

17/624.748

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 Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Option : Hydraulique et Techniques des eaux

Présenté par : ROUAGDIA BILAL



**Thème : Modélisation des ruissellements urbains et
établissement des moyens de protection contre les crues**

Sous la direction de : KHEROUF MAZOUZ

Juin 2012



12/2858



Remerciement:

En premier lieu El hamdo li ALLAH qui nous a donné la volonté, le courage et les moyens pour achever ce travail.

*Nous tenons à présenter nos sincères et vifs remerciements à notre encadreur Mr *kherouf mazouze* pour l'immense privilège qu'elle nous a offert en examinant et dirigeant notre travail.*

A nos professeurs qui ont participé à notre formation tout au long du cycle.

Aux membres du jury qui ont accepté d'examiner ce travail.

A nos chères familles qui n'ont jamais épargné leurs efforts pour notre bien.

A nos amis qui ont toujours été présents pour nous aider et encourager.

Et bien sûr pour toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Rouagdia bilel

Dédicace :

C'est avec une très grande joie et un immense plaisir que je dédie ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs années d'étude aux être les plus chers :

Mes très chers parents pour leurs amours, soutiens et énormes sacrifices, que dieu les protège

À mes sœurs et mon frère: yazid, saber, marwan, nuufmu.

Ma chère famille, rwagdia et bouselbadu plus grand au plus petit

Mes enseignants et professeurs tout au long de mes études surtout Mon encadreur mr kherouf mazouze

Qui m'ont guidé et soutenue

Mes amis que je ne peux citer mais que je n'oublie jamais

Toute ma promo, mon groupe et collègues

bilel



SOMMAIRE

CHAPITRE - I : INTRODUCTION ET OBJECTIFS DE TRAVAIL

I. INTRODUCTION

1

CHAPITRE - II : ETAT DES CONNAISSANCES

II .1. Généralités

04

II .2. Historique

04

II .3. Modèle de ruissellement

04

II .3.1. La méthode rationnelle

04

II .3.1.1. Aperçu historique

04

II .3.1.2. Hypothèses et restrictions d'application

06

II .3.1.3. Application et limitations de la méthode rationnelle

09

II .3.2. La Méthode SCS ou Modèle du NRCS

10

II .3.3. Les modèle de type réservoir

18

II .3.3.1. Modèle du réservoir linéaire

20

II .3.3.1.2. Interprétation du modèle

23

II .3.3.1.3. Mise en œuvre pratique discrétisation

24

II .3.3.1.4. Identification et ajustement du paramètre k

25

II .3.3.2. Modèle des réservoirs linéaires en cascade

29

II.4. Infiltration

33

II.4.1. Généralités

33

II .4.2. Superficie du Bassin versant « A »

33

II .4.3. Pente moyenne d'un bassin versant « S »

34

II .4.4. Courbes IDF

35

II.4. 5. La période de retour

37

II.4.6. Les données analysées pour construire une courbe IDF

42

II.4.7. Etablissement des courbes IDF

42

II.4.8. Temps de concentration

48

II.4.9. Temps de ruissellement dans le réseau

51

II.4.10. Coefficient de ruissellement

53

II.5. CONCLUSION

62

CHAPITRE- III : SITUATION DU BASSIN VERSANT D'ETUDE (GUELMA)

III.1. Situation Géographique

63

III.2. Situation Climatique

63

III.3. Caractéristique physique du bassin versant

64

III.3.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

64

III.3.2. Etude géomorphologique :

65

III.3.3. Répartition des superficies du BV

65

CHAPITRE-IV : APPLICATION A LA ZONE D'ETUDE

IV.1. Application à la ville de Guelma

66

IV.1. 1 : Les paramètres de la fonction de répartition

68

IV.1. 2 : Le papier probabiliste de Gumbel

68

IV.1. 3 : Etablissement des courbes HDF

71

IV.2 : Application la méthode Soil Conservation Service (SCS)

73

IV.2.1: Méthode du réservoir linéaire

73

IV.2.2: Méthode réservoir Cascade Parallèle

75

IV.3: Calcul du débit par la méthode rationnelle

76

IV.4: Conclusion

76

CHAPITRE -V : ACHE MEINEMENT CRUES

V.1: Laminage de crues

77

V.2 : Objectifs du laminage de crues

78

V.3 : Modèle de Muskingum

79

V.3.1 : Calcul par discrétisation

80

V.3.2 : Détermination des paramètres K et X avec des hydrogrammes amont et aval observés

82

V.4. Conclusion

86

CHAPITRE- (VI) : BASSIN DE RETENTION

VI.1. Principe général de conception de bassin de rétention	87
VI.2. Dimensionnement par la méthode des pluies	87
VI.2.1. Méthode graphique	89
VI.2.2. Méthode numérique	89
VI.2.3 Choix des coefficients a et b de Montana	90
VI.2.4 Méthode de McEnroe	90
VI.2.5. Méthode de Culp (1948)	91
VI.2.6. Méthode de Boyed (1989)	91
VI.2.7. Méthode de Carroll (1990)	91
VI.2.8. Méthode de Basha (1994)	91
VI.3.Conclusion	93
Conclusion Générale	94

Résumé

L'étude des processus hydrologiques intervenant dans la transformation Pluie-Ruissellement fournit les éléments fondamentaux à l'estimation des débits de projets dans les systèmes urbains d'assainissement pluvial. Ces derniers contrôlent les inondations. La prise en considération du taux d'imperméabilisation combiné avec des informations de la pluie, la pente du bassin et le type du sol sont utilisés pour évaluer l'effet de l'urbanisation sur le volume de ruissellement, le temps de concentration, et les débits de pointe. En l'absence de mesures de protections adéquates, le développement urbain peut provoquer inévitablement une augmentation du risque inondation. La protection contre les crues d'un milieu urbain est une entreprise moderne et ambitieuse; sa complexité réside non seulement à résoudre les problèmes scientifiques mais également à y intégrer les aspects économique, écologique et sociologique. Dans le cadre de ce travail une méthode de laminage de crue est utilisée à savoir la méthode de Muskingum, afin de dimensionner un bassin de rétention par plusieurs méthodes observés.

Chapitre I

INTRODUCTION

I. INTRODUCTION :

L'urbanisation crée un problème d'évacuation des eaux de pluie. Les surfaces perméables, qui dans le passé permettaient l'infiltration des eaux, sont remplacées petit à petit par des surfaces ne permettant pas ou peu de captage, de même qu'aucune infiltration. De surcroît, l'imperméabilisation des surfaces augmente la vitesse à laquelle l'eau s'écoule jusqu'à un exutoire.

Il était donc nécessaire au planificateur urbain de prévoir des structures pour permettre l'évacuation convenable de ces eaux vers des lacs, rivières, fleuves ou océans. En zone rurale ou semi-rurale, les canaux à ciel ouvert, tels les fossés, ont été utilisés couramment et le sont encore. Par contre, en milieu urbain, l'emploi de fossés nécessite de l'espace et crée un danger pour la sécurité publique. C'est pourquoi cette technique a été délaissée pour l'utilisation de conduites souterraines. Celles-ci se situent généralement sous le pavage et permettent l'évacuation des eaux de ruissellement. À certains endroits, ces conduites sont utilisées pour l'évacuation des eaux usées et de ruissellement. Dans ce cas, nous parlons d'égouts combinés.

La pratique courante avant les années 1980 était de permettre l'évacuation des eaux de ruissellement le plus rapidement possible vers les émissaires. D'où la nécessité de connaître la dimension des conduites. Ceci a donc poussé les chercheurs à trouver des modèles mathématiques permettant l'évaluation des débits à évacuer. La méthode rationnelle, généralement attribuée à **Kuichling**, est sûrement une des premières techniques reconnues pour l'évaluation des débits pluviaux. Avec les années, d'autres méthodes ont été élaborées. Par contre, celles-ci nécessitaient des calculs de plus en plus fastidieux.

La venue des micro-ordinateurs a facilité l'accès de ces modèles à de plus en plus d'utilisateurs. Par surcroît, les nouvelles tendances dans la pratique de l'hydrologie urbaine sont de limiter les débits de pointes à évacuer par l'utilisation de rétention et de détention. Ces techniques ont dû être mises au point pour pallier aux problèmes environnementaux associés entre autres à l'érosion et à l'abaissement des nappes phréatiques causés par un drainage trop rapide et intense en zones urbaines. Au surplus, l'élargissement de ces techniques au-delà des limites fixées dans le passé exige l'emploi de techniques permettant l'utilisation des infrastructures existantes situées en amont des bassins versants.

De nos jours, le nombre de logiciels permettant la simulation du ruissellement en milieu urbain est considérable. Par contre, seul un certain nombre de ces logiciels ont reçu l'assentiment des praticiens de l'hydrologie urbaine. En tête de file, on retrouve les modèles SWMM (Hubert *et al*, 1979, Illudas (Illinois Urban Drainage Simulator, Terstnep *et al*, 1974), HEC- 1 (Hydrologic Engineering Center of the US Army Corp of Engineers, Field man (1981)), TR-20, (Technical report no 20, U.S. Soil Conservation Service Model, 1973), HYMO (William, 1975), OTTHYMO (Wisner, 1989) ainsi que plusieurs autres. Ces logiciels font appel à différents modèles de ruissellement. Citons par exemple Illudas qui utilise la méthode des aire-temps, ou SWMM qui utilise les réservoirs non-linéaires. De plus, la plupart des logiciels ne permettent l'utilisation que d'un seul modèle d'infiltration. Certains permettent le calcul de bassins de rétention, par contre, seul OTTSWMM (Kassem, 1983), une version modifiée de SWMM, permet le calcul en réseau mineur-majeur. En outre, les paramètres de calcul employés dans les modèles décrits plus hauts sont souvent basés sur l'expérience américaine. Il faut donc s'interroger sur la pertinence de l'utilisation de ces valeurs dans un contexte d'urbanisme de la ville de Guelma.

La calibration de modèles de ruissellement sur des bassins permettra de valider les paramètres pour la conception de réseaux d'égout pluvial. Pour la présente étude ; nous nous sommes limités aux bassins à caractère résidentiel. L'incorporation, au sein du logiciel, de plusieurs modèles de ruissellement permettra la vérification avec différentes approches lors de simulations. De plus, il devra permettre à l'utilisateur de choisir entre différents modèles d'itération. Le modèle d'infiltration retenu est le modèle SCS. Quant aux modèles de ruissellement retenus pour figurer dans le logiciel, ceux-ci sont: réservoirs linéaires en cascade. En outre, le logiciel devra permettre le dimensionnement de bassin de rétention et le calcul de réseau mineur-majeur. Finalement, l'évaluation des paramètres pour des bassins versants permettra de présenter aux utilisateurs des valeurs alternatives plus représentatives pour notre contexte. Le principal problème rencontré lors de l'élaboration des simulations de réseaux mineur majeur s'est situé au niveau de la capacité des avaloirs de rue circulaires. La littérature concernant ce type de structure est incomplète. Ce problème est relativement critique car ce type d'avaloir est très fréquemment utilisé en Algérie. La capacité de ceux-ci a pu être estimée pour une large gamme de débits. La vérification des paramètres de calcul a été réalisée grâce à la mesure en simultané de pluies et de débits pluviaux sur des bassins versants existants. De plus, pour notre étude nous avons décidé d'étudier des bassins versants

à vocation essentiellement domiciliaire. L'étude de plusieurs types de bassin aurait été beaucoup trop exhaustive pour les besoins du présent mémoire de master.

Les caractéristiques physiques des bassins ont été déterminées à l'aide de matrices graphiques et de plans topographiques. Des données recueillies sont quand même suffisantes en quantité et en qualité pour permettre une bonne analyse des résultats. La littérature concernant les modèles de ruissellement ainsi que leur modèle est relativement importante. Celle-ci est composée principalement de volumes à caractère académique et d'articles soumis à des revues scientifiques.

Chapitre II

ETAT DES CONNAISSANCES

II .1. Généralités

Le présent chapitre est destiné à informer le lecteur des théories et concepts utilisés pour réaliser cette étude. Ces connaissances sont tirées de divers livres et articles scientifiques portant sur la question. Étant donné l'étendue des connaissances dans le domaine de l'hydrologie urbaine, nous nous limitons aux principaux concepts considérés dans le cadre de cette étude.

II .2. Historique

Le début du développement de modèles hydrologiques remonte à la moitié du 19^{ème} siècle. MLTLVANEY, tel qu'il a été rapporté par MAIDMENT (1992), a été le premier à établir les concepts de temps de concentration et à mesurer des événements hydrologiques. Ces travaux ont servi d'épine dorsale à la très populaire méthode rationnelle établie par KUICHLING (1889).

Différents modèles d'infiltration tels **GREEN-AMPT** (1911)' **RICHARD** (1931) et **HORTON** (1933) ont été élaborés suite aux travaux de Darcy concernant l'écoulement des eaux dans le sol. Les modèles de ruissellement ont suivi vers le milieu des années 60. Le développement des modèles du Road Research Lab. et du modèle **HEC-1** ont faits leurs apparitions. Puis le début des années 70 a vu le développement des modèles **ILLUDAS**, **SWMM** et autres. La venue de la micro-informatique a permis l'adaptation de ces modèles sur des PC, ce qui a favorisé une plus grande diffusion de ces logiciels. À la fin des années quatre-vingts, des nouvelles techniques combinant les systèmes de SIG (Système d'Information Graphique) ainsi que les données radars et satellites ont commencé à apparaître. La pratique courante de l'hydrologie urbaine a beaucoup évolué elle aussi. La rétention et la détention des eaux de ruissellement sont maintenant des techniques couramment utilisées.

II .3. Modèle de ruissellement :

Les modèles de ruissellement servent à quantifier le débit généré par un bassin versant afférent à une averse. Les différents modèles considérés lors de l'étude sont présentés ici.

II .3.1. La méthode rationnelle :

II .3.1.1. Aperçu historique :

Les origines de cette méthode sont relativement obscures [Singh, 1988]. Toutefois, dès 1850, Mulvany [Mulvany, 1850], publiait dans la revue des ingénieurs de génie civil d'Irlande, les réflexions de base sur cette méthode. Il mentionnait en particulier :

<<Ce qui est fondamental, c'est le temps mis par une crue pour atteindre son débit maximal, sous une pluie d'intensité constante. Ce temps est le temps mis par une goutte tombant sur le point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant pour atteindre celui-ci. [...]. Ce temps doit dépendre de l'étendue, de la forme, de la pente de la surface du bassin versant. Il importe donc d'établir des relations entre ces facteurs et le temps recherché. Ceci permettra d'établir la durée minimale d'une averse permettant la contribution de l'ensemble du bassin versant, et le débit correspondant>>

En 1889, un ingénieur américain, Kuichling [Kuichling, 1889], reprenait le même concept, appliqué cette fois-ci explicitement au milieu urbain.

<<J'ai été impressionné par le fait que pendant les épisodes pluvieux, les débits aux exutoires des réseaux d'assainissement de Rochester (NY) semblent croître et décroître en liaison avec l'intensité de la pluie en différents endroits. Toutefois, une certaine durée est nécessaire pour qu'une baisse de l'intensité de la pluie se traduise par une baisse des débits à l'exutoire. Il y a donc une relation entre ces débits et ces pluies, mais aussi avec l'étendue du bassin versant drainé et le temps nécessaire aux crues pour apparaître et se maintenir. Ainsi, les niveaux de pluie pris en compte dans le dimensionnement des émissaires principaux doivent correspondre au temps nécessaire pour la concentration de l'ensemble des eaux de ruissellement du bassin versant. >>

La méthode rationnelle a été utilisée pour la première fois en 1851 en Irlande (Mulvaney vers 1851); Presque quarante ans après soit en 1889, elle fit son apparition en Amérique du nord, où Kuichling l'a utilisée pour étudier le comportement de plusieurs réseaux de collecte des eaux de ruissellement en milieu urbain. D'après une enquête effectuée auprès de 37 municipalités en

1975, 97% des municipalités canadiennes concevaient leurs réseaux d'égouts pluviaux à l'aide de cette méthode.

La méthode rationnelle a eu le même succès en Europe. Elle a été utilisée en Angleterre en 1906 (Lloyd- Davis vers 1906), puis elle voit le jour en France en 1941 sous l'appellation de la méthode Caquot. La méthode de Caquot, du nom d'un ingénieur du corps des Ponts et

Chaussées a été développé sur la base de la méthode rationnelle, pour la France, tout d'abord durant les années 40 puis modifiée en 1977. En Europe centrale elle se nommait méthode d'Imhoff, c'était en 1964.

II .3.1.2. Hypothèses et restrictions d'application :

La méthode rationnelle ne calcule que le débit maximal qu'un bassin versant peut produire après une sollicitation pluviale. Plusieurs hypothèses simplificatrices sont à l'origine de sa formulation; dont les plus importantes sont :

- L'intensité des pluies est constante durant l'événement pluvial et uniforme à travers l'espace du bassin; donc l'intensité de la pluie est constante dans le temps et dans l'espace
- Toutes les pertes par infiltration, rétention et évaporation sont ramenées à un coefficient de ruissellement constant dans le temps. Le coefficient de ruissellement indépendant de l'historique pluviométrique du bassin et constant pendant l'averse
- La surface contributive au ruissellement augmente linéairement en fonction du temps pour atteindre la superficie totale du bassin en un temps de concentration.

Ces points ont une influence directe sur les résultats du modèle. L'intensité d'une pluie donnée est déterminée à partir des courbes IDF (Intensité, Durée, Fréquence), dont la durée de l'averse est égale au temps de concentration t_c . Plusieurs formules empiriques estiment ce temps, les plus utilisées sont celles de Kirpitch (1940), de la FAA (*Fédéral Aviation Agency*, 1970) et de l'onde cinématique (Morgali et Linsley, 1965). Par contre, le coefficient de ruissellement est lié directement à la nature du sol du bassin. Il est estimé à partir des relevés sur le terrain.

En réalité, la méthode rationnelle ne donne qu'une partie des informations en relation avec le cycle de l'eau. Ce peu d'informations ne nous permet pas de construire un Hydrogramme de ruissellement, sans avoir recours à des calculs élaborés et onéreux. En plus, ce peu d'information reste à valider, vu la simplicité de la théorie sur laquelle la méthode rationnelle a été fondée.

En 1993, Viessman et Hammer ont conclu que la méthode rationnelle n'est appropriée que pour les faibles superficies, n'excédant pas 5 km². Cependant le ministère du transport du

Québec dans son manuel de conception des ponceaux de 1994, a permis l'utilisation de la méthode jusqu'à une superficie de 25 km² ; ce qui correspond à, une taille maximale des bassins versants urbains.

Malgré toutes les hypothèses simplificatrices qui ont conduit à l'apparition d'une formule simple de transformation pluie-débit et facile à appliquer, la méthode a servi à dimensionner la quasi-totalité des réseaux de drainage urbain en Amérique du Nord. Ces réseaux continuent jusqu'à présent à jouer leur rôle. La simplicité et la facilité dans l'obtention du peu de paramètres qu'elle renferme, a fait d'elle la méthode favorite des ingénieurs. Il reste toujours utile de procéder au calibrage de ces paramètres afin d'améliorer les résultats. Néanmoins, cette procédure de calibrage n'est pas vraiment indispensable.

