

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

- تلمسان-جامعة أبي بكر بلقايد

Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

Thème :

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.

Soutenu publiquement le : 08 /07/2021

Présenté par : KOUTOUDI IDIMANA Yacine & ALGABASS KINNI Boubacar.

Devant le jury

M ^{me} ABDELBAKI Chérifa	Ep. BOUKLI	Univ. Tlemcen	Présidente
M ^r BOUMEDIENNE Maamar		Univ. Tlemcen	Examineur
M ^{me} ADJIM Hayat	Ep. DJEDID	Univ. Tlemcen	Encadreur

Promotion 2020/2021

Remerciements

En préambule à ce mémoire, nous tenons, tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui nous a aidé et nous a donné la force, le courage, la volonté et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous adressons toute notre gratitude à notre encadreur Madame Adjim Hayat, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nos vifs remerciements vont aux membres du jury, à M^{me} Abdelbaki Chérifa en sa qualité de président de jury et à M^r Boumedienne Maamar, pour avoir accepté de faire partie de ce jury et d'examiner ce mémoire.

Nous remercions également à tous nos camarades de la promotion Master d'Ingénierie 2020-2021, pour leur entraide et leur disponibilité au cours de ces années. Nous remercions également les enseignants du département d'Hydraulique de la faculté de technologie de l'université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen. Dans une large mesure, nous exprimons notre gratitude à tous les hommes et les femmes qui font fonctionner cette université.

Enfin, nous remercions nos très chers parents pour leurs contributions, leurs soutiens, leurs patiences, leurs prières et leurs encouragements.

Dédicace :

Je dédie ce travail :

À mes trop chers parents dont l'aide, le soutien, les encouragements permanents, m'ont permis de poursuivre ma passion que dieu puisse les protéger et les garder pour moi.

À mes frères et sœurs.

À mes grands-parents.

À mes cousines et à toute ma famille.

À mes chers amis(es),

À mon partenaire dans ce travail :

À mes camarades de la promotion de Master HYDRAULIQUE en particulier

À tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

ALGABASS KINNI Boubacar

Je dédie ce travail :

À ma très chère mère qui m'a toujours apporté son amour et son
affection

À mon cher père, qui m'a toujours encouragé, conseillé et soutenu
dans mon travail

À mon frère et mes sœurs

À mes camarades de promotion du département d'Hydraulique

Enfin, je dédie ce travail, à la coopération entre le Niger et l'Algérie.

KOUTOUDI IDIMANA Yacine

Résumé :

L'étude consiste à comparer ma méthode rationnelle et la méthode superficielle. D'un premier abord, les deux méthodes présentent des différences sur les principes et les limites d'utilisation. Les résultats des calculs ont donné des débits plus importants pour la méthode rationnelle. La différence entre les débits calculés par les deux méthodes va de 47% à 127% en l'avantage de la méthode rationnelle. Cette différence a donné des diamètres calculés plus importants pour le calcul avec la méthode rationnelle avec un surplus maximal de 36% par rapport au diamètre calculé par la méthode superficielle. Les temps de concentration ont également été calculés les deux méthodes, il en résulte que les valeurs obtenues sont très proches.

Mots clés : Réseau d'assainissement, eaux pluviales, méthode rationnelle, méthode superficielle (Caquot), Système d'information géographique, courbes IDF, paramètres de Montana.

Abstract:

The study compares my rational method and the superficial method. At first glance, the two methods differ in their principles and limitations of use. The results of the calculations gave higher flows for the rational method. The difference between the flow rates calculated by the two methods ranges from 47% to 127% in favour of the rational method. This difference resulted in larger calculated diameters for the rational method calculation with a maximum surplus of 36% compared to the diameter calculated by the surface method. The times of concentration were also calculated for both methods, so the values obtained are very close.

Keywords: Sewerage network, storm water, rational method, superficial Method (Caquot's Method), Geographic Information System, IDF curves, Montana parameters.

ملخص

ناتقير طلا فلتختة ، لى ولأة لهوللا .ةيحطسلا ةقير طلاو نى لاقعلا مئىو ط بن بة سل دلا نواقتة .ةيقطنملا ةقير طلا لى عأ تاقفدت ت اباسحلا جئاتنت طعأ .م ادختسلا دويقو امهئدابم فى جلاصل 127% لى 47% ن م بن تقير طلاب ةبوسحملا قفدتلا ت لادعم بن ب قور فلا حواتر ةيقطنملا ةقير طلا باسحلا بر كأ ةبوسحم راطقأ فلاتخلا اذه ن ع جتذ .ةينلاقعلا ةقير طلا نى كوتلا تاقوأ باسح م ت .حطسلا ةقير ط بوسحملا رطقلاب ةزاقم 36% ض ئافصى قأ دحب .الذجة بوق اهيلع لو صحللا م تى لا ميقلا ن إ فى لى اتلابو ، بن تقير طلا امتلك اصبياً

الكلمات المفتاحية: شبكة الصرف الصحي، مياه الأمطار، الطريقة العقلانية، الطريقة السطحية، منحنيات الكثافة-التدفق-التردد، معاملات مونتانا.

Tables des Matières :

Remerciements	I
Dédicace :	II
Résumé :	IV
Abstract :	V
Liste des abréviations :	XI
Liste des Figures :	XIII
Liste des Tableaux :	XIV
Introduction Générale :	1
Chapitre I : Généralités sur l'hydrologie Urbaine	3
1. Introduction :	4
2. Cycle Hydrologique :	4
2.1. Les Précipitations :	5
2.1.1. La formation des précipitations :	6
2.1.2. Les formes de précipitations :	6
2.1.3. Les différents types de précipitations :	7
2.1.3.1. Les précipitations convectives :	7
2.1.3.2. Les précipitations orographiques :	7
2.1.3.3. Les précipitations cycloniques ou frontales :	8
2.1.4. Méthodes de mesures des précipitations :	8
2.2. Evapotranspiration :	9
2.3. Interception :	9
2.4. Le stockage dans les dépressions :	10
2.5. Infiltration :	10
2.6. Ruissellement :	11
2.6.1. Les types de ruissellement :	11
2.6.2. Notion de coefficient de ruissellement :	11
3. Le bassin versant :	13
3.1. Définition du concept de Bassin versant :	13
3.2. Les caractéristiques d'un bassin versant hydrologique :	13
3.2.1. Les caractéristiques géométriques :	14
3.2.1.1. La surface :	14
3.2.1.2. Le périmètre :	14
3.2.1.3. La forme :	14
3.2.1.4. Le relief du bassin versant :	15

3.2.2.	Les caractéristiques hydrographiques :.....	16
3.2.2.1.	Densité du réseau de drainage :.....	16
3.2.2.2.	Fréquence des cours d'eau ou densité hydrographique :.....	17
3.3.	Les spécificités des bassins versants urbains :	17
4.	Assainissement :.....	18
4.1.	Les eaux à évacuer :.....	19
4.1.1.	Les eaux usées :.....	19
4.1.2.	Les eaux ruissellement :	19
4.2.	Les types de systèmes d'assainissement :.....	20
4.2.1.	Les systèmes d'assainissement non-collectifs :.....	20
4.2.2.	Les systèmes d'assainissement semi-collectifs :	20
4.2.3.	Les systèmes d'assainissement collectifs :	20
5.	Phénomènes d'inondations :.....	22
5.1.	Genèse des crues et des inondations :.....	23
5.2.	Les Types d'inondations :	23
5.3.	Atténuation du phénomène :.....	24
6.	Conclusion :	25
Chapitre II: les méthodes d'évaluations des débits des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle.....		26
1.	Introduction :.....	27
2.	Quelques modèles utilisés dans l'évaluation des débits des eaux pluviales :.....	27
3.	Notion d'isochrones et de temps de concentration :	28
3.1.	Les isochrones :	28
3.2.	Le temps de Concentration:	29
3.2.1.	Temps d'entrée en réseau:.....	30
3.2.2.	Le temps de parcours en réseau :	32
4.	Méthode rationnelle:	33
4.1.	Historique de la méthode :.....	33
4.2.	Le principe et formulation de la méthode :.....	34
4.3.	Etapes de l'Utilisation de la méthode Rationnelle :	34
4.4.	Détermination de l'intensité de la pluie :.....	35
4.5.	Limites de la méthode rationnelle :.....	35
5.	La méthode Superficielle ou Modèle de Caquot :.....	36
5.1.	Historique de la méthode de Caquot:	36
5.2.	Principe et formulation de la méthode superficielle:	37
5.3.	Limites d'application :	41

6. Comparaison :.....	42
7. Conclusion :	42
Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées	43
1. Introduction :.....	44
2. Les données utilisées :.....	45
3. Présentation du milieu physique :.....	46
3.1. La situation géographique de la zone d'étude:	46
3.2. Aspect topographique de la zone étudiée :	48
3.3. Contexte géologique et hydrogéologique de la région :.....	51
3.4. L'hydrographie de la région :.....	51
3.5. Occupation du sol :.....	53
3.6. Aspect socio-économique:	55
3.7. Réseaux d'assainissement :	55
3.8. Climatologie de la région :.....	56
3.9. Etude de la variation des Températures :	56
3.10. La Pluviométrie :.....	58
4. Conclusion :	59
Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites	60
1. Introduction :.....	61
2. Méthodologie :.....	61
3. Détermination des paramètres utilisés par les méthodes:.....	62
3.1. Caractéristique pluviométrique (détermination des paramètres de Montana):.....	62
3.2. Détermination des caractéristiques des sous-bassins versants :.....	68
3.2.1. Délimitations des sous bassins versants :	68
3.2.2. Détermination du coefficient de ruissellement :	69
3.2.3. Détermination des temps d'entrée des sous bassins :.....	70
3.2.4. Détermination des caractéristiques du réseau :	71
4. Calcul par la méthode rationnelle :	74
5. Calcul par la méthode superficielle :	80
6. Comparaison des résultats :	86
6.1. Comparaison des débits :	86
6.2. Comparaison des diamètres calculés :	88
6.3. Comparaison des temps de concentration :	90
7. Conclusion :	91
Conclusion générale :	92
Références Bibliographiques.....	94

Liste des abréviations :

A: Surface du bassin (ha)

A_i : Surface du sous-bassin versant i (ha)

C : Coefficient de ruissellement

C_{eq} : Coefficient de ruissellement équivalent à la surface drainée

CTN : Côte naturelle du terrain (m)

D_{cal} : Diamètre calculé (m)

D_i : Diamètre du tronçon i (m)

D_{norm} : diamètre normalisé (m)

ET : Evapotranspiration

F : Facteur de l'équation de Kirpich

f : Fréquence

H : Hauteur (m)

h: hauteur de remplissage (m)

ha : hectare

i : Intensité de la pluie

I : Pente (m/m)

IDF : intensité- pluie- débit

IRD : Institut de la Recherche pour le Développement (France)

KMZ : langage à base de balises géolocales

L : Longueur (m)

L_i : Longueur du tronçon i (m)

M : coefficient d'allongement du bassin versant

M_{eq} : coefficient d'allongement équivalent

mm : millimètre

m : mètre

m : coefficient de correction du débit (méthode superficielle)

n : coefficient de Manning

N : la taille de la colonne

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer (France)

P : précipitation (mm)
P : périmètre du bassin (m)
Pmax_j : hauteur maximale journalière de la pluie (mm)
Q : débit (m³/s)
Qps : débit en section pleine (m³/s)
rQ: Rapport des débits
rH: rapport des hauteurs de remplissage
rV: rapport des vitesses
SBV : sous-bassin versant
s: écart-type de la série de données
SIG : système d'information géographique
T : température (°C)
te : temps d'entrée (minute)
tc : temps de concentration (minute)
tr : temps de réseau (minute)
T : période de retour
u : variable de Gumbel
V : vitesse d'écoulement (m/s)
V(1/10) : vitesse correspondante à un dixième du débit (m/s)
V(1/100) : vitesse correspondante à un centième du débit (m/s)
Vps : vitesse section pleine (m/s)
Vr : Vitesse réelle (m/s)
 \bar{x} : moyenne de la série de données

Liste des Figures :

Figure 1: Cycle hydrologique.....	5
Figure 2 : Le pluviographe à augets basculeurs	9
Figure 3 : Schéma d'un bassin versant	13
Figure 4 : Les différentes formes bassins versants	15
Figure 5: Schéma de l'impact de l'urbanisation sur le ruissellement.	18
Figure 6: Schéma d'un réseau d'assainissement collectif	21
Figure 7: Schéma du fonctionnement d'un réseau d'assainissement séparatif	21
Figure 8: Schéma du fonctionnement d'un réseau d'assainissement pseudo-séparatif	22
Figure 9: Bassin versant, T_c représentant le temps de concentration,(temps nécessaire pour qu'une goutte tombée en A arrive en B.....	28
Figure 10 : Isochrones d'un bassin versant	29
Figure 11 : Exemple graphe illustrant le temps de concentration	29
Figure 12 : Découpage d'un bassin et assemblage des sous-bassin.....	39
Figure 13 : Découpage d'un bassin et assemblage des sous-bassins	40
Figure 14: Zone d'étude.....	46
Figure 15 : Communes limitrophes de la commune de Bensekrane	47
Figure 16 : Carte de la zone d'étude délimitée et constitué de deux bassins.....	48
Figure 17 : Carte des altitudes de la commune de Bensekrane.....	49
Figure 18 : Carte de la zone d'étude avec les courbes de niveau, obtenue grâce au logiciel QGIS.....	50
Figure 19 : Situation géographique du bassin versant de la Tafna.	52
Figure 20: Carte de l'occupation des sols au niveau de la zone d'étude.....	54
Figure 21 : Tracé des courbes des variations mensuelle des températures du mois de Janvier à celui de décembre, Tableau 8.	58
Figure 22 : Graphe de la variation mensuelle de la précipitation tracé à partir du tableau 9..	59
Figure 23 : Tracé des graphes des ajustements des précipitations par la loi de Gumbel.	64
Figure 24 : Courbe IDF pour différentes périodes de retour.....	67
Figure 25 : Délimitation des deux bassins en sous-bassins.....	69
Figure 26 : Tracé du réseau d'évacuations des eaux pluviales.	72

