	0	0,03
5	0,63	8,45	11,5	0	0,02
5,5	0,31	5,4	12	0	0,01
6	0,15	3,41	12,5	0	0,01
			27	0	0



➔ Détection et rétention

Les nouvelles tendances en matière de gestion des eaux pluviales ont poussé les ingénieurs à trouver des moyens pour réduire l'impact du ruissellement sur un bassin versant. La détection et la rétention sont les principales techniques utilisées. L'infiltration dans le sol et le rechargement de nappe phréatique par l'utilisation de tranchées drainantes ou de puits sont aussi des techniques de plus en plus considérées. Les expressions détection et rétention sont souvent confondues. Il existe pourtant une grande différence entre elles. La détection consiste à retenir, pour un temps assez court, une partie du volume de ruissellement. Par la suite, cette eau détenue est relâchée vers le milieu récepteur à un rythme contrôlé. La rétention quant à elle, consiste à retenir une partie des eaux de ruissellement pour une grande période de temps. Cette eau retenue peut être utilisée pour des vocations récréatives (lacs artificiels) ou pour améliorer l'aspect esthétique, comme des étangs. L'eau ainsi retenue sera relâchée vers l'élément récepteur à un très faible rythme. Il est même possible qu'elle ne retourne jamais vers la nature. Celle-ci étant évaporée ou pompée pour l'arrosage.

La détection sur le site est celle que l'on effectue immédiatement là où le ruissellement est généré. Cette détection peut être produite sur les toits des bâtiments, dans les stationnements de centres d'achat ou d'usines ou même dans les rues où elle a été générée. La détection en aval, quant à elle, est une détection effectuée à l'aval d'un réseau pluvial. La détection est effectuée à l'aide de bassins construits par l'homme. L'évacuation de ces eaux est réalisée à l'aide de systèmes de pompage, ou par gravité lorsque c'est possible.

La détention ne permet pas de réduire le volume de ruissellement devant se rendre au milieu récepteur. Elle permet simplement d'augmenter le temps que prend cette eau à se rendre à sa destination finale en réduisant le débit de pointe; c'est pourquoi on parle de laminage de crues.

L'approche généralement suivie pour concevoir un bassin de détention est de limiter le débit de pointe à celui qui existait avant le développement du territoire.

Le concept général de détention, comme mentionné précédemment, consiste à limiter le débit de sortie pour respecter certains critères. Le volume requis pour respecter ces critères peut être évalué ainsi:

$$V_{max} = \int_0^t (Q_{in} - Q_{out}) * dt \quad (3.40)$$

ou

V_{max} : volume maximal du bassin de détention,

Q_{in} : débit de ruissellement à l'entrée du bassin,

Q_{out} : débit à la sortie du bassin,

t: temps à partir du début du ruissellement jusqu'au débit maximum.

- MAIDMENT (1 992) propose une marche à suivre pour réaliser la conception de bassin de rétention. Il propose d'estimer le volume nécessaire par l'équation approximative suivante

$$V_{est} = 1,1 * V_{in} * \left(\frac{Q_{pin}}{Q_{Pout}} \right) \quad (3.42)$$

où

V_{est} = volume estimé,

V_{in} = volume de musellement de l'hydrogramme d'entrée,

Q_{pin} = débit de pointe de l'hydrogramme d'entrée,

Q_{Pout} = débit de pointe de l'hydrogramme de sortie.

- Méthode de McEnroe

Cette technique est, comme bon nombre de techniques, utilisée pour dimensionner un bassin de détention de façon approximative. Mc ENROE (1992) a établi deux équations. L'une pour un émissaire immergé, c'est-à-dire un émissaire qui demeure en permanence submergé (ex: dans le fond d'un lac de rétention) et l'autre pour une sortie à l'air libre (ex: dans une rivière). Ces équations sont les suivantes:

$$\frac{S_f}{V_f} = 0,97 - 1,42 * \left(\frac{Q_P}{I_P} \right) + 0,82 \left(\frac{Q_P}{I_P} \right)^2 - 0,34 \left(\frac{Q_P}{I_P} \right)^3 \quad (3.42)$$

Et

$$\frac{S_f}{V_f} = 0,98 - 1,17 * \left(\frac{Q_p}{I_p}\right) + 0,77 \left(\frac{Q_p}{I_p}\right)^2 - 0,46 \left(\frac{Q_p}{I_p}\right)^3 \quad (3.43)$$

Où

S_f = volume du réservoir de détention,

V_f = volume de ruissellement,

Q_p = débit de pointe à la sortie du bassin de détention,

I_p = débit de point à l'entrée du bassin de détention.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

CONCEPT GÉNÉRAL	MAIDMENT	Mc ENROE (3.42)	Mc ENROE (3.41)
274338 m3	390997,989 m3	148077,545 m3	212437,999 m3

Conclusion

L'objet principal de ce travail était de procéder à la détermination des hydrogrammes de crue résultant de différentes pluies.