Lors de la conception d'une conduite de drainage pluviale, on choisit une pluie de projet d'une certaine période de retour. Afin de faire contribuer simultanément l'ensemble de la superficie du bassin au ruissellement à l'exutoire, la durée de cette pluie doit égaler le temps de concentration du bassin versant. Dans ce cas, le débit de pointe à l'exutoire du bassin de drainage est donné par la formule.

$$Q_{max} = K * C * i * A \quad (2.1)$$

$$Q_{max} = 0,167 * C * i * A \quad (2.2)$$

Q_{max} : débit de pointe [m³/s]

C : Coefficient de ruissellement [-]

I : intensité de pluie [mm/min]

A : Surface du bassin [ha]

$$Q_{max} = 2,78 * C * i * A \quad (2.3)$$

Q_{max} : débit de pointe [l/s]

C : Coefficient de ruissellement [-]

I : intensité de pluie [mm/h]

A : Surface du bassin [ha]

$$Q_{max} = C * i * A / 360 \quad (2.4)$$

Q_{max} : débit de pointe [m^3/s]

C : Coefficient de ruissellement [-]

I : intensité de pluie [mm/h]


A : Surface du bassin [ha]

$$Q_{max} = 0,00278 * C * i * A \quad (2.5)$$

Q_{max} : débit de pointe [m^3/s]

C : Coefficient de ruissellement [-]

I : intensité de pluie [mm/h]

A : Surface du bassin [ha] 

$$Q_{max} = 0,278 * C * i * A \quad (2.6)$$

Q_{max} : débit de pointe [m^3/s]

C : Coefficient de ruissellement [-]

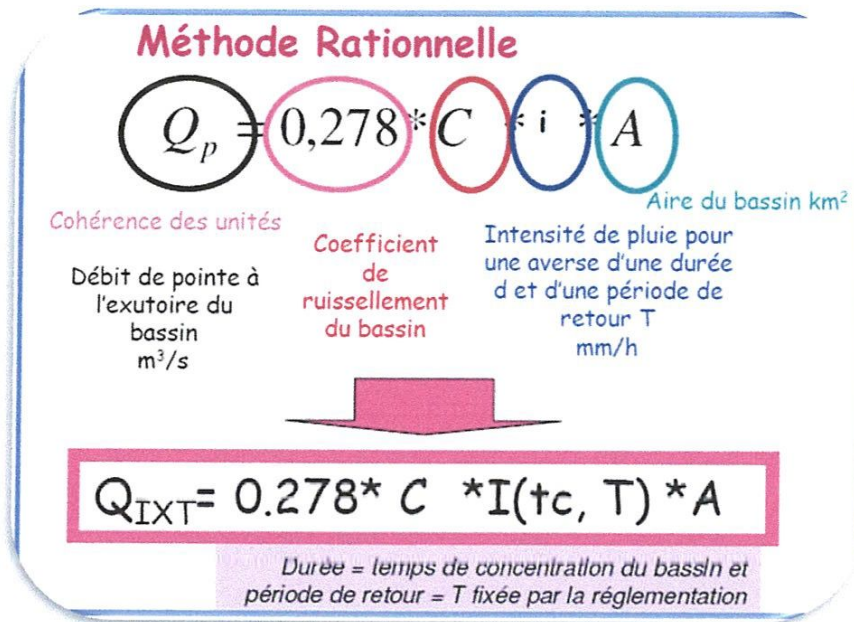
I : intensité de pluie [mm/h]

A : Surface du bassin [km^2]

Explication des unités: Pour le system et dans la version de l'équation ($Q = 0.0028 CiA$), le facteur 0,00278 est nécessaire pour convertir le ha en m^2 , le mm en m, et les heures en secondes comme suit :

$$Q = (mm/hr) (ha) (10,000 m^2/ha) (1 m/1000 mm) (1 hr/3600 s), \text{ ou}$$

$$Q = 0.0028C i A, \text{ avec } i \text{ en mm/h, } A \text{ en ha, et } Q \text{ en } m^3/s$$



Le coefficient de ruissellement est utilisé dans la méthode rationnelle comme une constante, ce qui n'est pas le cas dans la réalité. Le coefficient de ruissellement est le paramètre dont l'évaluation demeure la plus subjective dans l'application de la méthode; une quantification adéquate requiert donc un bon jugement et une expérience minimale de la part du concepteur. Sa valeur est déterminée suite à des relevés sur le terrain et dépend (Brière 2006):

- de la nature de la surface et la pente moyenne du terrain;
- du pourcentage d'emmagasinage de l'eau dans les affaissements du terrain;
- des conditions atmosphériques antérieures à la pluie.

II .3.1.3. Application et limitations de la méthode rationnelle :

L'utilisation de la méthode rationnelle pour le calcul des débits de pointe est relativement simple : après avoir déterminé à l'aide d'un plan topographique la superficie de la surface à drainer, les principales étapes à suivre pour un bassin en particulier sont les suivantes :

- Le temps de concentration pour le bassin est calculé;
- L'intensité moyenne de pluie pour une durée égale au temps de concentration est dérivée à partir des courbes IDF;
- Évaluation du coefficient C;
- Calcul du débit à l'aide de l'équation de la méthode rationnelle.

II.3.2. La méthode SCS ou modèle du NRCS

Ce modèle simple, qu'on nomme parfois modèle avec indice de ruissellement (curve-number model), a été développé au cours des années 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service), autrefois appelé SCS (Soil Conservation Service). La popularité de ce modèle est attribuable essentiellement à sa simplicité, au manque de solutions alternatives et surtout à la base de données qui existe pour la sélection des paramètres en fonction des types de sols. Bien qu'à l'origine cette méthode ait été développée pour calculer des débits pour de petits bassins agricoles et pour évaluer les impacts de différentes pratiques agricoles sur le ruissellement, elle a été subséquemment élargie et appliquée à l'analyse des bassins urbains.

Le modèle de production SCS (*US Soil Conservation Service*) présente les caractéristiques suivantes :

- Typologie - empirique non linéaire de transformation pluie-débit;
- Domaine d'applicabilité - bassins ruraux ou peu urbanisés, comme on peut le confirmer d'après les faibles densités de population (Tableau 1);
- Paramètres : Curve Nombre (CN)- Paramètre de ruissellement dépendant du sol, du type de culture, de la pluviométrie, de la saison, etc.

Apparue vers 1950 la méthode dite SCS est le fruit de plus de 20 ans d'analyse des relations pluies-débits sur des bassins versants ruraux de petites tailles. Cette méthode fût développée par trois consultants privés, HORNER, HORTON et SHERMAN qui analysèrent les résultats obtenus à l'aide d'un filtomètre. SHERMAN sera alors le premier à proposer une représentation graphique du ruissellement en fonction de la pluie.

Cette représentation permet d'effectuer le constat que les points représentant les volumes ruisselés se situent au-dessous d'une droite de pente égale à l'unité. A partir de cette constatation, MOCUS suggéra que le ruissellement peut-on être déduit si l'on prend en considération le type de sol et sa couverture, les précipitations antécédentes, la durée de cette précipitation et la période de l'année durant laquelle l'événement arrive. Fort de ces remarques, MOCUS proposa alors une relation faisant intervenir ces divers paramètres sous la forme d'indices. En définis tout d'abord les grandeurs suivantes:

P = précipitation totale (pluie brute)

Q = pluie nette (précipitation participant au ruissellement)

$P-Q$ = pertes additionnelles. Ce sont les précipitations infiltrées après le début du ruissellement.

S = pertes maximales potentielles

I_a = pertes initiales.

La référence de base exposant les différentes techniques et méthodes développées par le SCS pour de petits bassins en milieu urbain est le document appelé TR-55 (NRCS, 1986); les différentes équations et limitations de la méthode sont notamment décrites dans un document de la FHWA (FHWA, 2002).

La méthode du SCS admet que, suite à un événement pluvieux intense, le rapport entre la hauteur de la précipitation retenue dans un bassin versant après le début de l'écoulement superficiel et la capacité maximum de rétention de l'eau dans le bassin est égal au rapport entre la précipitation effective et l'écoulement superficiel potentiel (PONCE, 1989), comprise comme la capacité maximum de rétention de l'eau dans le bassin. La capacité maximum de rétention de l'eau dans un bassin est une grandeur conventionnelle, comprise comme la capacité maximum de réservoir d'eau du bassin lorsque dans le sol, dans les dépressions du terrain et dans les obstacles qui interceptent la pluie, sont atteints un état de intense saturation que l'on peut admettre correspondre à un taux de infiltration qui tend vers zéro. Dans ces circonstances les intensités de précipitation total et effective seraient les mêmes (WANIELISTA et al. 1997). L'écoulement superficiel potentiel est défini comme étant la précipitation déduite des pertes initiales qui se produisent jusqu'au trempage de la superficie. Ainsi, on obtient

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 2.1) : le ruissellement direct (Q), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (I_a). La relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est assumée comme étant la suivante :

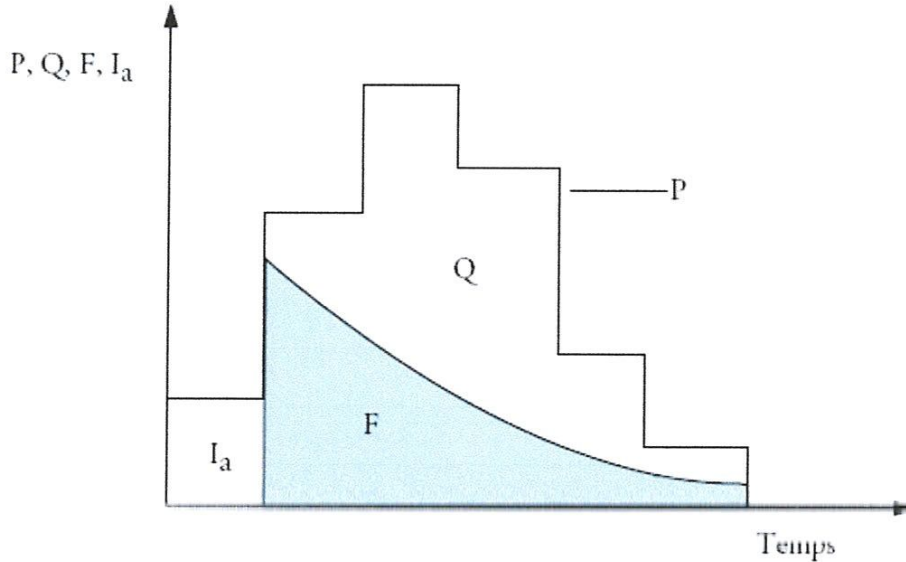


Figure 2.1: Séparation de la pluie (P) en ruissellement (Q), pertes initiales (Ia) et les pertes par rétention (F) – Méthode du NRCS.

$$\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a} \tag{2.7}$$

On appelle infiltration F la partie de la lame des précipitations P qui est absorbée par le sol et dirigée vers les couches inférieures. (Fig.2.1)

On appelle rétention initiale Ia (Initial abstraction) la partie des précipitations retenue dans les dépressions et absorbée par évapotranspiration.

On appelle ruissellement Q cette partie d'une averse qui coule à la surface du sol pendant et immédiatement après cette averse.

Où S représente la rétention potentielle maximale.

Autrement dit, le rapport entre infiltration réelle et infiltration potentielle égale le rapport entre le ruissellement réel et le ruissellement potentiel

La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - P_{eff} \tag{2.8}$$

Substituant 2-8 dans l'équation 2-7 on obtient :

$$\frac{(P - I_a) - P_{eff}}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a} \quad (2.9)$$

En réarrangeant pour Q on trouve finalement

$$P_{eff} = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (2.10)$$

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 S). On pose ensuite, en se basant sur les résultats de simulations, que la perte initiale $I_a = 0,2S$. Ceci donne donc en transposant dans l'équation suivant :

$$P_{eff} = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad (2.11)$$

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P. Pour pouvoir évaluer la seule inconnue, S, on a développé le concept d'un indice de ruissellement CN (runoff curve number). L'indice CN est relié au stockage S par la relation suivante:

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \quad (S \text{ en mm}) \quad (2.12)$$

$$P_{eff} = \frac{[(P/25,4) - (200/C_N) + 2]^2}{(P/25,4) + (800/C_N) - 8} \cdot 25,4 \quad (2.13)$$

P_{eff} : La pluie effective (natte) :

CN : indice de ruissellement (curve number)

$$h_{Ne} = \frac{[(h_N/25,4) - (200/C_N) + 2]^2}{(h_N/25,4) + (800/C_N) - 8} \cdot 25,4 \quad (2.14)$$

h_{Ne} : hauteur de pluie

CN : indice de ruissellement (curve number)

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. Il est important de noter toutefois que la méthode du NRCS a été développée à l'origine comme un indice de ruissellement pour des précipitations de 24 h et qu'elle doit être utilisée avec précaution pour analyser les quantités de ruissellement pour des durées autres que 24 h. Elle est par ailleurs moins appropriée pour l'analyse de petites précipitations et il est reconnu qu'elle devient moins précise pour des quantités de pluie inférieures à 10 mm. Il est encore possible, sur la base des relations précédemment développées, d'établir l'expression du taux d'infiltration. L'infiltration cumulative F peut en effet s'écrire :

Ainsi:

$$F = P - I_a - Q \quad (2.15)$$

$$Q = P - I_a - F \quad (2.16)$$

En introduisant cette relation dans l'équation (2.10) on obtient après simplifications:

$$F = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad (2.17)$$

Or, dans cette équation, S et I_a sont des constantes tandis que P et F sont des fonctions dépendantes du temps t. Il s'ensuit que le taux d'infiltration $i(t)$ s'obtient en écrivant l'équation ci-dessus par rapport à la variable temporelle t:

$$i(t) = \frac{dF}{dt} = \frac{S^2}{(P - I_a + S)^2} \times \frac{dP}{dt} \quad (2.18)$$

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.

A : POTENTIEL DE RUISELLEMENT FAIBLE ET TAUX D'INFILTRATION ELEVE 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 un faible profondeur ou de sols avec une nappe phréatique haute en permanence. Ces sols Présentent un très faible taux de transmission de l'eau. B : TAUX D'INFILTRATION MODÉRÉ ET SOL MODÉRÉMENT BIEN DRAÎNÉ 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. D : POTENTIEL DU RUISELLEMENT 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. On retrouvera à différentes références des descriptions plus détaillées pour des secteurs ruraux (McCuen, 1989; Hoggan, 1989). Soulignons que les valeurs présentées au tableau 2.1 sont valides pour des conditions antécédentes d'humidité moyennes. Les valeurs de CN fournies dans les tables 1a et 1b sont valables pour la condition AMC II. Pour les extrapoler aux conditions I et III on utilise les relations suivantes ; Une fois le CN connu pour ces conditions moyennes, on peut utiliser les équations suivantes pour évaluer le CN pour des conditions sèches ou pratiquement saturées (SCS, 1986; Chow *et al.* 1988) :

$$CN = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \quad (2.19)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad (2.20)$$

La définition plus ou moins arbitraire des conditions sèche, moyenne ou saturée est par ailleurs donnée au tableau 2.2. Les équations à la base des valeurs contenues dans ce tableau sont fournies dans des références de base (NRCS, 1986).

Tableau 2.1 : Valeurs de *CN* dans les tables _ pour AMCII

Type d'utilisation du sol	Groupe hydraulique du sol			
	A	B	C	D
Terrain cultivé ¹ sans traitement de conservation	72	81	88	91
Terrain cultivé ² avec traitement de conservation	62	71	78	81
Pâturage mauvaise condition	68	79	86	89
Pâturage bonne condition	39	61	74	80
Champs à la prairie bonne condition	30	58	71	78
Boisé au forest mauvais couvert	45	66	77	83
Boisé au forest bon couvert	25	55	70	77
Espace vert pelouse, parcs, cimetières, etc.				
Bonne condition 75 ou plus en gazon	39	61	74	80
Condition moyenne 50 à 75 en gazon	49	69	79	84
Secteur commerciaux imperméable	89	92	94	95
Secteur industriels imperméable	81	88	91	93
Résidentiel				
Démentions moy des lots imperméable				
0.05 hectare ou moins 65	77	85	90	92
0.1 hectare 38	61	75	83	87
0.13 hectare 30	57	72	81	86
0.2 hectare 25	54	70	80	85
0.4 hectare 20	51	68	79	84
Station pavés, toits, entrées d'autos rues	98	98	98	98
pavées avec bordures et égout pluvial	98	98	98	98
gravier	76	85	89	91
non aménagée	72	82	87	89

Pour une description plus détaillée des indices de ruissellement pour des secteurs ruraux, on pourra consulter certaine référence américaine McCune 1989, Hoggan 1989, le manuel de

conception des ponceaux des ministères de transport du Québec fournit également des tableaux présentant des valeurs pour les conditions Québécoises.

Un bon couvert est protégé par des boisements

Les indices sont évalués en assumant que le ruissellement sur la maison et l'entrée d'auto est dirigée vers la rue, avec un minimum de l'eau provenant du toit qui est dirigée vers le gazon ou de l'infiltration peut se produire.

Les surfaces perméables pelouses sont considérées comme étant des pâturages avec de bonnes conditions.

Tableau 2.2 : CN pour des conditions normales d'humidité du sol (d'après Show 1988)

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 à taux de couverture élevé	25	55	70	77
Place de jeux, parcs, golfs, cimetières: - plus de 75% de la surface est enherbée,	39	61	74	80
- 50 à 75% de la surface est enherbée	49	69	79	84
Zones commerciales (85% de la surface imperméable)	89	92	94	95
Zones industrielles (72% de la surface imperméable)	81	88	91	92
Zones résiduelles: 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 gravellé	76	85	89	91
- Revêtement en mauvais état	71	82	87	89

II.3.3. Les modèle de type réservoir :

Les modèles à réservoir sont issus de la dynamique des systèmes. Le bassin versant (incluant généralement les tronçons de la partie amont du réseau) est considéré de manière globale comme un système réalisant la transformation pluie-débit, consistant à imaginer le système comme un ensemble plus ou moins compliqué de réservoirs débitant les uns sur les autres.

Contrairement aux méthodes précédentes qui raisonnent uniquement sur des temps de parcours, cette approche permet de tenir compte de l'effet de stockage du bassin; en revanche elle suppose que les transferts dans le bassin sont instantanés.

Son principe consiste à représenter schématiquement le bassin versant sous la forme d'un réservoir (voir figure 2.2), caractérisé par une équation de vidange fonction de la nature du ou des orifices :

$$Q_s(t) = f(H(t)) \quad (2.21)$$

Et par une fonction du stockage fonction de la forme du réservoir :

$$V_s(t) = g(H(t)) \quad (2.22)$$

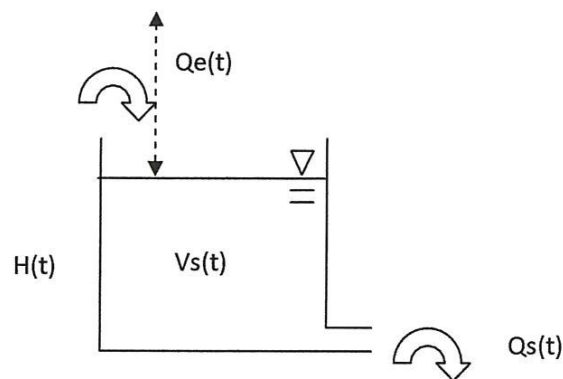


Figure 2.2 : schématisation d'un modèle réservoir

De très nombreux modèles ont été proposés : orifices de nature diverse, réservoirs avec plusieurs sorties (éventuellement à des niveaux différents), combinaisons de réservoirs en série ou/et en parallèle, etc. [ROCHE, 1971] présente une synthèse assez générale de ces différents modèles (Stanford, Girard, Avers, Cormary, etc.).

Ces modèles à réservoir présentent un double intérêt :

- Une image graphique qui favorise la représentation et la conceptualisation des phénomènes;
- Une formulation mathématique simple.

Un modèle à réservoir peut être caractérisé par le système d'équation suivant :

- L'équation de continuité, traduisant la conservation de la matière :

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

- Une équation de stockage, obtenue en éliminant la variable $H(t)$ dans l'équation (2.21) et l'équation (2.22)

$$V_s(t) = f(Q_e(t), Q_s(t)) \quad (2.24)$$

Avec :

$V_s(t)$: volume stocké à l'instant t (m³)

$Q_e(t)$: débit entrant (m³/s),

$Q_s(t)$: débit sortant (débit à l'exutoire) (m³/s).