Liste des Tableaux :

Tableau 1: Coefficient de ruissellement selon le type de surface	12
Tableau 2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	12
Tableau 3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	12
Tableau 4 : Equation des paramètres pour un assemblage des sous-bassins en série et en parallèle	40
Tableau 5: Caractéristiques des bassins versants de la Tafna et de l'Oued Isser.....	53
Tableau 6 : Coefficient ruissellement en fonction de l'occupation des sols.....	55
Tableau 7 : Caractéristiques du réseau d'assainissement de la ville de Bensekrane	55
Tableau 8: Variation mensuelle des températures maximales, minimales et moyenne sur la période de 1910 à 2006.	57
Tableau 9: Précipitations moyennes mensuelles pour la période d'enregistrements de 1991 à 2006	58
Tableau 10 : récapitulatif des équations obtenues à partir de l'ajustement par la loi de Gumbel.....	65
Tableau 11 : Calcul des intensités des pluies en fonction de la durée et de la période de retour.	66
Tableau 12 : Paramètres de Montana pour différentes périodes de retour.	68
Tableau 13 : Détermination des coefficients de ruissèlements des sous-bassins.....	70
Tableau 14 : Calcul des temps d'entrée pour chaque sous-bassin.	71
Tableau 15 : Caractéristiques du réseau d'évacuations des eaux pluviales.....	73
Tableau 16 : Calcul des débits des eaux pluviales et calcul des diamètres des tronçons.	78
Tableau 17 : Les paramètres de l'équation de Caquot.....	81
Tableau 18 : Calcul des débits des eaux pluviales par la méthode superficielle et calcul hydraulique.....	84
Tableau 19 : Les résultats des débits et différence entre les deux méthodes.....	87
Tableau 20 : Diamètres calculés selon la méthode rationnelle et la méthode superficielle...	89
Tableau 21 : Résultats des temps de concentration pour les deux méthodes.....	90
Tableau 22 : Diamètres nominaux des conduites en béton armé.....	97

Introduction Générale :

Avec la création des villes et le rassemblement des hommes sur des surfaces limitées, le problème de l'assainissement est devenu un défi du fait des risques liés à la santé. Aussi, si au départ l'évacuation des eaux se concentrait sur les eaux usées, avec l'accroissement de la taille des villes et l'imperméabilisation de leurs surfaces, le problème lié au ruissellement et à la stagnation des eaux de pluie devient de plus en plus persistant. Lorsqu'une pluie survient au niveau d'une agglomération, les eaux de ruissellement doivent être évacuées le plus rapidement possible, pour éviter les risques d'inondation. Afin de réaliser cette évacuation des eaux pluviales et usées, des systèmes d'assainissement sont créés. Ces systèmes sont constitués d'un ensemble d'ouvrages. Le dimensionnement de ces ouvrages revêt de ce fait, une importance capitale à cause de tous les problèmes liés au dysfonctionnement d'un système d'assainissement.

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 sur-dimensionner le système, les contraintes économiques ne le permettront pas, le sous-dimensionnement quant à lui entrainera 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. Parmi ces méthodes, deux se dégagent du lot, la méthode rationnelle et la méthode superficielle (ou méthode de Caquot).

Ces deux méthodes sont utilisées pour l'estimation des débits des eaux pluviales et donc dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement. La méthode rationnelle est la plus ancienne et la plus utilisée dans le monde. Plusieurs autres méthodes ont été dérivées d'elle, parmi lesquelles, la méthode superficielle. La méthode rationnelle et la méthode superficielle ont leurs spécificités. Les résultats obtenus par l'utilisation des deux méthodes ne sont pas les mêmes.

L'objectif de cette étude est d'examiner les différences entre les deux méthodes précitées, nous les compareront sur plusieurs aspects dont les résultats qu'elles permettent d'obtenir.

Pour pouvoir réaliser cette étude comparative, il nous est apparu indispensable d'appliquer ces deux méthodes sur une zone existante afin de pouvoir observer les comportements des deux méthodes de calcul.

Ce travail est ainsi scindé en quatre (4) chapitres :

Le chapitre 1 : dénommé **généralités sur l'hydrologie urbaine** présentera les notions nécessaires pour une bonne compréhension de l'hydrologie en milieu urbain. A travers ce chapitre des notions importantes du cycle hydrologique seront dégagées, de même que la notion de bassin versant avec les spécificités des bassins versants urbains. Les réseaux d'assainissement et le phénomènes d'inondations y seront également développés.

Le chapitre 2 : (**Méthodes d'estimations des débits des eaux pluviales**) exposera les méthodes utilisées pour déterminer les débits des eaux pluviales en se concentrant sur la méthode

rationnelle et la méthode superficielle. Ces deux méthodes sont exposées sur plusieurs plans: l'histoire, le principe, les limites. Enfin, une comparaison sur base bibliographique clôturera le chapitre.

Le chapitre 3 : (**Présentation de la zone d'étude et les données utilisées**), a pour objectif de présenter les informations utilisées afin de réaliser l'étude de même que la zone sur laquelle les deux méthodes seront appliquées.

Le chapitre 4 : (**Evaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites du réseau**) dans ce chapitre, l'étude proprement dite sera effectuée. A travers ce chapitre, certains paramètres seront calculés, puis la méthode rationnelle sera utilisée pour évaluer les débits et les diamètres des tronçons du réseau. Ensuite, la méthode superficielle est utilisée de la même manière. Le chapitre se terminera par une comparaison des résultats.

Chapitre I : Généralités sur l'hydrologie Urbaine

1. Introduction :

De façon générale, l'hydrologie est une science qui traite des eaux et des aspects du cycle de l'eau. Elle est utilisée dans plusieurs domaines d'ingénierie notamment dans l'inventaire des ressources en eaux et dans leurs exploitations. L'hydrologie est également utilisée dans le dimensionnement de certains ouvrages d'aménagements tels que les barrages et les digues. Et comme science, l'hydrologie est utilisée dans le dimensionnement des réseaux d'évacuation des eaux pluviales au niveau des agglomérations. C'est ce dernier côté de l'hydrologie, qui pousse le plus souvent à l'emploi du terme "hydrologie Urbaine" et qui sera l'objet de notre étude.

L'évacuation des eaux pluviales se fait de manière naturelle à travers un certain nombre de phénomènes (ceux du cycle hydrologique, notamment à travers le ruissellement et l'infiltration). Le comportement des eaux pluviales en milieu urbain est analogue à celui de ces eaux dans des bassins versants de type fluvial (qui concerne les cours d'eau) et ceci sur plusieurs aspects : les mêmes phénomènes y interviennent. Cependant, certaines particularités se dégagent en ce qui concerne les bassins versants urbains. Ils se caractérisent principalement par un écoulement "dirigé", qui se fait à travers un système d'assainissement construit à cet effet, et le ruissellement est plus accentué, comparé à celui dans un bassin versant fluvial, du fait de la relative imperméabilisation des surfaces en milieu urbanisé. Aussi, à cause des risques d'inondations créés par cet important ruissellement, une bonne évaluation des quantités des eaux de pluie à évacuer est particulièrement essentielle.

Pour une meilleure compréhension du phénomène de ruissellement au niveau des agglomérations, la connaissance de certains principes fondamentaux est nécessaire. Il nous paraît aussi plus aisé de comprendre ces principes à travers les bassins versants fluviaux. A partir de là, la spécificité des écoulements des eaux pluviales des zones urbaines sera dégagée.

2. Cycle Hydrologique :

Le cycle hydrologique est un modèle qui décrit le transfert de l'eau entre l'atmosphère et la terre dans différents états tel que l'état solide (glace, neige...), liquide et gazeux (vapeurs, brouillards).

Le cycle hydrologique est possible grâce à deux éléments : l'énergie thermique émanant du rayonnement du soleil et la gravité terrestre. L'eau évaporée sous l'action du rayonnement solaire et du vent chemine par l'atmosphère et retombe sous forme de précipitation. Cette précipitation rejoint ensuite les océans par le processus de ruissellement et à travers l'infiltration dans le sol [1].

Le cycle de l'eau peut être vu selon deux échelles différentes : le grand cycle de l'eau (échelle globale) et le petit cycle de l'eau (échelle du bassin hydrologique). Le grand cycle (correspondant au cycle hydrologique des océans) fait intervenir deux éléments à savoir les précipitations et l'évaporation [1].

Le grand cycle est le plus simple et du point de vue des masses d'eau impliquées, il est le plus important. Ces masses d'eau sont estimées à 577 000 km³ par an [2].

Le petit cycle hydrologique, beaucoup moins important, se déroule à l'échelle d'un bassin versant hydrologique. Il peut être illustré à travers la **Figure 1**, lors d'un épisode pluviométrique, l'eau est répartie selon l'équation :

$$P=Q+I+ET+\Delta R \quad (1.1)$$

Ainsi, l'eau tombée sur la surface de la terre a des destinées diverses. Lorsqu'une pluie tombe dans un bassin versant, cette eau ne restera pas stationnaire, mais elle suivra plusieurs chemins. L'**Equation N°1.1** traduit le fait que l'eau de la pluie se distribue selon le schéma suivant :

- Une partie s'infiltré dans le sol (**I** pour l'infiltration)
- Une deuxième partie évapore (**ET** pour Evapotranspiration)
- Une autre partie ruisselle (**Q** pour débit d'eau de Ruissellement)
- L'échange avec les réserves du bassin versant est aussi pris en compte (**ΔR** représente la variation des réserves)

L'échelle du bassin versant hydrologique implique l'intervention d'autres phénomènes notamment l'interception et le stockage dans les zones dépressionnaires.

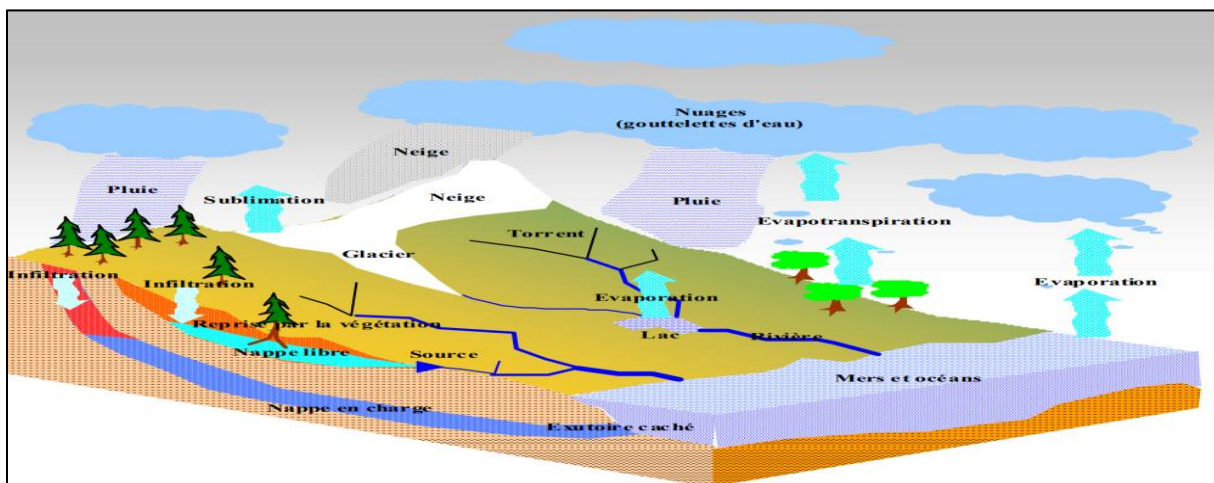


Figure 1: Cycle hydrologique [3].

Le cycle de l'eau, appelé aussi cycle hydrologique, est l'ensemble des itinéraires qu'une goutte d'eau peut suivre durant tout son parcours. Ces mouvements qui sont accompagnés de changement d'état, peuvent se passer dans l'atmosphère, à la surface du sol, et dans le sous-sol. Chaque particule d'eau ne fait qu'une partie de ce cycle et avec des durées très aléatoires. Ceci étant dit, une goutte d'eau de pluie peut retourner dans l'océan peu de temps après être tombée alors que sous forme de neige, en montagne, elle pourrait mettre des dizaines d'années.

2.1. Les Précipitations :

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 [4].

2.1.1. La formation des précipitations :

La formation des précipitations nécessite l'intervention de plusieurs mécanismes. Le mécanisme de condensation de la vapeur d'eau atmosphérique représente la première étape dans le processus de formations des pluies. Ce processus se fait grâce au phénomène de saturation.

