



## MEMOIRE DE MASTER

*Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique*

**Option :** CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

**THEME :**

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES DIFFERENTS MODELES  
DE CALCUL DES DEBITS PLUVIAUX EN ASSAINISSEMENT**

**Présenté par :**

**EL HARTI Aziza**

**Devant les membres du jury**

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme MEDDI Hind	Professeur	Présidente
Mme KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
Mr NACER Tarek	M.C.B	Examineur
Mr SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

**Session: Septembre 2023**

## REMERCEMENT

**Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.**

**Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de mon mémoire de master. Votre soutien et votre encouragement ont été inestimables tout au long de ce parcours académique exigeant.**

**Un grand merci à mon promoteur SALAH Boualem de mémoire pour sa guidance précieuse et son expertise. Je suis reconnaissante pour son engagement à mes côtés dans ce projet.**

**Je tiens également à remercier mes parents ,mes frères, ma famille, mes amis et mes camarades de classe pour leur soutien constant et leurs encouragements.**

**Enfin, merci à toute l'équipe académique et administrative de ENSH pour leur aide et leur contribution à ma formation.**

**Votre soutien a été essentiel, et je vous en suis profondément reconnaissante.**

**Cordialement,**

**ELHARTI AZIZA**

## ***Dédicace***

À mes parents, dont l'amour, le sacrifice et la foi en moi m'ont permis d'atteindre ce jalon académique, je vous dédie ce travail avec une profonde gratitude. Votre dévouement est le pilier sur lequel repose ma réussite.

À mes frères, qui ont partagé ce voyage avec moi, je vous dédie ce mémoire en signe de reconnaissance pour notre amitié, notre camaraderie et nos souvenirs partagés. Vous avez été mes compagnons de route précieux.

À ma famille élargie, qui a toujours été présente pour célébrer mes réussites et m'encourager dans les moments difficiles, je vous dédie ce mémoire en signe de reconnaissance pour votre soutien continu.

À mes amies, qui ont apporté de la joie, du soutien et des moments de détente bien nécessaires tout au long de ce parcours académique, je vous dédie ce mémoire avec amour et reconnaissance.

Que cette dédicace capture l'amour et la gratitude que j'éprouve envers chacun d'entre vous. Ce mémoire est le fruit de notre succès collectif.

Avec tout mon amour et ma reconnaissance,

EL HARTI AZIZA

## ملخص

في مجال تنظيف المدينة، يظهر التحليل البيولوجرافي وجود عدة نماذج لتقدير تدفق الأمطار، وغالبًا ما يكون من الصعب اختيار النموذج المناسب نظرًا للافتراضات المتنوعة المبسطة. هدفنا من خلال هذا التحليل تقديم مجموعة متنوعة من نماذج التقدير، وإجراء دراسة مقارنة بهدف اختيار النموذج الأنسب. لمزيد من الاقتراب، سيتم تقديم دراسة حالة لتبسيط الضوء ليس فقط على حدود التطبيق ولكن أيضًا على مدى ملاءمة النموذج الذي يجب استخدامه لتصميم نظام تنظيف المدينة .

**الكلمات المفتاحية:** تدفق الأمطار، نماذج التقدير ، نظام تنظيف المدينة.

## Résumé

Dans le domaine d'assainissement urbain, L'analyse bibliographique montre qu'il existe plusieurs modèles d'estimation du débit pluvial , qu'il est souvent délicat de choisir le modèle adéquat vu les diverses hypothèses simplificatrices. A travers cette analyse, notre objectif consiste à présenter les différents modèles d'estimation , faire une étude comparative dans le but de choisir le modèle le plus approprié . Pour plus d'affinité , une étude de cas sera présentée pour mettre en évidence non seulement les limites d'application mais également l'adéquation du modèle à utiliser afin de dimensionner le réseau d'assainissement.

**Mots clés :** Débit pluvial, modèles d'estimation réseau d'assainissement.

## Abstract

In the field of urban sanitation, a bibliographic analysis shows that there are several models for estimating stormwater flow, and it is often challenging to choose the appropriate model due to the various simplifying assumptions. Through this analysis, our objective is to present the different estimation models and conduct a comparative study to select the most suitable model. For a closer examination, a case study will be presented to highlight not only the application limitations but also the suitability of the model to be used for designing the sanitation network.

**Keywords :** Stormwater flow, estimation models ,sanitation network.

## Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
------------------------------------	----------

### **Chapitre I Recherche bibliographique**

I.1 Introduction.....	2
I.2 Historique et synthèse bibliographique .....	2
I.3 Conclusion .....	8

### **Chapitre II Présentation des différents modèles et méthodes d'estimation des débits d'eau pluviale**

II.1 Introduction .....	9
II.2 Les eaux à évacuer :.....	9
II.3 Les précipitations.....	9
II.3.1 Les averses : (pluies de courte durée).....	10
II.3.2 Les petites pluies.....	10
II.4 Méthodes de mesures des précipitations .....	10
II.4.1 Les pluviomètres.....	10
II.4.2 Les pluviographes.....	11
II.5 Paramètres caractéristiques de la pluie .....	11
II.5 .1 La Fréquence F.....	11
II.5 .2 Le choix de période de retour.....	11
II.5.3 L'intensité moyenne de précipitation.....	12
II.5.4 La pluie nette.....	12
II.5.5 Les courbes IDF (intensité-durée-fréquence).....	13
II.6 Quantités des eaux pluviales.....	13
II.7 Evaluation des débits d'eaux pluviales .....	14
II.8 Différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales.....	15
II.8.1 La méthode rationnelle.....	15
II.8.2 La méthode Superficielle (modele de Caquot).....	22

II.8.3 La méthode hybride(Modèle STROM).....	29
II.8.4 La méthode du curve number(SCS).....	30
II.8.5 La méthode d’Horton.....	34
II.8.6 La méthode SOCOSE.....	35
II.8.7 La méthode globale.....	36
II.9 Conclusion.....	38

### **Chapitre III Etude de cas d'une agglomération**

III.1 Introduction.....	39
III.2 Présentation de la zone d’étude.....	39
III.3 Découpage de la superficie en surfaces élémentaires.....	39
III.4 Evaluation des débits des eaux pluviales .....	41
III.4.1 Application de la méthode rationnelle.....	41
III.4.2 Application de la méthode superficielle.....	42
III.4.3 Application de la méthode hybride(Modèle STROM).....	48
III.4.4 Application de la méthode curve number(SCS).....	49
III.4.5 Application de la méthode SOCOSE.....	49
III.4.6 Application de la méthode globale.....	50
III.5 Conclusion .....	51

### **Chapitre IV Aspect comparatif des méthodes**

IV.1 Introduction.....	52
IV.2 Résultats des différents modèles d’estimation des débits pluvieux.....	53
IV.3 Interprétation.....	54
IV.4 Analyse comparative des méthodes .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
IV.5 Conclusion .....	54
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE .....</b>	<b>55</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>56</b>

## Liste des tableaux

### Chapitre II Présentation des différents modèles et méthodes d'estimation des débits d'eau pluviale

<b>Tableau II.1 :</b> Coefficient correcteur ( $\alpha$ ) de l'intensité prenant en compte la distribution de la pluie dans l'espace.....	18
<b>Tableau II.2 :</b> Valeurs du coefficient d'allongement.....	25
<b>Tableau II.3 :</b> Formules superficielles.....	25
<b>Tableau II.4:</b> Valeurs du curve number en fonction du type de l'occupation des sols.....	31

### Chapitre III Etude de cas d'une agglomération

<b>Tableau III.1:</b> Surfaces élémentaires de notre agglomération.....	39
<b>Tableau III.2 :</b> Détermination $C_r$ pondéré pour chaque surface élémentaire.....	40
<b>Tableau III.3 :</b> Débits pluviaux de chaque surface élémentaire à évacuer.....	42
<b>Tableau III.4 :</b> Détermination pente moyenne I pour chaque surface élémentaire..	44
<b>Tableau III.5 :</b> Débits pluviaux de chaque surface élémentaire à évacuer .....	45
<b>Tableau III.6 :</b> Débits pluviaux corrigés de chaque surface élémentaire à évacuer.	46
<b>Tableau III.7 :</b> Tableau récapitulatif des assemblages des surfaces élémentaires.....	47
<b>Tableau III.8 :</b> Les résultats de la méthode hybride.....	48
<b>Tableau III.9 :</b> Les résultats de la méthode SOCOSE.....	50
<b>Tableau III.10 :</b> Les résultats de la méthode globales.....	50

### Chapitre IV Aspect comparatif des méthodes

<b>Tableau IV.1 :</b> Résultats des différents modèles d'estimation des débits pluvieux...	53
--	----

## Liste des figures

### Chapitre II Présentation des différents méthodes et modèles débits d'eau pluviales

<b>Figure II.1</b> : pluviomètre .....	11
<b>Figure II.2</b> : Courbes Intensité-Durée-Fréquence .....	13
<b>Figure II.3</b> : Principe schématique de détermination le coefficient « $\alpha$ ».....	18
<b>Figure II.4</b> : La profondeur du ruissellement (Q) en fonction de la profondeur des précipitations (P) et du coefficient de courbe (curve number).....	32

### Chapitre III Etude de cas d'une agglomération

<b>Figure III.1</b> :Décopage en surfaces élémentaires .....	40
--	----



## ***INTRODUCTION GENERALE***

Depuis l'avènement de la révolution industrielle et l'expansion des zones urbaines, les ingénieurs ont été confrontés au défi de concevoir des méthodes de dimensionnement des canalisations permettant d'évacuer efficacement les débits d'eau générés par les surfaces imperméabilisées lors de précipitations. La complexité de la tâche, due à la multitude de paramètres influençant le calcul des débits d'eau de pluie à différents points d'un système d'assainissement, a incité les chercheurs et les ingénieurs à élaborer des méthodes offrant une vision globale et simplifiée des processus de pluie, d'écoulement des eaux de surface et de transfert dans les réseaux de collecte des eaux pluviales.

L'approche scientifique traditionnelle, basée sur la résolution des équations de la mécanique des fluides appliquées aux composants individuels du système, s'est révélée inapplicable. Par conséquent, d'autres méthodes permettant une représentation macroscopique du bassin versant ont dû être développées. Plusieurs méthodes ont été élaborées pour calculer les débits d'eau de pluie à travers une zone à assainir, notamment la Méthode rationnelle, la Méthode superficielle, la méthode SCS, et bien d'autre.

Nous nous concentrerons sur ces méthodes, considérées comme les plus importantes pour estimer les débits d'eau pluviales dans les réseaux d'assainissement urbains, dans le cadre de notre étude. Notre recherche vise principalement à effectuer une comparaison des techniques basées sur le même modèle empirique (déterministe) afin d'examiner comment les réseaux de collecte des eaux de ruissellement fonctionnent en milieu urbain.

## *Chapitre I*

### **Recherche bibliographique**

#### **I.1 Introduction**

L'assainissement des zones urbaines est une technologie d'évacuation par voie hydraulique. Le prix le plus bas, la vitesse la plus rapide et aucune stagnation des eaux usées provenant de différentes sources, des établissements humains ou généralement des centres d'activité, de telle manière les produits évacués ne pollueront pas l'environnement. Le but de ce chapitre est de présenter des travaux de recherche antérieurs sur les différents modèles hydrauliques et les techniques qui permettent d'estimer les débits pluviaux tenant compte de leurs périodes de retour où une analyse comparative sera présentée pour mieux dimensionner un réseau d'évacuation.

#### **I.2 Historique et synthèse bibliographique**

Il n'est parfois pas possible de mener une étude expérimentale afin d'étudier et de répondre à des questions sur un système. Il est possible que cela soit dû au fait qu'il soit trop coûteux, trop risqué ou qu'il n'existe pas encore. Un modèle peut être utilisé plutôt qu'une étude expérimentale. Ce qui est toujours une simplification de la réalité [Beven, 2005]. Les propriétés des modèles hydrologiques sont souvent utilisées pour les classer.

Le processus de ruissellement est l'un des aspects les plus complexes de l'hydrologie. En raison de son importance considérable, ce phénomène a fait l'objet de nombreuses études, chacune ayant pour objectif l'analyse du ruissellement dans des bassins versants, qu'ils soient fluviaux ou urbains. Ces études ont donné lieu à la création de plusieurs modèles hydrologiques. L'hydrologie propose divers types de modèles, et leur classification dépend des caractéristiques observées. Parmi les principaux modèles disponibles, on trouve les systèmes mathématiques et les modèles peuvent être statiques ou dynamiques. La façon dont une variable change au fil du temps est directement liée dans un modèle statique. [CLAMAGIRAND E., (1985)]

Cependant, dans un modèle dynamique, les variables peuvent changer dans le temps sans être affectées par des facteurs externes. Souvent, la sortie d'un système dynamique dépend de toutes les entrées précédentes.

Les modèles peuvent être classés en deux catégories : stochastiques et déterministes, en fonction de la présence ou de l'absence d'estimations d'incertitude dans leurs résultats. Un modèle stochastique intègre toujours une forme de probabilité ou d'incertitude, ce qui signifie que sa production comportera intrinsèquement une certaine dose d'incertitude. En revanche, un modèle déterministe produit systématiquement la même sortie lorsque des données d'entrée identiques sont utilisées [Beven, 2005].

Les modèles hydrologiques déterministes peuvent être classés en deux catégories : globaux et distribués, en fonction de leur gestion de la dimension spatiale. Dans un modèle global, le bassin versant est traité comme une unité où, par exemple, les précipitations sont considérées uniformément sur toute la zone. En revanche, dans un modèle distribué, on tient compte de la répartition spatiale au sein du bassin versant [Beven, 2003].

Les modèles de ruissellement utilisés pour les zones urbaines sont généralement déterministes et distribués [Zoppou, 2000].

Les outils de modélisation des eaux pluviales peuvent se diviser en deux catégories : les modèles continus et les modèles basés sur des événements. Un modèle continu des eaux pluviales utilise des séries chronologiques de précipitations sur de longues périodes, englobant même des périodes sèches qui peuvent survenir entre les épisodes de pluie. Il permet de simuler le ruissellement des eaux pluviales et est adapté aux études à long terme. En revanche, un modèle basé sur des événements se focalise sur un événement de pluie particulier et est ainsi désigné comme un modèle d'événement unique, mais il peut également prendre en compte plusieurs précipitations à court terme [Zoppou, 2000].