II .3.3.1. Modèle du réservoir linéaire

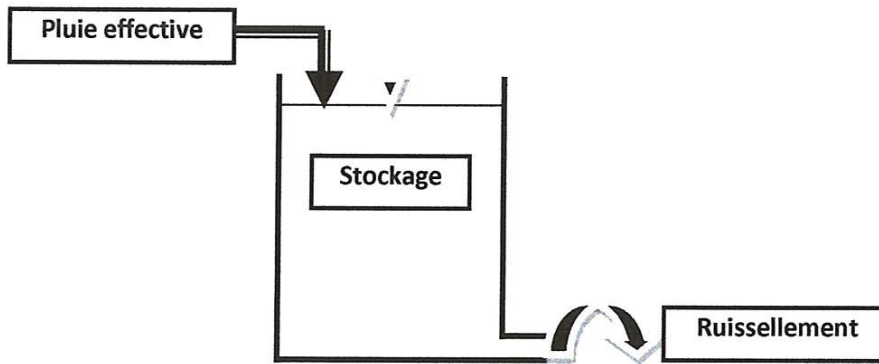


Figure 2.3 : modèle réservoir linéaire

Le modèle le plus simple, qui est aussi le plus utilisé, est le modèle du réservoir linéaire. En effet, ce modèle, sous sa forme la plus simple, apparaît relativement bien adapté à des situations assez variables allant des petits bassins versants fortement urbanisés à des bassins versants de plusieurs centaines d'hectares. La méthode consiste à calculer l'hydrogramme de ruissellement à partir de la pluie nette (effective). Le réservoir qui est un modèle conceptuel est représenté par le schéma simple ci-après:

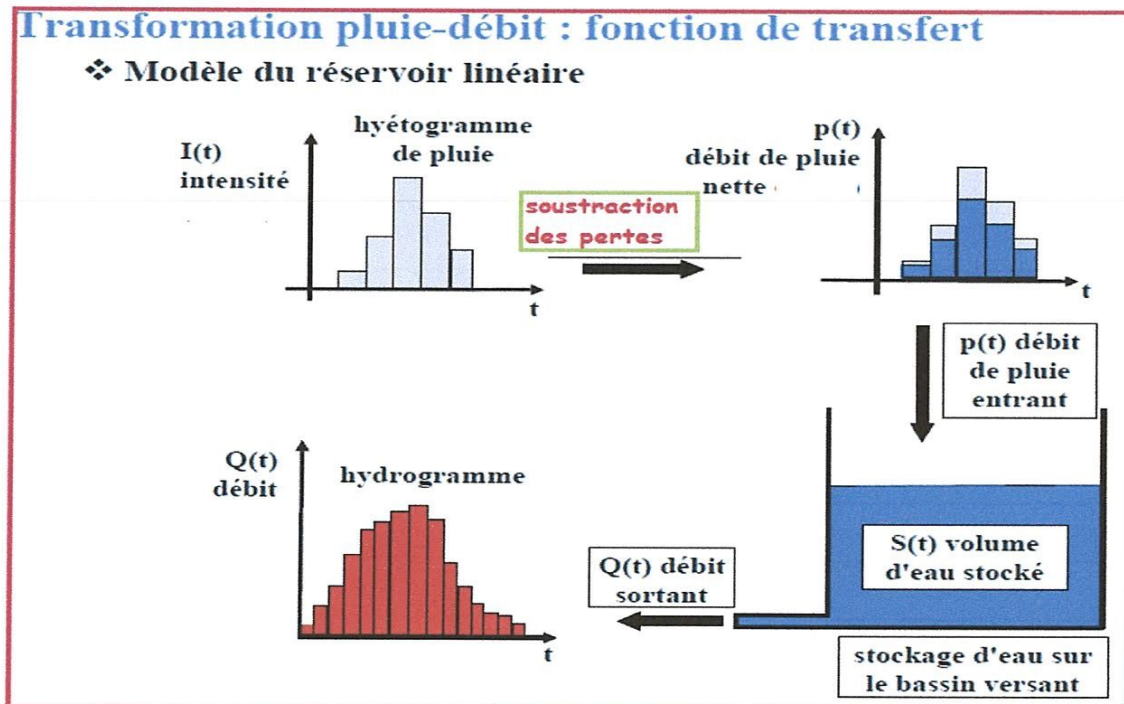


Figure 2.4 : schématisation de système réalisant la transformation pluie-débit d'un modèle réservoir

Il est caractérisé par une relation linéaire entre le volume stocké et le débit sortant :

$$V_s(t) = KQ_s(t) \quad (2.25)$$

L'équation (2.24) et l'équation (2.25) peuvent être regroupées en une seule équation Différentielle :

$$K \frac{dQ_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (2.26)$$

Cette équation peut être résolue sans difficulté :

$$Q_s(t) = \frac{1}{K} \int_0^t Q_e(\tau) \cdot e^{-\frac{t-\tau}{K}} \cdot d\tau + Q_s(0) \quad (2.27)$$

$Q_s(0)$ étant le débit initial à $t=0$, résultant par exemple d'un événement pluvieux précédent.

On utilise souvent la fonction $h(t)$, définie par :

$$h(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K} \quad (2.28)$$

Cette fonction représente l'Hydrogramme unitaire instantané, c'est-à-dire la réponse du modèle à une impulsion unitaire infiniment courte (distribution de Dirac).

L'allure générale de cette fonction est fournie par la **figure (2.4)**.

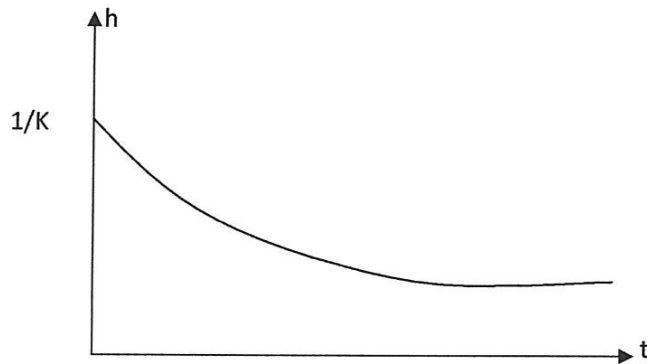
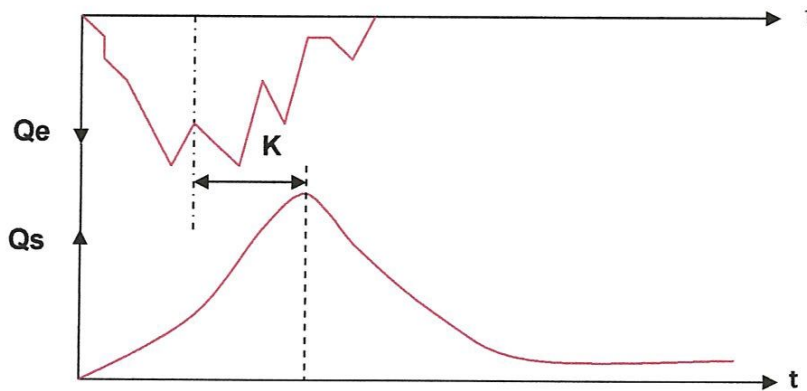


Figure 2.4 : représentation de l'amortissement du décalage temporel

L'amortissement et le décalage sont donc toutes les deux fonctions du même paramètre. Plus K augmente, le décalage temporel entre l'entrée et la sortie augmente et plus l'amortissement est important.

Le maximum de la fonction h , égal à $1/K$, se produit au temps $t=0$; il est d'autant plus fort que K est petit. La transmission du signal est instantanée (la sortie commence en même temps que l'entrée), et elle est maximum au temps $t=0$. On peut donc s'attendre à ce que le modèle réponde plus rapidement que la réalité dans le cas de bassins versants de grande taille ou très allongés. On remarquera que h tend vers zéro lorsque t tend vers l'infini. Selon le sens classique de la théorie de l'Hydrogramme unitaire, le temps de base de l'Hydrogramme est donc infini. Le

Paramètre temporel K correspond au décalage dans le temps entre les centres de gravité de $Q_e(t)$ et de $Q_s(t)$. La remarque précédente montre qu'il ne doit pas être confondu avec le temps de concentration du bassin versant. De façon générale, le modèle du réservoir linéaire agit comme un filtre "passe-bas", amortissant les hautes fréquences du signal d'entrée (**voir figure2.5**).



**Figure 2.5 : représentation de l'amortissement du décalage temporel
Entre l'entrée et la sortie**

L'amortissement et le décalage sont donc toutes les deux fonctions du même paramètre. Plus K augmente, le décalage temporel entre l'entrée et la sortie augmente et plus l'amortissement est important.

II .3.3.1.1. Interprétation du modèle :

Le modèle du réservoir linéaire doit être vu comme un générateur de signaux numériques approximativement comparable aux signaux observés. malgré tout, il est possible de montrer que l'hydrogramme instantané donné par l'équation (2.28) peut être réduit d'un processus mécaniste de translation simple, se produisant à vitesse constante (hypothèses du modèle des courbes isochrones), sur un bassin versant dont les surfaces contributives diminueraient exponentiellement en fonction de la distance. Un tel bassin versant doit avoir une forme très particulière, telle que la largeur $L(x)$ l'une bande isochrone puisse se calculer en fonction de la distance x à l'exutoire par une relation de la forme:

$$L(x) = \frac{1}{K} e^{-x/K} \quad (2.29)$$

La **figure 2.6** illustre l'allure de la fonction $L(x)$, et donne une idée de la forme théorique d'un tel bassin versant.

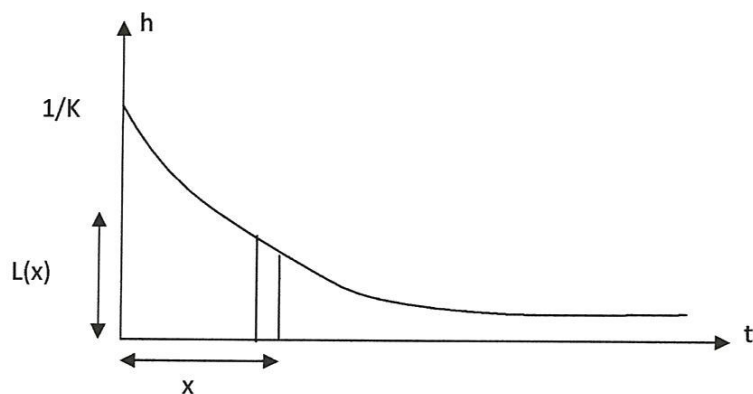


Figure 2.6 : Représentation de la fonction $L(x)$

Bien que la forme d'un tel bassin paraisse a priori improbable, de même d'ailleurs que l'hypothèse d'une vitesse d'écoulement constante, cette image ne semble cependant pas totalement dénuée de fondement si l'on analyse la structure spatiale des réseaux d'assainissement. En tout état de cause, cette approche mécaniste ne peut que renforcer la crédibilité du modèle en permettant de supposer qu'il y a, peut-être, une justification logique à l'adéquation des réponses fournies par ce modèle.

II .3.3.1.2. Mise en œuvre pratique discrétisation :

La fonction $Q_e(t)$ n'est généralement pas connue sous une forme analytique : elle doit donc être approchée par une fonction simple pour permettre l'intégration du modèle. La démarche la plus courante consiste à la représenter par une fonction en escalier, discrétisée sur un pas de temps constant. La figure suivante présente une telle décomposition.

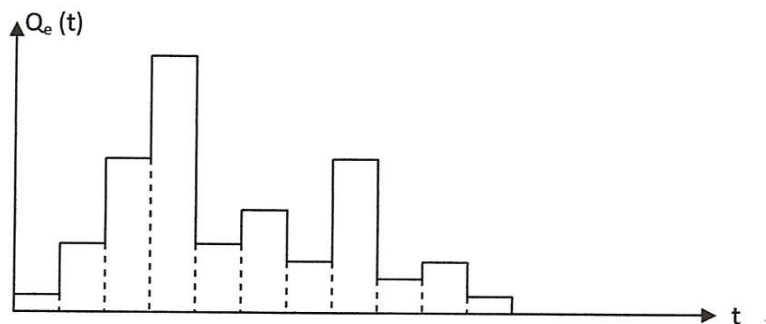


Figure 2.7: Discrétisation du débit à l'entrée.

L'équation de conservation traduit, à chaque instant, la variation du stockage qui est égale à la différence entre flux entrant et sortant. La solution analytique de ce système d'équations est :

$$Q(t) = Q_0 \cdot e^{-\frac{(t-t_0)}{K}} + \frac{1}{K} \int_{t_0}^{\tau} i(\tau) \cdot e^{-\frac{(\tau-t_0)}{K}} d\tau \quad (2.30)$$

En supposant que le réseau est vide à $t = t_0$ l'expression de $Q(t)$ devient :

$$Q(t) = \frac{1}{K} \int_{t_0}^{\tau} i(\tau) \cdot e^{-\frac{(\tau-t_0)}{K}} d\tau \quad (2.31)$$

La formule discrétisée de cette équation s'écrit :

$$Q(t) = \frac{1}{K} \cdot e^{-\left(\frac{t}{K}\right)} \cdot A \cdot P_{eff} \cdot T \quad (2.32)$$

Le terme : $1/K \cdot e^{-t/K}$ représente la réponse $U(t)$.

II .3.3.1.3. Identification et ajustement du paramètre k :

Le paramètre K est très important car il influe d'avantage sur la réponse du modèle. [M.Desbordes, 1974] a démontré que, dans le cas du modèle du réservoir linéaire, ce paramètre représentait le décalage entre les centres de gravité des impulsions d'entrée (hyétogramme) et de sortie (Hydrogramme à l'exutoire) **Figure 2.8**. Sa signification physique est plus difficile à déterminer dans les autres cas. Il est cependant certain que ce paramètre, qui à de toute façon la dimension d'un temps, mesure le retard dû au bassin versant.

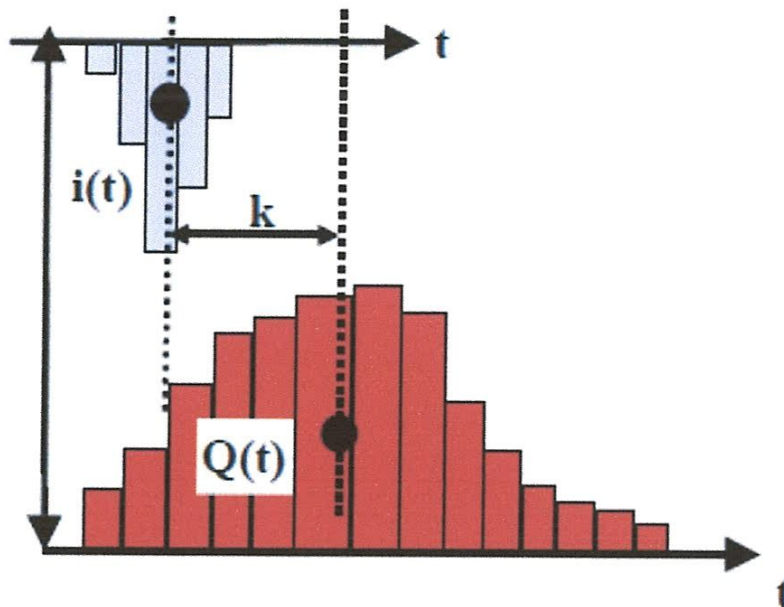


Figure 2.8 : ajustement du paramètre k

Les études menées par le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier ont permis de définir l'expression du paramètre K , homogène à un temps, qui caractérise chaque sous-bassin élémentaire. 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 :

- surface du sous-bassin élémentaire
- pente du plus long parcours hydraulique du sous-bassin
- imperméabilisation du sous-bassin
- longueur du plus long parcours hydraulique du sous-bassin
- durée de la pluie intense
- hauteur d'eau tombée pendant la pluie intense.

De nombreux ajustements statistiques ont été tentés pour relier la valeur de K aux caractéristiques du bassin versant. Nous en avons regroupé quelques un dans le **tableau 2.3**.

Tableau 2.3 : Formules de calcul du paramètre K :

Auteurs	Formules proposées	Origines des données ayant servi à l'ajustement	Sources
SNYDER	$K=a(L-L')^{0.3}$ $66 < a < 84$	Bassins versants ruraux	Cours polycopié hydraulique appliquée INSA
CLARK	$K=b \frac{L}{\sqrt{I}}$ $300 < b < 840$	Bassins versants ruraux	Hydrology for engineers
LINSLEY	$K=c \frac{L\sqrt{A}}{\sqrt{I}}$ $0.6 \leq c \leq 1.8$	Bassins versants ruraux	Hydrology for engineers
?	$K=1.4.L^{0.24}.I^{-0.16}.IMP^{-0.26}$	20 bassins versants américains.	NORMAND
SARMA DELLEUR RAO	$K=1.27A^{0.46}(1+IMP)^{-1.66}.H_n^{-0.27}.D_p^{0.37}$ $K=1.21A^{0.41}(1+IMP)^{-1.68}.H_n^{0.15}.D_p^{0.29}$	13 bassins versants urbains américains	SARMA DELLEUR RAO
DESBORDES	$K=5.30.A^{0.30}.IMP^{-0.45}.I^{-0.38}$ $K=5.07.A^{0.18}.(1+IMP)^{-1.9}.H_n^{-0.07}.D_p^{0.21}.L^{0.15}$ $K=3.55.A^{0.27}.(1+IMP)^{-1.9}.I^{-0.36}.H_n^{-0.07}.D_p^{0.21}.L^{0.15}$	13 bassins versants urbains américains 7 bassins versants américains	DESBORDES
DESBORDES	$K=0.494.A^{-0.0076}.IMP^{-0.512}.I^{-0.401}.L^{0.608}$	Bassin versants français	DESBORDES

Signification des variables du tableau :

L : longueur du collecteur principal en Km (en mètre pour DESBORDES)

L' : distance entre l'exutoire et le centre de gravité du bassin versant en Km.

I : pente moyenne du collecteur principal en %

A : surface du bassin versant en Km² (en ha pour DESBORDES).

H_n : hauteur de pluie en mm

D_p : durée de l'averse en heure (en minute pour DESBORDES)

K : en minute

IMP : coefficient d'imperméabilisation en %

Il convient de faire deux remarques sur le tableau :

- les ajustements faisant intervenir les caractéristiques de l'averse ne sont pas conformes à la définition de la linéarité. DESBORDES nomme pseudonyme linéaire les modèles de ce type.

En réalité, la transformation réelle subie dépend du niveau instantané de l'entrée. Ce type de modèle suppose donc que la transformation réelle, non linéaire, peut être approximée par une transformation linéaire prenant en compte les caractéristiques moyennes de l'entrée (hauteur totale d'eau et durée).

- toujours d'après DESBORDES, et pour le modèle du réservoir linéaire, la prise en compte du "lag-time" moyen observé sur un bassin versant, ne permet pas une bonne reproduction de l'hydrogramme.

Les essais de calage du modèle sur la valeur du débit de pointe ont montré que pour reproduire cette valeur avec une meilleure précision, il convenait de réduire la valeur de K à :

Tableau 2.4 : Equation de réduction de K

Bassins de surface < 6 ha	$K' = 0.8 \times K$
Bassins de surface < 6 ha	$K' = 0.7 \times A^{0.09} \times K$

Dans « La ville et son assainissement » figurent également les formulations suivantes :

Equation K2 :

$$K_2 \rightarrow K = 5.93 \times A^{0.441} \quad (2.33)$$

Équation K3 :

$$K_3 \rightarrow K = 0.254 \times A^{-0.0076} \times I^{-0.401} \times IMP^{-0.512} \times L^{0.608} \quad (2.34)$$

La détermination du paramètre K rend le modèle décisionnel et prévisionnel, valeurs pragmatiques fondamentales en assainissement pluvial. Seule la validation cognitive de ce modèle n'a pas été directement approchée, validation qui posent des problèmes très délicats puisque par essence l'hydrologie urbaine travaille au niveau du global sur des systèmes "artificiels" (réseaux d'assainissement etc.).