Lorsque les rayons du soleil chauffent l'eau présente à la surface du sol et au niveau des étendues d'eau, une partie de cette eau s'évapore. La vapeur d'eau s'élève dans l'atmosphère. Une fois les hautes altitudes atteintes, là où les températures sont relativement faibles, la vapeur d'eau se refroidit et redevient liquide en formant des nuages, c'est le phénomène de condensation. Sous l'effet du vent, ces nuages se déplacent sur des distances pouvant être très grandes. A l'intérieur des nuages, les molécules d'eaux s'agitent et les gouttes d'eau formées, entre en contact les unes avec les autres en s'agglutinant, provoquant une augmentation de leur masse. Elles deviennent plus lourdes puis tombent sous l'effet de la gravité créant ainsi une précipitation.

Pour qu'il y ait saturation la présence de noyaux de condensation (impuretés en suspension dans l'atmosphère ayant des origines divers) est nécessaire. Les gouttelettes d'eau se forment ainsi autour de ces noyaux. La taille de ces gouttelettes d'eau croît avec l'ascension, et ceci jusqu'à ce que leur masse soit assez importante pour vaincre les forces d'agitation [5].

2.1.2. Les formes de précipitations :

Le terme 'précipitation' couvre toutes les formes sous lesquelles l'eau est libérée par l'atmosphère. Ainsi, en fonction des conditions régnant au moment des précipitations, ces dernières se distinguent en :

- **La pluie** : est une précipitation sous forme de gouttes d'eau liquide. Le diamètre des gouttes de pluie est supérieur à 0,5 mm. Dans les tropiques spécialement durant les orages et les averses, les gouttes de pluie sont plus larges et ont un diamètre de l'ordre de 5 mm. Dépendant de son intensité, la pluie est dite légère (pour une intensité <10 mm par jour), modérée (comprise entre 10 et 40 mm par jour) et lourde (Pour une intensité supérieure > 40 mm). Pour qu'il y ait chute des particules d'eau, il faut que leur vitesse soit nettement supérieure à la vitesse des courants ascendants [6].
- **La bruine** : est une fine aspersion de très petites gouttelettes d'eau ayant une forme plutôt uniforme avec un diamètre inférieur à 0.5 mm et une intensité inférieure à 1 mm/h. Elle vient des nuages bas (de type Stratus) [6].
- **La neige** : est une précipitation composée des cristaux de glace qui est soit translucide soit blanche. Ces cristaux de neige sont de plusieurs types. Cependant, la forme la plus commune est l'hexagone avec des branches complexes. Une neige de 250 mm de neige correspond à une pluie de 25 mm [6].
- **Le grésil** : est une pluie de neige fondue ou un mélange de neige et de pluie. La plupart de la précipitation dans les hautes et moyennes altitudes commence comme de la neige, et au fur et à mesure qu'elle approche le sol, une partie d'entre elles fond et devient de la pluie [6].

- **La grêle :** est une précipitation sous forme de petites boules de glace qui tombent des cumulonimbus et sont souvent associées aux orages. Le diamètre de ces boules de glace varie de 5 à 50 mm. Dès fois, la grêle tombe dans de larges dimensions pouvant aller jusqu'à 500 grammes. La grêle est causée par la rapide montée de l'humidité de l'air, les gouttes d'eau gèlent et la taille de ces derniers augmentent. Lorsque les morceaux deviennent assez grands pour surmonter la résistance des courants ascendants, elles tombent et pourraient toujours croître dans leur chute [6].
- **La rosée :** c'est une précipitation qui se forme tard dans les nuits ou tôt les matins. Elle apparaît sous forme de globules d'eau claire sur l'herbe, les pétales de fleurs et d'autres objets sur le sol. Elle se forme généralement quand la température chute suffisamment durant la nuit sous les conditions bien définies. La valeur critique que la température de l'air environnant doit atteindre pour que la rosée se forme, est appelée point de rosée. A cette température, l'air devient saturé en vapeur d'eau. Dans les zones climatiques pluvieuses la rosée est peu importante pour la végétation, mais dans les climats secs, la rosée de nuit peut contribuer de manière importante à la croissance des plantes [6].

2.1.3. Les différents types de précipitations :

L'ascension de l'air est suivie par la formation de nuages puis des précipitations. Trois différents mécanismes sont généralement identifiés sous lesquels l'air est en quelque sorte forcé de s'élever. Ces mécanismes sont la circulation cyclonique, la rencontre avec des barrières montagneuses, et les convections thermales. Les précipitations associées à ces mécanismes sont respectivement appelées précipitations cycloniques, les précipitations orographiques et les précipitations convectives [5].

2.1.3.1. Les précipitations convectives :

Ce sont des précipitations résultant d'une ascension rapide de l'air dans l'atmosphère. Elles surviennent durant la période estivale (l'été). Les précipitations convectives sont typiques des zones tropicales, et sont engendrées par le réchauffement de l'air à la surface du sol. L'air humide au contact du sol qui est chauffé par des radiations solaires s'élève verticalement. Etant refroidi au cours d'une détente adiabatique, il se condense et donne lieu à des précipitations courtes mais intenses. Du fait de leur forte intensité et de leurs courtes durées dans le temps, les précipitations convectives entraînent un important débit d'eaux pluviales à évacuer dans les villes des zones tropicales (équatoriales ou tempérées), ce qui conduit à d'importants diamètres pour les réseaux d'assainissement qui sont très sollicités par ce type de précipitation [5].

2.1.3.2. Les précipitations orographiques :

Les précipitations orographiques (Du grec oros : montagnes) résultent d'un mécanisme de condensation de vapeur d'eau des courants d'air surtout horizontales sur des barrières topographiques telles que les montagnes.

Elles se produisent lorsque les masses d'air chaudes et humides provenant des océans rencontrent un sol montagneux froid, elles se condensent pour produire des précipitations orographiques.

Lorsque l'on traite de ces types de précipitation, il est commun de diviser la région en zones pour lesquelles l'influence de l'élévation est supposée la même. Les facteurs importants dans ce processus incluent l'élévation du terrain, la pente et l'orientation de celle-ci de même que la distance entre la barrière naturelle (montagne) et la source de l'humidité (océan). Leur intensité et leur fréquence sont assez régulières [5].

2.1.3.3. Les précipitations cycloniques ou frontales :

Ce sont des précipitations associées aux surfaces de contact entre deux masses d'air de température, de gradient thermique vertical, d'humidité et de vitesse de déplacement différents appelée « fronts », ces différences de pressions sont créées par la variation de la température à la surface de la terre. Les fronts froids engendrent des précipitations brèves, peu étendues et de fortes intensités ; alors que les fronts chauds, du fait de la faible pente du front, donnent des précipitations que l'on qualifierait de longues, étendues et de faibles intensités [5].

2.1.4. Méthodes de mesures des précipitations :

La mesure des précipitations se fait à l'aide d'instruments de mesure, il en existe plusieurs types, on trouve principalement :

- **Les Pluviomètres :** 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 [8].
- **Les pluviographes :** 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 [3], c'est un appareil qui donne des résultats plus précis que ceux pouvant être obtenus par le pluviomètre. Et permet aussi un enregistrement des données à distance. Son emploi est surtout fréquent dans des zones urbaines [7].

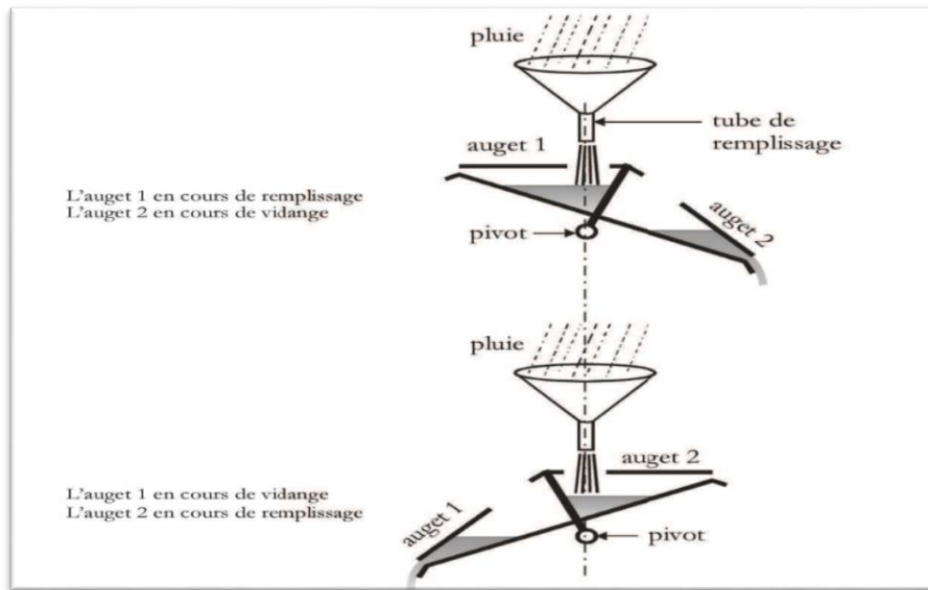


Figure 2 : Le pluviographe à augets basculeurs [7].

2.2. Evapotranspiration :

L'évapotranspiration représente à la fois le phénomène d'évaporation et celui de transpiration des plantes, il comporte tous les mécanismes par lesquels l'eau rejoint l'atmosphère. L'eau rejoint l'atmosphère sous forme de vapeur. Cette dernière provient à la fois de l'évaporation de l'eau de surface et de transpiration des végétaux. La combinaison de ces deux termes vient du fait que les deux phénomènes sont difficilement observables de manière isolés. Cependant, on sait que les quantités d'eau transpirées sont généralement plus élevées que celles évaporées directement à partir du sol même lorsque que la couverture végétale n'est que partielle. L'évapotranspiration est donc influencée par le climat, la couverture végétale (type, stade de croissance, etc...) et le sol (nature, état de surface, présence ou absence d'une nappe d'eau etc.....) [9].

2.3. Interception :

Il représente le phénomène d'interception d'une partie de la précipitation par les végétaux et d'autres couvertures du sol (construction, dépression...). L'interception survient principalement au début de l'averse car la capacité des feuilles et des branches à retenir l'eau est faible. Les principaux facteurs de détermination de la quantité d'interception sont la densité de végétations et la quantité de pluie. Aussi, plusieurs modèles sont fournis pour l'estimation de la proportion que représente l'interception parmi lesquelles celui de Horton et Kibler [1].

C'est aussi, le processus par lequel les précipitations mouillent les feuilles et les branches des arbres et la végétation. Une partie de l'eau d'interception retourne à l'atmosphère par le phénomène d'évaporation, une autre partie suit les branches pour atteindre la surface du sol. A la surface du sol, cette eau pourrait s'infiltrer par percolation si les conditions sont réunies et atteindre le sol où une importante partie sera prise par les racines. Au final, l'eau d'interception est fortement liée au processus d'évapotranspiration [10].

2.4. Le stockage dans les dépressions :

Le stockage dans les dépressions correspond à la quantité totale de la précipitation retenue et évaporée dans les dépressions des surfaces perméables et imperméables. La nature du sol, la pente de la surface et les facteurs influençant l'évaporation sont des éléments qui affectent grandement le stockage dans les dépressions de même que les conditions d'humidité du sol avant l'averse.

L'eau stockée dans les dépressions des surfaces imperméables s'évapore vers l'atmosphère. Après saturation de la surface du sol et à cause de la réduction de la capacité d'infiltration du sol, les dépressions dans les zones imperméables se remplissent d'eau de pluie et par percolation (lente infiltration de l'eau dans le sol), l'eau saturant la surface du sol s'infiltré plus profondément dans le sol au fil du temps. Une partie de l'eau stockée dans les dépressions s'infiltré dans le sol mais la plus grande partie s'évapore dans l'atmosphère.

Due à sa faible importance par rapport aux autres phénomènes intervenant dans le cycle de l'eau, le stockage dans les dépressions est en général négligé lors des études sur les eaux pluviales [10].

2.5. Infiltration :

L'infiltration désigne le passage de l'eau à travers les couches superficielles du sol. L'infiltration survient lors d'une averse ou lorsque le sol est submergé. Lors d'une infiltration, l'eau rejoint les nappes phréatiques suivant une direction verticale puis alimente les cours d'eau horizontalement.

Par infiltration, il faut aussi comprendre le phénomène de l'imbibition des sols superficiels (zone d'infiltration ou zone non saturée) et celui d'atteinte de la surface de la zone saturée. Dans le sol, l'infiltration de l'eau dépend des relations entre microporosité (écoulement lent) et macroporosité (écoulement rapide) [11].

Cette eau qui remplit les pores larges est soumise à la gravité et s'écoule donc de haut en bas. L'eau des pores de petite taille est en plus d'être soumise à la gravité, subit également l'action de la capillarité.

Après un épisode pluvieux, une partie de l'eau percole à travers les formations géologiques pour parvenir dans le sous-sol et alimente ainsi les nappes. Le phénomène d'infiltration est particulièrement lié aux autres processus du cycle de l'eau. L'eau qui rejoint l'atmosphère à travers le phénomène d'évapotranspiration provient principalement du sol.

L'eau des pluies alimente les nappes, aussi un lien existe entre les cours d'eau (qui représentent les ruissellements de surface) et les nappes souterraines. En effet, en fonction des périodes, certaines nappes alimentent les cours d'eau et en d'autres périodes, ces derniers peuvent alimenter ces nappes. Les facteurs influençant l'infiltration sont principalement :

- Le type de sol
- La compaction de la surface du sol
- La couverture du sol

- La topographie et la morphologie
- Le débit d'alimentation
- La teneur en eau initiale du sol

Ainsi, plusieurs facteurs conditionnant l'infiltration sont liés au sol.