En général, les modèles de débits d'eau pluviale comprennent un élément hydrologique et un élément hydraulique. Les modèles hydrologiques sont utilisés pour étudier les systèmes qui contrôlent le mouvement et le stockage de l'eau et pour comprendre comment le cycle hydrologique interagit. Les processus et les calculs de pluie-débit constituent généralement la partie hydrologique des modèles d'eaux pluviales.

Les modèles hydrauliques sont utilisés pour calculer les processus hydrauliques du réseau et décrire le débit d'eau et la pression dans les canalisations et les canaux du réseau. Le routage est un autre nom pour cela.

La conception, le dimensionnement et l'analyse précises des égouts sont effectuées à l'aide de modèles hydrauliques informatisés.

En divisant le bassin versant en sous-bassins, les sous-bassins sont connectés aux noeuds du réseau. Les modèles hydrauliques utilisent fréquemment la théorie des ondes dynamiques pour les calculs. Les coordonnées, les niveaux, les dimensions, les matériaux des tuyaux et les résultats de calcul des modèles hydrauliques constituent souvent les données d'entrée des modèles hydrauliques.

Les modèles déterministes (empiriques ou « rationnelles ») « ce sont les méthodes de base, elles sont les plus simples et les plus utilisées dans l'évaluation des eaux de pluie pour des bassins versants fluviaux et urbanisés. Pour les méthodes déterministes de type rationnelle, elles sont fondées sur une approche que l'on qualifie de 'sens commu' » [ FANTINA D.E, (2012)]. Parmi les méthodes déterministes, la méthode la plus largement reconnue est la méthode rationnelle de Mulvany, qui a servi de base au développement de nombreuses autres méthodes de calcul, notamment la méthode superficielle. Les méthodes déterministes empiriques cherchent à représenter des phénomènes en se basant sur les résultats d'un grand nombre d'expériences. Dans le cas d'un bassin versant équipé de mesures (qu'il soit urbain ou rural), en utilisant divers enregistrements de précipitations et des observations des débits à la sortie, il est en effet possible d'élaborer un modèle de conversion des précipitations en débits.

« Kuichling tira ses résultats des précédentes observations d'Eugène Belgrand (1810-1878) qui conduisit des expériences dans les années 1870 sur le bassin de la Seine aux alentours de la ville de Paris. Kuichling avait réalisé que le débit était lié à l'intensité de la pluie et à la durée de celle-ci de même que les conditions de ruissellement exprimé par un coefficient. Plusieurs autres formulations de la méthode ont été développées après celle de Mulvaney. Beaucoup d'entre elles l'ont été au cours du

19 ème siècle comme celle faite par Robert Manning (1816-1914) dans un article de 1851 dans lequel les effets de l'évaporation et de l'infiltration étaient négligés. Aussi, tout au long du 20ème siècle de nombreuses autres formulations ont été produites comme par exemple dans un article de 1906 par David Ernest Lloyd-Davies (1875-1932) » [WILLI H., (2009)]

La méthode rationnelle est attribuée à l'allemand Emil Kuichling (1848-1914), bien qu'une formulation de cette méthode ait déjà été donnée par l'ingénieur irlandais Thomas John Mulvany (1821-1892) dans un article publié en 1851.

Les premières réflexions de méthode rationnelle sont apparues dans le 19<sup>ème</sup> siècle (1850). Ou Mulvany a publié dans la revue des ingénieurs de génie civil d'Irlande, le concept général de 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 »

[Tassin11 décembre 2005].

En 1889, un autre ingénieur, américain Kuichling (1889) a consolidé le concept de cette méthode par son application en milieu urbain, en mentionnant : « 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 drainer 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 nécessité pour la concentration de l'ensemble des eaux de ruissellement du bassin versant. »

[Tassin11 décembre 2005]

« Méthode rationnelle a également subi plusieurs modifications dont la plupart date du début du siècle précédent » [BASSEL M., (1996)]

D'après [BASSEL M., (1996)] » À partir de 1930, plusieurs modifications ont été apportées à la formule rationnelle afin d'intégrer divers facteurs liés à l'écoulement, tels que la forme du bassin versant, la disposition de son réseau de drainage, ainsi que l'effet de stockage temporaire dans ce dernier ».

En 1930, Koch propose l'utilisation de la méthode rationnelle en remplacement de la méthode de Belgrand. 34 Au début des années 1940, Caquot propose une adaptation de la méthode rationnelle rendant l'utilisation de cette dernière particulièrement simple. En 1948, Grisollet publie une analyse statistique des données pluviographiques de la station de Paris-Montsouris qui avait été équipée d'un pluviographe à siphon dès 1873. En 1968, M. Affholder propose au Ministère de l'Equipement un programme de vérification expérimentale du modèle de Caquot [Assainissement-Urbain,2021].

Au début des années 1970, une commission interministérielle, présidée par l'Ingénieur général Loriferne, reçoit pour mission de réviser la CG 1333. Les travaux de cette commission aboutissent à la publication en 1977 de l'Instruction technique INT 77/284 [Assainissement-Urbain, 2021].

La méthode de Caquot c'est dans cette perspective qu'a été développé le modèle proposé par Albert Caquot (1881-1976). Ce modèle a été élaboré et présenté en octobre 1941 dans un compte rendu à l'Académie des sciences de Paris. L'utilisation de la méthode de Caquot a été recommandée en France dès 1949 par la circulaire générale CG1333. Cette circulaire a en quelque sorte officialisé l'utilisation de cette méthode dans toutes les villes de France pour le calcul des débits, et par conséquent, des diamètres des collecteurs en fonction d'une période de retour donnée, généralement décennale ( $T=10$  ans).

Selon [KOVACS Y., (1988)] « Cette méthode a été développée après la Seconde Guerre mondiale, une période marquée par la reconstruction. Au fil du temps, notamment avec l'émergence de nouvelles villes en France, les coefficients établis par Caquot dans le cadre de la CG1333 ont montré des lacunes, ce qui a incité à la publication de l'Instruction Technique interministérielle de 1977. Cette dernière a confirmé le rôle quasi normatif de la méthode de Caquot. L'Instruction Technique de 1977, élaborée par Loriferne, a proposé une réduction de son champ d'application et s'est distinguée de la CG1333 de Caquot, principalement en ce qui concerne la gestion des eaux pluviales, y compris les techniques d'infiltration et de stockage telles que la couverture du sol par des revêtements et la création de bassins de rétention. Ces différences se manifestent à travers les coefficients suggérés ».

« La diffusion de cette méthode auprès des ingénieurs et techniciens s'est largement réalisée grâce à des circulaires interministérielles, ce qui explique son utilisation répandue en France ainsi que dans les pays d'Afrique francophone, notamment via les programmes de recherche et d'aide au développement » [BOUVIER C., (1990)]

Les modèles stochastiques : D'après [NHI, (2009)] « Les méthodes d'analyse statistique des fréquences peuvent être mises en œuvre lorsque les données hydrologiques sont disponibles en quantité suffisante. Ces méthodes reposent sur des modèles construits à partir de lois statistiques. Elles font usage de fonctions aléatoires pour surmonter la complexité des phénomènes hydrologiques. Diverses distributions de fréquences sont employées dans l'analyse des données hydrologiques, notamment la distribution Normale, la distribution Log-normale, la distribution des valeurs

extrêmes de Gumbel, et la distribution Log-Pearson de type III. Cette dernière suscite un intérêt particulier, car en raison de sa souplesse et de l'importance croissante des données de qualité, elle est largement recommandée par le U.S. Water Resources Council (Conseil américain des ressources en eau) comme distribution de référence pour l'étude des fréquences des inondations ».

Les modèles issus de l'analyse des systèmes sont conçus comme des boîtes noires, c'est-à-dire qu'ils opèrent sans prendre en compte le fonctionnement interne. Ils convertissent les précipitations en débit sans se pencher sur les aspects physiques de l'écoulement, en se basant sur des suppositions de linéarité.

La méthode des curve number est conçue pour estimer le débit du flux du bassin et pas seulement celui venant du ruissellement de surface. De plus en considérant le flux comme le ruissellement de surface, il est alors considéré implicitement comme venant uniquement du ruissellement hortonien, qui aurait lieu sur toute la surface modélisée et qui serait alors le processus 2 dominant des flux de surfaces [Garen and Moore, 2005]. A noter cependant que pour le modèle SWAT, lors du calcul de la valeur du CN en fonction de la teneur en eau du sol, si ce dernier est à saturation alors le coefficient vaut 99 traduisant l'existence du flux par saturation du sol [Neitsch et al., 2009]. De plus, une limitation conceptuelle de la méthode est qu'elle n'utilise que la quantité totale de pluie, négligeant les effets de l'intensité et de la durée de la pluie [King et al., 1999]. Comme le soulignent [Garen and Moore, 2005], cette méthode a été développée à une époque de limitation de disponibilité des données et de ressources (de stockage et de calcul) et l'on devrait maintenant chercher à les remplacer par des équations mécanistes basées sur la physique et directement liés aux propriétés du sol [e.g. porosité, conductivité hydrologique]. Il a également été montré que la méthode des curve number est inappropriée dans un certain nombre de régions [e.g. (Bales and Betson, 1982; Madramootoo and Enright, 1988; Yoo et al., 1993)]. Comme certains auteurs l'ont souligné [e.g. (Chen, 1982; Enright, 1988; Perrone and Madramootoo, 1998)] l'origine et le choix de certaines équations sont floues. Il existe parfois de fortes différences entre les valeurs publiées et celles nécessaires à la simulation [Smith and Eggert, 1978]. Ces mêmes écarts peuvent conduire à de fortes erreurs de prédiction du ruissellement [Yoo et al., 1993]. Tout cela fait que ce paramètre est généralement très sensible dans les modèles [e.g. (Guse et al., 2013)].

### I.3 Conclusion

Dans cette présentation bibliographique consacrée à l'histoire des différentes méthodes d'évaluation des débits d'eaux pluviales, il est clair que cette discipline a connu une évolution significative au fil du temps. Depuis les premières approches rudimentaires jusqu'aux méthodes modernes intégrant des technologies avancées, l'ingénierie de la gestion des eaux pluviales a progressé de manière substantielle. Cette progression a été motivée par la nécessité croissante de gérer efficacement les eaux pluviales dans un contexte de changements climatiques et d'urbanisation rapide.

L'histoire des méthodes d'évaluation des débits d'eaux pluviales reflète également une prise de conscience croissante de l'importance de la gestion durable des ressources en eau et de la réduction des risques d'inondation. Les chercheurs et les praticiens ont continué à développer des outils et des approches plus sophistiqués pour mieux comprendre et prédire les comportements des eaux pluviales, ce qui a contribué à améliorer la conception des infrastructures d'assainissement et à renforcer la résilience des communautés face aux événements pluvieux extrêmes.

En fin de compte, cette étude historique met en lumière l'importance de tirer parti des connaissances acquises dans le passé pour orienter les futures recherches et les pratiques en matière de gestion des eaux pluviales. Elle souligne également la nécessité d'adopter une approche intégrée et adaptative pour répondre aux défis actuels et futurs liés aux eaux pluviales dans un contexte de changement climatique.



*Chapitre II*

**PRESENTATION DES DIFFERENTS MODELES ET METHODES  
D'ESTIMATION DES DEBITS D'EAU PLUVIALE**

**II.1 Introduction**

Une bonne évacuation des eaux pluviales implique un réseau d'évacuation réalisé sur la base d'une bonne estimation des débits à évacuer. Il ne s'agit pas de surdimensionner le système, les contraintes économiques ne le permettront pas, le sous-dimensionnement quant à lui entraînera des débordements du système engendrant ainsi des inondations. L'estimation des débits des eaux pluviales a fait l'objet de nombreuses réflexions. Aussi de nombreuses méthodes ont été développées dans ce contexte.

les méthodes sont utilisées pour l'estimation des débits des eaux pluviales et donc dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les différents modèles et méthodes d'estimation des débits d'eau pluviale en vue de leur comparaison .

**II.2 Les eaux à évacuer**

Les eaux à évacuer à travers le système d'assainissement sont de deux types en fonction de leur origine. En général, les eaux à évacuer incluent :

- Les eaux usées domestiques et industrielles.
- Les eaux provenant des pluies qui font l'objet de notre étude

**II.3 Les précipitations**

Les écoulements d'eau dans les systèmes hydrologiques continentaux sont conditionnés en grande partie par les précipitations atmosphériques, qui consistent en des précipitations liquides telles que la bruine, la pluie et les averses, ainsi que des précipitations solides comme la neige, et la grêle, ainsi que des phénomènes tels que la rosée, la gelée blanche, le givre, etc., qui se déposent à la surface ou en cachette. Ces différents événements sont dus à des changements de température ou de pression.

« La précipitation est un phénomène consistant à la libération de l'eau de l'atmosphère pour atteindre la surface de la terre. C'est l'apport majeur en eau du bassin versant, et comme tel, les précipitations doivent être prises en compte dans n'importe quelle étude hydrologique » [DEODHAR M.J., (2009)].

### II.3.1 Les averses : (pluies de courte durée)

Elles sont composées de toutes les pluies qui sont liées à une même perturbation météorologique, qui peut durer de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures.

Selon [S.amira BABAHAMED-2021] « les averses caractérisent par

- Volume important.
- Haute intensité par unité de temps.
- Épiceutre de la tempête et propagation spatiale
- Contribution à la pollution liée au ruissellement »

### II.3.2 Les petites pluies

Ce sont des précipitations comprises entre les averses orageuses et les brunes (pluies fines et froides qui tombent lentement) dans la hauteur d'eau très faible n'entraînent pas des ruissellements.

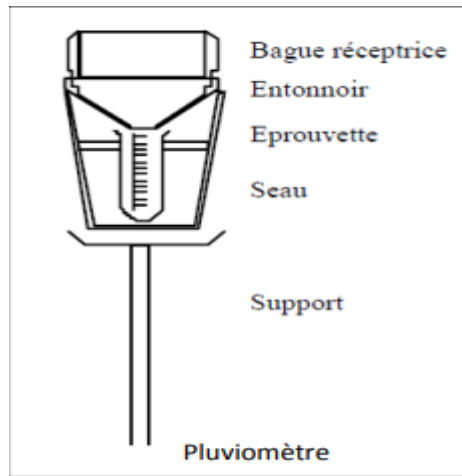
- « Lorsque la quantité de précipitations est inférieure à 0,5 mm, il n'y a pas de ruissellement, ce qui signifie que la chaussée et la voirie restent sèches.
- Si les précipitations sont supérieures à 0,5 mm mais inférieures à 1 mm, il y a du ruissellement, mais les conduites ne transportent pas encore d'eau.
- En cas de précipitations dépassant 1 mm, un débit d'eau est présent dans les réseaux ». [S.amira BABAHAMED-2021]
- 

## II.4 Méthodes de mesures des précipitations

La quantification des précipitations s'effectue au moyen d'instruments de mesure, et plusieurs variétés de ces instruments sont couramment utilisées, notamment :

**II.4.1 Les pluviomètres** : qui relèvent les hauteurs d'eau tombées en 24 heures. Ce sont les modèles les plus courants, mais aussi le plus anciens. « C'est un appareil qui fournit la hauteur cumulative sur une période correspondant à plus ou moins 24 heures. Ils fonctionnent selon un principe simple. Ils sont en général moins chers sur le marché et ne disposant d'aucun

élément électrique ni mécanique pouvant lui compromettre son fonctionnement » [ROCHE M., (1963)].