Dans ces relations apparaît la variable IMP, coefficient d'imperméabilisation des bassins versants urbanisés. Cette variable ne doit pas être assimilée à la fonction de production réduite à un simple coefficient de ruissellement. Dans cette équation, IMP est un paramètre d'urbanisation, traduisant globalement l'importance des surfaces imperméables, et la densité de drainage, et donc les conditions de transfert des écoulements à l'exutoire.

II .3.3.2. Modèle des réservoirs linéaires en cascade

Le modèle que nous avons utilisé est conçu sur la base de deux cascades de réservoirs linéaires, placées en parallèle, et il inclut une nouvelle approche, qui permet la prise en compte de l'impact des changements du taux d'imperméabilisation sur les ruissellements urbains. Comme

le montre la figure 2.9 L'écoulement à partir de la surface urbanisée du bassin versant ruissèle complètement, il est simulé par la première cascade. L'écoulement des surfaces rurales est pris en compte par la deuxième cascade. La réponse du bassin est obtenue par la superposition de la réponse de la surface perméabilisée et réponse de la surface urbanisée.

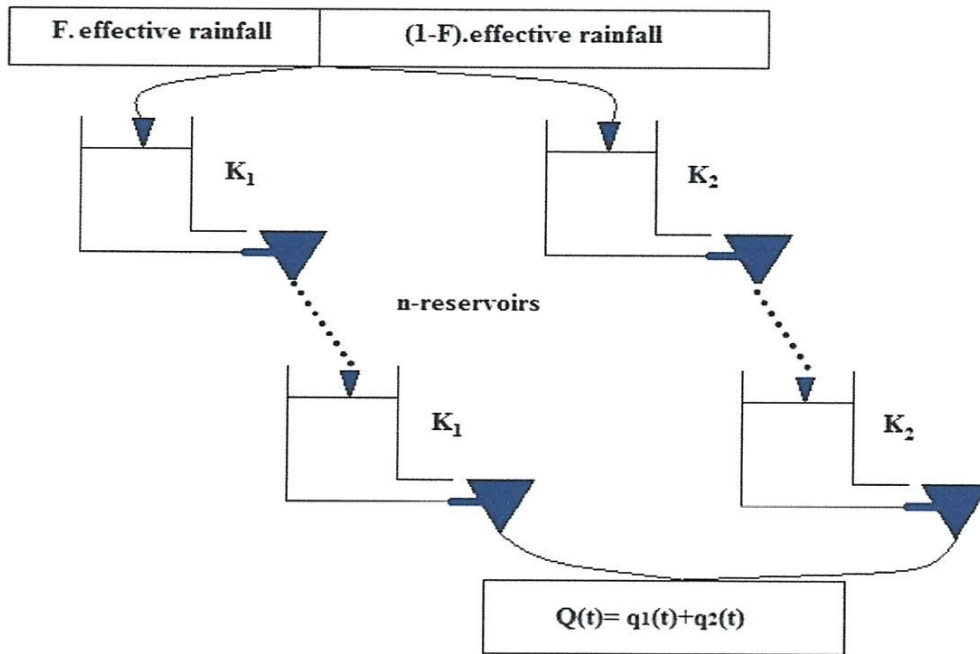


Figure 2.9 : deux réservoirs linéaires en cascades, placées en parallèle

La méthode des réservoirs parallèle en cascade est un cas spécial des HU. Avec cette méthode, il faut imaginer qu'un bassin versant est représenté comme une série de n réservoirs, ayant tous la même constante d'accumulation k (NASH, repris par LEMIEUX 1989). L'hydrogramme résultant de l'acheminement de la crue causée par une impulsion de pluie au travers des n réservoirs est calculé ainsi:

$$q_n(t) = \frac{1}{K \Gamma(n)} \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (2.35)$$

Où $q_n(t)$ = débit unitaire à la sortie du $n^{\text{ième}}$ réservoirs.

K = constante de stockage.

t = temps.

n = le nombre de réservoirs linéaires en cascades.

$\Gamma(n)$ = fonction gamma

Il est possible de déterminer les valeurs de n et de k pour un bassin versant à l'aide d'Hydrogramme et de hyétogrammes mesurés. Il s'agit d'utiliser, dans ce cas, le concept des

moments. Par contre, il est plus fréquent de vouloir connaître l'hydrogramme de ruissellement direct sans avoir de mesures pour déterminer les coefficients. McSPARRAN (1968) a donc proposé les relations suivantes pour déterminer les valeurs de n et k (bassin de Pensylvanie aux É.-U.) :

$$t_p = C_1 \frac{A^{0.0732} W_a^{0.186}}{S^{0.699} D_d^{0.417}} \quad (2.36)$$

$$K = C_2 \frac{A^{0.0131} W_a^{0.407}}{S^{0.649} D_d^{0.752}} \quad (2.37)$$

$$n = C_3 \frac{A^{0.0601} D_d^{0.335} S^{0.25}}{W_a^{0.221}} \quad (2.38)$$

Où A = aire du bassin versant, en Km^2

W = le pourcentage de boisé,

S = la pente moyenne du bassin versant en %,

D_d = la densité de drainage, en km/km^2

(m^2/mi^2), n = le paramètre de forme,

t_p = le temps de montée, en heures,

K = la constante de stockage, en heures.

Les valeurs des constantes C_1 , C_2 , et C_3 sont les Tableau suivantes

Tableau2.5 : Valeurs des constantes selon McSPARRAN

	C_1	C_2	C_3
Système Anglais	1.702	1.001	6.9712
Système International	1.3017	0.6912	7.7213

Par la suite, l'Hydrogramme de ruissellement direct est obtenu par convolution.

Dans notre cas nous avons deux réservoirs en parallèle (Figure 2.9) identifiés par les paramètres suivants :

k_1 : constante de rétention de la première cascade de réservoirs, k_2 : constante de rétention de la deuxième cascade de réservoirs, n_1 : nombre de réservoir de la première cascade, n_2 : nombre de réservoir de la deuxième cascade

La fonction de transfert est donnée par la relation suivante

$$u(T, t) = \frac{A_E}{3,6} \cdot \frac{1}{K \cdot (n-1)!} \cdot \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} \cdot e^{-\frac{t}{K}} \quad (2.39)$$

Les paramètres du réservoir en parallèle sont les suivants :

$$K_1 = \frac{0,555}{\left(\frac{L}{\sqrt{I_g}}\right)^{0,61}} + 0,511 \cdot \ln\left(\frac{L}{\sqrt{I_g}}\right) - 0,355 \quad (2.40)$$

$$K_2 = 3,00 \cdot K_1^{1,30} \quad (2.41)$$

II.4. INFILTRATION :

II.4.1. Généralités :

L'infiltration est le phénomène par lequel l'eau pénètre dans le sol. Les pertes initiales sont, quant à elles, la partie d'une averse que ne parvient jamais au sol (captage) ou bien, que est utilisée pour combler les aspérités à la surface du sol. Plusieurs facteurs ces deux paramètres intervienne : Le type de sol, l'occupation du territoire, les conditions d'humidité en sont quelques-uns. Les modèles permettant l'évaluation de l'infiltration et des pertes initiales sont soit empiriques soit approximatifs et sont basés sur la théorie de l'infiltration.

II .4.2. Superficie du Bassin versant « A » :

La détermination de la superficie du bassin versant drainé par un cours d'eau à un site particulier est une opération préliminaire essentielle à toute étude pour établir les dimensions minimales d'une structure au point de vue hydraulique. Elle permet d'avoir sur le champ une idée de l'envergure du projet. C'est le point de départ de l'estimation des débits.

Le bassin versant est le territoire géographique qui alimente en eau le cours d'eau au droit de l'ouvrage projeté. Il est limité par la ligne de partage des eaux qui est confondue, en général, avec la ligne des crêtes et qui coupe perpendiculairement toute ligne de niveau (les éventuels transferts souterrains sont ignorés).

Les limites d'un bassin versant peuvent être déterminées de plusieurs façons: directement sur le terrain, sur cartes topographiques, sur tout plan à l'échelle ou à l'aide de photographies aériennes. À noter que la mesure de superficie directement sur une photographie aérienne est entachée d'erreur : les limites du bassin, identifiées à l'aide de cette dernière, doivent être reportées sur une carte topographique et la superficie mesurée sur celle-ci.

Un marécage peut appartenir simultanément à plusieurs bassins versants. Dans ce cas, l'interprétation de ses limites doit généralement se faire en retenant celles menant à une plus grande sécurité.

La plupart des routes sont bordées par un ou plusieurs fossés de drainage. La route limite donc souvent le bassin versant. Le drainage agricole peut modifier de façon extensive les limites d'un bassin versant. L'enquête sur les lieux ou une bonne connaissance de la région permet d'en déceler l'existence. En cas d'incertitude, les responsables locaux peuvent fournir une

information valide. En zone urbaine, la présence d'un réseau d'égout pluvial peut aussi modifier sensiblement les limites d'un bassin versant. Les responsables municipaux sont généralement en mesure de fournir tous les renseignements pertinents quant à l'étendue du réseau en question.

II .4.3. Pente moyenne d'un bassin versant « S » :

L'estimation de ce paramètre n'est requise que pour sélectionner le coefficient de ruissellement de pointe. Cette pente est soit inférieure à 3%, comprise entre 3% et 8% ou supérieure à 8%.

Lorsqu'un bassin versant s'approche de la forme d'un plan incliné, la pente moyenne est alors facile à déterminer.

Dans le cas où le relief serait accidenté, l'estimation de la pente moyenne se fait généralement à l'aide d'un quadrillage superposé au bassin versant à l'étude. Il s'agit ensuite de déterminer pour chaque ligne horizontale et verticale de ce quadrillage le nombre de fois qu'elles coupent une courbe de niveau. La longueur de ces lignes est aussi comptabilisée. L'application de l'équation suivante donne la pente moyenne du bassin versant :

$$S_b = \frac{(N_h + N_v) \times Int_c}{(L_h + L_v)} \quad (2.42)$$

Avec :

S_b : pente moyenne du bassin versant.

$N_{h,v}$: nombre de fois que les lignes horizontales, Verticales coupent une courbe de niveau.

Int_c : intervalle des lignes de contour (m).

$L_{h,v}$: longueur des lignes horizontales, verticales (m).

La densité du quadrillage doit être suffisante pour permettre la détermination de la pente moyenne représentative du territoire drainé.

À noter que cette méthode sous-estime systématiquement la pente moyenne du bassin versant lorsque celui-ci se rapproche de la forme d'un plan incliné.

II.4.4. Courbes IDF

Rappel

Pluie est une précipitation dont l'intensité varie rapidement et qui s'accompagne d'éclaircies

Pluie = Phénomène variable :

- ❖ dans le temps :
- ❖ une averse peut durer de quelques min à quelques 100h
- ❖ on peut s'intéresser à la valeur de cette variable sur 10 heures (analyse d'un événement) _ sur 1 année (analyse climatologique)
- ❖ et dans l'espace :
- ❖ la superficie touchée par un orage peut être de quelques km^2 , par une pluie cyclonique de quelques 1000km^2
- ❖ on peut s'intéresser à la valeur de cette variable à l'échelle d'un petit bassin versant (quelques km^2) et à l'échelle d'un continent (analyse climatologique)

Il est bien connu que l'intensité (le I d'IDF) de la pluie est très variable. Aux profanes cette variabilité peut sembler totalement aléatoire.

De l'observation on déduit que, « en moyenne », plus la durée analysée (le D d'IDF) augmente, plus l'intensité diminue : les averses les plus brèves sont souvent les plus violentes ; au contraire les longues pluies, d'automne par exemple, sont généralement assez « tranquilles » (de faible intensité). Cette tendance à l'augmentation de l'intensité lorsque la durée diminue, ou inversement à la diminution de l'intensité lorsque la durée augmente, n'est toutefois qu'une moyenne.

Finalement, pour mieux caractériser le phénomène on associe à chaque événement une probabilité d'apparition. Pratiquement les ingénieurs et les hydrologues parlent de temps de retour : tel événement se produit, en moyenne sur une longue période, toutes les x années. On parle de fréquence d'apparition (le F d'IDF).

Ainsi donc, par l'observation soigneuse des précipitations et l'analyse statistique des résultats il est possible d'établir une « loi » de comportement qui lie l'intensité, la durée et la fréquence : c'est une courbe IDF.

Les courbes « Intensité-Durée-Fréquence » représentent d'une manière simplifiée et synthétique la relation empirique entre les pluies (intensités), leurs durées et leurs fréquences. Cette relation peut être modélisée par des formules mathématiques simples qui permettent de calculer l'une des trois variables connaissant les deux autres.

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.

Basées sur une approche probabiliste, les courbes IDF illustrent la distribution des fréquences des valeurs maximales d'intensité de pluie sur une durée donnée. L'obtention de ces courbes nécessite successivement (1) la transformation des valeurs brutes en une série de valeurs maximales annuelles sur différentes durées (ie. 5, 10, 15 min...), puis (2) l'ajustement consolidé ou non 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. Après consultations auprès d'experts et d'usagers, il a été décidé d'utiliser la loi de distribution GEV/Gumbel et l'ajustement par la méthode des moments

Une courbe IDF est construite à partir d'une analyse statistique de valeurs extrêmes compilées à partir des observations du taux de précipitations liquides sur une période d'au moins 10 ans. L'information IDF de base est fournie dans des fichiers qui contiennent les tableaux et graphiques IDF. Cette information comprend la fréquence des taux extrême de précipitations liquides et les quantités qui correspondent aux durées suivantes : 5, 10, 15, 30 et 60 minutes, et 2, 6, 12 et 24 heures. Les périodes de retour sont utilisées comme mesure de l'occurrence des pluies et sont exprimées en année.

L'information sur la pluviométrie est de première importance pour la vie quotidienne. Plus spécifiquement les ingénieurs ont besoin de connaître les paramètres de la pluie probable afin de dimensionner les ouvrages qu'ils projettent ou qu'ils entretiennent. Les autorités ont, elles, besoins de ces mêmes paramètres pour décider des objectifs de protection. A titre d'exemple on peut citer :

➤ La probabilité $F(x_i)$ pour qu'une intensité i ne soit pas atteinte ou dépassée (i.e. soit inférieure ou égale à une valeur x_i) sera donnée par :

$$\bullet F(x_i) = P(i \leq x_i) \quad (2.43)$$

➤ La fréquence d'apparition, autrement dit la probabilité qu'elle soit atteinte ou dépassée sera donnée par l'inverse de :

$$\bullet F^i(x_i) = 1 - F(x_i) \quad (2.44)$$

➤ La période de retour (T) sera donnée par :

$$\bullet T = \frac{1}{1 - F(x_i)} \quad (2.45)$$

$$\bullet P = P(Q > Q(t)) = \frac{1}{T} \quad (2.46)$$

$$\bullet P(X(T)) = P(X(T) \leq x) = 1 - P(X(T) > x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.47)$$

$$\bullet P(Q \leq Q(T)) + P(Q > Q(T)) = 1 \quad (2.48)$$

$$\bullet P = P(Q > Q(T = 100 \text{ ans})) = \frac{1}{100} = 0,01 \quad (2.49)$$

$$\bullet \text{Fiabilité} = P(Q \leq Q(T)) = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.50)$$

L'avantage de la période de retour est de rendre plus « parlante » la notion de probabilité d'occurrence. Les phénomènes extrêmes sont en effet associés à des probabilités d'occurrence très petites et pour le commun des mortels, il y a peu de différence entre 0,01 et 0,001, alors qu'en termes de probabilité des phénomènes extrêmes, c'est une différence colossale. Le tableau 1 donne les correspondances entre périodes de retour et probabilité de dépassement et non-dépassement.

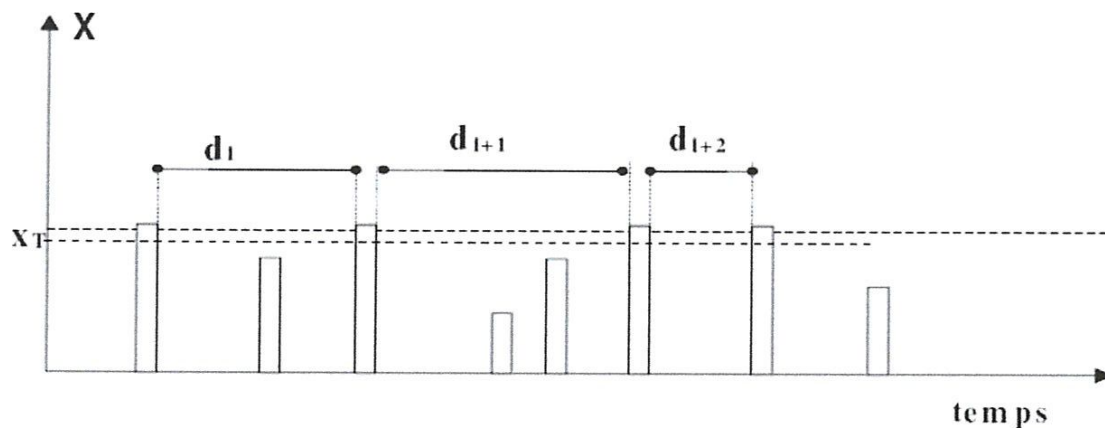
Tableau 2.6 : Relation entre période de retour T (en années), probabilité de dépassement

$P = 1/T$ et de non-dépassement $P' = 1 - P$.

T (ans)	P	P'
1	1	0
10	0,1	0,9
100	0,01	0,99
1000	0,001	0,999

La période de retour est une durée théorique moyenne, exprimée en année, qui sépare deux occurrences d'un phénomène donné, si l'on considère une période de temps suffisamment longue.

$$T_{[X>x_T]} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N d_i \quad (2.51)$$

**Figure 2.10** : Relation entre intensité de pluie et durée

= Relation entre intensité de pluie (ou cumul de pluie), durée de la pluie et période de retour

- Pour une même fréquence d'apparition (\Rightarrow même T), l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte

- Pour une durée de pluie égale, l'intensité sera d'autant plus grande que son temps de retour T sera grande.

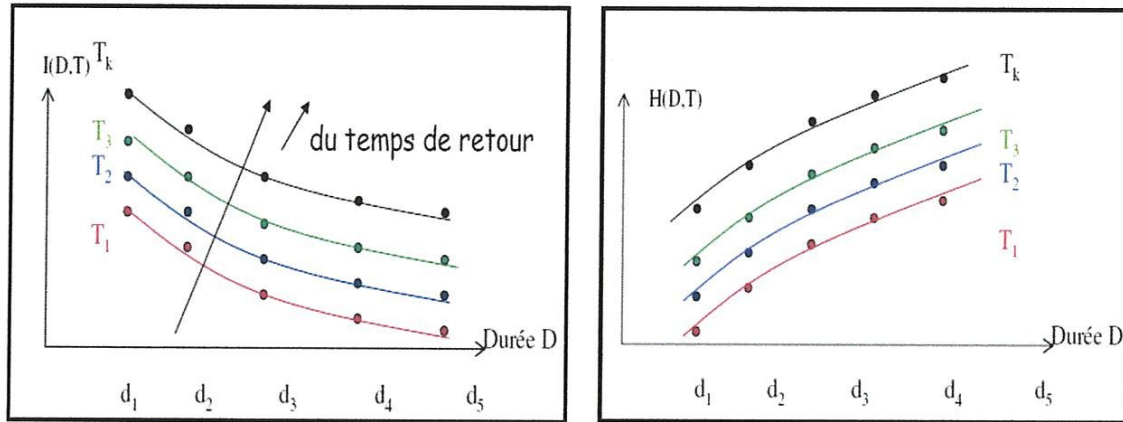


Figure 2.11 : hydrogrammes de l'intensité de pluie et la hauteur de pluie

Avec :

$$T_1 < T_2 < \dots < T_k$$

Corollaire 2:

A durée égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa période de retour sera grande.