2.6. Ruissellement :

Lors d'une précipitation, le surplus d'eau correspondant à la partie de la pluie qui n'est ni évaporée ni infiltrée, constitue le ruissellement. Il y'a beaucoup de théories décrivant le processus de ruissellement. Ce ruissellement de l'eau de pluie est conditionné par un certain nombre de paramètres dont la pente du terrain et l'imperméabilité du sol. Aussi, la nature du terrain influence grandement le ruissellement, par exemple dans le cas d'un terrain boisé, il y'a un phénomène de rétention qui réduit le ruissellement des eaux pluviales. Il est quantifié par le coefficient de ruissellement qui représente la proportion d'eau qui ruisselle lors d'une pluie. [12].

2.6.1. Les types de ruissellement :

On distingue deux types de ruissellement de surface :

- Le premier se produit lorsque l'intensité de la pluie dépasse le taux d'infiltration dans le sol. Le ruissellement du premier type appelé aussi ruissellement Hortonien (du nom de Horton qui a suggéré ce mécanisme en 1933) commence dès que l'intensité de la pluie est supérieure au taux d'infiltration dans le sol. Il est influencé par tous les facteurs conditionnant l'infiltration [1].
- Le second survient lors de l'affleurement de la nappe ou du front de saturation. Le ruissellement par affleurement de la nappe est observé lorsque l'eau infiltré fait remonter le front de saturation (ou le niveau de nappe phréatique) jusqu'à la surface du sol [1].

2.6.2. Notion de coefficient de ruissellement :

C'est un coefficient qui représente la proportion d'eau qui ruisselle sur une surface lors d'un épisode pluvieux, il dépend de l'humidité du sol, de l'imperméabilité et la pente du terrain [13].

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i.A_i}{\sum A_i} \quad (1.2)$$

Des valeurs du coefficient de ruissellement ont été fournies. Ces valeurs sont selon :

- Le type de surface et de la pente de ces surfaces :

Tableau 1: Coefficient de ruissellement selon le type de surface [13].

Chaussée en béton, asphaltée	0,7-0,95
Chaussée en brique	0,7-0,85
Toiture	0,75-0,95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
-Plat (pente < 2%)	0,05-0,10
-Pente moyenne (2 à 5%)	0,10-0,15
-Pente abrupte (>7%)	0,15-0,20
Terrain gazonné, sol dense	
-Plat (pente <2%)	0,13-0,17
-Pente moyenne (2 à 7%)	0,18-0,22
-Pente abrupte (> 7%)	0,25-0,35
Entrée de Garage en gravier	0,15-0,30

- Selon la densité de la population :

Tableau 2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population [13].

Densité de la population	Coefficient de ruissellement
20	0,2
30-80	0,2-0,25
150-200	0,3-0,45
200-300	0,45-0,6
300-400	0,6-0,8
400 et plus	0,8-0,9

- Selon la nature du sol :

Tableau 3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [13].

Zones d'influence	0.60
Surface imperméable	0.35
Pavage à larges joints	0.20
Voirie non-goudronnée	0.35
Allées en gravier	0.20

3. Le bassin versant :

3.1. Définition du concept de Bassin versant :

Dans la plupart des cas, les études hydrologiques portent sur une aire limitée, aire considérée comme unité hydrologique. Cette aire correspond au concept bassin versant d'un cours d'eau.

Un bassin versant est une région qui possède un exutoire commun pour ses écoulements de surface. C'est l'équivalent d'un réservoir délimité de telle façon que toutes les précipitations qu'il reçoit contribuent au débit à cet exutoire. Autrement dit, toute goutte d'eau tombée dans ce dernier qui n'est ni évaporée ni absorbée par le phénomène d'infiltration, arrive à l'embouchure de manière gravitaire [14].

Les lignes de partage (suivant la topographie) séparant deux bassins versants adjacents, sont appelés lignes de crête. Le point au niveau duquel, l'eau drainée de toute la surface délimitée par ces lignes arrive et se concentre, est quant à lui appelé point de concentration ou point de mesure (qui est dans certains cas désigné par l'expression exutoire, embouchure, point de décharge, déversoir naturel).

Les propriétés physiques de ce bassin versant participent grandement au comportement hydrologique de ce dernier. Ainsi, il est essentiel de déterminer les caractéristiques physiques d'un bassin versant en premier lieu. Parmi les propriétés physiques d'un bassin versant, celles touchant à sa topographie, sa géologie et sa pédologie sont celles ayant le plus d'influence sur l'attitude hydrologique de ce dernier.

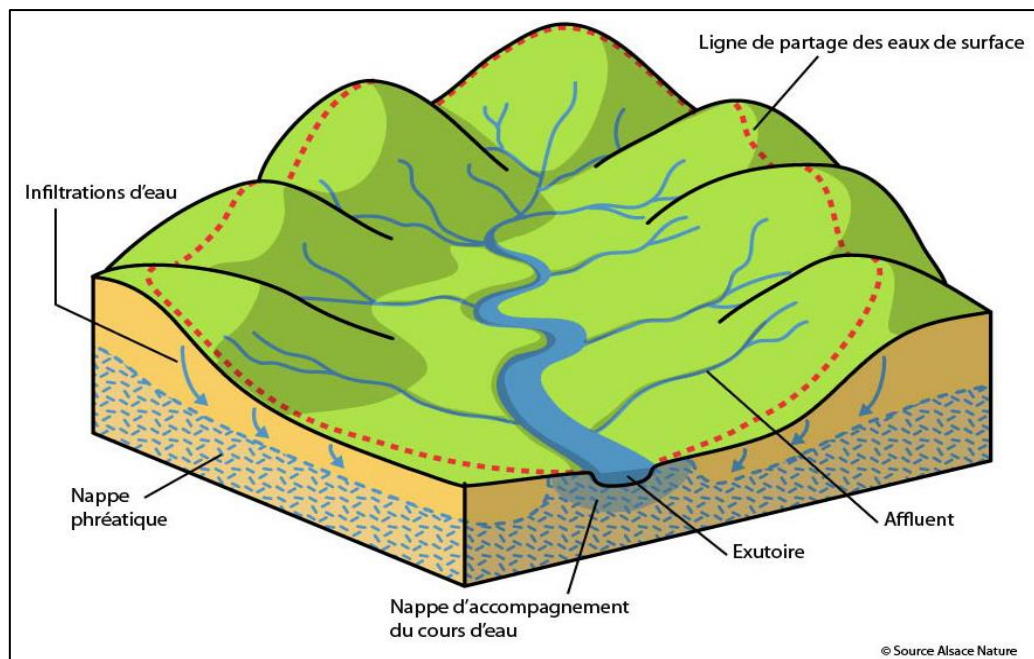


Figure 3 : Schéma d'un bassin versant [5].

3.2. Les caractéristiques d'un bassin versant hydrologique :

Les caractéristiques du bassin versant sont de deux types :

- Les caractéristiques géométriques
- Les caractéristiques hydrographiques

3.2.1. Les caractéristiques géométriques :

3.2.1.1. La surface :

C'est la partie la plus importante, plusieurs paramètres dépendent de la surface. (Apport, volume des précipitations, ou infiltration...). La surface constitue le périmètre qui alimente un cours d'eau par ruissellement au moment des précipitations, le débit d'un cours d'eau à son embouchure dépend en majeure partie de la surface du bassin versant. Elle s'obtient par un instrument de mesures des surfaces planes (planimètre) sur une carte topographie après le traçage des limites topographiques et hydrologiques. La surface A d'un bassin s'exprime généralement en km² [16].

3.2.1.2. Le périmètre :

Il correspond à la limite extérieure du bassin déterminé par les lignes de crête. Le périmètre peut se mesurer d'une manière directe sur une carte topographique par l'utilisation d'un curvimètre, le curvimètre est un instrument avec lequel on mesure la longueur des courbes sur carte cartographique ou en utilisant indirectement la longueur équivalent du rectangle [16].

3.2.1.3. La forme :

Elle intervient surtout dans le temps de réponse d'un bassin versant à une excitation (précipitation), la forme du bassin versant à un grand effet sur l'écoulement global et l'allure d'un hydrogramme provenant d'une pluie donnée. Un indice permet de caractériser la forme d'un bassin versant. Cet indice nommé indice de compacité de Gravelius (1914) ou indice de forme est donné par le rapport [16] :

$$K_G = \frac{P}{P'} \quad (1.3)$$

Avec

P : le périmètre du bassin versant

P' : la circonférence d'un cercle de rayon R ayant la même surface que le Bassin versant.

Ainsi :

$$K_G = \frac{P}{2\pi R} \approx 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (1.4)$$

La forme d'un bassin versant à un grand impact sur le débit d'eau ruisselé sur le temps de concentration. On doit faire attention lorsqu'on utilise la méthode rationnelle lorsque la forme n'est pas apparentée au carré ou au rectangle [13].

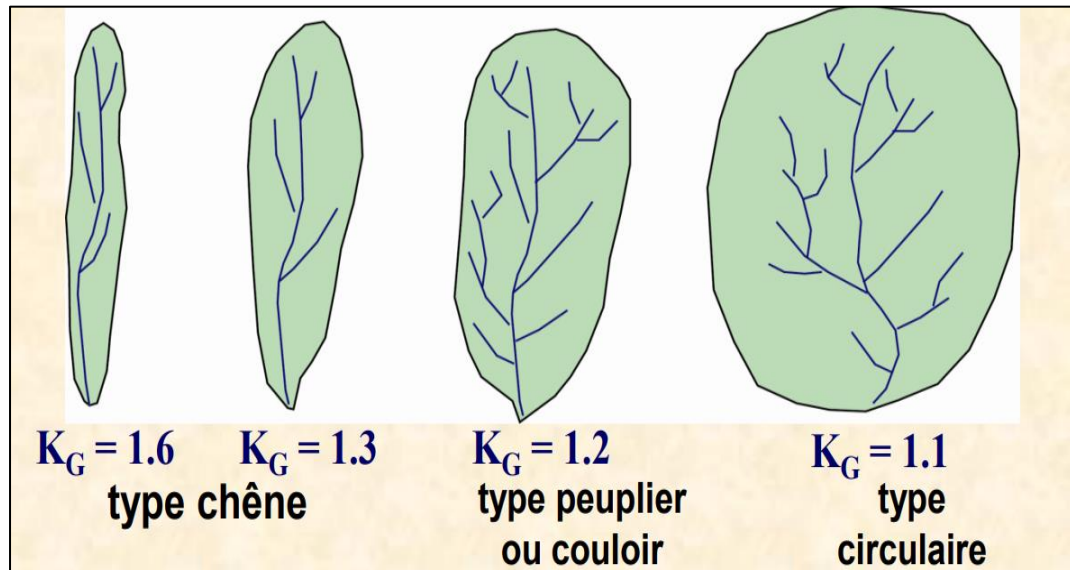


Figure 4 : Les différentes formes bassins versants [16].

3.2.1.4. Le relief du bassin versant :

Le relief est un facteur impactant grandement le comportement d'un bassin versant. Son impact est surtout observable sur la capacité de ruissellement du bassin. En effet, selon le relief et pour les autres caractéristiques équivalentes, un bassin versant aura plus d'eau écoulee qui arrive à l'exutoire qu'un autre. Parmi les éléments du relief, la pente est celle qui influence le plus le phénomène de ruissellement. Un certain nombre de paramètres permettent de décrire le relief d'un bassin versant :

- **La courbe Hypsométrique :** c'est une courbe montrant la fraction de la surface comprise entre deux courbes de niveau consécutives. A partir de cette courbe, la détermination de l'altitude moyenne se fait par l'équation suivant :

$$\mathbf{H_{moy}} = \frac{\sum A_i \cdot h_i}{\sum A_i} \quad (1.5)$$

Avec

$$\mathbf{h_i} = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \quad (1.6)$$

Où :

$\mathbf{H_{moy}}$: altitude moyenne du bassin versant en m

$\mathbf{A_i}$: aire comprise entre deux courbes de niveau en m

$\mathbf{h_i}$: altitude moyenne entre deux courbes de niveau en m

- **Les altitudes caractéristiques :** elles donnent une idée sur le relief du bassin versant.
 - Les altitudes maximale et minimale : correspondant respectivement au point le plus élevé et au point le plus bas du bassin versant.
 - Altitude moyenne : Sa valeur est déterminée à partir de la courbe hypsométrique. L'équation qui suit permet de l'évaluer :

- L'altitude médiane : elle est aussi déterminée à partir de la courbe hypsométrique et équivaut à l'altitude du point pour lequel la surface (sur la courbe hypsométrique) correspond à 50% de celle du bassin versant.

- **Les pentes du bassin versant :**

- Indice de pente globale I_g : c'est le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. L'indice est donné par l'équation :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (1.7)$$

D : dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ en m

L : Longueur du rectangle équivalent (km)

L'indice de pente globale est lié à l'indice de pente de roche I_p .

$$I_g = 0,8 \cdot I_p^2 \quad (1.8)$$

- Indice de pente de roche I_p : il est donné par l'équation :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i (H_i - h_{i-1})} \quad (1.9)$$

L : longueur du bassin versant (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

- La pente Moyenne du bassin versant I_m : est donnée par la formule

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{A} \quad (1.10)$$

Avec :

Δh : dénivelée

l_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, ..., n en m

S : surface du bassin versant (Km^2)

3.2.2. Les caractéristiques hydrographiques :

3.2.2.1. Densité du réseau de drainage :

Elle correspond à la longueur totale du réseau hydrographique (longueur des différentes portions du système hydrographique lorsqu'elles sont mises bout à bout) par unité de surface du bassin versant. L'évaluation de cette densité est peut-être faite à l'aide de l'équation suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \quad (1.11)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [Km/Km²]

- La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques.
- En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé.
- Elles dépassent 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration.