**Figure II.1 : pluviomètre [Assainissement Urbain,2020]**

**II.4.2 Les pluviographes :** qui enregistrent la variation de la hauteur d'eau dans le temps. Leurs fonctionnements sont basés sur différents principes allant de la pesée au siphonage. L'appareil le plus fréquent, notamment en France est le pluviographe à augets basculeurs » [LABORDE J.P, (2009)].

D'après[BENNIS S, (2009)] c'est un appareil qui donne des résultats plus précis que ceux pouvant être obtenus par le pluviomètre. Il permet aussi un enregistrement des données à distance. Son emploi est surtout fréquent dans des zones urbaines ».

## **II.5 Paramètres caractéristiques de la pluie**

### **II.5 .1 La Fréquence F**

Pour une averse de durée  $t$  et d'intensité  $i$  (mm/h). Si au cours de  $N$  années, on a enregistré  $n$  fois cette averse, on dira que la fréquence est :  $F= n/N$

### **II.5 .2 Le choix de la période de retour:**

La période de retour  $T$  est l'inverse de la fréquence :  $T = 1/F = N/n$

Cette période d'évacuation du réseau est le résultat d'une étude technico-économiques pouvant assurer une estimation de débit de ruissellement nécessaire pour le fonctionnement optimal du réseau. Pour l'assainissement urbain, la période de retour en Algérie est décennale. Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est

la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans,(débit décennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant, intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans des conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré. En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation .

### **II.5.3 L'intensité moyenne de précipitation**

Lors de l'étude d'une averse, il est convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence  $\Delta t$ .

L' intensité moyenne  $I_m$  se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée  $t$ ,

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :  **$I_m$**  : intensité moyenne en mm/h.

**$\Delta h$**  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $t$ .

**$\Delta t$**  : la durée

➤ Pour le calcul de l' intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l' intensité moyenne de précipitation

L'intensité de la pluie  $i(t_c, T)$  représente la valeur maximale moyenne enregistrée sur une période égale au temps de concentration du bassin. Elle peut être déduite des courbes classiques "intensité-durée-fréquence" obtenues à partir de l'analyse statistique des averses. Parmi ces courbes, l'une des plus couramment utilisées est la loi de Montana :

$$i(t, T) = a(T) * t^{-b(T)}$$

Il est important de noter que les paramètres  $a$  et  $b$  sont constants pour une période de retour donnée »[ Évaluation des débits à collecter.2018]

### **II.5.4 La pluie nette**

La pluie nette correspond à la quantité d'eau qui s'écoule réellement après avoir soustrait les pertes dues à l'infiltration et au stockage dans les dépressions.

En d'autres termes,

✓ Pnette = Ptombee - Pinfiltrée - S dépressionnaire, ce qui représente la portion qui ruisselle.

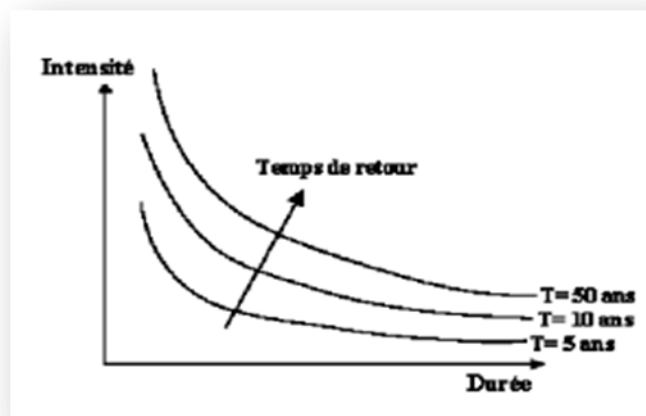
### II.5.5 Les courbes IDF (intensité-durée-fréquence)

L'analyse des précipitations permet de définir deux lois générales de la pluviométrie. Les précipitations peuvent être exprimées comme suit :

- Pour la même fréquence d'occurrence - donc le même moment Retour - L'intensité des précipitations est supérieure à leur durée c'est court.

D'après la représentation de la courbe caractéristique : on parle généralement d'une courbe intensité-durée-fréquence (IDF). [ *Les courbes IDF (intensité-durée-fréquence)*. (2023)]

La notion de fréquence s'exprime en réalité par la notion de temps Reculer.



**Figure II.2 :** Courbes Intensité-Durée-Fréquence [EDITIONS GINGER - Collection L'ESSENTIEL - Eaux pluviales - Edition 2019]

### II.6 Quantités des eaux pluviales

La détermination du débits des eaux de ruissellement est effectuée en tenant compte

- Des caractéristiques de la pluie (intensité – durée des averses)
- Des caractéristiques de la surface du bassin versant (nature, degré de perméabilité, pente et aménagement)
- Des lois hydrauliques relatives aux écoulements à surface libre

Il est essentiel d'établir de manière rigoureuse les débits des eaux de pluie à évacuer afin de prévenir tout surdimensionnement ou sous-dimensionnement du système de drainage envisagé.

### II.7 Evaluation des débits d'eaux pluviales

L'évacuation des eaux de pluie a connu des changements au cours du dernier siècle, avec un déversement réalisé à la fois par des systèmes à découvert, tels que les fossés et les cours d'eau, ainsi que par des canalisations souterraines. À l'échelle mondiale, les systèmes d'assainissement comprennent des réseaux publiques et des réseaux privés. Les réseaux privés désignent les tuyaux et canalisations situés sur des propriétés privées jusqu'au point de raccordement. Trois principaux types de systèmes d'assainissement sont utilisés dans le monde : le système unitaire, le système dupliqué et le système séparatif. Ces trois types de systèmes dévient les eaux de pluie de différentes manières.[ BENDJEDDOU Salah-Eddine GHOMRANI Rabie ,2020]

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviale ou d'eaux usées à évacuer [GUERCHOUCH O, BAOUTA A, 2017]

« Les pluies sont les seules quantités d'eau à évacuer qui ne proviennent pas de la distribution. Pour déterminer les débits de pluie à évacuer, les connaissances hydrologiques des fortes averses seront utilisées »[ modChapitre III : Evaluation des Débits des Eaux à Evacuer ,moodle2019 ]

Les précipitations atmosphériques constituent les eaux pluviales. Les eaux utilisées pour l'arrosage et le lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles et des bassins de natation sont considérées comme des eaux pluviales. Ainsi, ces eaux sont principalement des eaux de ruissellement superficiel.[la politique d'urbanisation (Règles d'urbanisation, réglementation des eaux usées, drainage des eaux pluviales),2015]

« On admettra, pour limiter les dépenses d'équipement, que de loin en loin (par exemple en moyenne une fois tous les dix ans) les réseaux d'assainissement deviennent insuffisants, ce qui entrainera une submersion partielle et momentanée des voies de communication, surtout dans les bas quartiers » [Dupont A, 2005].

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de la superficie de l'agglomération en surfaces élémentaires , suivant des critères bien précis, ensuite on attribue à chaque surface élémentaire un coefficient de ruissellement pondéré en fonction

de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle [AKROUCHE E, 2008].

### II.8 Différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales

Pour évaluer le débit des eaux de pluie, on divise la zone urbaine en surfaces élémentaires en utilisant des critères spécifiques. Ensuite, chaque surface élémentaire se voit attribuer un coefficient de ruissellement ajusté en fonction du type de sol qui le draine. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue en appliquant diverses méthodes. Ici, nous allons présenter différentes méthodes de calcul des débits des eaux pluviales.

Ces différentes approches sont couramment utilisées en hydrologie urbaine et sont adéquates pour dimensionner les réseaux sur de petites surfaces de drainage. Ce sont des méthodes globales de type macroscopique qui intègrent tous les phénomènes hydrologiques dans une seule formule pour déterminer le débit de pointe à un moment donné.

#### II.8.1 La méthode rationnelle

C'est la méthode la plus ancienne en tant que sujet d'analyse scientifique. Cette méthode est utilisée pour prédire le débit après des événements pluvieux.

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée. Elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha). « Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Le débit est proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations, au coefficient de ruissellement et à la surface balayée .

L'avantage de cette méthode est qu'elle est très simple à exprimer et à utiliser. Selon cette approche, le ruissellement maximum est lié à la zone d'approvisionnement considérée (bassin versant, pente), l'intensité des précipitations et le coefficient de ruissellement, qui reflète la part de l'eau de pluie qui s'écoule en surface et contribue donc à l'écoulement.

Il est le plus couramment utilisé partout dans le monde, notamment en Amérique du Nord.

« En 1975, une enquête effectuée auprès de 37 municipalités canadiennes révélait que plus de 97% d'entre elles recouraient à la méthode Rationnelle pour concevoir leurs réseaux d'égouts pluviaux » [BIERE F., (2000)]

La méthode rationnelle, développée avant l'ère de l'informatique, offre une solution rapide pour estimer les débits de ruissellement maximaux en cas de précipitations uniformes sur de petits bassins versants (généralement moins de 5 km<sup>2</sup>, selon Viessamen et Hammer, et jusqu'à 25 km<sup>2</sup> selon le ministère des Transports du Québec dans son manuel de conception des ponceaux de 199). Elle s'avère particulièrement adaptée pour les bassins versants urbains [SATIN M, SELMI B, Bourrier R, 2010].

### II.8.1.1 Le principe de la méthode rationnelle

D'après [Etude de Gestion des Eaux Pluviales et des eaux d'extinction incendie, 2018] « La méthode rationnelle est basée sur l'hypothèse que la pluie est uniforme dans tout le bassin versant et provoque un débit de pointe lorsque toutes les sections du bassin versant contribuent à l'écoulement, soit après un temps égal au temps de concentration. Pour faire simple, la méthode rationnelle cela suppose également que la durée de la pluie est égale au temps de concentration. Elle ne prend pas en compte l'hétérogénéité des précipitations et tend à en tenir compte surestimer le débit de pointe ».

Selon [BASSEL M., (1996)] : Trois principes sont également à la base de la méthode rationnelle

- La durée de l'averse doit au moins être égale au temps de concentration du bassin : ce qui permet une observation du débit de pointe pour une averse considérée
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de la pluie.
- Le débit a la même période de retour que l'intensité de la pluie qui l'engendre.

Elle consiste à déterminer les débits en procédant à un découpage du bassin versant en plusieurs secteurs, ces secteurs étant délimités par des isochrones. Ainsi, les secteurs une fois établis, toute goutte tombant sur un secteur noté  $A_i$  mettra un temps  $t_i$  pour arriver à l'exutoire.

### II.8.1.2 Formule de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle permet d'estimer les débits pluviaux résultant d'une averse d'intensité moyenne "I", supposée constante pendant toute la durée de la pluie, sur des surfaces d'influence d'une superficie "A", caractérisées par un coefficient de ruissellement "Cr".

La formule originale de la méthode rationnelle s'exprime ainsi :



$$Q = Cr \cdot i \cdot A$$

Il est cependant important de prendre en compte la non-uniformité de l'intensité de la pluie (c'est-à-dire que l'averse a un point central et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient de répartition de la pluie, noté " $\alpha$ ".

D'après[KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977].C'est la méthode la plus utilisée en Algérie dont la formule de base est très simple

La formule de la méthode rationnelle, en prenant en compte ce coefficient, s'exprime ainsi :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A$$

Avec :

Q : débit maximum d'eau pluvial (m<sup>3</sup> /s).

A : Surface urbanisée (ha).

Cr : coefficient de ruissellement dans la fourchette  $0 < Cr < 1$  .

i : intensité de la pluie (mm/h).

$\alpha$  : Coefficient correcteur de l'intensité .

### II.8.1.3 Coefficient réducteur de l'intensité

D'après la bibliographie, la répartition d'une pluie au niveau d'une surface est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité.

Cette méthode est fondée sur le concept du temps de concentration  $t_c$  du bassin versant en amont du point où s'effectue le calcul. Le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne maximale, au coefficient de ruissellement et à la surface concernée.

#### ➤ En fonction de la forme du bassin (des relations empiriques)

Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

1. Pour des bassins longs (rectangles étroits,) :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{(d/2)}$$

2. Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...):

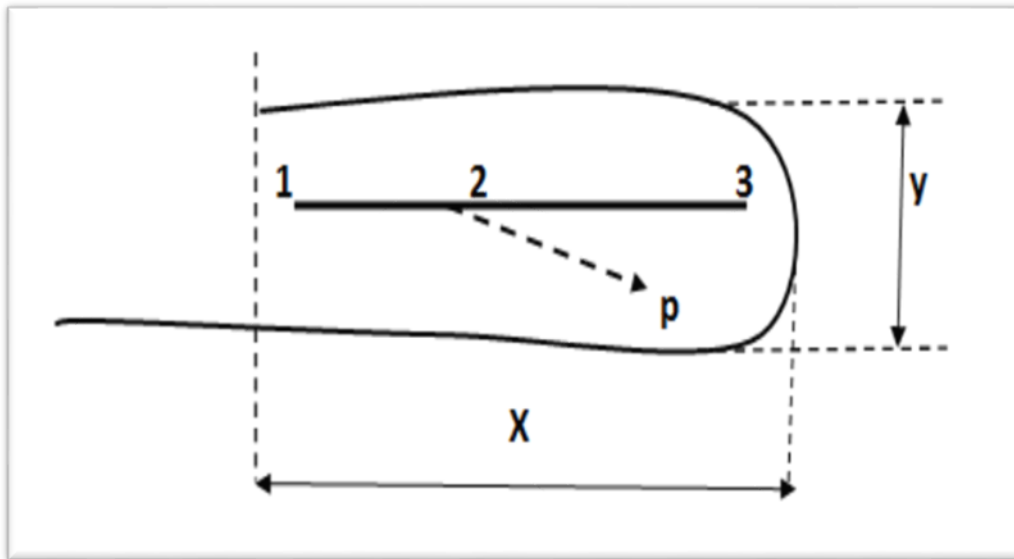
$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{(d/2)}$$

Avec ; d: longueur du milieu de surface élémentaire(m).