Corollaire 1:

Pour une même fréquence d'apparition, l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.

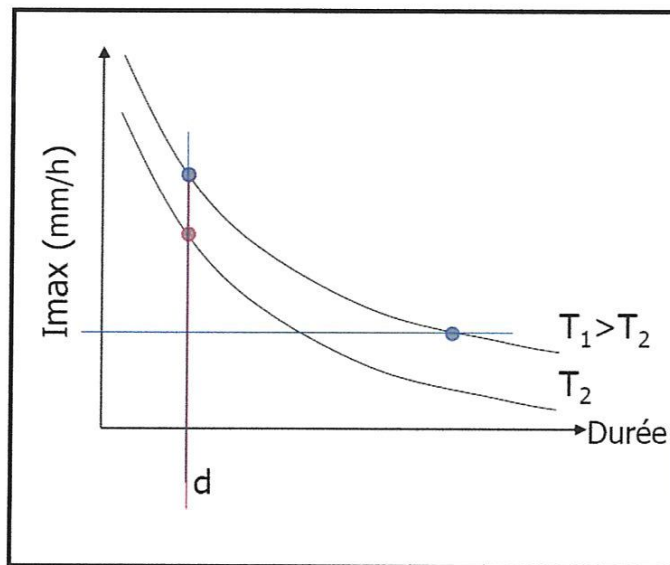


Figure 2.12 : courbes IDF de l'intensité de pluie maximale

Pour un objectif de dimensionnement hydraulique des réseaux, on s'intéresse généralement aux événements dits « fréquents », c'est à dire de périodes de retour égales à 1, 2, 5 et 10 ans, voire plus pour certains ouvrages structurants. Dans une logique de gestion du risque, des événements « exceptionnels » de périodes de retour de l'ordre de 50 à 100 ans sont étudiés, ce qui impose la plupart du temps l'utilisation de méthodes d'extrapolation des observations, méthodes fondées sur des lois statistiques applicables aux valeurs extrêmes.

Le choix permet de fixer 'la protection' que vont offrir les ouvrages d'assainissement et, de façon plus pragmatique, de fixer les coefficients de formules d'ajustement IDF. On choisit souvent $T=10$ ans pour les réseaux d'assainissement pluviaux. Cependant, la tendance actuelle va vers une différenciation de T selon les zones à protéger. En effet, on associe souvent le risque encouru avec la période de retour. En fait, le risque doit être défini comme la rencontre entre un événement perturbateur (la pluie) et un élément vulnérable (la zone urbaine à protéger). Cette définition permet de distinguer :

- des zones peu vulnérables (en périphérie, peu habitées, sans valeurs économiques) pour lesquelles on admettra des protections pour une période de retour inférieure à 5 ans par exemple ;
- des zones vulnérables (zone commerciale, industrielle, . . .) pour lesquelles on admettra des protections jusqu'à une période de retour de 5 à 10 ans par exemple ;

- des zones très vulnérables (centre-ville, . . .) pour lesquelles on admettra des protections jusqu'à une période de retour égale ou supérieure à 10 ans par exemple

La prise en compte des rejets polluants de temps de pluie a conduit depuis le milieu des années 1980 à s'intéresser de plus en plus aux événements pluvieux de courtes périodes de retour, souvent inférieures à 1 an, pour lesquels les effluents rejetés sont susceptibles de porter préjudice au milieu aquatique. Les aspects qualitatifs constituent une préoccupation croissante et les recherches montrent que les événements de courte période de retour doivent être pris en compte, ce qui passe par l'établissement de courbes IDF ou HDF locales.

Enfin, les considérations économiques pourront aussi intervenir dans le choix de la période de retour dans la mesure où une protection de période de retour élevée entraînera des coûts plus élevés pas forcément compatibles avec les possibilités financières.

II.4.6. Les données analysées pour construire une courbe IDF

La plupart des courbes IDF sont composées des analyses des observations du taux de précipitations liquides des pluviomètres.

Les estimations de période de retour correspondent aux probabilités d'occurrence des taux ou des quantités de précipitations liquides à un point donné : le site de la station d'observation. Par contre, ces estimations ne représentent pas la quantité ou le taux de précipitations liquides tombées dans des zones plus grandes comme les bassins fluviaux. Puisque les courbes IDF sont fondées sur l'analyse de données historiques des taux de précipitations liquides, elles n'incorporent pas de façon explicite les tendances projetées en raison d'un climat changeant. De plus, elles ne reflètent pas les tendances qui pourraient survenir depuis l'année des plus récentes données utilisées pour construire chaque courbe IDF.

II.4.7. Etablissement des courbes IDF

Le principe d'établissement des courbes IDF ou HDF est le suivant :

- 1) on considère un échantillon de N événements pluvieux mesurés pendant P années ;
- 2) on choisit une durée de pluie D , par exemple 10 minutes. Pour simplifier les calculs, D doit être un multiple entier du pas de temps Δt de discrétisation de la pluie. Il faut bien évidemment que Δt soit inférieur ou égal à D , ce qui montre à nouveau l'intérêt de

travailler avec des pas de temps fins de l'ordre de 1 ou 2 minutes en hydrologie urbaine ;

- 3) 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 ;
- 4) on dispose alors de N valeurs d'intensité moyenne maximale ou de hauteur maximale sur la durée D ;
- 5) On réalise la transformation en d'autres pluies de durées différentes

$$P_{24} = 1,13 * P_d \quad \text{En mm} \quad (2.52)$$

$$P_D = P_{24} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0,25} \quad (2.53)$$

En mm Pour des durées $15 < D < 1440$ (D en min)

$$P_D = P_{24} * D^{0,40} \quad (2.54)$$

en mm Pour de grandes bassins avec des durées $D > 24$ h (D en jours)

$$\frac{i_D}{i_{1440}} = \left(\frac{1440}{D} \right)^{0,47} \quad (2.55)$$

Avec: D : Durée en minutes

i_D : intensité de pluie en in/hr

i_{1440} : Intensité de pluie de 24-heures en in/hr

Rappelons qu'un inch est l'équivalent de 25,4 mm

Cette équation est valable pour des durées allant de 5 à 1440 minutes. Pour des durées inférieure à 5 minutes on peut utiliser l'abaque ci-dessous

Pour l'interpolation pour différentes periods de retour on peut utiliser l'xpréssion suivantes:

$$P_{T\text{ans}} = a P_{2\text{ans}} + b P_{100\text{ans}} \quad (2.56)$$

Tableau 2.8: Frederick, Myers et Auciello (1977)

Période de retour	5	10	25	50
a	0,674	0,496	0,293	0,146
b	0,278	0,449	0,669	0,835

- 6) 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 r , alors la fréquence au non dépassement (les fréquences empiriques) peut être estimée par exemple par la relation de Gringorten

$$F_{emp} = \frac{r - 0.44}{N + 0.12} \quad (2.57)$$

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

Tracer les intensités de la série en fonction de la fréquence au non dépassement ainsi calculée. Peut-on l'approcher avec une courbe de tendance de type exponentielle ?

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). On remarque dans ce cas précis que la courbure du nuage de points est beaucoup plus

forte que celle qu'on peut modéliser par une fonction exponentielle. Cela veut dire tout simplement que la fonction exponentielle n'est pas adaptée pour décrire cette relation.

Généralement, les pluies extrêmes peuvent être approchées d'une manière plus ou moins satisfaisante par une loi de Gumbel. Est-ce que dans ce cas précis la loi de Gumbel est adaptée ?

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.

Dans ce cas, on peut dire que le nuage linéaire. Toutefois, il subsiste une légère courbure. 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 :

$$F_x(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right] \quad (2.58)$$

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 :

Moyenne:

$$\mu = u + 0.5772 \alpha \quad (2.59)$$

Ecart-type:

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \alpha \quad (2.60)$$

$$h_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad \text{mit} \quad y_i = -\ln\left(\ln\left(\frac{1}{F_x(x_i)}\right)\right), \quad (2.61)$$

$$h_{i,theo} = x_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad \text{mit} \quad y_i = -\ln\left(\ln\left(\frac{1}{F_{emp}(x_i)}\right)\right) \quad (2.62)$$

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

$$F = \frac{T-1}{T} \quad (2.63)$$

T : temps de retour, en [an],

F : fréquence empirique de non-dépassement, adimensionnelle

Ainsi, l'intensité d'une pluie de temps de retour T est l'intensité qui sera dépassé en moyenne toutes les T années.

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.

De nombreux auteurs ont également proposé d'ajuster des relations mathématiques sur les courbes expérimentales. Parmi les relations les plus classiques reliant les grandeurs I , D et F , on peut citer :

1. formule de Montana

(À ne pas utiliser pour $D < 5$ ou 6 minutes car $I \rightarrow \infty$ lorsque $D \rightarrow 0$)

$$I(D, T) = a(T) \cdot D^{b(T)} \quad (2.64)$$

2. formule de Talbot

$$I(D, T) = \frac{a(T)}{D+b(T)} \quad (2.65)$$

3. formule de Keifer et Chu (1957)

$$I(D, T) = \frac{a(T)}{(D+b(T))^c(T)} \quad (2.66)$$

avec a , b et c des coefficients numériques dépendant de la fréquence F (ou de la période de retour T), du site de mesure et de la durée D des pluies. Lorsque l'on compare les résultats de différents auteurs ou de différentes sources, il faut toujours vérifier les unités employées. En effet, si les expressions littérales sont identiques et si les intensités sont généralement

exprimées en mm/h, elles peuvent parfois être indiquées en mm/min et les périodes de retour en année, en mois, parfois en semaine !

Pour la station pluviométrique de Guelma, on fait l'hypothèse que la **loi simplifiée de Montana** est satisfaisante. Sa formulation est la suivante :

$$i = \frac{a}{D^b} \quad (2.67)$$

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 :

$$\ln(i(D)) = \ln(a) - b \ln(D) \quad (2.68)$$

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.

II.4.8. Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps maximal pour qu'une goutte parcoure tout le bassin versant entre l'endroit où elle tombe et l'exutoire de ce bassin. Dans les modèles, le temps de concentration est souvent compris comme le temps entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct. En pratique, c'est une grandeur difficile à évaluer. Il existe plusieurs formules d'usage courant, certaines relativement vieilles comme la formule de Kirpich qui date de 1940 et a été élaborée à la suite des crues qui ont frappé le nord-est des États-Unis en 1936 ; les données ayant servi à l'élaboration de ces formules sont souvent indisponibles et il convient d'être particulièrement méfiant dans l'utilisation des formules empiriques.

a) Formule de Kirpich :

$$T_c = 0,066 * L^{0,77} * S^{-0,385} \quad (2.69)$$

b) Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 * L}{25,3\sqrt{S} * L} \quad (2.70)$$

Où L : est la longueur du cours d'eau (km) et T_c est en heures (pour les deux formules).

c) Pour la formule de Kirpich on peut également écrire

$$T_c = 0,0195 * L^{0,77} * S^{-0,385} \quad (2.71)$$

Où : T_c - (minutes); L - (mètres); S - Pente = $(\Delta H/L)$ ΔH différence d'altitude entre le point le plus haut (le plus éloigné) et le point le plus bas (à l'exutoire).

d) Formule du SCS :

$$T_c = 0,059 * \frac{L^{0,8}}{\sqrt{S}} \quad (2.72)$$

Où L : est la longueur du cours d'eau (m) et T_c est en heures.

e) Formule de la SOGREAH

$$T_c = 0,9 * \left(\frac{A}{C}\right)^{0,35} * \frac{1}{\sqrt{S}} \quad (2.73)$$

Où C : est le coefficient de ruissellement, A est en hectares, et T_c est en minutes.

f) Formule de Turraza

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{A.L}}{\sqrt{S_m}} \quad (2.74)$$

– T_c : temps de concentration en h ;

– S : surface du bassin-versant en km^2 ;

– L : longueur du chemin hydraulique le plus long en km

– S_m : pente moyenne pondérée le long du thalweg en % définie comme

$$\frac{1}{\sqrt{S_m}} = \frac{1}{L} \sum_{k=1}^N \frac{l_k}{\sqrt{S_k}} \quad (2.75)$$

g) Formule de la FAA (Fédéral Aviation Agency)

La FAA a développé en 1970 cette formule aux Etats-Unis pour estimer le temps de concentration pour les terrains d'aviation ;

$$T_c = 3,26 * (1,1 - C) \frac{\sqrt{L}}{S_0^{0,333}} \quad (2.76)$$

Où : t_c : temps de concentration (min),

C : coefficient de ruissellement,

L : longueur de parcours (m en SI),

S_0 : pente représentative de la surface, en %.

h) Formule de l'onde cinématique

Ce sont Viessman et Lewis en 1956 qui ont développé cette formule, qui a été dérivée de l'analyse de l'onde cinématique de ruissellement

$$T_c = 6,92 * \frac{(L.n)^{0,6}}{i^{0,4} . S_0^{0,3}} \quad (2.77)$$

Où : t_c : temps de concentration (min),

L ; longueur de parcours (m),

I ; intensité de l'averse (mm/h),

n : coefficient de Manning,

S : pente moyenne du bassin (m/m).

Ces approches donnent des résultats évidemment différents et ne peuvent donner qu'un ordre de grandeur du temps de concentration. Ce temps de concentration permet une comparaison entre bassins versants et constitue ainsi un paramètre représentatif de ses caractéristiques morphologiques.

II.4.9. Temps de ruissellement dans le réseau

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_s , 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:

$$T_c = T_s + T_r \quad (2.78)$$

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

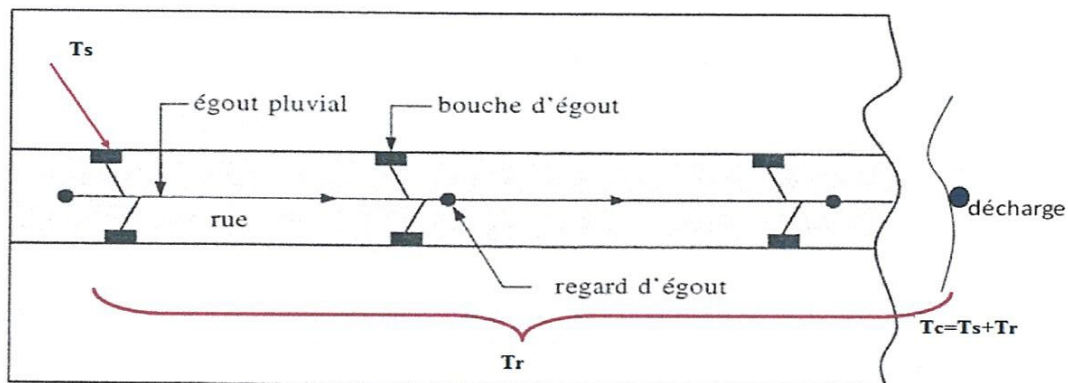


Figure 2.14 : réseau d'égout

A. Formule Terstriep (1969) :

Parmi les nombreuses relations empiriques donnant t_s , une des plus courantes est celle de Terstriep (1969) :

$$T_s = 1.92L^{0.32}im^{-0.64}I^{-0.45} \quad (2.79)$$

Avec

T_s : temps de ruissellement en surface (min)

L : longueur du bassin versant (m)

I_m : intensité moyenne (mm/h)

I : pente moyenne du bassin versant (%).

B. Formule de Ragan et Duru (1972)

$$T_S = \frac{6.917 (nL)^{0.6}}{I^{0.4} S^{0.3}} \quad (2.80)$$

T_r peut être obtenu en utilisant les formules de calcul des écoulements à surface libre en conduite

$t_r = L/v$, L (Mockus (1957) représente la longueur de canalisation parcourue et v la vitesse, qui peut être obtenue par la formule de Manning Strickler :

$$v = K R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2.81)$$

K : coefficient de Strickler

R_h : Rayon hydraulique de la canalisation

I : pente (m/m)

C. Formule de Kerby (1959) :

peut également être utilisée pour évaluer le temps d'écoulement en nappe. Elle est basée sur des mesures faites sur des surfaces de drainage d'aéroport faites par Hathaway (1945) et elle s'applique à des bassins de superficie inférieure à 4 ha et de pentes de l'ordre de 1 %. Il est par ailleurs recommandé que la longueur maximale d'écoulement en surface soit inférieure à 0,4km. L'équation est la suivante :

$$T_C = 3,03 * \frac{(r * L^{1,5})^{0,467}}{\Delta H^{0,5}} \quad (2.82)$$

Où T_C est le temps d'entrée en minutes, L est la longueur d'écoulement en m, r est un coefficient de rugosité dépendant de la surface, donné au tableau 1, et ΔH différence d'altitudes.

Tableau 2.9: Valeurs de r dans l'équation de Kerby.

Surface	R
Pavage lisse	0.02
Asphalte/béton	0.05 à 0.15
Sol nu relativement lisse	0.10
Gazon	0.20
Pâturage	0.40
Gazon dense et mal entretenu	0.17 à 0.80
Forêt de conifères	0.60
Forêt de feuillus et herbes hautes	0.80

D. Formule de la SCS

$$T_c = 0,1362 * \frac{L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{\sqrt{S}} \quad (2.83)$$

S : Pente moyenne du bassin, %

CN : Paramètre de ruissellement SCS (curve number)

L : Longueur de parcours, m (pi)

T_c : Temps de concentration, min.

II.4.10. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est la variable la plus imprécise de la méthode rationnelle. Ce coefficient représente le rapport du débit de pointe sur l'alimentation en pluie, soit (Q/IA); il n'est considéré valide généralement que pour la pointe de la crue. En d'autres mots, il s'agit d'un coefficient de ruissellement de pointe. Ce coefficient est considéré comme un rapport non-volumétrique. Il ne doit pas être confondu avec le coefficient volumétrique d'écoulement qui représente, quant à lui, le quotient du volume ruisselé sur le volume précipité.

L'eau qui ne ruisselle pas est interceptée par la végétation, retenue dans des dépressions ou s'infiltre purement dans le sol. Le coefficient de ruissellement est adimensionnel et ses valeurs théoriques se situent entre (0) et (1). Il est habituellement choisi en fonction du type et de l'utilisation des sols, présente ou future, ainsi que de la topographie du territoire.

L'approche la plus commune pour le choix du coefficient est d'associer simplement le coefficient à un type de surface. Le tableau 1 fournit un exemple. Pour des bassins avec des occupations du sol variées, on peut soit combiner les différents coefficients de chaque type de surface en tenant compte du pourcentage occupé par chaque type, soit utiliser directement les valeurs présentées au tableau 2. Les tableaux 6.21 et 6.22 réunissent quant à eux des valeurs proposées pour des bassins non développés ou à caractère rural.

Tableau 2.10: Gamme usuelle de valeurs pour le coefficient de ruissellement (adapté de ASCE/WEF, 1992).