3.2.2.2. Fréquence des cours d'eau ou densité hydrographique :

Elle correspond au nombre de canaux d'écoulement par l'unité de surface :

$$F = \frac{\sum N_i}{A} \quad (1.12)$$

F : densité hydrographique [Km²]

N_i: nombre de cours d'eau

A: superficie du bassin [Km²]

Il existe une relation assez stable entre la densité de drainage D_d et la densité hydrographique F, de la forme :

$$A \text{ est un coefficient d'ajustement } \quad F = a \cdot D_d^2 \quad (1.13)$$

3.3. Les spécificités des bassins versants urbains :

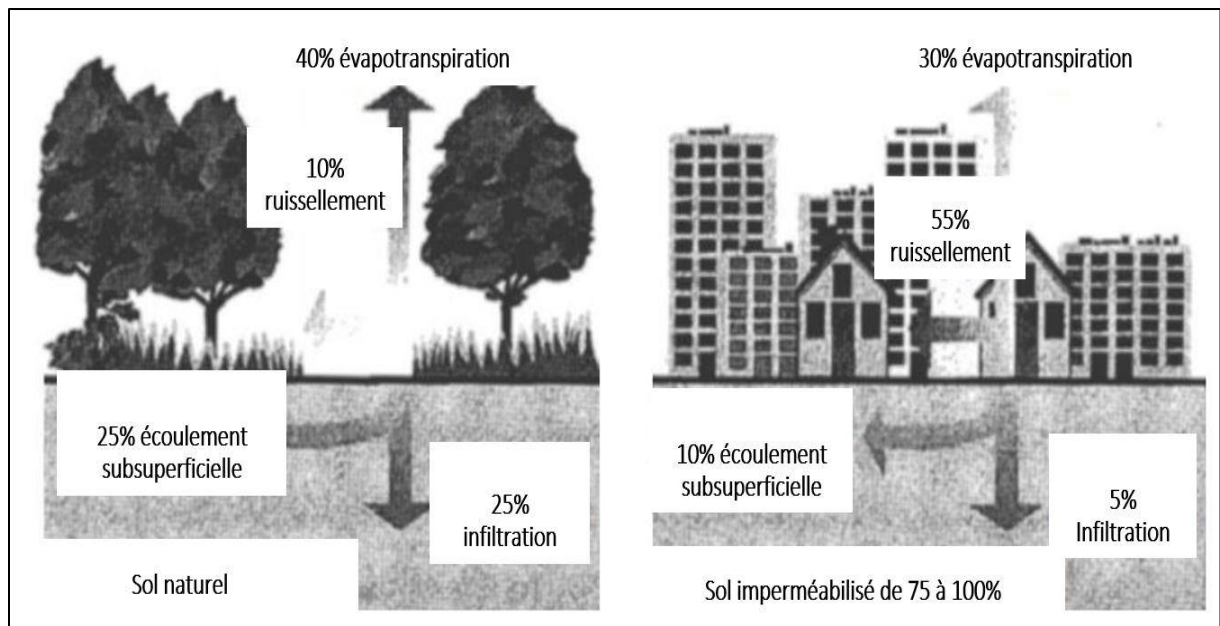


Figure 5: Schéma de l'impact de l'urbanisation sur le ruissellement [4].

Due à une forte imperméabilité des bassins versants urbanisés, le mécanisme de conversion de la pluie en ruissellement est sur certains aspects différents de celui des bassins versants fluviaux, de faibles variations des caractéristiques de la pluie affectent rapidement et de manière notable la réponse du bassin. Aussi, le débit de pointe dans les bassins versants urbanisés est considérablement plus grand à cause du fait que l'écoulement se fait à travers des systèmes de drainage construits à cet effet (canaux et conduites). Sur la **Figure 5**, on voit que l'imperméabilisation des surfaces a une influence sur les éléments du cycle hydrologique.

Dans le cas de cette figure pour le sol naturel, le ruissellement ne représente que 10% de de l'eau de pluie, l'évapotranspiration est très importante avec 40% du total, les 50% restant se répartissent entre les écoulements s'effectuant au-dessous du sol et l'infiltration.

L'urbanisation du sol avec une imperméabilisation de 75 à 100% a conduit à un bouleversement de cette répartition. Ainsi, le ruissellement est passé à 55%, l'évaporation diminue du fait de la diminution du couvert végétal. L'infiltration subit la plus importante diminution, elle passe de 25% à 5%.

4. Assainissement :

L'assainissement est l'un des principaux éléments des villes. C'est un ensemble d'ouvrages indispensables à la salubrité publique, dont le but est de rendre l'environnement sain par l'évacuation des eaux usées qu'elles soient domestiques, industrielles ou de toute autre origine. Aussi, un des rôles primordiaux de l'assainissement est l'évacuation des eaux pluviales, qui est nécessaire pour chaque agglomération. En effet, sans l'évacuation, ces agglomérations seraient rapidement confrontées aux phénomènes d'inondations et à la prolifération de certaines maladies dues à la stagnation de ces eaux au sein de ces dernières. Un réseau d'assainissement doit nécessairement être sanctionné d'une station d'épuration pour être complet le rejet de ces eaux directement dans l'environnement naturel pourrait avoir un impact négatif sur les écosystèmes et mettre en péril la ressource en eau pour des utilisations futures.

Le système de drainage conventionnel a pour but la collecte et le transfert des eaux usées de ruissellement (eaux pluviales) et des eaux usées. Ces systèmes sont en général développés pour faire face aux inondations, aux risques sanitaires et ou la protection de milieu naturel.

4.1. Les eaux à évacuer :

En fonctions de leurs origines, les eaux à évacuer à travers le système d'assainissement sont de deux types. De manière globale, les eaux à évacuer comprennent :

- Les eaux usées qui comprennent les eaux usées domestiques, industrielles
- Les eaux pluviales qui proviennent des pluies

4.1.1. Les eaux usées :

Elles comprennent :

- **Les eaux usées domestiques :** ces eaux émanent des différentes utilisations domestiques de l'eau, leur charge en pollution organique est relativement importante. Ces eaux peuvent être classées en eaux ménagères et en eaux dites 'vannes'. C'est l'eau qui est généralement fournie par la consommation qui est ensuite recueillie après utilisation. Ainsi, aux éléments (minéraux et organiques) déjà présents dans ces eaux s'ajoutent d'autres tels que les excréments humains, le savon, la saleté provenant de divers lavages, les déchets de nourriture. Certaines de ces substances restent en suspension, alors que d'autres se dissolvent ou deviennent si fines qu'elles acquièrent les propriétés physiques des particules colloïdales. Aussi, la charge en pollution organique est relativement importante et cette matière organique peut servir de nourriture à des microorganismes. A cause de tous ces aspects, les eaux usées domestiques sont souvent décrites comme instables, biodégradables et putrescibles.
- **Les eaux usées industrielles :** leurs caractéristiques dépendent de l'industrie de laquelle elles proviennent. Par conséquent, ces eaux peuvent nécessiter un prétraitement avant d'être rejetées dans le réseau d'assainissement lorsque ces derniers présentent un danger pour le réseau et ne provoque pas des perturbations au niveau des stations d'épuration. Elles contiennent selon le secteur industriel qui les rejette de la matière organique (industrie alimentaire), azotées ou phosphorées, des substances corrosives, des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures.

4.1.2. Les eaux ruissellement :

Elles proviennent surtout du ruissellement des eaux de pluviales, de lavage des voies publiques. Leur évacuation est nécessaire car ces eaux peuvent également être porteuses de pollution, en plus de cela le risque de sanitaire à cause de la stagnation de ces eaux et même le risque de submersion des zones urbanisées imposent cette évacuation.

4.2. Les types de systèmes d'assainissement :

En fonction de la taille de la ville et des moyens dont elle dispose, un type de système d'assainissement doit être choisi. En effet, il existe plusieurs types de systèmes d'assainissement. On distingue principalement :

- Les systèmes d'assainissement non-collectifs
- Les systèmes d'assainissement semi-collectifs
- Les systèmes d'assainissement collectifs qui peuvent être soit Unitaires, séparatifs ou pseudo-séparatifs.

4.2.1. Les systèmes d'assainissement non-collectifs :

Ces types d'assainissement sont utilisés lorsque les rejets d'eaux usées d'une ou plusieurs habitations ne sont pas raccordés au réseau collectif public et font l'objet d'un traitement spécifique [18].

Les systèmes d'assainissement non-collectifs ou autonomes sont fréquents dans les zones rurales où les habitations ne sont pas proches les unes des autres.

4.2.2. Les systèmes d'assainissement semi-collectifs :

L'assainissement non collectif individuelle, traite les eaux domestiques d'une habitation individuelle et l'assainissement collectif qui repose sur les stations d'épurations collectives. Entre les deux, il y a naissance de l'assainissement semi-collectif. L'assainissement semi-collectif appelé aussi petit collecteur, dénommé aussi assainissement non collectif regroupé, il épure des eaux d'un petit secteur bien déterminé, à titre illustratif un bâtiment, un appartement ou un petit village etc... C'est un dispositif qui concerne les habitations qui ne sont pas desservies par un réseau public.

4.2.3. Les systèmes d'assainissement collectifs :

Ils se subdivisent en plusieurs sortes de systèmes ou réseaux :

- **Les réseaux unitaires :** dans ce réseau les eaux usées et les eaux pluviales sont mélangées et leurs évacuations se fait ensemble. Le dimensionnement d'un tel réseau d'assainissement est fait à partir des débits maximaux des eaux pluviales. Les débits maximaux des eaux d'origine domestique étant plus faibles, ces derniers ne sont pas pris en compte dans le dimensionnement. La construction de ces types de réseau est mise en question dans certaines parties du monde. L'utilisation d'un réseau unitaire rend pénible l'épuration des eaux usées du fait de la dilution de la pollution par les eaux pluviales. Par exemple, au Québec (Canada), l'installation d'un système d'assainissement unitaire est interdite [13].



Figure 6: Schéma d'un réseau d'assainissement collectif [17].

- **Les réseaux séparatifs :** sont constitués de deux réseaux, un premier destiné aux effluents provenant des ménages et des industries, le deuxième évacue les eaux pluviales. Les eaux usées sont acheminées vers une station d'épuration alors que les eaux pluviales sont directement déversées dans le milieu récepteur.

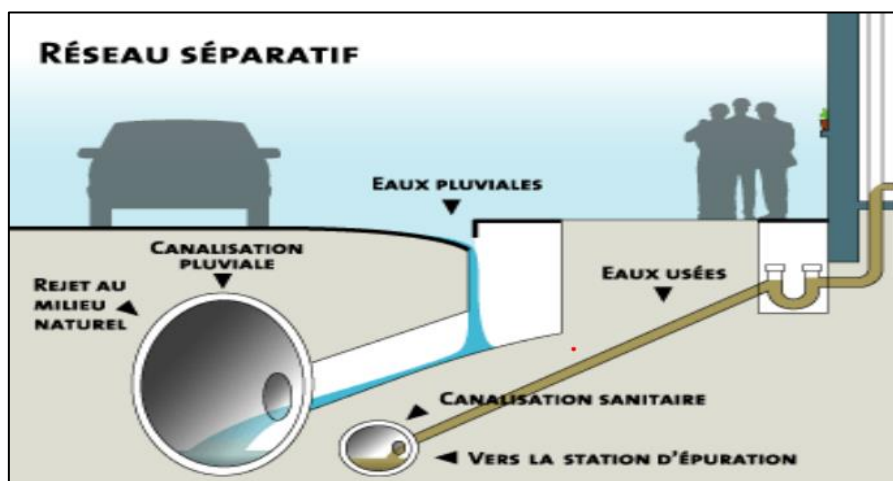


Figure 7: Schéma du fonctionnement d'un réseau d'assainissement séparatif [17].

D'autres formes de réseaux dérivent des deux précédents, ces derniers se présentent comme suit :

- **Les réseaux Pseudo-séparatifs :** c'est un réseau qui recueille les eaux usées domestiques et les eaux pluviales provenant de certaines parties des habitations. Ainsi, les toitures, les cours et jardins déversent leurs eaux dans le réseau par lequel on évacue également les eaux usées.