➤ **En fonction de la nature des pluies**

en réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur  $\alpha < 1$ .

En supposant qu'un bassin versant puisse être représenté comme un rectangle avec une longueur "x" et une largeur moyenne "y" et qu'il soit drainé par un collecteur 1 - 2 - 3 (voir Fig.03), le point "p" du bassin se trouve en amont du collecteur 1 - 2, qui est le sujet de notre analyse. La distance entre le point "2", situé en amont du tronçon étudié, et le



**Figure II.3** Principe schématique de détermination du coefficient «  $\alpha$  »

point "p" du bassin considéré est notée comme P - 2 (voir tableau . 01) ».

**Tableau II.1 :** Coefficient correcteur ( $\alpha$ ) de l'intensité prenant en compte la distribution de la pluie dans l'espace[GUERREE ET GOMELLA]

<b>(P-2) en</b>	<b>200</b>	<b>400</b>	<b>600</b>	<b>800</b>	<b>1000</b>	<b>1200</b>	<b>1400</b>
<b><math>y &lt; x/2</math></b>	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
<b><math>y &gt; x/2</math></b>	0.9	0.86	0.83	0.8	0.78	0.76	0.75
<b>(P-2) en</b>	<b>1600</b>	<b>1800</b>	<b>2000</b>	<b>2200</b>	<b>2400</b>	<b>2600</b>	<b>2800</b>
<b><math>y &lt; x/2</math></b>	0.76	0.75	0.73	0.72	0.7	0.69	0.68
<b><math>y &gt; x/2</math></b>	0.72	0.7	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

#### II.8.1.4 Les hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle repose sur trois hypothèses principales :

1. Le débit de pointe  $Q_p$  est mesuré à l'exutoire uniquement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration de la surface totale.
2. Le débit  $Q_p$  est proportionnel à l'intensité moyenne maximale sur une durée égale au temps de concentration de la surface totale.
3. L'intensité  $I$  et le débit  $Q$  qui en résulte ont la même période de retour. Cela suppose donc que le coefficient de ruissellement est constant.

#### II.8.1.5 Les limites de Validité de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est adaptée aux surfaces restreintes, généralement inférieures à 10 hectares. Dans ces cas, les résultats sont plus fiables car le coefficient de ruissellement peut être estimé avec précision. De plus, cette méthode est applicable aux zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

Cependant, la méthode rationnelle n'est pas adaptée aux zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux et complexes. Elle est donc principalement utilisée pour les surfaces plus petites où elle offre une solution pratique et fiable.

D'après[Salah,2014] Cette méthode est valable pour des petites agglomérations comme suit :

- ✓ si la surface est inférieure 10 ha on trouve que  $\alpha=1$  .
- ✓ si la surface est inférieure ou égale à 150 ha et supérieure à 10 ha on doit calculer le coefficient " $\alpha$ " qui est inférieur à 1 .
- Limite de la méthode rationnelle [Laborde J.P., 2000]
  - Une superficie de caractéristiques homogènes
  - Une superficie de petite de taille  $\leq 10$  Ha.
  - On l'utilise lorsqu' aucune mesure n'est disponible.

### II.8.1.6 Critique de la méthode rationnelle

- Le bassin est divisé en surfaces élémentaires.
- Le coefficient de ruissellement reste stable sur toute la superficie tout au long de l'averse.
- La méthode rationnelle ne prend pas en compte l'impact de l'eau de ruissellement sur les surfaces élémentaires.
- La distribution spatiale de la pluie (variation de l'intensité) n'est pas prise en compte et l'estimation du temps de concentration est souvent ardue.

### II.8.1.7 Evaluation du temps de concentration

D'après la bibliographie(R. Bourrier 1991) Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné jusqu'à son arrivée à l'exutoire de la surface urbanisée.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Où :

$t_1$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 V} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} [\text{min}]$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min.

$t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \text{ [min]}$$

Avec :

**I** : La pente du terrain (%)

**L** : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km)

Trois cas peuvent être envisagés :

- La surface ne comporte pas de canalisation :  $t_c = t_3$  ;
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation :  $t_c = t_1 + t_3$  ;
- La surface est urbanisée et comporte une canalisation :  $t_c = t_1 + t_2$ .

### II.8.1.8 Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement pour une surface donnée est défini comme le rapport entre la quantité d'eau qui s'écoule et la quantité qui tombe sur le bassin versant associé. Il joue un rôle de premier plan dans l'évaluation des débits pluviométriques de pointe pour déterminer la taille du réseau.

Ce coefficient a le potentiel de changer le débit des eaux pluviales du simple au double, c'est pourquoi lors de la découpe des sous-bassins, ils doivent être aussi uniformes que possible pour minimiser les erreurs dans les estimations du coefficient de ruissellement.

Le coefficient de ruissellement  $C_r$  d'une surface spécifique est le rapport du volume d'eau qui ruisselle dans le bassin par rapport au volume d'eau total tombé sur le bassin. Sa valeur varie de 0.05 à 1 et dépend de divers facteurs, tels que :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.

- L'humidité de l'air.

### **II.8.1.9 Avantages de La méthode rationnelle**

1. Simplicité : L'approche rationnelle est relativement facile à comprendre et à appliquer, ce qui en fait un outil facile à utiliser pour les ingénieurs et les planificateurs de l'assainissement.
2. Largement utilisé : Il est largement accepté et utilisé dans de nombreux pays, facilitant la communication et la collaboration entre les professionnels de l'assainissement.
3. Convient aux petits bassins versants : L'approche rationnelle convient bien à la conception de systèmes de drainage dans les petits bassins versants urbains ou ruraux.
4. Basé sur des données existantes : principalement basé sur des données météorologiques historiques, des taux de ruissellement et des coefficients de ruissellement généralement disponibles.
5. Coûts initiaux réduits : cela peut permettre de réduire les coûts initiaux par rapport aux méthodes de modélisation hydrologique plus complexes.

### **II.8.1.10 Inconvénients de La méthode rationnelle**

1. Puisqu'il est difficile de déterminer avec suffisamment de précision la durée du ruissellement entre ces différentes zones et exutoires, la décomposition d'un bassin versant en zones de base est toujours assez grossière. On suppose souvent que le coefficient de ruissellement « Cr » est constant dans tout le bassin et tout au long de l'averse, mais ceci est souvent loin de la réalité.
2. Cette méthode ne prend pas en compte la nature du sol et la pente du bassin étudié.
3. La principale critique de cette approche est qu'elle ne prend pas en compte le stockage des eaux de ruissellement au sein du bassin

### **II.8.2 La méthode Superficielle (modèle de Caquot)**

« La méthode superficielle, également connue sous le nom de modèle de Caquot, représente une progression par rapport à la méthode rationnelle. En prenant en compte tous les aspects de l'écoulement, cette approche permet de calculer le débit de crête à

différents points clés le long des tronçons, ce qui sera ensuite utilisé pour déterminer les dimensions hydrauliques des dispositifs d'évacuation »[BOUCHFAR Fatima, thèse 2015]

« La méthode de Caquot offre également la possibilité de déterminer le débit de pointe. Elle constitue une avancée par rapport à la méthode rationnelle, car elle contourne la contrainte liée à l'estimation du temps de concentration d'une part, tout en tenant compte des capacités de stockage des eaux dans le bassin versant d'autre part »[Lamraoui.L, mémoire 2009].

D'après[S.amira BABAHAAMED-2021], en 1949, A. Caquot a présenté cette méthode qui intègre l'effet de la capacité du réseau, contrairement à la méthode rationnelle. A. Caquot a démontré que : À un instant antérieur  $t-\Delta t$ , le réseau n'était pas saturé : l'eau qui tombait était utilisée pour humidifier les surfaces, s'écouler et remplir les canalisations. À l'instant  $t$ , le réseau est saturé et fonctionne à son maximum, correspondant au volume tombé par unité de temps ».

Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit  $Q$  résultant des précipitations sur un Bassin Versant (ayant une superficie  $S$  exprimée en hectares) jusqu'à un instant approximativement égal au temps de concentration  $t_c$ , où le débit de pointe  $Q_p$  est observé à la sortie, peut être exprimé comme suit :

$$Q = 10 \cdot \alpha \cdot Cr \cdot H \cdot A$$

Où :10 : est une constante de conversion(facteur multiplicatif lié aux unités 10)

Cr : représente le coefficient de ruissellement associé au Bassin Versant.

H : indique la hauteur d'eau précipitée en millimètres.

Le coefficient d'abattement spatial de l'averse, noté " $\alpha$ " se situe dans la plage de 0 à 1, et il est lié à la superficie du Bassin Versant par la relation  $\alpha = A^{-\epsilon}$ , où  $\epsilon$  est un coefficient d'ajustement.

On note :

La hauteur  $H$  est obtenue à partir des formules standards, notamment la Formule de

Montana :  $H = i \cdot t_c = a \cdot t_c^{b+1}$

Le temps de concentration, quant à lui, doit être calculé en utilisant la formule proposée par Caquot :

$$tc = \mu \cdot I^c \cdot S^d \cdot Q^f$$

Cela permet de déterminer la valeur de H à partir des formules de Montana et de calculer le temps de concentration en utilisant la formule de Caquot.

$\mu$  : coefficient d'ajustement fonction de la forme du bassin versant

I : pente moyenne calculée selon le plus long chemin hydraulique L

A : Surface du bassin versant en hectares (ha)

Les paramètres considérés sont c, d, f

Selon [KERLOCH B, MAELSTAF D, 1977], « L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de M. Caquot. Les études les plus récentes, confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot C^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot A^{w/u}$$

- Les coefficients d'expression K, u, v, w dépend des coefficients de Montana a et b sont donnés par les relations :

K est un coefficient d'expression : 
$$K = \frac{0.5^{-b(F)} \cdot a(F)}{6.6}$$

u est un coefficient d'expression: 
$$u = 1 + 0.287 \cdot b(F)$$

v : un coefficient d'expression: 
$$v = 0.41 \cdot b(F)$$

w : un coefficient d'expression: 
$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(F)$$

Q(F) correspond au débit pour une fréquence de dépassement F, exprimé en mètres cubes par seconde (m<sup>3</sup>/s).



a(F) et b(F) sont des paramètres de la relation :

$$I(t, F) = a(F) \cdot t^{-b(F)}$$

Où : I (t, F) : intensité de pluie de durée t et de fréquence F.

**I** : désigne la pente moyenne du collecteur principal, mesurée en mètres par mètre.

**C** : est le coefficient de ruissellement.

### II.8.2.1 Evaluation des paramètres de Caquot

Les valeurs ou équations adoptées par les INT 77 pour l'évaluation des paramètres sont décrites ci-dessous, en se basant sur l'étude de bassins versants urbains ,pilotes réalisée par l'université de Montpellier.

- **pluviométrie** on considère les paramètres a, b, ε :
  - a) Les paramètres a et b sont définis en fonction de la période de retour T, conformément aux courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF).
  - b) ε=0.05 pour S<100 ha ; la valeur ε=0.03 est la plus adaptée.
- **Effet de stockage et d'écèlement**

Les INT 77 ont choisi de retenir la valeur moyenne β + δ = 1,1. Cependant, il convient de noter que cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

- **Temps de concentration**  
μ, c, d et f pour un bassin versant homogène dont la surface est inférieure à 200 hectares, les INT 77 ont retenu la valeur suivante :

$$\mu = 0,28 M^{0,84}$$

Avec :  $M = L / \sqrt{A}$

M : caractérise la forme du surface drainer [allongement]

L : distance du parcours le plus long en m.

A: surface du bassin versant en Km<sup>2</sup> supposé carrée.

$$c = -0,41 ; d = 0,51 ; f = -0,29$$

Cela se traduit par l'équation suivante pour S<200 ha et le temps de concentration (Tc) en minutes en fonction de différents paramètres :

## CHAPITRE II PRÉSENTATION DES DIFFÉRENTS MODÈLES ET MÉTHODES D'ESTIMATION DES DÉBITS D'EAU PLUVIALE

$$T_c = 0,28 M^{0,84} I^{-0,41} A^{0,51} Q^{-0,29}$$

Il convient de noter que cette formule est applicable aux bassins versants d'allongement moyen "M=2" qui doit être supérieure à 0.8. La méthode superficielle permet de déterminer le débit en se basant sur les caractéristiques physiques du bassin versant ».

« Pour des valeurs de M différents de « 2 » .Le débit de pointe Q doit corriger par  $m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7b(F)}$  qui représente le coefficient d'influence .

Si plusieurs sous-bassins présentent des caractéristiques hétérogènes, il est envisageable de calculer des "paramètres équivalents" pour l'ensemble du bassin. Les calculs des paramètres équivalents pour les surfaces élémentaires hétérogènes, qu'ils soient en série ou en parallèle, sont présentés dans le tableau suivant.

**Tableau II.2 :** Valeurs du coefficient d'allongement

M	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4
M	1.5	1.3	1.2	1	0.9	0.8	0.67

**Tableau II.3 :** quelques Formules superficielles utilisées

T	Formules superficielles
10ans	$Q=1.0430I^{0.29}C^{1.20}S^{0.78}$
5 ans	$Q=1.1920I^{0.30}C^{1.21}S^{0.78}$
2 ans	$Q=0.8340I^{0.31}C^{1.22}S^{0.77}$
1 ans	$Q=0.6820I^{0.32}C^{1.23}S^{0.77}$

- **La pente moyenne des surfaces élémentaires**

Il s'agit d'une pente moyenne au sens hydraulique. Soit L le plus long chemin hydraulique décomposé en k tronçons de longueur L. Nous avons donc :

$$I = \left[ \frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2$$

### **II.8.2.2 Procédure d'utilisation de la méthode**

D'après[BOUCHFAR Fatima ,2015] « Voici les étapes à suivre pour utiliser la méthode :

1. Positionnez les canalisations sur un plan.
2. Définissez des tronçons d'une longueur d'environ 300 mètres.
3. Identifiez, pour chaque tronçon, le point caractéristique situé à 5/9 de la distance en amont du tronçon.
4. Délimitez les sous-bassins versants.
5. Établissez les configurations d'assemblage des bassins, qu'ils soient en série ou en parallèle.
6. Effectuez le calcul de  $Q_p$  pour chacun des bassins assemblés ».