Surface	C
Chaussée en béton, asphaltée	0,70 à 0,95
Chaussée en brique	0,70 à 0,85
Toiture	0,75 à 0,95
Terrain gazonné, sol sablonneux - plat (pente < 2 %)	0,05 à 0,10
- pente moyenne (2 à 7 %)	0,10 à 0,15
- pente abrupte (> 7 %)	0,15 à 0,20
Terrain gazonné, sol dense - plat (pente < 2 %)	0,13 à 0,17
- pente moyenne (2 à 7 %)	0,18 à 0,22
- pente abrupte (> 7 %)	0,25 à 0,35
Entrée de garage en gravier	0,15 à 0,30

Tableau 2.11: coefficient de ruissellement

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Pavage	0.85
Toit	0.85
Gazon :	
Plat ($\leq 2\%$)	0.10
Moyen (2 à 7%)	0.15
Pente ($\leq 7\%$)	0.20

Tableau 2.12: Valeurs de référence du coefficient de ruissèlement

Type de surface	Coefficient de ruissèlement [-]	Valeurs de référence
Toitures	0,9	0.95 à 1.00
Routes, parking asphalté ou bétonné	0,9	0.85 à 0.95
Pavés	0,8	0.70 à 0.90
Grilles à gazon	0,35	0.20 à 0.50
Tout à venant compacté	0,55	0.50 à 0.80
Toits plats gravier	0,9	0.65 à 0.90
Toits plats à végétalisation ext. et int.	0,65	0.50 à 0.70
Toits de gravier avec natte de coton	0,8	0,8
Jardins, prés et parcs	0,15	0.10 à 0.20
Jardins, prés et parcs à forte pente	0,1	0.10 à 0.20
Vignobles	0,45	0.30 à 0.60

Tableau 2.13 : Gamme usuelle de valeurs pour le coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol (adapté d'ASCE/WEF, 1992).

type d'occupation du sol.	coefficient de ruissellement C
Commercial	
-centre	0.70 à 0.95
-banlieue	0.50 à 0.70
Résidentiel	
-maisons unifamiliales	0.30 à 0.50
- maisons multifamiliales, détachées	0.40 à 0.60
- maisons multifamiliales, en rangée	0.60 à 0.75
- maisons de banlieue peu développée	0.10 à 0.25
- maisons de banlieue	0.25 à 0.40
-immeubles à usage locatif	0.50 à 0.70
Industriel	
-densité moyenne	0.50 à 0.80
-densité élevée	0.60 à 0.90
Parcs, cimetières, prairies	0.10 à 0.25
Terrains de jeux	0.25 à 0.35
Terrains en friche (vagues)	0.10 à 0.30

Tableau 2.15 : Coefficients de Ruissellement par Couverture du sol.

Couverture du sol	Bornes du coefficient de ruissellement C
Pelouse	0.05 à 0.35
Forêt	0.05 à 0.25
Champs cultivés	0.08 à 0.41
Prairie	0.1 à 0.5
Parc, cimetière	0.1 à 0.25
Champs en friche	0.1 à 0.3
Pâture	0.12 à 0.62
Zone résidentielle	0.3 à 0.75
Business areas	0.5 à 0.95
Zone industrielle	0.5 à 0.9
Rue asphaltée	0.7 à 0.95
Rue pavée	0.7 à 0.85
Toit	0.75 à 0.95
Rue en béton	0.7 à 0.95

Tableau 2.16: Coefficients de Ruissellement (Zone urbaine).

Coefficients de ruissellement « C_p »		
Zone urbaine		
Description	Minimum	Maximum
Pavage (asphalte ou béton)	0.80	0.95
Terre- plein	0.20	0.40
Route de gravier et accotement	0.40	0.60
Toiture	0.70	0.95
Zone commerciale		
- centre ville	0.70	0.95
- banlieue	0.50	0.70
Zone industrielle	0.50	0.80
- peu dense	0.60	0.90
- dense		
Zone résidentielle	0.30	0.50
- unifamiliale	0.40	0.60
- multiples, détachées	0.60	0.75
- multiples attachées	0.25	0.40
- banlieue		
Maisons à appartements	0.50	0.70
Parc et cimetière	0.10	0.25
Terrain de jeu	0.20	0.35
Chemin de fer	0.20	0.35
Terrain vague	0.10	0.30

Tableau 2.17: Coefficients de ruissellement typiques pour des secteurs ruraux (ARTC, 1982).

Description des sols	Utilisation du sol		
	Champs	Culture	Boisé
Sol argileux, bon drainage de surface	0.55	0.45	0.40
Limons à texture moyennement fine, bien drainé	0.40	0.35	0.30
Limons sablonneux	0.30	0.25	0.20
Sols sablonneux bien drainé et gravie	0.25	0.15	0.05

Les tableaux 2.16 et 2.17 donnent les valeurs du coefficient de ruissellement de pointe utilisées par la Direction des Structures en fonction de ces divers paramètres.

Tableau 2.18 : Coefficients de ruissellement - Zone rurale

Végétation	Pente S _b	Classification hydrologique					
		A	AB	B	BC	C	CD
Culture :							
Plat	3%	0.22	0.30	0.36	0.41	0.47	0.51
Vallonné	3 à 8%	0.25	0.34	0.43	0.51	0.59	0.67
Montagneux	>8%	0.32	0.43	0.51	0.61	0.67	0.73
Pâturage :							
Plat	<3%	0.08	0.12	0.17	0.25	0.34	0.43
Vallonné	3 à 8%	0.10	0.17	0.25	0.33	0.43	0.51
Montagneux	>8%	0.20	0.29	0.39	0.47	0.56	0.64
Boisé :							
Plat	<3%	0.4	0.09	0.15	0.21	0.29	0.37
Vallonné	3 à 8%	0.7	0.12	0.19	0.26	0.34	0.43
Montagneux	>8%	0.11	0.18	0.26	0.34	0.43	0.51
Lac et marécage		0.05					

Tableau 2.19: Différentes valeurs du coefficient C pour des périodes de retour comprises entre 5 et 10 ans d'après, d'après la CG 1333 (1949) [de l'urbanisme, 1989]

Type de surface	Type de surface valeur du coefficient C
Zone de centre ville	0.7 - 0.95
Zone résidentielle pavillons isolés	0.30 - 0.50
Zone résidentielle pavillons groupés	0.60 - 0.75
Zone industrielle	0.50 - 0.90
Cimetières - parcs	0.10 - 0.25
Rue	0.80 - 0.85
Trottoirs	0.75 - 0.90
Pelouse (sols sableux, faible pente)	0.05 - 0.10
Pelouse (sols terreux, faible pente)	0.15 - 0.20

Le coefficient C a fait l'objet de nombreuses recherches. On en trouve soit des valeurs empiriques en fonction du type d'urbanisation, soit des formulations faisant intervenir divers paramètres du bassin versant. Parmi les relations d'origine statistique proposées (citées par Chocat et al, 1982), on peut mentionner

Relation de Schaake, Geyer et Knapp (1967)

$$C_{imp} = 0,14 + 0,64 \cdot IMP + 0,05I \quad (2.84)$$

Avec IMP la fraction de surface imperméabilisée et I la pente en %. Cette relation a été établie pour $IMP > 0.08$, I compris entre 0.5 et 6 % et Lc comprise entre 50 et 2000

Relation Sogreah (Normand, 1976) :

$$C_{imp} = 0,10 + 0,65 \cdot IMP + 0,015I \quad (2.85)$$

Avec le même domaine de validité que l'équation précédente

C_{imp} coefficient d'imperméabilisation = A_{imp}/A

I pente moyenne le long de la conduite principale (cm/m ou %)

A_{imp} surface imperméabilisée effectivement reliée au réseau d'assainissement

La notion de coefficient de ruissellement reste néanmoins assez délicate d'emploi car C est loin d'être constant et varie, pour un même site, avec la nature, le volume et l'intensité de la pluie, ainsi qu'avec les divers types de surfaces (Pratt *et al.* 1984). Les formules précédentes sont donc très approximatives et peuvent conduire à des écarts importants par rapport aux valeurs observées. La détermination précise de la valeur de C et de ses variations reste donc difficile (Copertino et Molino, 1990) et passe par des mesures sur site. Les valeurs empiriques sont donc réservées au dimensionnement des ouvrages, et non à la simulation de leur fonctionnement. On trouvera plus de détails sur la méthode rationnelle dans Chocat *et al.* (1982) et surtout dans Fouquet *et al.* (1978).

$$h_{i,theo} = x_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad (2.86)$$

$$\text{mit } y_i = -\ln\left(\ln\left(\frac{1}{F_{emp}(x_i)}\right)\right) \quad (2.87)$$

II.5.CONCLUSION

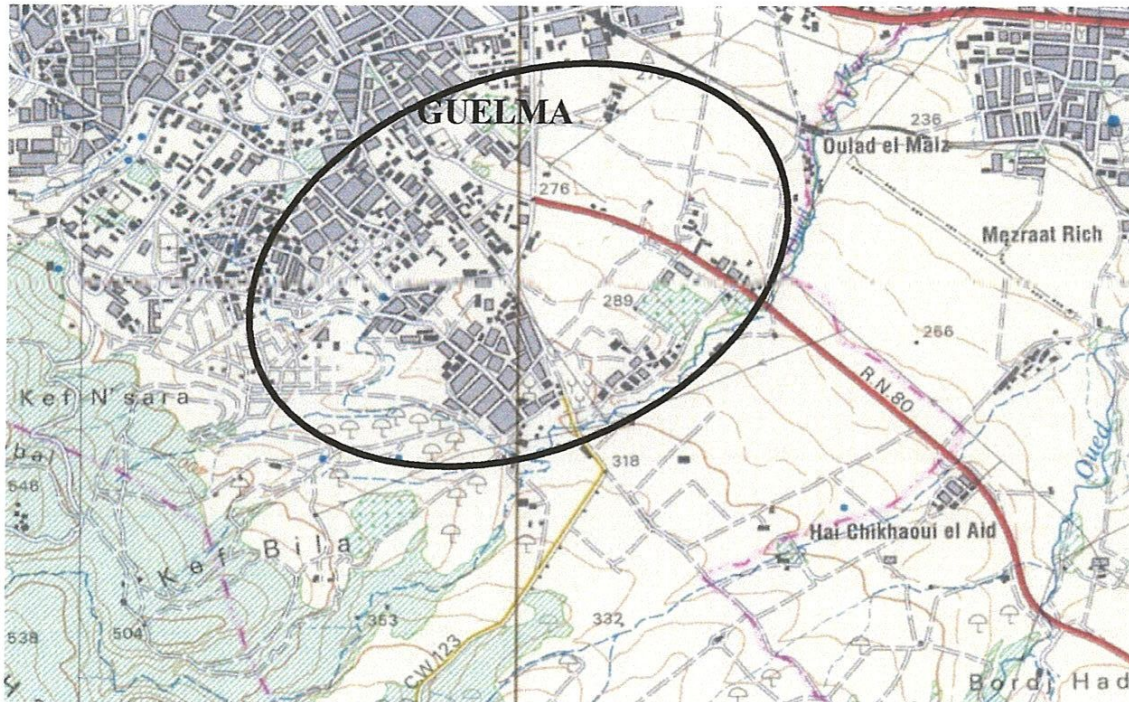
De façon générale, le modèle de ruissellement que nous avons utilisé, en l'occurrence pour le bassin versant étudié, le coefficient CN du SCS tend à diminuer au fur et à mesure que le volume de pluie tombé augmente. Cela signifie en fait que le rapport entre le volume de ruissellement et le volume de pluie précipité est inversement proportionnel. Ce phénomène est tout à fait indépendant des conditions antécédentes d'humidité.

Chapitre III

SITUATION DU BASSIN VERSANT D'ETUDE

III.1. Situation Géographique :

Le bassin versant objet de notre étude est situé au sud de la ville de GUELMA limité au nord par le massif de LA MAHOUNA et ou sud par l'agglomération de OUD MAIZ à l'est par la route menant à AIN LARBI



Fuguer 3.1 : le plan d'occupation de sol de la ville du Guelma

III.2. Situation Climatique:

Le climat de cette région est caractérisé par des étés très chauds et secs et des hivers doux. En été la température de l'air moyenne mensuelle varie de 20°C à 27°C .le mois de Juillet et d'Aout sont les plus chauds avec des températures de 30°C à 37°C. La période de Décembre à Mars est la plus froide avec des températures de 5°C à 10°C.

La somme des précipitations atmosphérique moyennes annuelles est de 400 mm .Elle se rapporte au période d'Hivers, d'Automnes et de Printemps (90% des précipitations annuelles). La sécheresse d'air, les vents chauds fréquents surtout en été et l'automne, les hautes températures pendant une grande partie de l'année, déterminent une forte vaporisation.

III.3. Caractéristique physique du bassin versant :

La superficie totale du bassin versant est de 5.56 KM².

Le sol de cette zone est marneux (argile plus calcaire) ayant des pentes homogènes d'une façon générale et n'excédant pas les 09%.

III.3.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

En ce basant sur les documents Conter d'étude et réaliser dans l'urbanisme (Constantine) et les études pluviométriques, les caractéristiques morphologiques propres à la zone d'étude, ont été déduites. Ces dernières sont présentées par le tableau suivant :

Tableau.3.1 : caractéristiques de sol du bassin versant d'étude (Guelma)

paramètres		symbole	valeur	unité
Surface		A	5.56	Km ²
Longueur		L _{twalg}	3.0	Km
Périmètre		P	1.92	Km
Altitude	Maximale	H _{max}	610	M
	Minimale	H _{min}	290	M
	Différence	ΔH	320	M
Pente		I	0.106	%

III.3.2. Etude géomorphologique :

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 évènement 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 Gravellius*, 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, Avec :

Plus K_c s'approche de la valeur 1 et plus arrondi est le bassin versant. Les K_c des sous bassins étudiés varient entre 1.7 et 2.3, il ne justifie évidemment pas l'ampleur de la crue.

III.3.3. Répartition des superficies du BV:

Tableau 3.2 : Tableau des caractéristiques des sous bassin Versant

S BV	Superficie en Km ²					Type de sol
	Superficie bâtie	Routes et pistes	Forêt	Espace vert	Culture	
Sup unitaire	2.920	0.556	0.626	0.763	0.695	Argile+ calcaire
ΣSup %	52.54%	10%	11.25%	13.75%	12.5%	100%

Chapitre IV

APPLICATION
A LA ZONNE D'ETUDE

IV.1. Application à la ville de Guelma :

L'objectif de ce travail est d'établir la relation entre les hauteurs de pluie pour différentes périodes de retour et en fonction de la durée de la pluie. Ces courbes sont connues sous le nom de HDF.

Tableau 4.1: les hauteurs de la pluie journalière maximale

Années	Durée D [h]				
	1	3	6	12	24
1972	19,4	25,6	30,4	36,2	43,0
1973	12,7	16,6	19,8	23,5	28,0
1974	5,6	7,4	8,8	10,5	12,5
1975	9,9	13,1	15,6	18,5	22,0
1976	17,8	23,5	27,9	33,2	39,5
1977	17,3	22,8	27,1	32,2	38,3
1978	16,4	21,6	25,7	30,6	36,4
1979	13,5	17,7	21,1	25,1	29,8
1980	19,0	25,0	29,7	35,3	42,0
1981	18,8	24,8	29,5	35,1	41,7
1982	20,8	27,4	32,5	38,7	46,0
1983	28,3	37,3	44,3	52,7	62,7
1984	26,5	34,9	41,5	49,4	58,7
1985	10,3	13,6	16,2	19,3	22,9
1986	62,4	82,2	97,7	116,2	138,2
1987	11,3	14,9	17,7	21,0	25,0
1988	17,8	23,5	27,9	33,2	39,5
1989	15,4	20,2	24,0	28,6	34,0
1990	61,2	80,6	95,8	113,9	135,5
1991	19,9	26,2	31,1	37,0	44,0

Années	Durée D [h]				
	1	3	6	12	24
1992	37,0	48,8	58,0	69,0	82,0
1993	21,7	28,5	33,9	40,4	48,0
1994	16,0	21,1	25,1	29,9	35,5
1995	17,2	22,6	26,9	32,0	38,0
1996	6,8	8,9	10,6	12,6	15,0
1997	23,0	30,3	36,1	42,9	51,0
1998	25,3	33,3	39,6	47,1	56,0
1999	45,2	59,5	70,7	84,1	100,0
2000	14,5	19,0	22,6	26,9	32,0
2001	16,3	21,4	25,5	30,3	36,0
2002	30,7	40,4	48,1	57,2	68,0
2003	23,0	30,3	36,1	42,9	51,0
2004	32,5	42,8	50,9	60,5	72,0
2005	30,7	40,4	48,1	57,2	68,0
2006	21,7	28,5	33,9	40,4	48,0
2007	17,6	23,2	27,6	32,8	39,0

Tableau 4.2 : Moments des hauteurs de la pluie maximale

Moments des hauteurs de la pluie maximale [mm]			Durée D[h]				
			1	3	6	12	24
Moments [mm]	Moyenne	[mm]	22,3	29,4	34,9	41,6	49,4
	Ecart-type	[mm]	12,71	16,73	19,90	23,66	28,14

IV.1. 1 : Les paramètres de la fonction de répartition :

Les paramètres de la loi de Gumbel seront calculés pour chaque durée D :

Tableau 4.3: Paramètres de la loi de Gumbel

Paramètres de la loi de Gumbel [mm]			Durée D[h]				
			1	3	6	12	24
Paramètres de la loi de Gumbel	α	[mm]	9,91	13,04	15,51	18,45	21,94
	u	[mm]	16,61	21,86	25,99	30,91	36,76

IV.1. 2 : Le papier probabiliste de Gumbel :

On dispose premièrement de 5 durées des séries de 26 ans. On calcule la variable réduite de Gumbel y_i et la probabilité au non-dépassement F_x en fonction des x_i conformément à la définition de la loi de Gumbel.

Remarque :

Il faut que les valeurs de x suivent une loi de Gumbel.

Pour examiner ceci on opère de deux manières différentes :

- On compare la probabilité empirique avec la probabilité théorique (figure. 1),
- Faire une représentation graphique sur le papier probabiliste, et examiner visuellement si les points s'alignent sur une droite.

Tableau 4.4 : Ajustement de la pluie pour une durée de 1 heure:

N°.	Hauteur de pluie (classées par ordre croissant)	F empirique (selon Gringorton)	$y = -\ln(-\ln(F$ empirique))	$h_{Théo} = (y * \alpha + u)$
	[mm]	[-]	[-]	[mm]
1	5,6	0,016	-1,427	2,462
2	6,8	0,043	-1,145	5,259
3	9,9	0,071	-0,973	6,960
4	10,3	0,099	-0,840	8,279
5	11,3	0,126	-0,727	9,399
6	12,7	0,154	-0,627	10,397
7	13,5	0,182	-0,534	11,314
8	14,5	0,209	-0,447	12,175
9	15,4	0,237	-0,364	12,995
10	16,0	0,265	-0,285	13,787
11	16,3	0,292	-0,207	14,558
12	16,4	0,320	-0,130	15,315
13	17,2	0,348	-0,055	16,065
14	17,3	0,375	0,020	16,811
15	17,6	0,403	0,096	17,558
16	17,8	0,431	0,172	18,311
17	17,8	0,458	0,249	19,072
18	18,8	0,486	0,327	19,847
19	19,0	0,514	0,407	20,639
20	19,4	0,542	0,489	21,453
21	19,9	0,569	0,574	22,293
22	20,8	0,597	0,662	23,166

23	21,7	0,625	0,754	24,078
24	21,7	0,652	0,850	25,036
25	23,0	0,680	0,953	26,050
26	23,0	0,708	1,062	27,133
27	25,3	0,735	1,179	28,299
28	26,5	0,763	1,308	29,568
29	28,3	0,791	1,449	30,969
30	30,7	0,818	1,607	32,540
31	30,7	0,846	1,789	34,339
32	32,5	0,874	2,003	36,460
33	37,0	0,901	2,266	39,065
34	45,2	0,929	2,610	42,481
35	61,2	0,957	3,120	47,535
36	62,4	0,984	4,159	57,831

"Ajustement de la loi de Gumbel"

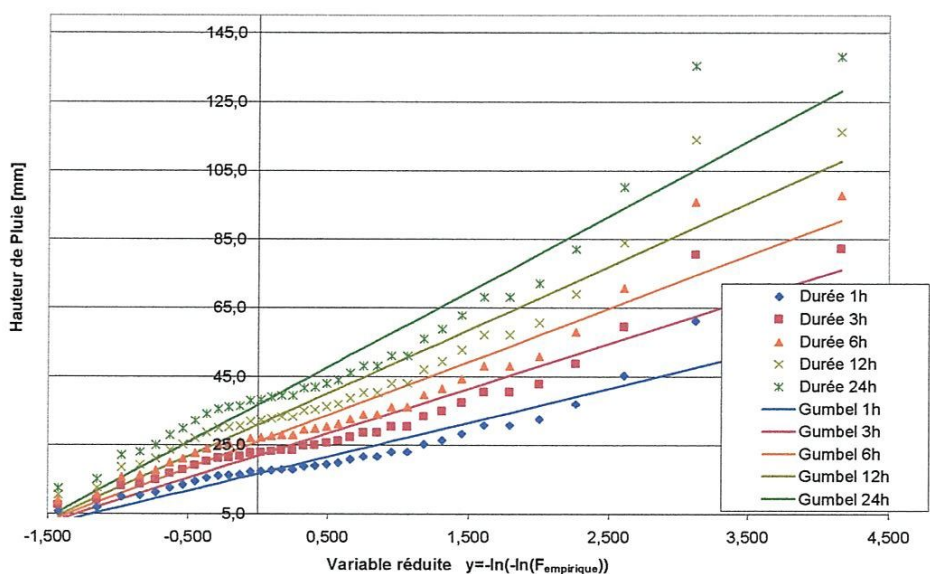


Figure 4.1: Ajustement de la loi de Gumbel pour différentes durées.