Après la présentation de la zone d'étude, les données recueillies pour la réalisation de l'étude ont été analysées quant à leur homogénéité, et ce en utilisant un test numérique, en l'occurrence, le test de Wilcoxon. Les résultats obtenus dans le chapitre (3.2.1.1) montre que les données sont issues de la même population est par voie de conséquent l'homogénéité est affirmée. Par la suite on est passé à l'élaboration des courbes IDF. Pour ce faire la loi de Gumbel fut choisie comme modèle statistique pour l'obtention des pluies en fonction de différentes périodes de retour. L'ajustement a été par la suite testé, et ce moyennant le test de **Kolmogorov-Smirnov**.

Les courbes IDF sont ensuite élaborées en déterminant les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour pour chacune des durées de référence et en synthétisant ces résultats. Pour une la description des courbes IDF la formule de Montana a été retenue.

Les courbes IDF établies ont été utilisées pour la construction de la pluie de projet. Dans le cadre de ce travail la pluie dite Chicago a été retenue. La méthode développée par Keifer et Chu (1957) utilise les courbes « Intensité – Durée – Fréquence » et les équations qui en dérivent pour établir un hyétogramme synthétique à une station donnée. Le hyétogramme proposé est ajusté à deux courbes exponentielles, l'une avant, l'autre après la pointe de l'averse, cette dernière étant définie par un coefficient d'avancement r . Cette méthode a été développée à Chicago -ce qui lui donne son nom- pour la conception d'égout, mais peut facilement être utilisée dans d'autres zones du globe où les enregistrements adéquats de précipitations sont disponibles.

Les pluies de projet qui peuvent être adoptées pour élaborer le diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau pluvial de la ville de Guelma sont des pluies de durée 2 heures (120 minutes), de type Chicago centré ($r=0,5$). De tels types de pluies sont préconisés car ils offrent une bonne représentativité de la structure réelle des précipitations intenses qui ont lieu en été dans le bassin méditerranéen. Comme cas illustratif on a considéré dans le cadre de ce travail la pluie correspondante à une période de retour de 10 ans. Cette dernière est obtenue à partir des courbes IDF élaborées précédemment, son expression est donnée par la relation suivante : $I(T = 10 \text{ ans}) = 259,6 * D^{-0,33}$

La pluie de projet adoptée fut par la suite utilisée pour déterminer les pluies effectives. Pour ce faire il a été question d'utiliser une fonction de production adéquate. La fonction de production adoptée dans le cadre de travail est celle développée par Le Soil-Conservation-Service, connue sous l'appellation SCS.

Pour différents états d'humidité du sol les pluies effectives ont été déterminées. Ces dernières représentent les entrées dans l'étape de transfert de pluie en ruissellement.

La fonction de transfert caractérise le passage de la lame de pluie nette résultant de la fonction de production en débit. Pour transformer l'hyétogramme en hydrogramme, nous utiliserons le modèle de réservoir linéaire.

Les hydrogrammes obtenus montrent, avec une grande clarté, la croissance du ruissellement avec l'augmentation de la pluie effective.

Dans un exemple hypothétique on a également montré que l'augmentation de la fraction (pourcentage) d'imperméabilisation provoque une augmentation considérable du débit de pointe et une réduction du temps de réponse (lag-time) comme l'atteste la figure.

Le transport d'un hydrogramme au travers d'une conduite, d'une rivière ou d'un bassin affecte celui-ci. Les pointes peuvent être atténuées et les temps de base allongés. Les premières équations décrivant ce phénomène ont été formulées par Saint-Venant en 1871. Par contre, celles-ci étaient fort complexes et ont été modifiées pour permettre leurs solutions. Il existe deux catégories de techniques pour décrire l'acheminement de crue. La première est l'acheminement hydrologique. Ce type, le plus simple, tient compte du balancement entre les débits d'entrée et de sortie et le volume d'emménagement à l'aide de l'équation de continuité. hydraulique est beaucoup plus complexe. Celle-ci repose sur les équations de continuité et les équations de quantité de mouvements. La technique de Muskingum est de ce type. L'autre technique, appelée l'acheminement.

Enfin, le volume de stockage maximal peut être obtenu en effectuant le routage hydrologique. Dans cette étude, la méthode de Muskingum est adoptée en raison de sa simplicité ainsi que de sa capacité à effectuer le routage des crues dans les bassins versants urbains.

Cette étude ne prétend pas être complète et des recherches futures devraient entre autres porter sur les points suivants:

L'utilisation d'autres modèles de ruissellement,

L'utilisation d'autres modèles de production (Horton, Green et Ampt)

L'utilisation d'autres modèles de routage (Plus, Muskingum Cunge, Onde cinématique)

L'utilisation de la télédétection et des SIGs pour permettre une mieux appréhender le bassin en général, et l'occupation du sol en particulier.