### **II.8.2.3 Conditions d'applications**

Il ne convient qu'aux zones urbaines drainées par les réseaux d'évacuation. Il s'avère qu'à un point précis du réseau :

- ✓ Le débit maximal équivaut précisément au volume de précipitation accumulé pendant la période de temps spécifiée.
- ✓ Utiliser le volume réglé au pas de temps précédent :
  - Suivre le courant.
  - Remplissez le tuyau.
  - Humidification de toutes les surfaces du bassin récepteur.
- ✓ La méthode Caquot ne convient qu'aux surfaces drainées par réseau non pris en charge.

### **II.8.2.4 Assemblage des bassins versants**

« La méthode de Caquot peut être appliquée avec précision à un bassin présentant des caractéristiques physiques homogènes. Cependant, lorsqu'on souhaite l'appliquer à un regroupement de sous-bassins hétérogènes, chacun ayant ses propres paramètres ( $A$ ,  $C$ ,  $L$ ,  $Q_p$ ), il est nécessaire d'utiliser des équations d'équivalence pour les paramètres globaux ( $A$ ,  $C$ ,  $I$  et  $M$ ) du regroupement. Ces équations varient en fonction que les sous-bassins du

regroupement soient en série ou en parallèle, et elles sont formulées ci-dessous ».[Lamraoui.L, 2009].

### II.8.2.5 Correction du débit

Une correction du débit est nécessaire, étant donné que Caquot a élaboré son modèle avec un coefficient d'allongement du bassin versant  $M = 2$ . Cette correction est réalisée en utilisant un coefficient  $m$ , qui prend en considération la forme plus ou moins compacte du bassin versant.

- ✓ Si  $M = 2$ , aucune correction n'est nécessaire, ce qui signifie que l'exemple est conforme au modèle de Caquot.
- ✓ Si  $M > 2$ , une correction est nécessaire, ce qui indique que l'exemple n'est pas conforme au modèle de Caquot. Le débit sera augmenté, avec le coefficient  $m$  jouant un rôle majorant.
- ✓ Si  $M < 2$ , une correction est également requise, ce qui implique que l'exemple n'est pas conforme au modèle de Caquot. Le débit sera réduit, avec le coefficient  $m$  jouant un rôle minorant.

Le débit final corrigé sera donc calculé comme suit :  $Q$  résultant corrigé =  $m.Q$ .

- Pour l'assemblage en parallèle, une condition supplémentaire doit être vérifiée :

$$\text{Max}(Q_1, Q_2, \dots, Q_n) < Q \text{ résultant corrigé} < \sum_{i=1}^n Q_i$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on prend :  $Q$  résultant corrigé =  $\sum_{i=1}^n Q_i$

### II.8.2.6 les limites de validité de la formule de Caquot

« La formule superficielle a été développée en se basant sur des paramètres fournis principalement pour des zones de bassins en Europe. Néanmoins, elle a été employée pour concevoir des réseaux d'assainissement dans diverses régions du globe, sans prendre en considération les particularités propres à ces régions. Plusieurs études ont été réalisées dans le but de déterminer ces paramètres, dont l'étude de Bassel en est un exemple notable »[ BASSEL M., (1996)]

De même, afin d'exploiter au mieux cette méthode, il est essentiel de déterminer les paramètres appropriés pour la région concernée. Cette exigence constitue une contrainte lorsqu'on utilise cette approche.

Il faut également ajouter que le temps de concentration est un facteur limitant. Ainsi Rougier commente : ‘‘ modèle proposé par A. Caquot demeure, à notre avis, valable pour une estimation approximative des débits générés pour des espaces urbains importants, dont le temps de concentration ne dépasse pas 6 heures’’ [ CHOCHAT B., (2003)].

La circulaire générale de février 1949 CG1333 n'imposait aucune limite dans l'utilisation de la méthode superficielle. L'instruction ministérielle elle impose :

- Surface du bassin ou du groupement de bassins :

Validité absolue pour  $5 \text{ ha} \leq A \leq 20 \text{ ha}$

Validité affirmée pour  $1 \text{ ha} \leq A \leq 5 \text{ ha}$  et  $20 \text{ ha} \leq A \leq 200 \text{ ha}$

- La valeur de la pente « I » doit rester comprise entre  $2\% \leq I \leq 5\%$ .
- Le coefficient de ruissellement doit être compris  $0,2 \leq C \leq 1$ .
- Période de retour limitée à 10 ans
- L'allongement doit être supérieur ou égal 0.8 [BOURRIER R., (1996)]

### II.8.2.7 Avantages de la méthode de Caquot

1. Simplicité : La méthode Caquot est caractérisée par sa simplicité et sa facilité de compréhension. Elle ne nécessite pas l'utilisation d'outils ou de logiciels complexes.
2. Rapidité : La méthode Caquot est réputée pour sa rapidité d'utilisation. Elle permet de calculer le débit de pointe d'une surface élémentaire en quelques minutes seulement.
3. Large applicabilité : La méthode Caquot peut être appliquée à une vaste gamme de bassins versants, qu'il s'agisse de petits bassins urbains ou de grands bassins agricoles.

### II.8.2.8 Inconvénients de la méthode Caquot

1. Précision limitée : la méthode de Caquot est une méthode d'approximation. Il ne prend pas en compte certains facteurs pouvant affecter le débit de pointe, comme la rugosité du sol et la présence de végétation.
2. Limites d'application : La méthode Caquot ne convient pas à tous les types de bassins versants. Il ne permet pas de calculer des débits de pointe dans des bassins versants très irréguliers ou présentant des pentes importantes.

3. La méthode Caquot fournit des flux significativement plus élevés (surestimation) par rapport à la méthode rationnelle. L'excès de trafic donné par la méthode de surface est essentiellement dû aux conditions de calcul, notamment aux parties disposées en parallèle, et à l'impact implicite du temps de concentration, et ne reflète pas le comportement plus ou moins réel du réseau.

### II.8.3 La méthode hybride (Modèle STROM)

#### II.8.3.1 Principe de calcul

D'après [BOURRIER.1996] À partir de notre expérience, il est apparu que le modèle d'A. Caquot présentait certaines limitations, en particulier en ce qui concerne la formule du temps de concentration,

$$tc = I^c \cdot A^d \cdot Q^f$$

qui est largement empirique et néglige l'importance du temps que prend l'eau à s'écouler à la surface.

Par conséquent, nous avons décidé de baser notre approche sur l'équation suivante :

$$Q(F)_j = \frac{K}{6(\beta + \delta)} \cdot C_j \cdot i_m \cdot A_j^{\alpha}$$

**Le coefficient K** est utilisé pour ajuster à la hausse ou à la baisse afin de prendre en considération divers facteurs tels que les conditions climatiques locales, les antécédents de précipitations, les caractéristiques spécifiques de la zone étudiée, ainsi que les paramètres de calibrage basés sur des mesures réalisées sur le terrain.

**$\beta + \alpha$**  : traduit l'effet d'écrêtement et de conservation du réseau hydrographique d'où  $1 \leq \beta + \alpha \leq 1.8$

avec :

$A_j$  : surfaces élémentaires

$C_j$  : le coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

$i_m$  est l'intensité moyenne maximale d'une fréquence donnée, pour un temps de concentration

$$t = t_1 + t_2$$

Avec :

**t<sub>1</sub>** : le temps d'écoulement à ciel ouvert ou dans un collecteur de longueur L à une vitesse V ;  $t_1=L/V$

**t<sub>2</sub>** : le temps de ruissellement superficiel le plus long à travers les n chemins longueur l<sub>i</sub>, à une vitesse v

$$t_2 = \max \left( \frac{l_1}{v_1}, \frac{l_2}{v_2}, \dots, \frac{l_n}{v_n} \right)$$

#### II.8.4 Méthode du curve number (SCS)

La méthode connue sous le nom de "Curve Numbers"(SCS) a été à l'origine développée par le Service de Conservation des Ressources Naturelles du Département de l'Agriculture des États-Unis. Cette méthode empirique trouve son origine dans la modélisation des inondations et a été largement adoptée dans de nombreux modèles hydrologiques. Les "Curve Numbers," qui sont utilisés pour estimer le ruissellement, sont ajustés en fonction de l'état hydrique du sol. Comme le met en évidence [Garen and Moore, 2005], cette approche présente un certain nombre de problèmes et d'ambiguïtés. Bien que cette méthode comprenne généralement deux paramètres : l'abstraction initiale, qui correspond à la quantité d'eau perdue avant le début du ruissellement (à travers la rétention en surface, l'interception par la canopée, l'évaporation et la transpiration), ainsi que le "curve number", on se réfère généralement à une équation qui ne contient que le "curve number". Il existe des tables de valeurs de ce paramètre en fonction du type de sol et de l'utilisation du terrain. Ces tables permettent de calculer les flux de ruissellement .

##### II.8.4.1 Détermination de curve number

La méthode du curve number s'appuyant sur la méthode rationnelle permet la transformation pluie débit de pointe pour des bassins versants ruraux non jaugés, sur la base de la lame ruisselée estimée par l'équation empirique suivante : D'après [BOURRIER.1996]

$$Lr = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + J}$$

Avec :

- Lr :la lame ruisselée (mm)
- P :la hauteur d'eau (mm)
- Ia :la quantité de pluie absorbée avant ruissellement (mm) ;tel que :Ia = 0,2J
- J :la rétention potentielle maximale (mm).

On obtient donc la relation :

$$Lr = \frac{(P - 0,2 \times J)^2}{P - 0,8 \times J}$$

La détermination, pour chaque sous bassin versant, de la hauteur d'infiltration potentielle maximale J, s'effectue en caractérisant l'occupation et la perméabilité des sols, appréciées globalement par la relation suivante :

$$J = \left( \frac{1000}{C_n} - 10 \right) \times 25,4$$

- Avec :  $C_n$  : curve number

Les valeurs du curve number en fonction du type de l'occupation des sols dans le tableau suivant :

**Tableau II.4:** Valeurs du curve number en fonction du type de l'occupation des sols

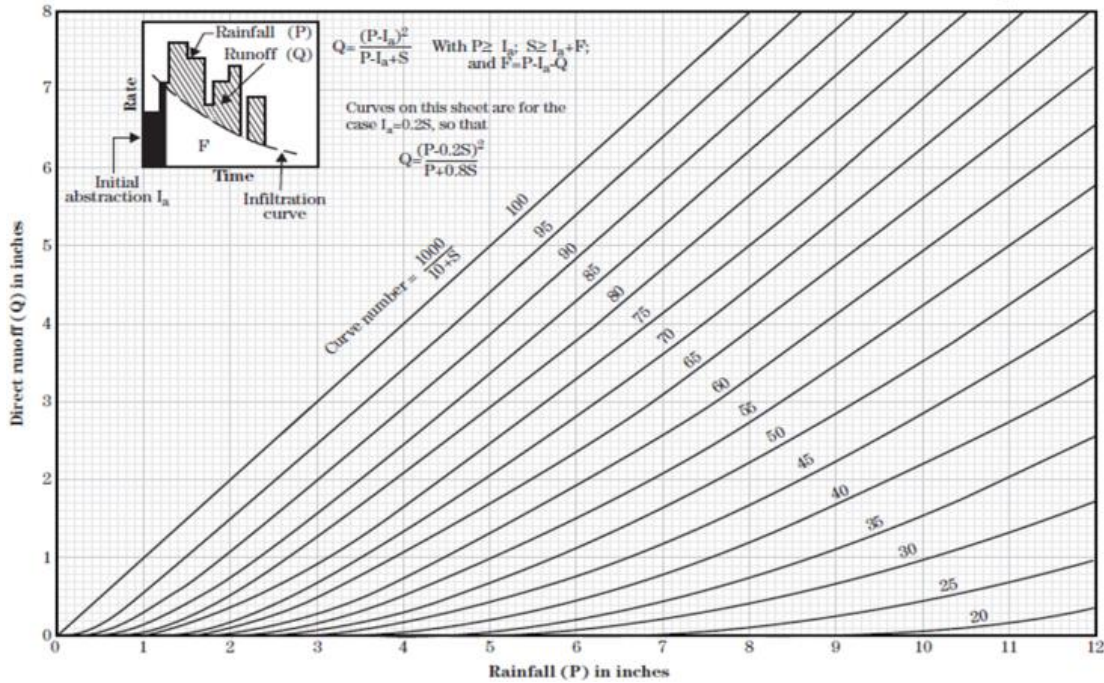
Type de sols		A	B	C <sup>1</sup>	D
Bois		30	55	70	77
Prairie		39	61	74	80
Voirie <sup>2</sup> et fossés		83	89	92	93
Zone urbanisée <sup>3</sup> % imperméabilisé	65	77	85	92	93
	38	61	75	83	87
	25	54	70	80	85
	12	46	65	77	82
Cultures	Sol nu compacté	77	86	91	94
	Interculture	58	69	75	79
	Inter-rang large	72	81	88	91
	Petites graines	65	76	24	88
	Déchaumage	63	75	83	87

Les types de sols selon la classification de l'AREAS appliqués à la modélisation des vallées notamment du pays de Caux ont été les suivants :

- A : sol sableux, argileux non crouté ; d'infiltration >7,6 mm/h.
- B : limon argileux battant en été ; d'infiltration >3,8 mm/h.
- C : limon très battant en été : d'infiltration >1,3 mm/h.
- D : sol argileux compacté ; d'infiltration <1,3 mm/h.



## CHAPITRE II PRÉSENTATION DES DIFFÉRENTS MODÈLES ET MÉTHODES D'ESTIMATION DES DÉBITS D'EAU PLUVIALE



**Figure II.4:** profondeur du ruissellement ( $Q=Lr$ ) en fonction de la profondeur des précipitations (P) et du coefficient de courbe (curve number)[USDA-NRCS National Engineering Handbook, Partie 630 – Hydrology]

Une fois les caractéristiques des bassins élémentaires affectées, le modèle transforme la lame d'eau ruisselée en hydrogramme pour chaque pas de temps de calcul. Pour ce faire, il utilise la méthode de l'hydrogramme unitaire. Ce processus est illustré par le graphique ci-dessous.

Le temps au débit de pointe est calculé à partir de la formule de Kirpichi :

$$T_p = \frac{D}{2} \times 0.000195 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

Avec :

- $T_p$  : temps au débit de pointe (h).
- $D$  : durée de la pluie (h).  
     $OL$  : longueur du talweg (m).
- $I$  : pente du talweg (m/m).