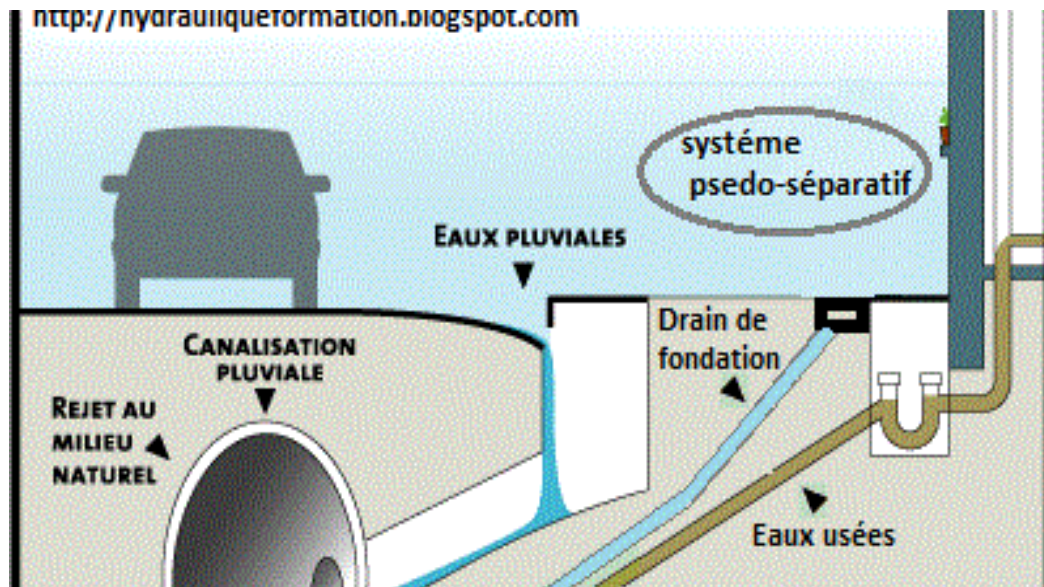


Figure 8: Schéma du fonctionnement d'un réseau d'assainissement pseudo-séparatif[17].

- **Les réseaux mixtes** : ce type de système comporte à la fois une partie en système unitaire et une autre en séparatif. Une agglomération possédant un réseau unitaire peut en effet opter pour une extension en réseau séparatif.

Selon le type de technologie utilisée, on distingue :

- **Les réseaux gravitaires** : dans ce type de réseau l'écoulement est généré par la force de gravité, l'écoulement peut être à surface libre ou en charge. La condition primordiale est que la mise en charge ne doit pas dépasser le niveau de la chaussée sous laquelle la conduite est implantée [18].
- **Les réseaux sous-pressions** : ce type de réseau à un comportement analogue à celui d'un réseau d'alimentation en eau potable. Utilisé lorsque les effluents doivent être transportés sur des distances importantes.
- **Les réseaux à dépression** : leur utilisation est plus fréquente dans des zones où la pente est faible ou même nulle.

5. Phénomènes d'inondations :

Les inondations sont l'un des phénomènes naturels les plus coûteux, les plus dévastateurs et ils continuent à être une problématique dans plusieurs parties du monde. Les inondations comptent pour 40% du nombre total des catastrophes naturelles qui ont eu lieu entre 1985 et 2009 [19].

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités. Au sens large, les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèche dans les digues) [19].

5.1. Genèse des crues et des inondations :

Lors de fortes précipitations et lorsque ces dernières sont prolongées et sempiternelles, elles peuvent conduire à la saturation du sol et par conséquent à un important volume de ruissellement.

Comme conséquence de ce ruissellement, les cours d'eau peuvent sortir de leurs lits, causant ainsi des inondations, de même dans les zones urbaines et péri-urbaines le ruissellement s'accroît (imperméabilisation des sols) et lorsqu'il fait face à des systèmes d'évacuations en sous-capacité cela conduit aussi à une inondation.

Enfin, une inondation peut être générée par la rupture ou le dysfonctionnement de certains ouvrages hydrauliques (barrages, digues de protection, déversoir d'orage...).

Ainsi, selon les paramètres qui sont mis en causes, une classification des inondations a été faite.

5.2. Les Types d'inondations :

Il existe plusieurs types d'inondations :

- **Inondations urbaines :** Pendant les averses, orages ou autres précipitations dans les zones urbaines, les eaux ruissellent en surface, ces eaux s'acheminent vers les réseaux d'évacuations des eaux pluviales qui à son tour les évacuent et les transportent loin du milieu urbain. Cela se passe quand les réseaux d'évacuations sont bien dimensionnés et agissent(marchent) d'une manière correcte. Néanmoins, il s'avère que parfois, ces réseaux ne sont pas à mesure d'évacuer les eaux qui ruissellent soit par le mauvais fonctionnement du réseau, soit par un mauvais dimensionnement du réseau, soit une mauvaise réalisation. Ces types d'inondations leurs ravages sont liés à la nature de la surface ruisselée, de la morphologie des bassins versants, les pentes, la force de la précipitation. Dans une zone urbaine, les bassins versants ont une grande morphologie, au cours du ruissellement des eaux de pluie, ces eaux charriées emportent tout sur leurs passages. Du coup, elles bouchent les points d'entrées des avaloirs, des conduites et cela augmente le risque d'inondation. Compte tenu de la grande surface imperméable dans le secteur urbain, cette imperméabilité (routes, aires de stationnement et trottoirs etc..) favorise très vite le ruissellement, si la conception du réseau a été mal faite, le ruissellement à son tour va déborder les réseaux d'évacuations des eaux des pluies et ce cocktail constitue un facteur majeur de l'inondation et la pollution dans le monde entier.

- **Les inondations fluviales :** lors d'un important épisode pluviométrique, le cours d'eau drainée les bassins entrent en crue et peuvent créer des inondations fluviales. L'inondation de la rivière est considérée comme un événement se produit habituellement saisonnièrement, normalement pendant les saisons des pluies. Le surplus d'eau déborde sur les berges de la rivière et se heurte à des terres basses adjacentes.
- **Inondations soudaines ou "Flash Flood" :** des crues soudaines se produisent lorsqu'une grande quantité d'eau inonde en un laps de temps, une région. Il se produit localement et soudainement sans ou avec peu d'avertissement. Crues soudaines peuvent se produire en raison de pluies immodérées ou d'une libération soudaine d'eau d'un barrage. Aussi, ce type d'inondation caractérisé par sa soudaineté et l'énorme quantité d'eau qui l'engendre, est couplé avec l'impact récent du changement climatique surtout dans les régions arides et semi-arides [19].
- **Les inondations côtières :** Les inondations qui se produisent dans les zones côtières en raison de la conduite des eaux océaniques à l'intérieur des terres sont connues comme inondation côtière. Phénomène naturel tel que tempête tropicale, ouragan ou intense haute pression peut provoquer une quantité anormalement élevée de l'eau de mer vers la terre, ce qui a entraîné l'inondation côtière. De même, les vagues de marée provenant des tremblements de terre ou des activités volcaniques en mer peuvent également causer ces inondations [19].
- **Les inondations par rupture d'une protection :** elles sont liées à la rupture d'un ouvrage hydraulique (digue, barrages...), elles sont brutales et impossibles à prévoir [19].
- **Les inondations par montée des nappes phréatiques :** lorsque les nappes phréatiques affleurent en surface, l'eau se ruisselle et peut ainsi provoquer une inondation [19].

5.3. Atténuation du phénomène :

Il existe plusieurs méthodes pour atténuer les inondations. Pour les inondations fluviales, on procède à un recalibrage des cours d'eau : par l'élargissement, ou l'approfondissement ou les deux, cette méthode permet d'augmenter la débitante du lit mineur par l'augmentation de sa section. Elle sert d'endiguement dans les centres urbains et périurbains pour réduire les inondations. Cette méthode de protection est souvent accompagnée :

- La protection des berges contre l'érosion
- La suppression de la ripisylve
- L'endiguement rustique [19]

On peut protéger les agglomérations contre les inondations, en évitant le risque des débordements des réseaux. Ainsi, ces réseaux doivent être dimensionnés en prenant en compte les débits maximaux à évacuer. L'entretien de ces réseaux (curage) peut diminuer les risques d'inondations.

6. Conclusion :

Les eaux pluviales et les eaux usées constituent les eaux devant être évacuées d'une ville. L'évacuation des eaux pluviales fait intervenir la notion d'hydrologie urbaine. Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques notions relatives à cette partie de l'hydrologie qui traite des phénomènes hydrologiques en milieu urbain, notamment le ruissellement. Les concepts de l'hydrologie rurales permettent de mieux appréhender l'hydrologie urbaine. Ainsi celui de l'unité hydrologique (le bassin versant) peut être appliqué en milieu urbain. L'hydrologie urbaine se différencie de l'hydrologie rurale sur certains aspects : les ruissellements y sont plus importants à cause de l'imperméabilisation des surfaces et les écoulements se font à travers des réseaux d'assainissement. Ces derniers pouvant être soit unitaires, séparatifs ou pseudo-séparatifs selon que les eaux pluviales soient évacuées avec les eaux usées (domestiques ou autres). Ces réseaux doivent être capable de protéger les agglomérations contre les inondations notamment celles causées par débordements de réseau.

**Chapitre II: les méthodes d'évaluations des débits des eaux
pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle**

1. Introduction :

Le dimensionnement et l'analyse des performances des systèmes d'évacuation des eaux pluviales, nécessitent l'évaluation du débit de ces eaux. Aussi, depuis assez longtemps, des méthodes ont été développées pour la détermination de ces eaux. Ces méthodes diffèrent sur plusieurs plans par exemple sur le principe de base, le domaine d'utilisation (taille du bassin versant, bassins ruraux ou urbains...), les limites auxquelles sont exposées, les régions du monde où elles sont utilisées et la précisions des résultats qu'elles permettent d'obtenir. Dans le cas de l'Algérie, deux méthodes apparaissent le plus souvent, il s'agit de la méthode rationnelle et de la méthode superficielle (ou modèle de Caquot). Dans ce chapitre, il est donné un aperçu sur les méthodes utilisées pour l'évaluation des débits des eaux pluviales. Ainsi, ce chapitre commence par donner quelques exemples des méthodes utilisées pour cette évaluation, car bien que la méthode rationnelle et le modèle de Caquot soient l'objet de cette étude, il est intéressant de savoir que d'autres modèles existent et sont basées sur d'autres principes. Ce chapitre introduit également des concepts clés dont la compréhension est selon nous nécessaire pour une bonne utilisation des principes des deux méthodes précédemment citées. Ces dernières y sont dépeintes de par leurs histoires, leurs principes d'utilisation, de même qu'à travers les limites auxquelles elles sont exposées. Enfin, une comparaison des deux méthodes est faite sur la base de la synthèse bibliographique et ceci sur plusieurs aspects.

2. Quelques modèles utilisés dans l'évaluation des débits des eaux pluviales :

Le phénomène de ruissellement est un des composantes les plus délicat de l'hydrologique. Aussi, du fait de l'important enjeu qu'il représente, ce phénomène a été à de nombreuses reprises étudiées et selon que l'objectif de ces études est sur l'analyse du ruissellement pour des bassins versants fluviaux ou urbains, plusieurs modèles ont été fournis. Il existe plusieurs sortes de modèles en hydrologie, et la classification de ces modèles selon les caractéristiques observées. Parmi les principaux modèles rencontrés, on trouve [20]:

- **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 fluviales et urbanisés. Pour les méthodes déterministes de type rationnelle, elles sont fondées sur une approche que l'on qualifie de "sens commun"[21]. Parmi les méthodes déterministes la plus connue est la méthode rationnelle de Mulvany et de nombreuses autres méthodes de calcul ont été développées à partir de cette dernière notamment la méthode superficielle. Les méthodes déterministes empiriques s'attèlent à représenter des phénomènes à partir des résultats d'un grand nombre d'expériences. Pour un bassin versant jaugé (qu'il soit urbain ou rural), à partir de différentes observations de précipitations et des observations de débits à l'exutoire, il est en effet possible de dégager un modèle de transformation pluie-débit.

- **Les modèles stochastiques :** ou méthodes de l'analyse de fréquences statistiques peuvent être utilisées là où la disponibilité des données hydrologiques le permet. Ce sont des modèles établis à partir de lois statistiques. Avec ces modèles, l'utilisation de fonctions aléatoires est alors faite pour palier à la difficulté de comprendre les phénomènes. Les distributions des fréquences sont utilisées pour l'analyse des données hydrologiques et incluent la distribution Normale, celle du Log-normal, la distribution des valeurs extrêmes de Gumbel et la distribution Log-Pearson type III. Cette dernière revêt un intérêt particulier. En effet, du fait de sa flexibilité et de la qualité des données qui deviennent de plus en plus importantes, la distribution de Log-Pearson est largement recommandée par le **U.S Water Resources Council** (Comité américain des ressources en Eau) comme distribution type pour l'étude des fréquences des inondations [22].
- **Les modèles dérivés de l'analyse des systèmes :** ils se comportent comme des systèmes de type « boîtes noires » (dont le fonctionnement interne n'est pas considéré), ils transforment la pluie en débit sans s'intéresser à la physique de l'écoulement et sont basées sur des hypothèses de linéarité.

3. Notion d'isochrones et de temps de concentration :

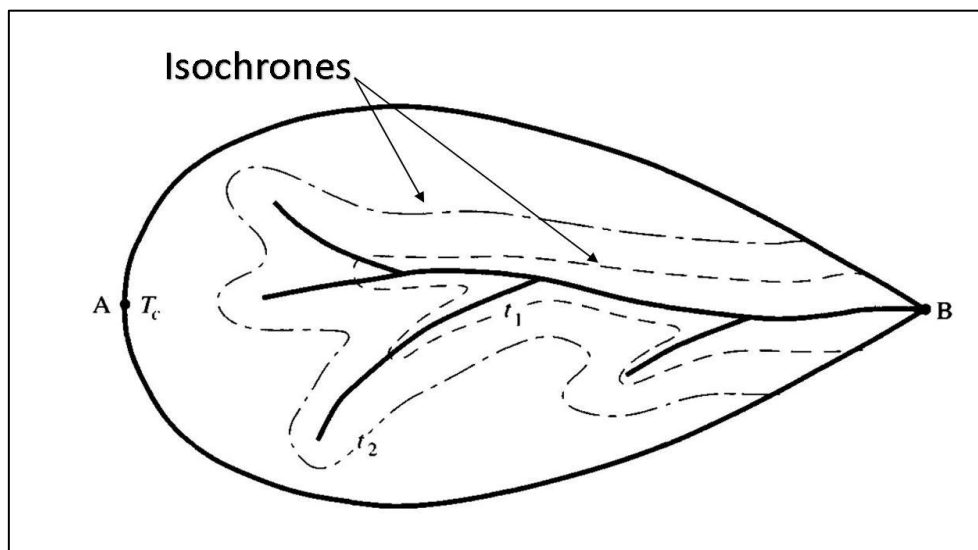


Figure 9: Bassin versant, T_c représentant le temps de concentration, (temps nécessaire pour qu'une goutte tombée en A arrive en B).