Tableau 4.5: Hauteur maximale de Pluie

Hauteur maximale de Pluie h [mm]			Durée en [h]				
			1	3	6	12	24
Période de retour T	10	[année]	38,9	51,2	60,9	72,4	86,1
	25	[année]	48,3	63,6	75,6	89,9	106,9
	50	[année]	55,3	72,8	86,5	102,9	122,4
	100	[année]	62,2	81,9	97,4	115,8	137,7

Tableau 4.6: Tableau de calcul log (D)

log (h) en [mm]			log (D) en [h]				
			0,00	0,48	0,78	1,08	1,38
Période de Retour T	10	[année]	1,59	1,71	1,78	1,86	1,94
	25	[année]	1,68	1,80	1,88	1,95	2,03
	50	[année]	1,74	1,86	1,94	2,01	2,09
	100	[année]	1,79	1,91	1,99	2,06	2,14

Tableau 4.7: Paramètres de la fonction DDF

Paramètres de la fonction DDF			A	B	a	b
Période de Retour T	10	[année]	0,250	1,590	38,913	0,250
	25	[année]	0,250	1,684	48,312	0,250
	50	[année]	0,250	1,743	55,284	0,250
	100	[année]	0,250	1,794	62,205	0,250

IV.1.3 : Etablissement des courbes HDF :

Les hauteurs de pluie sont calculées à l'aide des formules suivantes:

$$h_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad \text{mit} \quad y_i = -\ln(\ln(\frac{1}{F_x(x_i)})), \quad F_{FND,i} = \frac{T-1}{T}$$

Lorsque on connaît la hauteur de la pluie pour différentes durées et et en fonction de la période de retour, on peut les porter sur un graphique et ajuster les points a une fonction puissance (Figure 4).

Il faut attirer l'attention à ce que l'ajustement des points à la loi puissance ne sera pas forcément bon pour toutes les périodes de retour. Dans le cas traité ici l'incertitude augmente avec l'augmentation de la période de retour. On peut examiner ceci a l'aide d'une représentation graphique)

Tableau 4.8:Utilisation de la formule HDF développée

Hauteur maximale de pluie h [mm]			Durée de pluie D					
			[h]					
			0,5	1	3	6	12	24
Période de Retour T	10	[année]	32,7	38,9	51,2	60,9	72,4	86,1
	25	[année]	40,6	48,3	63,6	75,6	89,9	106,9
	50	[année]	46,5	55,3	72,8	86,5	102,9	122,4
	100	[année]	52,3	62,2	81,9	97,4	115,8	137,7

Tableau 4.9: Intensité maximale de pluie

Intensité maximale de pluie i [mm/h]			Durée de pluie D					
			[h]					
			0,5	1	3	6	12	24
Période de Retour T	10	[année]	65,44	38,91	17,07	20,30	24,14	28,71
	25	[année]	81,25	48,31	21,19	25,20	29,97	35,64
	50	[année]	92,98	55,28	24,25	28,84	34,30	40,79
	100	[année]	104,62	62,20	27,29	32,45	38,59	45,89

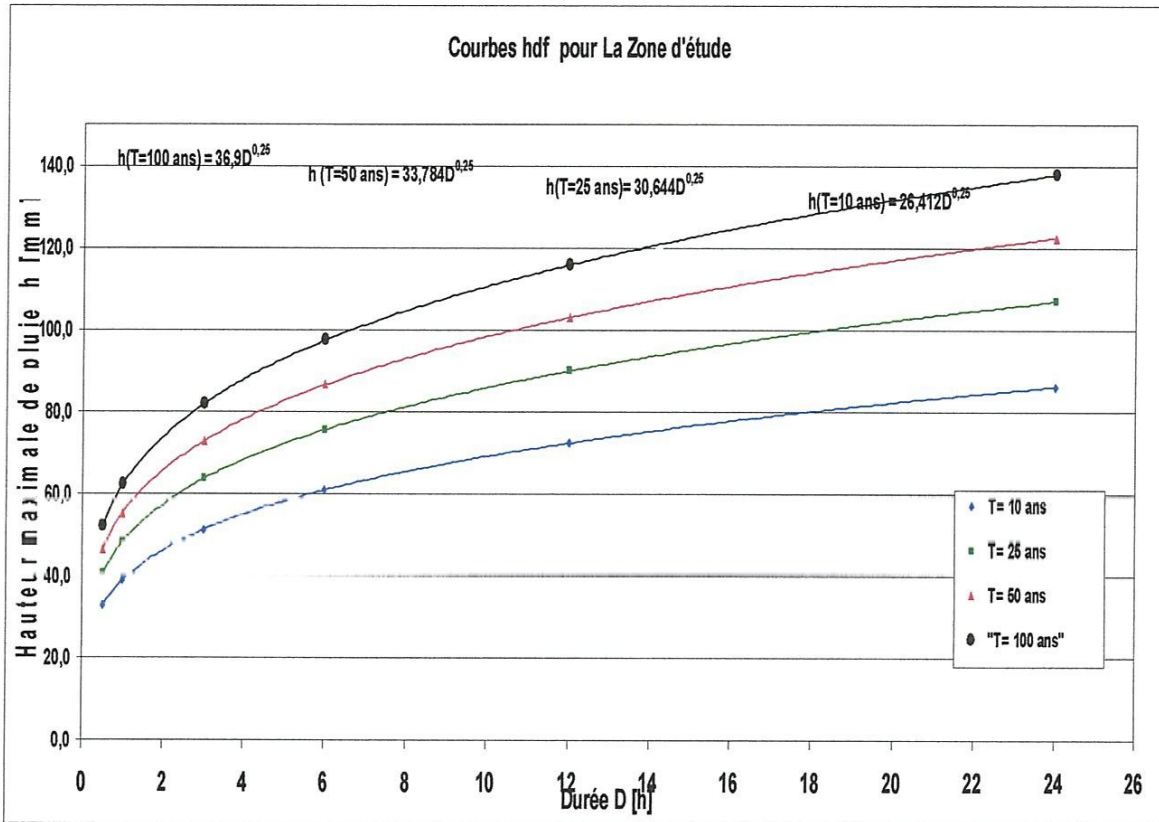


Figure 4.2: la hauteur maximale fonction(D) pour différentes périodes de retour

IV.2 : Application la méthode Soil Conservation Service (SCS) :

IV.2.1: Méthode du réservoir linéaire :

Notre sol de la zone étude se classe dans le 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. B : TAUX D'INFILTRATION MODÉRÉ ET SOL MODÉRÉMENT BIEN DRAÎNÉ TERRE SABLONNEUSE

Valeurs de CN- voir tableau SCS (2.1) et (2.2)

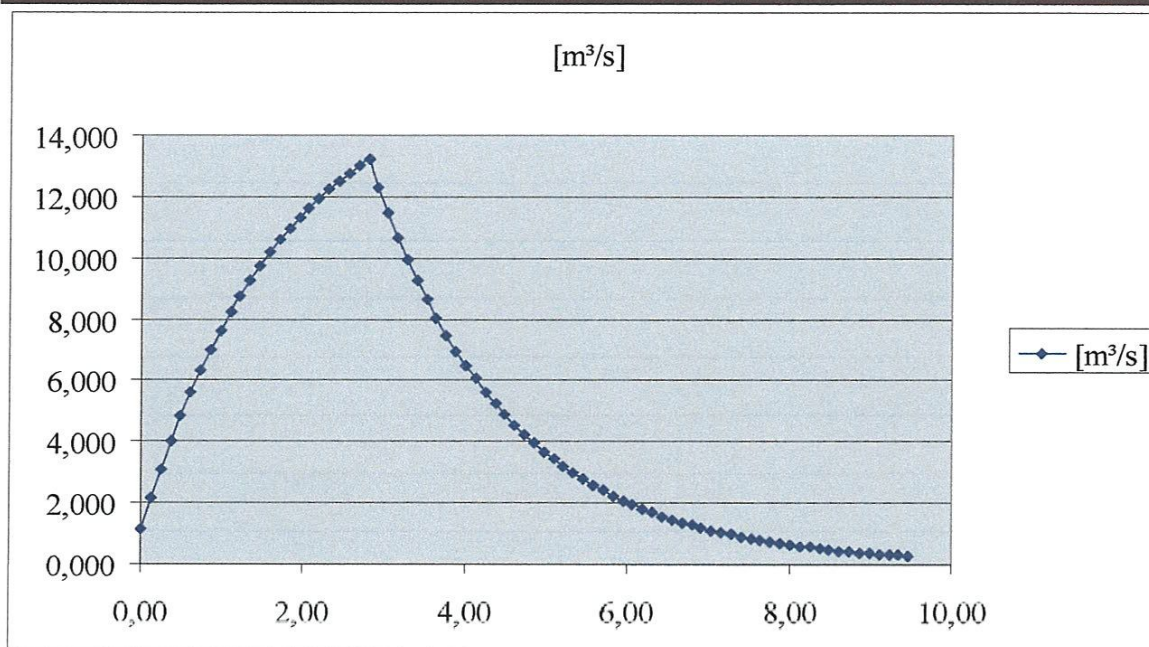


Figure 4.3 : Hydrogramme de débit de crue par la méthode du réservoir linéaire

IV.2.2: Méthode réservoir Cascade Parallèle :

Tableau 4.12: Tableau de calcul du débit de crue par la méthode cascade parallèle

temps	débit	temps	débit	temps	débit	temps	débit
[h]	[m³/s]	[h]	[m³/s]	[h]	[m³/s]	[h]	[m³/s]
0,50	1,788	6,50	2,195	12,50	0,340	18,50	0,056
1,00	3,932	7,00	1,797	13,00	0,295	19,00	0,048
1,50	5,883	7,50	1,494	13,50	0,255	19,50	0,041
2,00	7,486	8,00	1,259	14,00	0,220	20,00	0,035
2,50	8,743	8,50	1,073	14,50	0,190	20,50	0,030
3,00	9,714	9,00	0,921	15,00	0,164	21,00	0,026
3,50	8,675	9,50	0,795	15,50	0,141	21,50	0,022
4,00	7,114	10,00	0,689	16,00	0,122	22,00	0,019
4,50	5,625	10,50	0,598	16,50	0,105	22,50	0,016
5,00	4,396	11,00	0,520	17,00	0,090	23,00	0,013
5,50	3,444	11,50	0,451	17,50	0,077	23,50	0,011
6,00	2,728	12,00	0,392	18,00	0,066	24,00	0,010

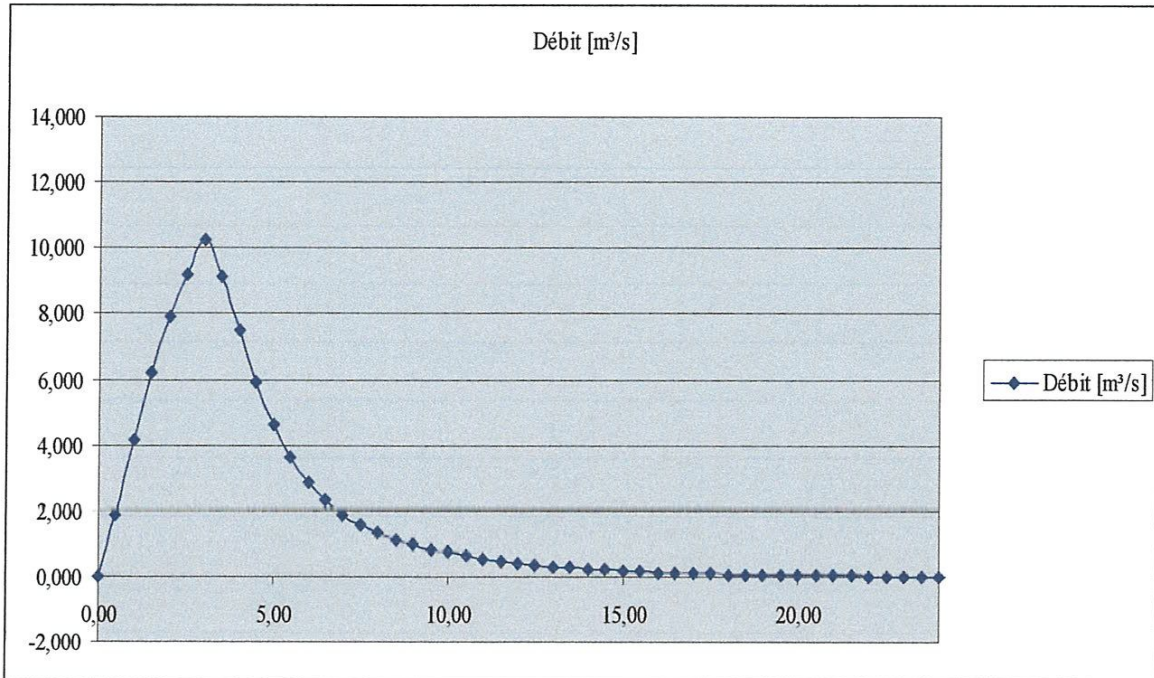


Figure 4.4 : Hydrogramme de crue par la méthode « cascade de deux réservoirs en parallèle »

IV.3: Calcul du débit par la méthode rationnelle

$$Q = CIA/360$$

$$C = \frac{heff}{ht} = 29.22/72.8 = 0.4014$$

$$I = \frac{heff}{D} = 29.22/3 = 9.74 \text{ mm/h}$$

$$A = 5.56 \text{ km}^2 = 556 \text{ ha}$$

$$Q = 6.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.4. Conclusion

Suivant les valeurs trouvées du débit de pointe pour les trois méthodes à savoir : 10,2 m³/s pour la cascade, 13,2 m³/s pour réservoir linéaire et 6,08 m³/s pour la méthode rationnelle. Alors il paraît que la cascade se prête bien pour ce genre de bassin versant et par conséquent cette dernière sera prise en considération dans le calcul du bassin de rétention « voir chapitre 6 »

Chapitre V

ACHEMEINEMENT CRUES

V.1: Laminage de crues

Lorsque la capacité hydraulique de la rivière est insuffisante ou le débit de dimensionnement particulièrement incertain, il est possible d'envisager le stockage du volume excédentaire dans des réservoirs artificiels. Il s'agit d'une pratique courante sur de nombreux affluents des grands fleuves comme en Allemagne où les réservoirs de ce type sont nombreux (Krainer and Hable, 2004). Un avantage de ce système est de permettre l'utilisation de la retenue artificielle à des fins autres que la sécurité, comme par exemple le stockage d'eau potable, l'irrigation ou même la production hydroélectrique.

Il convient toutefois de relativiser l'influence de tels ouvrages sur des cours d'eau très importants tels le Rhin, l'Elbe ou même le Mississippi. Les volumes de stockage disponibles localement dépassent rarement quelques dizaines millions de mètres cubes, tandis que les volumes nécessaires au laminage des crues de ces fleuves atteignent plusieurs centaines de millions de mètres cubent. De plus, il arrive que ces réservoirs soient pleins au début de la crue, ce qui anéantit leur effet bénéfique (Schumann, 2004).

Il devient dès lors nécessaire de prévoir des zones d'épanchements, également appelées polders au Nord de l'Europe, sortes de réservoirs artificiels temporaires de grande surface pour stocker ces immenses volumes. Surgissent alors les nombreux problèmes liés à l'utilisation du sol et les coûts importants de non-exploitation de ces terrains. Une récente étude effectuée aux Pays-Bas n'a d'ailleurs pas pu mettre en évidence de réels avantages financiers de ce concept de protection contre les crues (Vis et al., 2003). Cependant, en Suisse, des exemples récents illustrent les succès de ces mesures, en particulier dans la région de l'Engelberger. Outre les deux types de mesures présentées dans ce chapitre, au delà des mesures d'entretien toujours importantes et nécessaires peuvent exister des solutions pragmatiques tenant compte des caractéristiques propres de chaque région, en particulier lorsque des ouvrages d'accumulation sont présents sur le bassin versant.

Acheminement ou propagation de crue : 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. 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.

V.2 : Objectifs du laminage de crues

- 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.

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 technique de Muskingum-Cunge est aussi de ce type.

$$S = b \frac{[X \cdot I^{m/n} + (1 - X) \cdot O^{m/n}]}{a^{m/n}} \quad (5.1)$$

Où l'entrée (I) et la sortie (O) sont liées à a de l'équation de Manning ou a et n sont des constantes. L'accumulation est liée à b ou b et m sont des constantes.

Dans la littérature on trouve de grandes approches à savoir:

Acheminement hydrologique approche basée uniquement sur l'équation de continuité. Bien adaptée au calcul dans les réservoirs.

Acheminement hydraulique : approche utilisant et l'équation de continuité et l'équation de quantité de mouvement

Avec ces procédures on peut simuler les écoulements à surface libre et en charge dans un réseau constitué d'éléments de toutes natures (canalisations, ouvrages spéciaux) Pour ce faire, il convient de définir des lois de transfert des différents hydrogrammes injectés dans les ouvrages. Ces lois de transferts sont plus ou moins complexes selon les caractéristiques des ouvrages et la nature des écoulements. Les écoulements en réseau d'assainissement sont des phénomènes complexes qui ne peuvent être compris dans tous leurs détails. Une certaine abstraction, remplaçant le système réel par un modèle de structure similaire mais plus simple, est nécessaire pour comprendre et représenter les aspects les plus importants des phénomènes.

La modélisation de l'écoulement dans le réseau a pour objet de calculer le débit en chaque point du réseau. Les modèles existants distinguent généralement deux catégories de phénomènes :

- les écoulements dans les conduites.
- les écoulements dans les singularités.

V.3 : Modèle de Muskingum

Pour les calculs de propagation de l'hydrogramme le long des biefs, on utilise la méthode de Muskingum, développée par Mc Carty en 1938 lors de l'étude de la rivière de Muskingum. Cette méthode est basée sur un concept simple qui consiste à écrire que le volume d'eau stocké dans un bief est proportionnel à une moyenne pondérée des débits observés au même instant aux deux extrémités du bief. Méthode hydrologique approximative pour calculer l'amortissement d'une onde de crue, basée sur la résolution de l'équation de continuité pour un tronçon du cours d'eau, et sur l'hypothèse de la dépendance linéaire du volume d'eau dans le tronçon aux débits entrant et sortant pondérés. 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 :

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (5.2)$$

La relation de MUSKINGUM :

$$S = K. [X. I + (1 - X). O] \quad (5.3)$$

Nous allons voir qu'il existe deux approches numériques d'application de la méthode de MUSKINGUM qui permettent d'acheminer un hydrogramme ou d'estimer les deux paramètres K et X. Dans la seconde, on profite de la linéarité de la méthode pour calculer par convolution son hydrogramme unitaire.