L'estimation du débit de pointe est fondée sur la méthode de l'hydrogramme unitaire et l'application de la formule rationnelle :

$$Q_p = \frac{A \times Lr}{60 \times \frac{t_p + t_r}{2}}$$

Avec :

- $Q_p$  : le débit de pointe (m<sup>3</sup>/s).
- $A$  : la surface du bassin versant (ha).
- $t_p$  : temps au débit de pointe (min).
- $t_r$  : temps au débit de récession (min).

#### **II.8.4.2 Les avantages de la méthode du curve number**

Il s'agit de l'une des méthodes les plus populaires pour calculer le volume du ruissellement de surface pour un événement de précipitations donné à partir de petits bassins versants agricoles, forestiers et urbains. La méthode est simple, facile à comprendre et à utiliser ; stable et utile pour les bassins versants non jaugés

Meilleure performance dans les sites agricoles : La méthode fonctionne mieux dans les sites agricoles pour lesquels elle a été initialement conçue.

#### **II.8.4.3 Les désavantages perçus de la méthode curve number comprennent les points suivants :**

1. L'origine géographique des données : La méthode a été initialement développée en utilisant des données régionales, principalement du Midwest des États-Unis, et elle a ensuite été étendue à l'ensemble des États-Unis et à d'autres+ pays par la pratique. Il est recommandé de faire preuve de prudence lors de son utilisation dans d'autres régions géographiques ou climatiques, et des études locales ainsi que l'expérience connexe devraient être utilisées à la place des tables CN nationales des États-Unis lorsque cela est approprié.
2. Sensibilité aux conditions antécédentes : Dans certaines situations, en particulier pour des valeurs de coefficient de courbe CN plus faibles et/ou des hauteurs de précipitations plus faibles, la méthode peut être très sensible au

coefficient de courbe et à l'état antécédent. Cela ne signifie pas nécessairement que la méthode est faible, car cela peut refléter la variabilité naturelle, mais il manque des directives claires sur la manière de faire varier l'état antécédent.

3. Absence de prise en compte des effets d'échelle spatiale : La méthode ne prévoit pas explicitement les effets de l'échelle spatiale.
4. Fixation du taux d'abstraction initial : La méthode fixe le taux d'abstraction initial à  $\lambda = 0,2$ , ce qui réduit efficacement le nombre de paramètres.

### II.8.5 La méthode d'Horton

Cette méthode essentiellement utilisée aux États-Unis, adaptée aux études de planification urbaine, constitue un modèle de ruissellement sur un sol donné.

"Le défi consiste à résoudre une équation aux dérivées partielles dans un espace tridimensionnel comprenant les variables suivantes :

- Deux coordonnées (x, y).
- Le temps (t).

Pour résoudre ce problème, une méthode de discrétisation numérique peut être employée. Cette approche nécessite la subdivision de la zone d'étude en une grille

- Division du secteur d'étude par une grille à mailles carrées.

À chaque carré de cette grille, quatre paramètres sont attribués de manière explicite :

- H : l'altitude moyenne (en secondes).
- P : le coefficient d'infiltration.
- E : le coefficient d'évaporation (en mètres par heure).

R: la rétention moyenne (en mètres). Ce terme englobe l'absorption, l'humidification de la végétation et le stockage dépressionnaire.

Sur chaque élément de la grille, seule la hauteur d'eau tombée excédant R participe au ruissellement.

D : hauteur moyenne de l'eau stockée sur l'élément en mètres. Il est supposé que la hauteur d'eau tombée excède la rétention R, où t représente l'intensité moyenne en mètre par seconde. L'intensité nette à prendre en compte pour le ruissellement est t-P.

Le débit est calculé par la formule suivant :

$$Q = K \times D^m \times I^n \times L$$

Avec :

- K : coefficient assimilable au coefficient de Manning.
- D : la hauteur d'eau de l'élément voisin en mètres.
- I : la pente de la surface libre.
- m et n dépendent du régime d'écoulement :

Laminaire : :m = 3 ; n=1

Tourbillonnaire : m=5/3 ; n= ;1/2.

Mixte : Horton propose : m = 1,85 ; n = 0,74.

### II.8.6 La méthode SOCOSE

La méthode SOCOSE d'estimation synthétique des débits dans les bassins versants ruraux repose également sur la théorie de l'hydrogramme unitaire, où la forme de la réponse du bassin versant est déterminée par ses caractéristiques permanentes (sa morphologie, sa superficie, sa pente, sa longueur). cours d'eau, etc.) et peut donc être utilisé dans les bassins versants mixtes, principalement ruraux, affectés par la composition uniforme des vagues de crue et l'ajustement des pertes par ruissellement.

la méthode Socose, mise au point en 1980, résulte d'une synthèse nationale basée sur l'observation de près de 5000 crues dans 137 petits bassins versants en milieu rural. Cette synthèse a été réalisée par le ministère de l'Agriculture en collaboration avec les Services Régionaux de l'Aménagement et de l'Équipement (SRAE), la Direction de l'Aménagement, et le Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et des Forêts (CTGREF).

Cette méthode prend en considération divers paramètres, notamment les caractéristiques morphométriques telles que la superficie et la longueur du bassin, ainsi que des paramètres climatiques tels que les précipitations journalières décennales locales, la pluviométrie moyenne annuelle, la température moyenne interannuelle réduite au niveau de la mer, et le paramètre "b" de la formule exponentielle.

Paramètre de rétention J et la durée spécifique

$$\ln d_s = -0,69 + 0,32 \ln S + 2,2 \sqrt{\frac{P_a}{P_{10} t_a}}$$

$$J = 260 + 21 \ln \frac{S}{L} - 54 \sqrt{\frac{P_a}{P_{10}}}$$

avec J exprimée en mm, ds en h,

$P_a$  : le cumul annuel moyen de précipitations (en mm),

$P_{10}$  : la pluie maximale journalière décennale (en mm),

$t_a$  : la température moyenne annuelle réduite au niveau de la mer (en °C),

$L$  : le chemin hydraulique le plus long jusqu'à l'exutoire,  $S$  la surface en km<sup>2</sup> .

Il est à noter que cette méthode ne tient pas compte de la pente du terrain et ne comporte pas de coefficient lié à la capacité d'infiltration ou de ruissellement de la pluie vers l'exutoire.

Le débit de pointe décennal est

$$Q_{10} = \xi \frac{kS}{(1,25d_s)^{b15} - 12\rho} \rho^2 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Avec  $k$  l'indice pluviométrique

$$k = \frac{24^b}{21} \frac{P_{10}}{1 + \frac{\sqrt{S}}{30 \sqrt[3]{d_s}}},$$

avec  $b$  le coefficient de Montana. La méthode Socose définit également deux paramètres

$$\rho = 1 - 0,2 \frac{J}{k(1,25d_s)^{1-b}}$$

et  $\xi$  est un paramètre proche de 1.

### II.8.6 Les méthodes globales

Il existe de nombreuses formules globales qui évaluent les débits en fonction d'un nombre variable de paramètres.

Cette perspective globale du processus hydrologique entraîne inévitablement une certaine imprécision dans les résultats, ce qui peut être acceptable pour des estimations globales telles que les ressources en eau ou les probabilités d'inondations, notamment dans de vastes régions.

Nous mentionnerons ici seulement deux formules pratiques :

1. Une formule d'estimation du débit moyen  $Q$  (en L/s) d'un cours d'eau :

$$Q = 0.031 \cdot K \cdot h \cdot S$$

Où :

- $K$  : un coefficient d'écoulement dépendant de la nature du sol et de l'évaporation (  $K$  varie entre 0,20 et 0,25).
- $h$ : hauteur moyenne d'eau précipitée en mm par an sur une période de 10, 50 ou 100 ans.
- $S$  : superficie du bassin versant en kilomètres carrés.

D'après [Marie Lemonier,2001] Cette formule présente une complexité supérieure par rapport aux autres équations liées aux précipitations, car elle intègre également le concept de temps de concentration  $t_c$  du bassin, qui représente la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus en amont du bassin parvienne à l'exutoire. Elle peut être exprimée comme suit (EMI1999) :

$$Q = \frac{C \cdot H \cdot A}{3.6 \cdot t_c}$$

$Q$  : le débit de crue maximum en  $m^3/s$

$C$  : le coefficient de ruissellement du bassin pour la crue considérée

$H$  = la hauteur totale maximale de précipitation correspondant au temps de concentration du bassin, en millimètres (mm)

$t_c$  = le temps de concentration en heures

$A$  = Surface du bassin versant en  $Km^2$

Cette équation convient particulièrement aux petits bassins d'étude, ainsi qu'aux réseaux d'assainissement urbains ou ruraux. La notion de fréquence (ou période de retour) du débit de crue est implicite dans cette équation. En effet, elle suppose que la fréquence du débit calculé est équivalente à celle de la pluie maximale observée sur une durée correspondant au temps de concentration du bassin. C'est pourquoi on la qualifie de formule de type rationnelle, car elle s'apparente à la méthode rationnelle décrite à la section 1.3.6, qui inclut également la période de retour. Par ailleurs, cette section propose plusieurs formules pour estimer le temps de concentration ( $t$ ) du bassin.

### **II.9 Conclusion**

En conclusion de ce chapitre dédié à l'estimation des débits des eaux à évacuer dans le cadre de l'étude des réseaux d'assainissement, nous avons exploré plusieurs méthodes et modèles disponibles pour cette tâche cruciale.,

Il est indéniable que la précision de l'estimation des débits d'eau pluviale revêt une importance capitale pour la conception, la planification et la gestion efficace des réseaux d'assainissement. Cependant, il est essentiel de reconnaître que chaque méthode a ses avantages et ses limites, et leur choix dépend souvent des circonstances spécifiques, des données disponibles, et des ressources à disposition.

En fin de compte, ce chapitre souligne l'importance de choisir judicieusement la méthode d'estimation des débits en fonction des conditions locales et des objectifs de l'étude. Il met également en lumière la nécessité de s'appuyer sur des données météorologiques et hydrologiques précises pour améliorer la fiabilité des estimations. En somme, une approche réfléchie et adaptative est essentielle pour garantir une gestion efficace des réseaux d'assainissement et une protection adéquate contre les inondations.

## Chapitre III

### Etude de cas d'une agglomération

#### III.1 Introduction

Afin d'illustrer notre étude dans un contexte comparatif, nous avons considéré une étude de cas pour une agglomération de la commune de oued Fodda comme exemple, dont l'objectif est l'estimation du débit pluvial par les différentes méthodes sus citées. Cette étude nécessite quelques paramètres de base à savoir :

#### III.2 Présentation de la zone d'étude

La commune Oued Fodda, faisant partie de la wilaya de Chlef en Algérie, se trouve à une distance de 20 km à l'est de la ville de Chlef. Elle est localisée au point de convergence de l'Oued Fodda et du Chelif, et est traversée par la route nationale 4 ainsi que le chemin de wilaya 132. La commune s'étend sur une superficie totale de 76,5 km<sup>2</sup>.

#### III.3 Découpage de la superficie en surfaces élémentaires

La superficie urbanisée de la commune est divisée en six surfaces élémentaires comme l'indique le tableau suivant :

**Tableau III.1:** Surfaces élémentaires de notre agglomération

surface élémentaire	surface (ha)
1	7.46
2	7.23
3	12.4
4	12.99
5	13.19
6	20.91
7	25.12
8	27.28
9	15.28



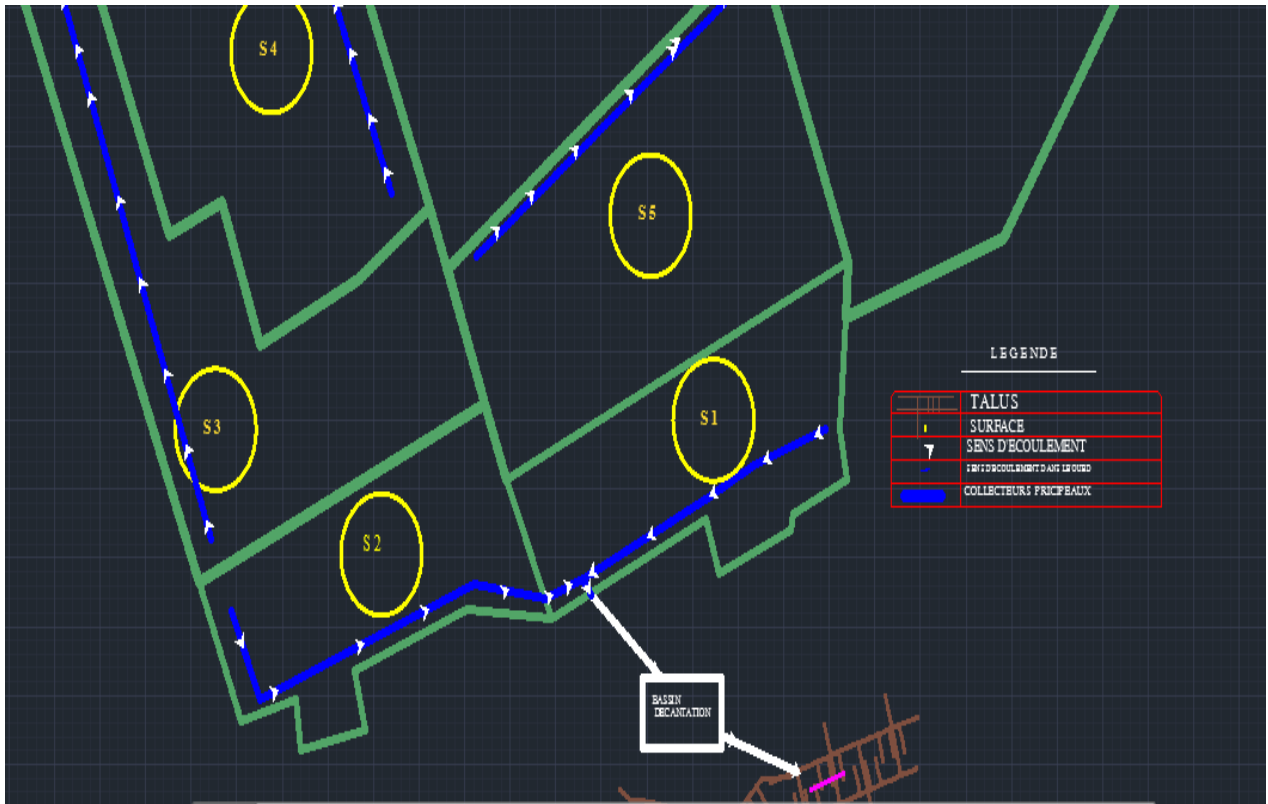


Figure III.1: Découpage en surfaces élémentaires

Tableau III.2 : Valeur du coefficient Cr pondéré pour chaque surface élémentaire selon la nature du sol.

surface élémentaire	surface (ha)	Cr
1	7.46	0.7
2	7.23	0.8
3	12.4	0.8
4	12.99	0.9
5	13.19	0.8
6	20.91	0.9
7	25.12	0.9
8	27.28	0.9
9	15.28	0.7

### III.4 Evaluation des débits des eaux pluviales

Pour entreprendre une étude sur un système d'assainissement, il est indispensable de déterminer les flux d'eau de pluie. Ces flux d'eau de pluie doivent être calculés en se fondant sur des précipitations qui surviennent en moyenne une fois tous les dix ans, et qui ont une durée de 15 minutes. C'est une démarche cruciale, car il est essentiel de capter ces eaux et de les diriger vers les canalisations d'évacuation pour prévenir tout risque de débordement ou d'inondation.