3.1. Les isochrones :

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'embouchure est le même. L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène [24].

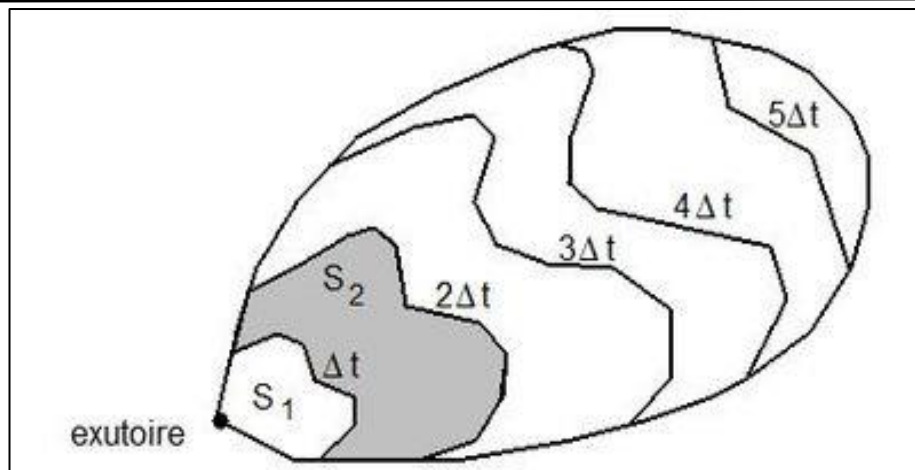


Figure 10 : Isochrones d'un bassin versant [25].

3.2. Le temps de Concentration:

Le temps de concentration représente le temps nécessaire pour que l'eau ruisselle du lieu le plus éloigné (du point de vue hydraulique) dans un bassin versant jusqu'à l'exutoire. En d'autres, c'est le temps que met une goutte tombée au point le plus éloigné pour atteindre la décharge (qui dans le cas d'un bassin versant urbain correspond à l'ouvrage pris comme référence) [13].

Il varie en fonction du débit de pointe. Ainsi, le temps de concentration est fixe pour une crue donnée alors qu'il peut varier d'une crue à une autre [26].

Le temps de concentration peut être estimé graphiquement par le temps de descente (temps entre la fin de la pluie et la fin du ruissellement) :

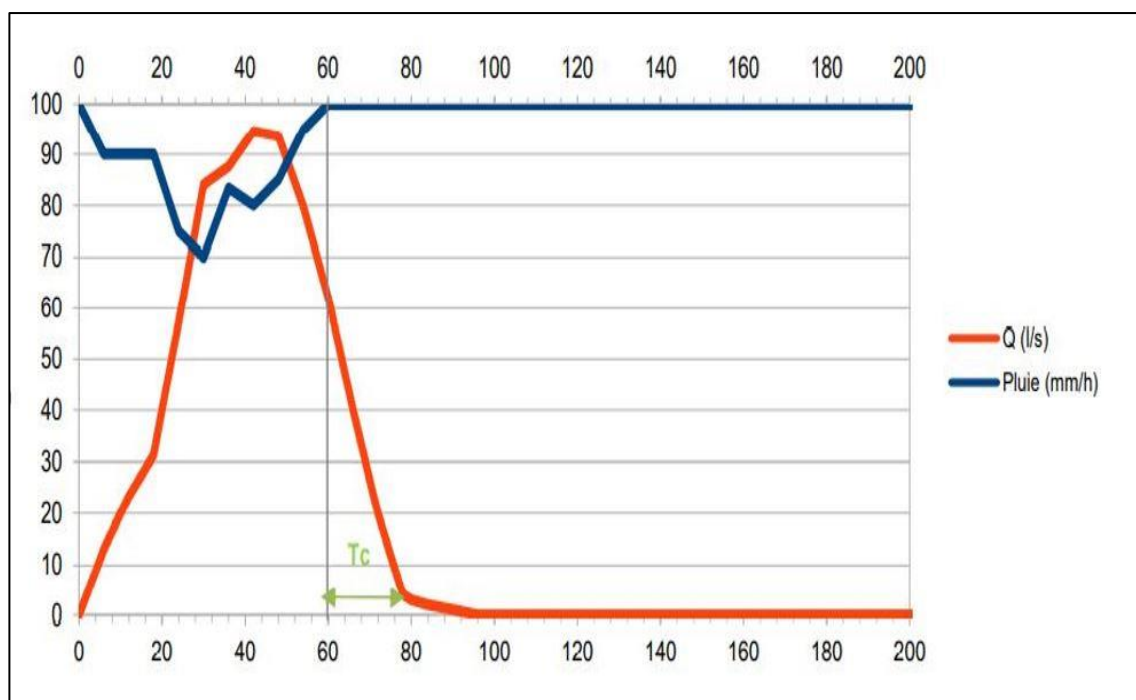


Figure 11 : Exemple graphe illustrant le temps de concentration [27].

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

De façon pratique, on peut trouver le temps de concentration grâce à un traceur injecté dans l'eau comme par exemple la fluorescéine. Le temps de concentration varie d'une averse à une autre, mais dans la pratique on considère généralement des valeurs constantes.

Pour une averse d'intensité constante, le débit maximal ne sera observé que si la durée de la pluie est supérieure à t_c . Pour une averse d'intensité variable, on utilise l'intensité moyenne maximale de la pluie sur une durée égale à t_c .

L'écoulement des eaux pluviales en milieu urbain comporte de nombreuses similitudes avec celui du bassin versant ruraux ou de cours d'eau naturel. Cependant, en milieu urbain, l'eau est amenée à suivre, à travers des canaux ou des conduites, des chemins qu'elle n'aurait pas suivis sans l'intervention de l'homme. Ainsi, l'écoulement se fait en deux phases, ce qui permet de poser :

$$t_c = t_e + t_r \quad (2.1)$$

3.2.1. Temps d'entrée en réseau:

Le temps d'entrée (« inlet-time ») est le temps de concentration pour l'écoulement de l'eau en surface avant d'atteindre le système d'évacuation proprement dit. C'est le temps que met l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'évacuation (bouche d'égout,,...). Il est relativement faible par rapport au temps de réseau.il varie de 3 (ou même 2 min) à 20 min. Son rôle est prépondérant et même essentiel en matière de dimensionnement d'ouvrages élémentaires. Cependant, pour les ouvrages tels que les collecteurs desservant des bassins étendus, il est faible comparé au temps d'entrée [28].

Il dépend de la pente moyenne de la surface, la distance que l'eau doit parcourir (disposition des bouches d'égout) et de la nature de la surface (imperméabilisation) [13].

Le calcul du temps d'entrée t_e a fait l'objet de plusieurs études. Aussi, plusieurs modèles ont été donnés pour son calcul. Beaucoup de ces modèles sont empiriques et adaptés à des conditions particulières. Parmi ces modèles, certains des plus communs se présentent comme suit :

- **La formule de Giandotti** : c'est la méthode la plus utilisée en Algérie. La vitesse de ruissellement est calculée en utilisant le temps de concentration de la formule de Giandotti car c'est la méthode la plus utilisée en Algérie'' [29].

$$t_e = \frac{4\sqrt{A} + 1.5.L}{0.8\sqrt{1000LI}} \quad (2.2)$$

t_e : temps d'entrée en minute (min)

S : surface du bassin versant (en Km²)

L : longueur du plus long parcours (en m)

I : pente de chemin correspondant au plus long parcours (en m/m)

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

- **La formule de Kirpich** : elle est valable surtout dans les zones rurales. Elle a cependant fait ses preuves en hydrologie urbaine et est adaptée à des surfaces allant de 0,4 à 80 ha et pour des pentes allant de 3% à 10% [27].

$$t_e = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot I^{-0,384} \cdot F \quad (2.3)$$

t_e : temps d'entrée en minute (min)

L : plus long chemin hydraulique en mètre (m), elle doit être prise en principe entre 30 et 3050 m

I : pente moyenne du plus long chemin (m/m)

F : facteur (adimensionnel) lié à la surface, la formule Kirpich étant de base développée pour les bassins ruraux (ruissellement relativement faible), ce facteur permet de l'utiliser pour d'autres types de surface. Ainsi, il est pris égal $F=1$ pour les bassins ruraux (sol décapé dont la surface est plane), $F=0,4$ pour les surfaces de béton ou asphaltées et $F=2$ pour les surfaces gazonnées [13].

- **Le modèle (ou formule) de Kerby** : la formule donne le temps nécessaire à un mince film d'eau pour ruisseler sur des surfaces aux caractéristiques variées. Il est relativement efficace pour les sous-bassins versants urbains.

$$t_e = \left(\frac{2,187 \cdot L \cdot n}{P} \right)^{0,467} \quad (2.4)$$

t_e : temps d'entrée en minute (min)

L : distance maximale parcourue par l'eau sur la surface (en m), elle ne doit pas dépasser les 365 m. si la distance dépasse cette longueur, l'écoulement de l'eau en devient plus rapide que ce que le modèle prédit.

P : pente moyenne du chemin le plus long (en m/m)

n : coefficient (sans unité) de rugosité de Manning de la surface. Ainsi, ce coefficient porte des valeurs différentes selon la nature de la surface. Par exemple, pour la surface dite imperméable (béton, asphalte...) on prend $n=0,02$; pour une surface gazonnée plane $n=0,1$ [13].

- **Le modèle (ou formule) de Richards** : c'est une méthode de calcul du temps de concentration qui est particulièrement complexe. Elle est souvent utilisée en Afrique [30].

$$\frac{t_e^3}{t_e + 1} = 9,8 \cdot \frac{K}{C \cdot R} \cdot \frac{L^2}{P} \quad (2.5)$$

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

Avec :
$$R=H+\frac{H}{t_e} \quad (2.6)$$

t_e : temps d'entrée en heure (h)

K : coefficient fonction du produit C.R

L : longueur du plus long chemin (en km)

P : pente moyenne du bassin versant (en m/m)

C : (sans dimension) coefficient de ruissellement du bassin versant

H : hauteur d'eau tombée en mm pour une durée équivalente à t_e

- **La formule de Passini :**

$$t_e=64,8 \frac{\sqrt[3]{A.L}}{\sqrt{P}} \quad (2.7)$$

t_e : temps d'entrée en minute (min)

A : surface du sous-bassin (en km²)

P : pente moyenne du bassin versant (en m/m)

L : longueur du bassin versant (en Km) [27].

3.2.2. Le temps de parcours en réseau :

C'est le deuxième élément du temps de concentration pour les systèmes d'évacuation des eaux de pluie. Il représente le temps mis par l'eau pour l'écoulement à travers le réseau d'évacuation (drains, égouts ou canalisations, canaux, etc...) jusqu'à la section considérée.

Pour une conduite coulant à plein débit, en connaissant la longueur de cette conduite, son diamètre d et sa pente, le temps de transit par le réseau est facilement déterminable.

En effet pour une conduite à plein débit on a :

$$V=\frac{L}{t_r} \quad (2.8)$$

Ainsi :
$$t_r=\frac{L}{V}$$

Avec

V : vitesse dans l'ouvrage

t_r : temps de parcours du réseau en s

V : vitesse d'écoulement lorsque la conduite débite à plein débit en m/s

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

L : longueur de la conduite en m

A partir de la formule [n° de la formule précédente] on peut tirer :

$$t_r = \frac{L.d^2}{76,39.Q} \quad (2.9)$$

Ainsi, le temps de parcours est calculé pour différentes conduites et ceci jusqu'à l'embouchure.

Les temps trouvés sont ensuite additionnés et les sommes ainsi obtenue est le temps de parcours du réseau.

4. Méthode rationnelle:

C'est la méthode la plus ancienne à faire l'objet d'une analyse scientifique. La méthode est utilisée pour prédire le débit suivant un épisode pluviométrique.

L'intérêt de la méthode est sa grande simplicité d'expression et d'utilisation. Selon cette approche, le ruissellement maximal est proportionnel à l'aire d'alimentation considérée (bassin versant), l'intensité de la pluie et au coefficient de ruissellement qui traduit la part de la pluie qui s'écoule en surface donc qui participe au débit.

Elle est la plus utilisée un peu partout dans le monde surtout 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.” [13].

4.1. Historique de la méthode :

La méthode 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.

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 19ème 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) [31].

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

La méthode rationnelle a également subi plusieurs modifications dont la plupart date du début du siècle précédent [26].

Ainsi, jusqu'à aujourd'hui, la méthode revêt un intérêt pour les ingénieurs et de nombreuses dérivées de cette méthode sont utilisées et adaptées selon les régions du monde petite transition à la méthode superficielle.