De nombreux modèles ont été développés pour la simulation des processus hydrologiques et hydrauliques des bassins urbains. Ces modèles quel que soit leur origine et leur fondement proposent généralement plusieurs choix de modélisations aux utilisateurs. Schématiquement, il est possible de simuler le fonctionnement d'un même bassin : soit avec des modèles très simples, soit avec des modèles plus compliqués, soit enfin, avec des modèles présentant des niveaux de difficultés intermédiaires, entre ces deux familles principales. Si les avantages et les inconvénients théoriques de ces différents modèles

sont maintenant assez bien connus, de même que leur aptitude à présenter le fonctionnement d'un bassin, il n'en est pas de même de leur aptitude à simuler correctement le fonctionnement d'un système complexe réel.

Références bibliographiques

- Beran M. (1980). The Bransby Williams formulas-an evaluation. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 1, 1980, 68(Feb.), 145-147.
- Chocat, B. (1977). Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement, Lavoisier Tec et Dec., p. 832.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*. New York: McGraw-Hill.
- Desbordes. M., (1987). *Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain*. Thèse D.E. U.S.T.L. Montpellier mai 1987. 242 p.
- Gericke O.J., Smithers J.C. (2014). Review of methods used to estimate catchment response time for the purpose of peak discharge estimation. *Hydrolog. Sci. J.*, 59(11), 1935-1971. DOI: 10.1080/02626667.2013.866712.
- Hingray, B., Picouet, C., Musy, A. (2009). Hydrologie: 2 Une science pour l'ingénieur. Presses polytechniques et universitaires romandes, Science & Ingénierie de l'environnement, 600 p.
- Keifer & Chu (1957) : C.J. KEIFER et H.H. CHU, « Synthetic Storm Pattern for Drainage Design », Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 83, n°H.Y.4., août 1957, p 1 à 25.
- Laborde. J : « Éléments d'hydrologie de surface ». Éditions CNRS – (2000).
- Li, Y. (2015). Modeling of hydrological processes of an urban catchment, Université Nantes. PHD: 222.
- Ling, L., Yusop, Z. (2014). A micro focus with macro impact: Exploration of initial abstraction coefficient ratio (λ) in Soil Conservation Curve Number (CN) methodology. 8th International symposium of the digital earth (ISDE8), IOP Conf. Séries: Earth and environmental sciences 18. DOI: 10.1088/1755-1315/18/1/012121.
- MDDEFP et MAMROT (2014). Guide de gestion des eaux pluviales. Ministère du développement durable, de l'environnement, de la faune et des parcs et le Ministère des affaires municipales, des régions et de l'occupation du territoire. [En ligne] Consulté en février 2018 : <http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/guide-gestion-eaux-pluviales.pdf>.
- Maidment, D. R. (1992), *Handbook of hydrology*, Austin, Texas, McGraw-Hill, 1387 p.
- McENROE. B. M., (1992), *Preliminary Sizing of Detention Reservoir To Predict Peak Discharges*, *Journ. of Hydraulic Engineering* Vol 1 18, No 1 1, pp. 1 540- 1 549
- Michel, K. (2013). Evidence of the impact of urbanization on the hydrological regime of a medium-sized periurban catchment in France. *Journal of Hydrology* 485: 5-23.
- Musy A, Higgy C. (1999) Hydrologie appliquée, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR).

- **Mosini, M.L., F.Rodrigues, H. Andrieu (2000)** Propriétés statistiques de la réponse hydrologique d'un petit bassin versant urbanisé, Application au site expérimental de Rezé, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 28 Septembre-octobre 2000-NT4322.
- **Réménieras, G. (1986).** L'hydrologie de l'ingénieur. Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France, 2e édition revue et augmentée, Éditions Eyrolles, 61, Bd saint-Germain, Paris 5e , 460 p
- **Rocha N.R. (2014).** Débits de crue et analyse hydrologique de petits bassins versants. Université Laval, Québec, Canada. Mémoire pour l'obtention d'une Maîtrise en génie agroalimentaire, 155 p.
- **Roche P.-A., Miquel J., Gaume E. (2012).** Hydrologie quantitative : Processus, modèles et aide à la décision. Springer-Verlag, France, 590 p.
- **Salomon J. N. (1997) :** *L'homme face aux crues et aux inondations*, 140 pages
- **Soil conservation service (SCS) 1975 :** National Engineering Handbook : section 4 Hydrology ;United states department of Agriculture (USDA),.
- **Transports Québec (2004).** Manuel de conception des ponceaux. Ministère des transports du Québec, Division des structures, 541 p.
- **USDA-NRCS (2004).** National Engineering Handbook: Part 630 Hydrology. Chapter 10: Estimation of direct runoff from storm rainfall. United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Services. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://directives.sc.egov.usda.gov/OpenNonWebContent.aspx?content=17752.wba>.
- **Wittenberg, H. (1975).** A model to predict the effects of urbanization on watershed response. *Proceedings of National Symposium on Urban Hydrology and Sediment Control* (University of Kentucky, Lexington, Kentucky), pp. 161-167.