Lorsqu'il pleut, seule la quantité d'eau qui ruisselle en surface est prise en considération pour concevoir une structure spécifique chargée d'assurer l'écoulement de cette eau provenant de la zone spécifique à l'étude. En fonction de la taille de cette zone et de son degré d'urbanisation.

#### III.4.1 Application de « la méthode rationnelle

La formule de la méthode rationnelle, en prenant en compte ce coefficient, s'exprime ainsi :

$$Q = \alpha * Cr * I * A$$

**Q** : Débit à évacuer (en litres par seconde).

**Cr** : Coefficient de ruissellement pondéré.

**I** : Intensité moyenne de précipitation (en litres par seconde par hectare).

**A** : Surface (en hectares).

**$\alpha$**  : Coefficient correcteur de l'intensité prenant en compte la distribution de la pluie dans l'espace, dont la détermination dépend de la forme du bassin.

Le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne maximale, au coefficient de ruissellement et à la surface concernée.

#### Constatation :

Vu que la majorité des surfaces élémentaires sont supérieures à 10ha, les valeurs du coefficient «  $\alpha$  » seront calculées.

- Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire ont reporté respectivement dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Débits pluviaux de chaque surface élémentaire à évacuer

Surface élémentaire	surface (ha)	Crpi	I(l/s/ha)	$\alpha$	Q(m3/s)
1	7.46	0.9	113.36	1	0.761
2	7.23	0.8	113.36	1	0.656
3	12.4	0.7	113.36	0.85	0.836
4	12.99	0.9	113.36	0.87	1.153
5	13.19	0.8	113.36	0.85	1.017
6	20.91	0.8	113.36	0.86	1.631
7	24.22	0.7	113.36	0.88	1.691
8	28.18	0.8	113.36	0.87	2.223
9	15.28	0.7	113.36	0.74	0.897

### III.4.2 Application de « la méthode superficielle » pour notre agglomération d'étude

La formule générale de la méthode superficielle est :

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot C^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot S^{w/u}$$

#### III.4.2.1 Calcul des coefficients a (F) et b (F) :

Pour une période de retour « T » donnée, l'intensité moyenne maximale sur toute la durée « t »

$I_t(F)$  : intensité maximale de la pluie de durée  $t=15$  min et de fréquence  $F=90\%$ .

MONTANARI donné la formule de l'intensité comme suit :

$$I_t(F) = \left[ \frac{P_{24}}{24.60} \right] \left[ \frac{t}{24.60} \right]^{b-1}$$

$P_{24}(F)$  : précipitation maximale journalière de fréquence F ;

t : durée de l'averse t = 15 min 0,25heure ;

b : exposant climatique de la région. Selon[ l'agence nationale des ressources humaines d'Blida (ANRH)] .On a ; **b = 0,38.**

a) On va calculer a (F) et b (F) :

$$b(F) = b - 1 = 0.38 - 1 = -0.62$$

$$a(F) = \frac{P_{24}}{24.60} \frac{1}{24.60^{-b(F)}} = \frac{60.50}{24.60} \frac{1}{24.60^{-0.62}} = 17.91$$

Ainsi la formule superficielle pour notre agglomération est :

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée t = 15 min = 0.25 h et une période de retour T = 10 ans, pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

$$Q(F) = 1.043 \cdot I^{0,29} \cdot Cr^{1,20} \cdot S^{0,78}$$

Le débit pluvial corrigé est égale : Q (F) corrigé = m Q (F) brute

$$m = \left[\frac{M}{2}\right]^{0.7b(F)} \text{ D'où } m = \left[\frac{M}{2}\right]^{-0.434}$$

Donc le débit de dimensionnement est:

$$Q(F) = \left[\frac{M}{2}\right]^{-0.434} 1.043 \cdot I^{0,29} \cdot Cr^{1,22} \cdot S^{0,77}$$

Tableau III.4 : Détermination pente moyenne I pour chaque surface élémentaire

Surface Elémentaire	Surface (ha)	$\sum Li$ (m)	$\sum \frac{Li}{\sqrt{Ik}}$	$\frac{\sum Li}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}}$	$I = \left[ \frac{L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}} \right]^2$
1	7.46	794.175	18 322.41	0.0433	0.00188
2	7.23	684.424	7 224.11	0.0947	0.00898
3	12.4	960.706	17 778.33	0.0540	0.00292
4	12.99	1204.458	14 303.76	0.0842	0.00709
5	13.19	1063.833	13 957.64	0.0762	0.00581
6	20.91	1700.796	31 272.16	0.0544	0.00296
7	24.22	1766.574	21 911.44	0.0806	0.00650
8	28.18	2331.113	23 780.88	0.0980	0.00961
9	15.28	1042.2694	35 245.53	0.0296	0.00087

**Tableau III.5** : Débits pluviaux de chaque surface élémentaire à évacuer

Surface Elémentaire	Surface (ha)	I	Cr	$K^{1/n}$	$I^{0.29}$	$Cr^{1.20}$	$S^{0.78}$	Q(F) (m <sup>3</sup> /s)
1	7.46	0.00188	0.9	1.043	0.1521	0.8794	4.6990	0.65
2	7.23	0.00898	0.8	1.043	0.2432	0.7617	4.5871	0.88
3	12.4	0.00292	0.7	1.043	0.1736	0.6472	6.9492	0.81
4	12.99	0.00709	0.9	1.043	0.2266	0.8794	7.2024	1.49
5	13.19	0.00581	0.8	1.043	0.2134	0.7617	7.2877	1.23
6	20.91	0.00296	0.8	1.043	0.1743	0.7617	10.3914	1.43
7	24.22	0.00650	0.7	1.043	0.2207	0.6472	11.6363	1.73
8	28.18	0.00961	0.8	1.043	0.2482	0.7617	13.0754	2.57
9	15.28	0.00087	0.7	1.043	0.1209	0.6472	8.1616	0.66

**Tableau III.6 :** Débits pluviaux corrigés de chaque surface élémentaire à évacuer

N° S E	Surface (ha)	Longueur (m)	Coefficient d'allongement (M)	Coefficient correcteur (m)	I (m/m)	Cr	Débit (m3/s)	Débit corrigé (m3/s)
1	7.46	794.175	2.91	0.850	0.00188	0.9	0.65	0.56
2	7.23	684.424	2.55	0.901	0.00898	0.8	0.88	0.80
3	12.4	960.706	2.73	0.874	0.00292	0.7	0.81	0.71
4	12.99	1204.458	3.34	0.800	0.00709	0.9	1.49	1.19
5	13.19	1063.833	2.93	0.847	0.00581	0.8	1.23	1.04
6	20.91	1700.796	3.72	0.764	0.00296	0.8	1.43	1.10
7	24.22	1766.574	3.59	0.776	0.00650	0.7	1.73	1.34
8	28.18	2331.113	4.39	0.711	0.00961	0.8	2.57	1.83
9	15.28	1042.269	2.67	0.883	0.00087	0.7	0.66	0.59

**Tableau III.7 :** Tableau récapitulatif des assemblages des surfaces élémentaires.

Le débit final corrigé sera donc calculé comme suit : Q résultant corrigé = m.Q.

**Condition :**

Pour l'assemblage en parallèle, une condition supplémentaire doit être vérifiée :

$$\text{Max}(Q_1, Q_2, \dots, Q_n) < Q \text{ résultant corrigé} < \sum_{i=1}^n Q_i$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on prend : Q résultant corrigé =  $\sum_{i=1}^n Q_i$

Assemblage	Q <sub>corrigé</sub>	S <sub>éq</sub>	C <sub>éq</sub>	I <sub>éq</sub>	M	m	K <sup>1/u</sup>	I <sup>0.29</sup>	C <sup>1.20</sup>	S <sup>0.78</sup>	Q <sub>corrigé</sub> assemblage	Q <sub>rés</sub> corrigé	condition	Q <sub>res</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1//2	0.56	14.69	0.85	0.0061	1.79	1.050	1.043	0.2161	0.8211	7.9178	1.46	1.53	Non	1.35
3série 9.. .....(a)	0.80	22.51	0.73	0.0014	4.22	0.723	1.043	0.1399	0.6836	10.9984	1.09	0.79	/	0.79
4//6	0.71	33.9	0.84	0.0051	2.07	0.985	1.043	0.2054	0.8064	15.0749	2.60	2.56	Non	2.29
5//7	1.19	39.41	0.70	0.0062	2.81	0.862	1.043	0.2176	0.6449	16.9284	2.47	2.13	Oui	2.13
(4//6)// (5//7).. (b)	1.04	75.31	0.74	0.0056	3.35	0.800	1.043	0.2115	0.6955	27.8725	4.26	3.41	Oui	3.41
(a)//(b)..... .....(c)	1.10	98.99	0.731	0.1929	5.76	0.632	1.043	0.6104	0.6828	34.4037	14.92	9.42	Non	4.2
(c)// 8	1.34	127.17	0.961433	0.1631	6.86	0.586	1.043	0.5804	0.9531	41.7231	28.96	16.96	Non	6.03



III.4.3 Application de méthode hybride

Les données de base :

$$K=11.65$$

$$\beta+ \alpha=1.1$$

$$y_a=0.91$$

$$t_1=10.30\text{min et } t_2=13.20\text{min donc } t_c=23.50\text{min}$$

$$i_m(t_c,F)=a(F)*t_c^{-b(F)}=17.91*23.50^{0.62}=125.13\text{mm/min}$$

$$im(t_c,F)=(2.085*10000)/3600=5.783 \text{ l/s/ha}$$

Tableau III.8 : Les résultats de la méthode hybride(Modèle STROM)

Surface élémentaire	Surface (ha)	Crpi	$k/(6*(\beta+ \alpha))$	$A^{y_a}$	$i_m$	Q(m3/s)
1	7.46	0.9	1.76	6.23	5.783	0.057
2	7.23	0.8	1.76	6.05	5.783	0.049
3	12.4	0.7	1.76	9.89	5.783	0.0704
4	12.99	0.9	1.76	10.31	5.783	0.094
5	13.19	0.8	1.76	10.46	5.783	0.085
6	20.91	0.8	1.76	15.90	5.783	0.129
7	24.22	0.7	1.76	18.18	5.783	0.129
8	28.18	0.8	1.76	20.87	5.783	0.169
9	15.28	0.7	1.76	11.96	5.783	0.08517

### III.4.4 Application de méthode du curve number(SCS)

Le types de sol selon la classification de l'AREAS appliqués à la modélisation des vallées notamment du notre agglomération est B : limon argileux battant et zone urbanisé 65% DONC CN =85.

A partir de la Solution graphique de l'équation 12.4 montrant la profondeur du ruissellement (Q) en fonction de la profondeur des précipitations (P) et du coefficient de courbe (curve number) ; on peut avoir une précipitation réelles(mm)=10.20 mm

on a la conversion : 1 pouce (inch)=25.4mm donc après la conversation

on trouve  $p=10.20\text{mm}=2.5\text{ po}$

D'après **Figure II.4** donc  $L_r=33.02\text{ mm}$ .

L'estimation du débit de pointe est fondée sur la méthode de l'hydrogramme unitaire et l'application de la formule rationnelle :

$$Q_p = \frac{A \times L_r}{60 \times \frac{t_p + t_r}{2}}$$

- Le temps au débit de pointe est calculé à partir de la formule de Kirpichi :

$$t_p=0.125*0.000195*2924^{0.77}*0.0007^{-0.358}=\mathbf{0.73h}$$

- Le temps de récession :  $t_r=1.67*t_p$  ; donc :  $t_r=1.67*0.73=1.21\text{ h}$
- Le temps de la crue :  $t_b=t_p+t_r$  ; donc :  $0.73+1.21=1.9491\text{ h}$
- $Q_p=(141.81*33.02)/(60*(1.9491/2))=\mathbf{80.08\text{ m}^3/\text{s}}$

### III.4.5 Application de La méthode SOCOSE

On a une autre relation avec la méthode hybride (modèle STROM) :

$$Q_{STROMEj} = Q_{SOCOSEj} * (0.1/C_j)$$

$C_j$  : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

**Tableau III.9:** Les résultats de la méthode SOCOSE

surface élémentaire	surface (ha)	Crpi	QSTROME (m <sup>3</sup> /s)	QSOCOSE (m <sup>3</sup> /s)
1	7.46	0.9	0.05703	0.00634
2	7.23	0.8	0.04927	0.00616
3	12.4	0.7	0.07043	0.01006
4	12.99	0.9	0.09447	0.01050
5	13.19	0.8	0.08515	0.01064
6	20.91	0.8	0.12950	0.01619
7	24.22	0.7	0.12953	0.01850
8	28.18	0.8	0.16990	0.02124
9	15.28	0.7	0.08518	0.01217

### III.4.6 Application de La méthode globales

**Tableau III.10:** Les résultats de la méthode globale

surface élémentaire	surface (ha)	Crpi	S(km <sup>2</sup> )	H	Tc(h)	Q(m <sup>3</sup> /s)
1	7.46	0.9	0.0746	10.2	0.392	0.485
2	7.23	0.8	0.0723	10.2	0.392	0.418
3	12.4	0.7	0.124	10.2	0.392	0.627
4	12.99	0.9	0.1299	10.2	0.392	0.845
5	13.19	0.8	0.1319	10.2	0.392	0.762
6	20.91	0.8	0.2091	10.2	0.392	1.209

7	24.22	0.7	0.2422	10.2	0.392	1.225
8	28.18	0.8	0.2818	10.2	0.392	1.629
9	15.28	0.7	0.1528	10.2	0.392	0.773

### III.5 Conclusion

En conclusion ,Les valeurs des débits pluviaux estimées par différentes méthodes peuvent varier considérablement en fonction de plusieurs facteurs, notamment la méthode elle-même, les données disponibles, la localisation géographique du projet, les conditions météorologiques passées et futures, ainsi que les hypothèses utilisées dans les modèles. En conséquence, il est essentiel de comprendre que chaque méthode d'estimation des débits pluviaux a ses propres avantages et limites, et que les résultats peuvent différer. donc il n'y a pas de méthode universelle pour estimer les débits pluviaux, et il est important de choisir la méthode la mieux adaptée à chaque projet en fonction de ses caractéristiques spécifiques et de la disponibilité des données. De plus, il est recommandé de valider les résultats par des mesures sur le terrain lorsque cela est possible afin de garantir la fiabilité des estimations. En fin de compte, une approche intégrée et une évaluation critique des résultats sont essentielles pour obtenir des estimations précises des débits pluviaux dans le cadre de projets d'ingénierie.