V.3.1 : Calcul par discrétisation

Le stockage S et le débit sortant O (achemine) sont les inconnues de ce système à deux équations. On va tout d'abord exprimer la variation de stockage S entre deux instants $t=j$ et $t=j+1$. On a de suite:

Au temps $t=j$

$$S_j = K. [X. I_j + (1 - X). O_j] \quad (5.4)$$

Au temps $t=j+1$

$$S_{j+1} = K. [X. I_{j+1} + (1 - X). O_{j+1}] \quad (5.5)$$

Soit une variation de stock:

$$S_{j+1} - S_j = K. \{ [X. I_{j+1} + (1 - X). O_{j+1}] - [X. I_j + (1 - X). O_j] \} \quad (5.6)$$

On peut encore évaluer la différence de stockage en recourant au principe des différences finies, donc on peut rapprocher la valeur de variation de stockage par la relation:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{O_j + O_{j+1}}{2} \Delta t \quad (5.7)$$

On introduit alors cette équation dans (5.6), ce qui donne:

$$\frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} I_{j+1} + \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} I_j + \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} O_j = O_{j+1} \quad (5.8)$$

Ou encore:

$$C_1 \cdot I_{j+1} + C_2 \cdot I_j + C_3 \cdot O_j = O_{j+1} \quad (5.9)$$

Avec:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (5.10)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (5.11)$$

$$C_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (5.12)$$

Ces équations (9, 10, 11, 12) 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. De plus la somme des $C_i = 1$.

Il est important de remarquer que les coefficients C_1, C_2, C_3 doivent être > 0 . sinon le débit sortant O prend des valeurs négatives ce qui impose la condition suivante:

$$\Delta t > 2Kx \quad (5.13)$$

Le lecteur vérifiera en outre sans peine la relation suivante:

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1 \quad (5.14)$$

Et, de plus si l'on souhaite que K donne une idée de transfert de la crue, il faut encore que

$$K > \Delta t, \text{ soit : } \frac{\Delta t}{K} < 1 \quad (5.15)$$

Ces deux dernières conditions imposent donc le critère suivant: $x \geq 0.5$. Si cette condition n'est pas respectée, la crue aval présente un débit de pointe supérieur à la crue amont.

V.3.2 : Détermination des paramètres K et X avec des hydrogrammes amont et aval observés :

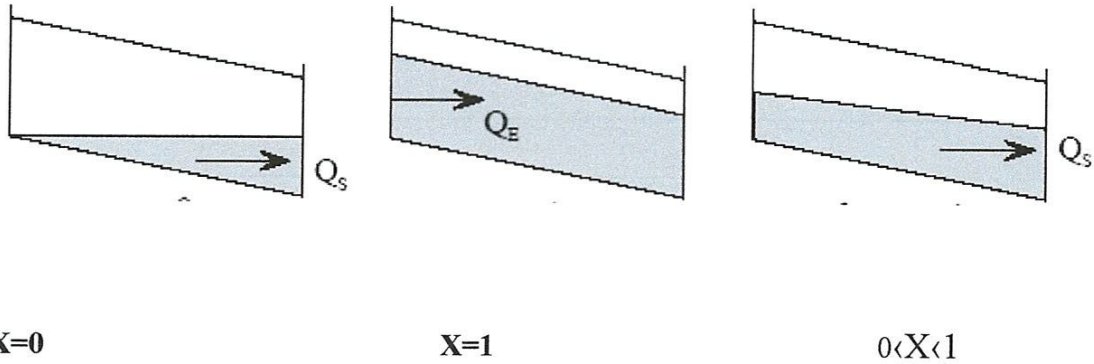
La détermination de K et X nécessite un couple d'hydrogrammes d'entrée $I(t)$ et acheminé $O(t)$. Plusieurs méthodes de calculs sont possible: une méthode graphique, classique ainsi qu'une méthode numérique sont présentés ainsi.

La méthode graphique utilise une relation $K = K(X)$ extraite de l'équation discrétisée de la relation de Muskingum, soit :

$$K = \frac{0.5\Delta t [(I_j + I_{j+1}) - (O_j + O_{j+1})]}{X(I_{j+1} - I_j) + (1-X)(O_{j+1} - O_j)} = \frac{\Delta S}{D} \quad (5.16)$$

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 .

- 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.



Ces deux coefficients peuvent être choisis constants ou variables. Ce modèle est le plus ancien et a été conçu pour l'étude des crues de rivière. Il est également adapté à la modélisation du ruissellement en milieu urbain compte tenu de la complexité du système. On l'utilise aussi pour représenter l'évolution globale d'un réseau d'assainissement.

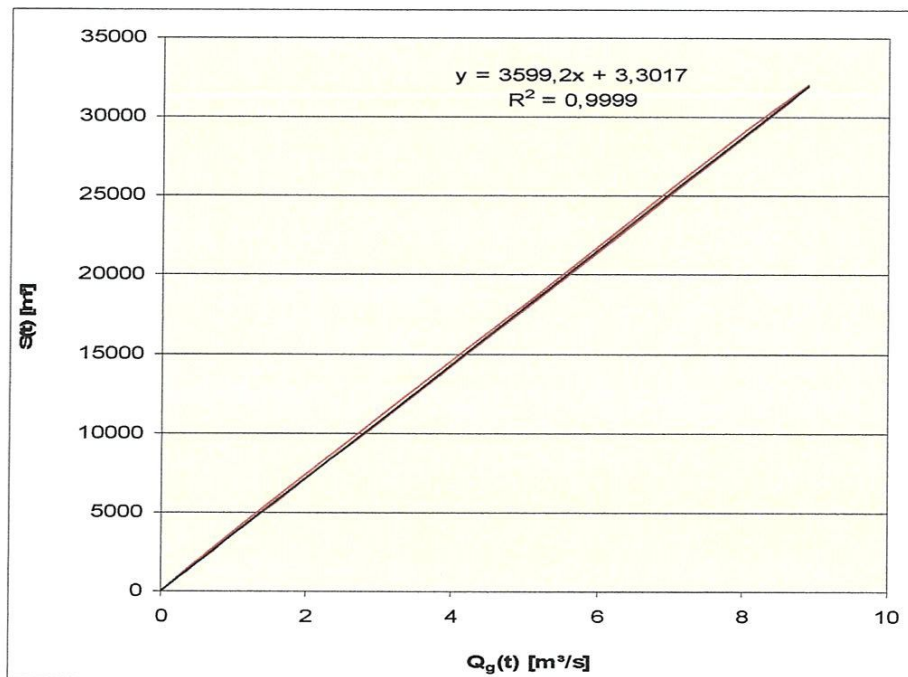
Etend donné que le sous bassin 1 possède un a lui seul un exutoire et que les trois autres, à savoir les sous-bassins 2,3 et4 ont un exutoire commun, le laminage des crues a été effectué conformément à cette réalité. Les résultats sont donnés par les figures 5.1 et5.14

Tableau 5.1 : Tableau de calcul des débits entrant et sortant par Muskingum

t [h]	Q _A [m ³ /s]	Q _B [m ³ /s]	Δs [m ³]	S(t) [m ³]	Q _g (t) [m ³ /s]
0	0,	0,	0	0	0
0,5	1,885	0,09	1615,388	1615,388	0,416
1	4,145	1,052	4398,605	6013,993	1,614
1,5	6,201	2,623	6003,656	12017,649	3,273
2	7,89	4,407	6354,9	18372,549	5,04
2,5	9,216	6,129	5912,764	24285,313	6,689
3	10,239	7,647	5110,685	29395,998	8,118
3,5	9,144	8,829	2615,303	32011,301	8,886
4	7,499	8,901	-978,832	31032,469	8,646
4,5	5,929	8,158	-3267,954	27764,514	7,753
5	4,633	7,035	-4168,135	23596,379	6,598
5,5	3,629	5,843	-4154,422	19441,957	5,441
6	2,875	4,753	-3682,404	15759,463	4,412
6,5	2,314	3,832	-3056,56	12702,903	3,556
7	1,894	3,089	-2442,554	10260,349	2,872
7,5	1,575	2,505	-1913,144	8347,205	2,336
8	1,327	2,05	-1487,761	6859,445	1,919
8,5	1,131	1,696	-1159,855	5699,59	1,594
9	0,971	1,419	-912,921	4786,669	1,338
9,5	0,838	1,199	-728,819	4057,85	1,134
10	0,726	1,022	-591,455	3466,395	0,968
10,5	0,63	0,877	-487,959	2978,436	0,832
11	0,548	0,755	-408,662	2569,774	0,718
11,5	0,476	0,653	-346,592	2223,182	0,621
12	0,413	0,566	-296,858	1926,324	0,538
12,5	0,358	0,49	-256,096	1670,228	0,466
13	0,311	0,425	-222,011	1448,218	0,404
13,5	0,269	0,369	-193,042	1255,176	0,35
14	0,232	0,319	-168,116	1087,06	0,304
14,5	0,201	0,276	-146,485	940,575	0,263

Tableau 5.2. : Elément de calcul de la méthode de Muskingum

$\Delta t \leq K$	3600 \leq 9082,40105
$\Delta t > 2^*K*x$	3600 $>$ 2724,72031
deltaT: 1	C_0 : 0,0460
x= 0.15	C_1 : 0,3322
$r^2= 1,00000$	C_2 : 0,6219
K = 9082,40105	Σc 1

**Figure 5.1 :** Résultats de corrélation du laminage pour le bassin utilisé.

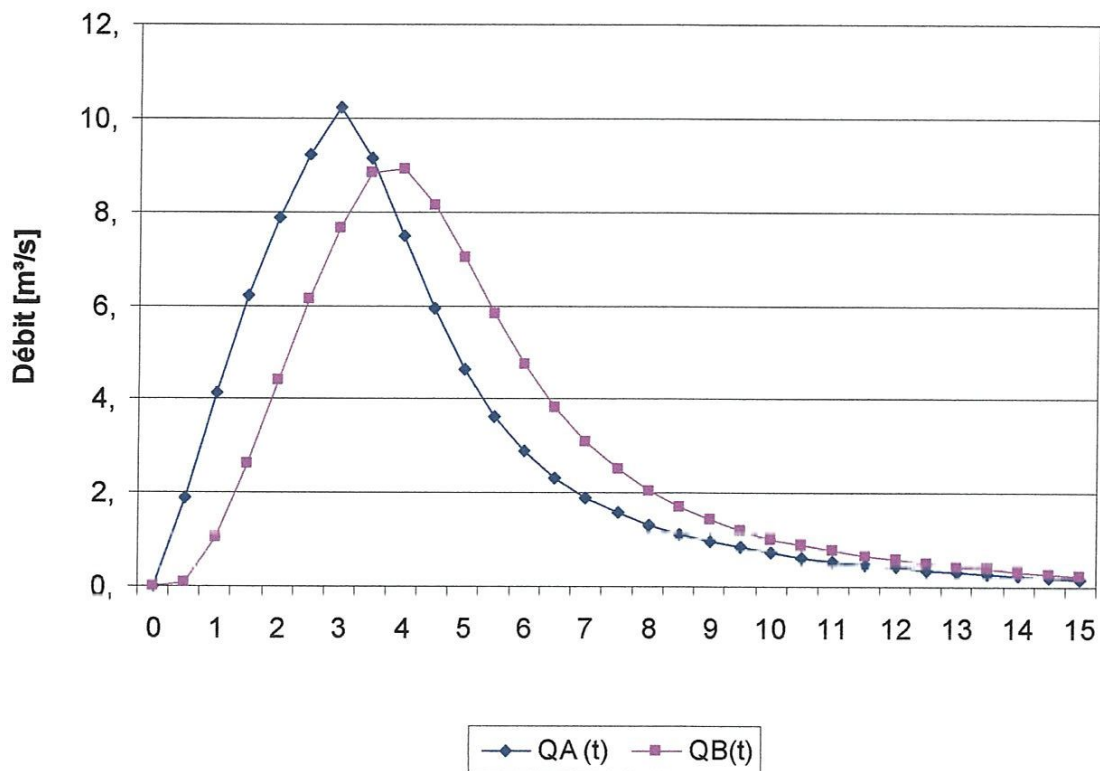


Figure 5.2: Débit d'entrée et de sortie par Muskingum

V.4. Conclusion :

Il est à noter que l'allure des deux débits est presque identique sauf que le débit de pointe est atténué à la sortie et par conséquent les deux débits de pointes sont différents. Aussi il faut noter que débit de pointe à la sortie est de $8,9 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un temps de 4h représentant alors un décalage d'une heure par rapport au débit de pointe selon la méthode du réservoir en cascade.

VI.1. Principe général de conception de bassin de 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 rétention est la principale technique utilisée. 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.

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.

. Le volume requis pour respecter ces critères peut être évalué ainsi :

$$V_{\max} = \int_0^t (Q_{in} - Q_{out}) dt \quad (6.1)$$

Où :

V_{\max} : volume maximal du bassin de rétention,

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.

VI.2. Dimensionnement par la méthode des pluies :

Il est nécessaire de connaître la courbe Intensité - Durée - Fréquence (IDF), notée $i(t, T)$. En effet, la courbe des hauteurs d'eau $H(t, T)$, se déduit de cette courbe IDF :

$$H(t, T) = i(t, T) \times t \quad (6.2)$$

D'où en mm (avec b négatif) :

$$H(t, T) = a \times t^{b+1} \quad (6.3)$$

Si on désigne par Q_s le débit aval admissible, le débit aval admissible spécifique s'exprime par la relation suivante :

$$q_s = \frac{Q_s}{S_a} \times \alpha \quad (6.4)$$

Avec :

q_s : en mm/h;

Q_s : en l/s;

S_a : la surface active (surface x coefficient d'apport du BV) en ha;

α : coefficient d'unité égal à 0.36.

Ainsi la hauteur d'eau évacuée par le système de vidange du bassin s'écrit :

$$h(t) = q_s \times t \quad (6.5)$$

Et la hauteur d'eau à stocker :

$$\Delta H = H(t) - h(t) \quad (6.6)$$

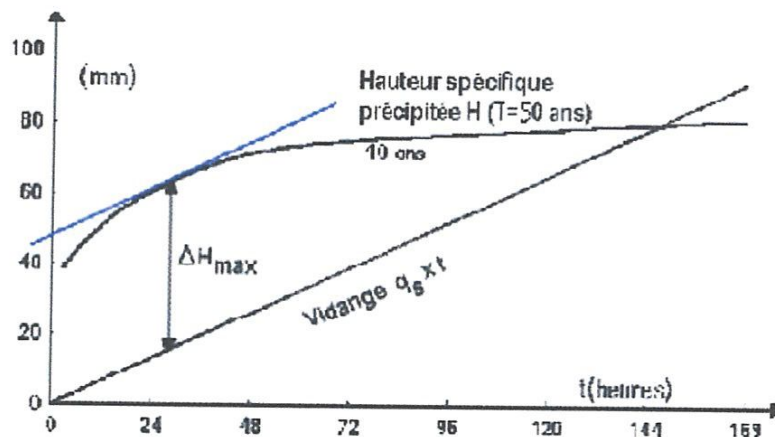


Figure 6.1: la hauteur spécifique précipitée périodique

A partir de la hauteur de pluie à stoker ΔH_{max} , on peut calculer le volume de stockage nécessaire :

$$V_s = \Delta H_{\max} \times S_a \times 10 \quad (6.7)$$

Avec :

$$V_s \quad : \text{ en m}^3$$

$$\Delta H_{\max} \quad : \text{ en mm;}$$

$$S_a \quad : \text{ en ha.}$$

VI.2.1. Méthode graphique :

Il est possible de résoudre graphiquement le problème. Il suffit de tracer, comme sur la figure précédente, la tangente à la courbe H parallèle à la droite q_s . On peut alors lire simplement la hauteur ΔH_{\max} .

VI.2.2. Méthode numérique :

Le calcul numérique du volume de stockage passe par la recherche du maximum de la fonction $H(t) - q_s(t) \times t$. Il faut donc chercher le temps t_{\max} où la dérivée s'annule. On pourra alors en déduire la valeur de ΔH_{\max} , puis finalement le volume de stockage.

$$d \frac{(H(t) - q_s \times t)}{dt} = 0 \quad (6.8)$$

$$a(b+1)t^b - q_s = 0 \quad (6.9)$$

D'où t_{\max} en heures:

$$t_{\max} = \left(\frac{q_s}{a(b+1)} \right)^{1/b} \quad (6.10)$$

$$\Delta H_{\max} = H(t_{\max}) - q_s \times t_{\max} \quad (6.11)$$

Le volume de ruissellement V_i est considéré comme la surface de l'hydrogramme unitaire à l'entrée du BV, et il a été déterminé comme suit :

$$V_i = \frac{Q_p \times T_r}{2} + \frac{Q_p \times B}{2} \quad (6.21)$$

Tel que : $B = 1.67 \times T_r$ (6.22)

Ou bien on se servant de l'équation :

$$Q_p = \frac{0.75 \times V_i}{T} \implies V_i = \frac{T \times Q_p}{0.75} \quad (6.23)$$

Dans le cadre de notre travail nous disposant de toutes les données nécessaire pour appliquer les cinq méthodes citées précédemment.

On a déjà calculé le débit sortant par le "**modèle Muskingum**", il nous reste maintenant la détermination du volume du réservoir de détention, qui est calculé par les cinq méthodes citées ci-dessus.

Tableaux 6.1 : les résultats calculée par déférant méthode précédant :

méthodes	McEnroe (1992)	Culp (1948)	Boyed (1989)	Carroll (1990)	Basha (1994)	Wyoff et Sineh (1981)
V_s (m ³)	17592.90	1774.35	5904.55	1927.21	4697.68	2997.23

VI.3.Conclusion :

Dans ces tableaux nous retrouvons la différence de volume du bassin de rétention calculé par différentes méthodes.

À l'étude de ces derniers, nous remarquons qu'il existe une convergence au niveau des valeurs du volume calculé par les six méthodes empiriques.

Il est à noter que la méthode de Mc Enrobe surestime le volume de détention du bassin. Pour ce qui est des autres méthodes on retiendra la méthode de Boyed car c'est elle qui offre le plus grand volume parmi les autres méthodes. Donc le volume du bassin de rétention est de l'ordre de 5904 m³ valeur jugée acceptable.

Conclusion Generale

CONCLUSION GENERALE :

L'hydrologie du milieu urbain apparaît largement conditionnée par des influences et mécanismes méconnus. L'incidence réelle de l'imperméabilisation sur le transfert direct des eaux pluviales vers l'exutoire soulève encore des questions fondamentales pour la compréhension de la formation du débit. Les échanges entre le sol et l'atmosphère ont reçu peu d'attention de la part des hydrologues du milieu urbain.

L'étude du comportement hydrologique du milieu urbain a surtout été centrée sur les événements pluvieux importants. La modélisation hydrologique s'est développée dans cet esprit.

Elle a classiquement été réalisée de façon globale, le bassin versant étant considéré comme une unique entité.

Le premier chapitre de ce travail donne un aperçu détaillé sur l'état de connaissances des modèles de ruissellements et l'infiltration selon la méthode CSC. Le deuxième chapitre présente une illustration de la zone d'étude. Dans le troisième chapitre une présentation détaillée sur l'application de deux méthodes de modélisation à savoir la méthode du réservoir linéaire et en parallèle, en plus l'infiltration par la méthode CSC est réalisé après avoir établis les courbes IDF. Dans le quatrième chapitre l'acheminement de la crue a été traité, et donc la détermination de l'hydrogramme de sortie est réalisée. Dans dernier chapitre on trouve une confrontation de diverses méthodes de calcul du bassin de rétention.

Les calculs réalisés nous ont permis de conclure que la méthode SCS donne des résultats plus satisfaisants comparativement à la méthode du réservoir linéaire. La cause réside certainement dans le fait que la méthode SCS tient compte des caractéristiques du sol et des pertes initiales.

La meilleure atténuation du débit de pointe a été réalisée par la méthode de Muskingum, c'est la raison pour laquelle cette dernière a été retenue.

La comparaison des méthodes de dimensionnement du bassin de rétention a donné que la méthode qui donne le meilleur résultat est la méthode de Boyed.