*Chapitre IV*

**Aspect comparatif des méthodes**

**IV.1 Introduction**

Dans le domaine de l'ingénierie et de l'évaluation des projets de construction, différents approches fondamentales émergent fréquemment : la méthode rationnelle et le modèle de Caquot. SCS,hybride..... Ces méthodes jouent un rôle essentiel dans la prise de décision et la planification, mais chacune repose sur des principes distincts et des applications spécifiques. Dans cette étude comparative vise à mettre en lumière les avantages, les inconvénients, ainsi que les domaines d'application spécifiques de chacune de ces approches. En examinant en détail ces méthodologies, nous chercherons à offrir une compréhension plus approfondie des choix disponibles pour les professionnels de notre domaine en matière d'évaluation et de prise de décision.

**IV.2 Résultats des déférents modèles d'estimation des débits pluvieux**

Surface élémentaire	Surface	Q(m <sup>3</sup> /s)					
		Rationnelle	Superficielle	Hybride	Curve number	SOCOSE	Globales
<b>1</b>	<b>7.46</b>	<b>0.761</b>	<b>0.56</b>	<b>0.06</b>	<b>80.08 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>0.0063</b>	<b>0.485</b>
<b>2</b>	<b>7.23</b>	<b>0.656</b>	<b>0.8</b>	<b>0.05</b>		<b>0.0061</b>	<b>0.418</b>
<b>3</b>	<b>12.4</b>	<b>0.836</b>	<b>0.71</b>	<b>0.07</b>		<b>0.0101</b>	<b>0.627</b>
<b>4</b>	<b>12.99</b>	<b>1.153</b>	<b>1.19</b>	<b>0.09</b>		<b>0.0105</b>	<b>0.845</b>
<b>5</b>	<b>13.19</b>	<b>1.017</b>	<b>1.04</b>	<b>0.09</b>		<b>0.0106</b>	<b>0.762</b>
<b>6</b>	<b>20.91</b>	<b>1.631</b>	<b>1.1</b>	<b>0.13</b>		<b>0.0161</b>	<b>1.209</b>
<b>7</b>	<b>24.22</b>	<b>1.691</b>	<b>1.34</b>	<b>0.13</b>		<b>0.0185</b>	<b>1.225</b>
<b>8</b>	<b>28.18</b>	<b>2.223</b>	<b>1.83</b>	<b>0.17</b>		<b>0.0212</b>	<b>1.629</b>
<b>9</b>	<b>15.28</b>	<b>0.897</b>	<b>0.59</b>	<b>0.09</b>		<b>0.0121</b>	<b>0.773</b>

### IV.3 Interprétation

Les débits pluvieux sont influencés par de nombreux facteurs et peuvent être estimés par différentes méthodes. Chaque méthode a ses propres avantages et limites, ce qui explique les différences de résultats. Par exemple, la méthode superficielle donne généralement des valeurs plus faibles que la méthode rationnelle. La méthode hybride et SOCOSE donnent également des valeurs plus faibles que la méthode superficielle. En revanche, la méthode des curve number et la méthode Globales donnent généralement des valeurs plus élevées que les autres méthodes.

### IV.4 Analyse comparative des méthodes

L'étude des réseaux d'assainissement implique l'estimation des débits d'eau à évacuer. Dans ce chapitre, nous avons examiné les différentes méthodes d'estimation des débits d'eau. Donc à partir des applications sur notre zone d'étude, on trouve que cette étude comparative examine plusieurs approches différentes, chacune basée sur des principes et des applications spécifiques. L'objectif est de mettre en évidence les avantages, les inconvénients et les domaines d'application spécifiques de chaque méthode. En analysant ces méthodes en détail, l'étude vise à mieux comprendre les options qui s'offrent aux professionnels du domaine en termes d'évaluation et de prise de décision.

Le principal inconvénient de la méthode rationnelle est la complexité de l'estimation des temps de concentration. De plus, cette méthode ne prend pas en compte la répartition spatiale des précipitations ni l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant. L'ingénieur CAQUOT a proposé une solution vers 1940 qui prend en compte ces deux facteurs, éliminant ainsi la nécessité d'estimer le temps de concentration. Cette méthode, appelée "superficielle", se base sur la conservation des volumes impliqués dans l'écoulement. Elle a ensuite été améliorée par un groupe de travail chargé de développer les instructions INT 77, notamment par M. Desbordes de l'université de Montpellier

Dans la méthode de Caquot, le débit est immédiat et l'infiltration reste constante (le coefficient de ruissellement). Cette méthode ne fournit qu'une estimation du débit maximal qui traverse le réseau. Par conséquent, on ne dispose pas de l'accès aux détails dynamiques des processus qui se produisent dans le réseau, ce qui est essentiel pour une compréhension approfondie de son fonctionnement. De plus, les réseaux d'assainissement deviennent de plus en plus complexes en termes de fonctionnement.

La méthode rationnelle constitue une approche simple et rapide, applicable à une vaste gamme de bassins versants. À l'inverse, la méthode de Caquot, bien qu'elle offre une précision accrue, requiert une complexité et une durée d'application supérieures.

il est important de noter que ces deux méthodes ne sont pas les seules disponibles, car d'autres modèles existent, chacun étant basé sur des principes différents. Cette diversité offre aux professionnels une gamme d'outils pour évaluer et prendre des décisions en fonction de leurs besoins spécifiques.

Dans la plupart des cas, la méthode rationnelle suffit pour les applications courantes, tandis que la méthode de Caquot peut être réservée aux situations plus complexes ou aux bassins versants présentant des conditions spécifiques

La méthode hybride (Modèle STROM) est apparue que le modèle d'A. Caquot, et aussi elle a une relation avec la méthode SCOSCE

La méthode SOCOSE d'estimation synthétique des débits dans les bassins versants ruraux mais elle peut donc être utilisée dans les bassins versants mixtes, principalement ruraux, affectés par la composition uniforme des vagues de crue et l'ajustement des pertes par ruissellement. Il est à noter que cette méthode ne tient pas compte de la pente du terrain et ne comporte pas de coefficient lié à la capacité d'infiltration ou de ruissellement de la pluie vers l'exutoire.

La méthode curve number (SCS) : Il s'agit de l'une des méthodes les plus populaires pour calculer le volume du ruissellement de surface pour un événement de précipitations donné à partir de petits bassins versants agricoles, forestiers et urbains. La méthode est simple, facile à comprendre et à utiliser ; stable et utile pour les bassins versants non jaugés. Meilleure performance dans les sites agricoles : La méthode fonctionne mieux dans les sites agricoles pour lesquels elle a été initialement conçue ; cette méthode peut être très sensible au coefficient de courbe et à l'état antécédent. Cela ne signifie pas nécessairement que la méthode est faible, car cela peut refléter la variabilité naturelle, mais il manque des directives claires sur la manière de faire varier l'état antécédent.

La méthode d'Horton a un problème consiste à résoudre une équation aux dérivées partielles dans un espace tridimensionnel avec les variables  $x$ ,  $y$  et  $t$ . la division de la zone d'étude en une grille. Chaque carré de la grille est associé à ces paramètres.

La méthode globale du processus hydrologique conduit naturellement à une certaine marge d'erreur dans les résultats, ce qui peut être toléré dans le cadre d'estimations globales, comme la disponibilité des ressources en eau ou les probabilités d'inondations, en particulier pour de vastes régions.

### IV.5 Conclusion

En résumé, l'étude comparative des méthodes d'estimation des débits des eaux pluviales met en lumière la diversité des approches disponibles, tout en soulignant l'importance de prendre en compte les avantages, les inconvénients et les objectifs spécifiques de chaque

méthode dans le processus de prise de décision. L'estimation précise des débits pluviaux est cruciale dans l'ingénierie et l'évaluation des projets de construction pour garantir la conception adéquate des systèmes de drainage et de gestion des eaux pluviales, ainsi que la sécurité des infrastructures. Voici des recommandations pour les ingénieurs :

1. Comprendre les fondamentaux de l'hydrologie,
2. Utiliser des données pluviométriques locales pour une précision maximale.
3. Sélectionner la méthode d'estimation la plus adaptée en fonction de la disponibilité des données, de la complexité du projet et de la précision requise, en choisissant parmi différentes méthodes telles que les méthodes empiriques, les modèles mathématiques ou les données historiques.
4. Prendre en compte les changements climatiques lors des estimations à long terme en ajustant les données historiques et les modèles de pluie IDF en fonction des prévisions de changements climatiques.
5. Utiliser des logiciels spécialisés en modélisation hydrologique pour automatiser les calculs complexes et améliorer la précision des résultats.
6. Valider les résultats en les comparant avec des données sur le terrain lorsque cela est possible, afin de garantir leur précision et d'apporter des ajustements si nécessaire.
7. En cas de projets complexes ou de doutes, envisager la collaboration avec des experts en hydrologie ou en hydraulique pour assurer la fiabilité des estimations des débits pluviaux.

En suivant ces recommandations, les ingénieurs seront mieux préparés pour mener des évaluations précises des débits pluviaux, ce qui est essentiel pour la réussite de la planification et de la conception des projets de construction et des systèmes de gestion des eaux pluviales.

L'estimation des débits pluviaux dépendra des données disponibles de la précision requise et des spécificités du site d'étude. Dans le cadre de notre étude nous avons choisi la méthode rationnelle en basant sur des coefficients d'écoulement la superficie et l'intensité de précipitation et c'est la méthode souvent utilisée.



## CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans cette étude, nous avons présenté des différentes approches de type volumétrique, que l'on peut différencier en ce qui concerne l'évaluation de leurs paramètres, les classifiant ainsi comme méthodes pseudo-déterministes (empiriques). Son application est limitée aux zones urbaines desservies par des réseaux d'assainissement, l'étude comparative des différentes méthodes d'estimation des débits des eaux pluviales met en évidence plusieurs points importants. Tout d'abord, il ressort clairement que chaque méthode repose sur des principes distincts et présente des avantages et des inconvénients spécifiques. Ces méthodes sont adaptées à des applications particulières en fonction des objectifs de l'étude.

De plus, il est essentiel de reconnaître que l'approche globale du processus hydrologique peut entraîner une certaine imprécision dans les résultats. Cependant, cette imprécision est généralement acceptable pour des estimations globales, notamment dans de vastes régions, où une précision plus fine n'est pas nécessaire.

Enfin, cette étude comparative offre aux professionnels du domaine de l'hydrologie une compréhension approfondie des différentes options disponibles pour l'estimation des débits des eaux pluviales. Elle souligne l'importance de choisir la méthode la plus appropriée en fonction des objectifs spécifiques de l'étude et des caractéristiques du site étudié.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **ARBID AHMED SABER,2019** « Etude comparative des méthodes de calcul des réseaux d'assainissement »
- **BASSEL M., (1996)**, « Pluies, Ruissellement, Pollution et évacuation des eaux », Thèse de doctorat de l'université Cheikh Anta Diop,244p
- **BENNIS S., (2009)**, « hydraulique et hydrologie », Presses de l'université du Québec, 451p
- **BENDJEDDOU Salah-Eddine GHOMRANI Rabie,2020** « Application du modèle Spatio-temporel des eaux de ruissellement pour l'évaluation de la performance du réseau d'eau pluviale de Sidi-Mezghiche »
- **BOUCHFAR Fatima 2015/2016** « les méthodes de calculs et les logiciels utilisés en assainissement»
- **BOURRIER R., (1996)**, « les réseaux d'assainissement », éditions Lavoisier, 810p
- **CHAPITRE 1 « CALCUL DES DEBITS PLUVIAUX DE PROJET : METHODES NON DYNAMIQUES 2004 »**
- **CHOCAT B., (2003)**, «La ville et son assainissement », éditions CERTU, 503p
- **DJOUANI ABDERRAOUF, 2014** « Etude comparative des méthodes d'estimation des débits pluviaux (méthode Rationnelle et méthode superficielle) cas: Réseau d'assainissement de l'agglomération Bir ouness (Ain beida) »
- **Dr. MOKADEM Maamar,2020** « Assainissement Urbain et initiation au logiciel « COVADIS assainissement »
- **Dr. Samira BABA HAMED** Polycopié « Assainissement urbain Dimensionnement et exploitation des réseaux d'assainissement »
- **FANTINA D.E, (2012)**, « A Comparison of Runoff Estimation Techniques,39p, Consulté sur <http://www.suncam.com/> (le 23/O4/2021).
- **KOUTOUDI IDIMANA Yacine & ALGABASS KINNI Boubacar 2021** « Evaluation des débits des eaux pluviales, comparaison entre la méthode

rationnelle et la méthode superficielle (Caquot) Application au réseau d'assainissement de la ville de BENSEKRANE. »

- **Kovacs Y., (1988)**, « Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement », Thèse de Doctorat de l'Ecole des Ponts et Chaussées, 352p.
- **Laborde J.P., 2000**, « Eléments d'hydrologie de surface », Nice, CNRS (Centre National de la Recherche Scientifique).
- **LABORDE J.P, (2009)**, « Eléments d'hydrologie de surface »,222p.
- **ROCHER M., (1963)**, « Hydrologie de Surface », Editions Gauthier Villars, 431p
- **ROSSMILLER R., (1980)**, « Storm water Design for Sustainable development », éditions McGraw-Hill, 428p.
- **SALAH B. (2014)**. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH. Blida.
- **SATIN M, SELMI B, Bourrier R,2010** , Guide technique de l'assainissement , édition le Moniteur, France Edition Le Moniteur P 776
- **WILLI H., (2009)**, « Hydraulicians in Europe 1800-2000 »,Volume 2, éditions IAHR, 946p.