4.2. Le principe et formulation de la méthode :

La méthode rationnelle est particulièrement liée au concept de temps de concentration. Elle est basée sur des hypothèses simplificatrices :

- Intensité de la pluie doit être uniformisée dans le temps et dans l'espace.
- L'intervalle de récurrence du débit est le même que celui de la pluie incidente
- Le coefficient de ruissellement C est supposé invariable d'une averse à une autre

Trois principes sont également à la base de la méthode rationnelle [26] :

- La durée de l'averse doit au moins 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 $i \cdot \Delta t$ pour arriver à l'exutoire. Par exemple, une goutte chutant en un point appartenant au secteur A_3 mettra un temps $3 \cdot \Delta t$ pour atteindre l'exutoire.

La méthode rationnelle s'exprime par la relation ci-dessous [32]:

$$Q = u \cdot K \cdot C \cdot i \cdot A \quad (2.10)$$

Où

u : est un coefficient utilisé pour tenir compte du système d'unité

-pour A en hectare ha, i en mm/mn et Q en m^3/s on prend **u=0,1667**

K : coefficient utilisé lorsque la répartition de la pluie est considérée comme n'étant pas uniforme.

4.3. Etapes de l'Utilisation de la méthode Rationnelle :

L'utilisation de la méthode rationnelle nécessite un ensemble d'étapes [33]:

- Etape 1 : la détermination de l'air de drainage

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

- Etape 2 : détermination du coefficient de ruissellement équivalent au bassin versant
- Etape 3 : détermination de l'intensité de la pluie qui requière le temps de concentration du bassin versant
- Etape 4 : déterminer le débit

4.4. Détermination de l'intensité de la pluie :

Elle correspond à une hauteur de pluie tombée pendant une période de temps donnée sur la surface du bassin(mm/h).

Plusieurs formules permettent de déterminer cette intensité

Elle est donnée par la formule de **MONTANA**.

$$I = a * t^c \quad (2.11)$$

Pour déterminer les coefficients a et b, les courbes IDF (courbes d'intensité-durée-fréquence) sont généralement utilisées. Les courbes IDF représentent graphiquement la variation de l'intensité moyenne de la pluie de sa durée, pour des pluies de courte de durée (<3h et, souvent même <1h) et pour divers intervalles de récurrence [13].

En d'autres termes, une courbe d'intensité-durée-fréquence de pluie illustre la moyenne des intensités correspondant à une pluie de récurrence particulière pour diverses durées.

Elles nous permettent de construire et de dimensionner les ouvrages hydrauliques.

Les équations permettant de décrire les courbes IDF sont de types suivants :

$$i = \frac{CN^x}{(a+t)^n} \quad (2.11)$$

$$i = \frac{M}{t+B} \quad (2.12)$$

$$i = \frac{M}{t^n+B} \quad (2.13)$$

a, M, C,B ,x ,n : constantes relatives à chaque intervalle de récurrence et à chaque région géographique [34].

4.5. Limites de la méthode rationnelle :

Elle est valable que pour des bassins de collecte très simples, de taille réduite, plutôt imperméabilisés. On limite en général son utilisation à des bassins de quelques dizaines d'hectares voire des centaines. Cette formule est bien adaptée aux bassins versants de moins de 250 ha.

Au-delà de la surestimation des débits a des conséquences très notables sur l'économie du projet. Ses limites sont une représentation très élémentaire de la transformation pluie-débit (qui néglige les effets de transferts et du stockage hydraulique) ce qui conduit à obtenir des

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

débites par excès. Par conséquent, la méthode rationnelle donne des résultats approchés, ces débits sont en général supérieurs aux débits réels s'écoulant. A titre illustratif, une étude [26] réalisée sur le bassin versant de la ville de Niamey au Niger (climat type tropical, bassin versant relativement imperméable) a montré que les débits calculés étaient aux dessus de ceux mesurés sur le terrain. La période de retour de la pluie considérée est de 10 ans dans le cas général.

5. La méthode Superficielle ou Modèle de Caquot :

La méthode de superficielle ou modèle de Caquot est une méthode globale de calcul des débits des eaux pluviales.

Son utilisation est favorable à des bassins de type urbains, qui ont une importante imperméabilisation [35].

Elle a été présentée comme une variante de la méthode rationnelle. Elle permet de calculer les débits en évitant l'estimation du temps de concentration d'une part et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant d'autre part [35].

La formule de Caquot apporte plusieurs améliorations à la formule rationnelle, on a notamment la prise en compte :

- De l'abattement des précipitations
- De l'effet d'amortissement de la crue par stockage temporaire dans le réseau, variation du t_c en fonction du débit de pointe :

5.1. Historique de la méthode de Caquot:

A partir de 1930, des modifications diverses ont été apportées à la formule rationnelle pour prendre en compte certains facteurs comme ceux relatifs à l'écoulement tels que la forme du bassin versant, la disposition du son réseau de drainage ainsi que l'effet de stockage temporaire dans ce dernier [26].

C'est dans cette optique que s'inscrit le modèle proposé par Albert Caquot (1881-1976).

Elle a été mise au point puis présenté en octobre 1941 dans un compte rendu à l'académie des sciences de Paris. L'utilisation de la méthode de Caquot a été préconisée en France dès 1949 par la circulaire générale CG1333. Cette circulaire a été en quelque sorte une institutionnalisation de l'utilisation de cette méthode dans toutes les villes de France pour le calcul des débits et par suite les diamètres des collecteurs en fonction d'une période de retour donnée (en générale décennale, $T=10$ ans).

Cette méthode a été développée dans la période d'après-guerre (deuxième guerre mondiale), au moment de la reconstruction. Avec le temps, surtout avec la création de villes nouvelles en France, les coefficients donnés par Caquot à travers la CG1333 ont présenté des insuffisances, ce qui a conduit à l'Instruction Technique interministérielle de 1977. Cette dernière a confirmé la méthode de Caquot dans son rôle quasi normatif. L'instruction Technique de 1977 de Loriferne a proposé une diminution du domaine d'application et diffère de la CG1333 de Caquot principalement sur la possibilité de stockage ou d'infiltration des eaux pluviales par des

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

techniques d'infiltration et de stockage (telles que la couverture du sol par des revêtements, bassins de rétention,...). Cela se traduit à travers les coefficients proposés [36].

Elle a été largement répandue auprès des ingénieurs et techniciens par le biais de circulaires interministérielles, ce qui explique qu'elle ait été très utilisée en France, et dans les pays de l'Afrique francophone par les programmes de recherche et d'aide au développement [37].

5.2. Principe et formulation de la méthode superficielle:

En 1940, Caquot a établi le bilan hydraulique du volume V précipité sur un Bassin Versant (de surface A exprimée en ha) jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration t_c où l'on observe le débit de pointe Q_p à l'exutoire.

$$\mathbf{V=10.\alpha.C.H.A}$$

Où :

α : coefficient d'abattement spatial de l'averse ($0<\alpha<1$) et $\alpha=A^{-\epsilon}$ (où ϵ est un coefficient d'ajustement)

C : coefficient de ruissellement correspondant au Bassin versant

H : hauteur d'eau précipitée (mm)

$$\mathbf{V = V_1+ V_2 = 60.Q_p.t_c. (\beta+\delta)} \quad \mathbf{(2.14)}$$

V_1 : désigne le volume qui s'est écoulé à l'exutoire pendant le temps t_c

V_2 volume stocké (sur chaussée, toiture, dans les caniveaux, et les collecteurs)

B et δ sont des paramètres représentant respectivement les effets de stockages et d'écrêtement.

La hauteur H est déduite des formules types Formule de Montana

$$\mathbf{H=i.t_c=a.t_c^{b+1}} \quad \mathbf{(2.15)}$$

Et le temps de concentration doit être calculé, la formule proposée par Caquot pour son calcul est :

$$\mathbf{t_c=\mu.I^c.A^d.Q_p^f} \quad \mathbf{(2.16)}$$

μ : 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)

c, d, f : exposants de la relation

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

Finalement la formule de Caquot pour la détermination des débits de pointe des eaux pluviales se présente comme suit :

$$Q = K \bar{U} \cdot I \bar{U} \cdot C \bar{U} \cdot A \bar{U} \quad (2.17)$$

K, U, W, V dépend des coefficients de Montana a et b

$$K = \frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6 \cdot (\beta + \delta)} \quad (2.18)$$

$$V = c \cdot b \quad (2.19)$$

$$W = 1 - \epsilon + d \cdot b \quad (2.20)$$

$$U = 1 - b(T) \cdot f \quad (2.21)$$

Avec ($0 < U < 1$)

- a et b coefficients de Montana dépendant de la région géographique et de la période retour , obtenus par la courbe d'Intensité-durée-fréquence.
- Pour les coefficients μ , c, d, f différentes valeurs ont été données.
 - Au départ, il y'avait celles proposées par A. Caquot lui-même en 1949 dans la circulaire ministérielle CG1333 [37] :

$$\begin{aligned} \mu &= 0,93 & c &= -0,363 & d &= 0,367 & f &= -0,2 \\ \beta &= 0,85 & \delta &= 1 \end{aligned}$$

- Il faut aussi noter le réajustement proposé par **Desbordes** (1974) qui constata que les paramètres proposés par Caquot conduisent dans l'ensemble du sous bassin à sous-estimer les débits de pointe de crue, les valeurs qu'il propose sont les suivantes [37] :

$$\begin{aligned} \mu &= 0,65 & c &= -0,41 & d &= 0,507 & f &= -0,287 \\ (\beta + \delta) &= 1,1 \end{aligned}$$

- Ensuite, l'instruction technique 1977 remplaça la CG1333 et proposa [37]:

$$\begin{aligned} \mu &= 0,5 & c &= -0,41 & d &= 0,507 & f &= -0,287 \\ (\beta + \delta) &= 1,85 \end{aligned}$$

($\beta + \delta$) sont des paramètres du bilan volumétrique. L'effet de l'écrêtement du réseau (effet de stockage du réseau) est traduit par l'expression : $\frac{1}{(\beta + \delta)}$

- ϵ : coefficient de la loi de répartition de l'averse (coefficient traduisant l'abattement de la pluie), pris égal à 0,178 selon Caquot et 0,05 selon l'instruction ministérielle (France)
- I : pente moyenne du bassin versant en m/m

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

- C : coefficient de ruissellement

Le débit calculé à partir de l'Equation N° 2.7 doit être corrigé pour pouvoir obtenir le débit de pointe. Aussi, pour cette correction, il convient de multiplier ce débit par un coefficient correcteur m [38] :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0,84.b(T)}{1+0,287.b(T)}} \quad (2.23)$$

Avec :

M : coefficient de l'allongement M étant égale à $\frac{L}{\sqrt{A}}$ et doit être supérieure ou égale à 0,8 et différent de 2 ;

L : longueur du plus long parcours en m

A : superficie du bassin versant en m²

En cas de groupement de sous-bassins de caractéristiques hétérogènes, il est possible d'évaluer des "paramètres équivalents" sur l'ensemble du bassin. Le calcul des paramètres équivalents pour des sous-bassins versants hétérogènes en série et en parallèles est donné par le tableau suivant :

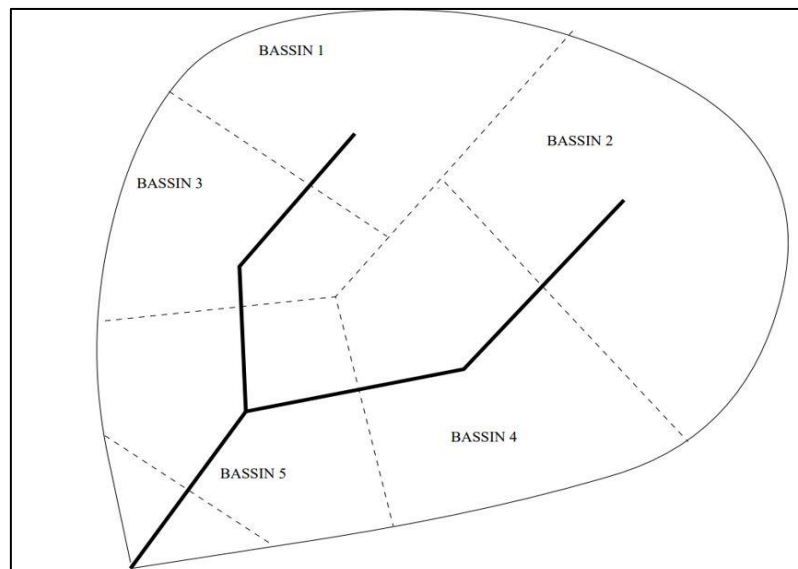


Figure 12 : Découpage d'un bassin et assemblage des sous-bassins[35].

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

Tableau 4 : Equation des paramètres pour un assemblage des sous-bassins en série et en parallèle [36].

Paramètre équivalents	Surface équivalente A_{eq}	Coefficient de ruissellement équivalent C_{eq}	Pente équivalente I_{eq}	Coefficient d'allongement équivalent M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(t_{cmax})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Il est recommandé d'éviter les montages complexes de bassins en parallèle et en série (utiliser dans ce cas la méthode du réservoir linéaire dont le domaine d'utilisation est plus étendu, ou un modèle hydrodynamique détaillé) [35].

La formule a été développée pour la France dont le territoire a été divisé en trois zones avec chacune ces paramètres déterminés à partir de longues séries d'observation de pluie et des débits (26). Ainsi, l'instruction technique de 1977 divise ce territoire de la manière suivante :



Figure 13 : Découpage d'un bassin et assemblage des sous-bassins[36].

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

A titre illustratif, pour une pluie de période de retour de 10 ans, qui est celle en générale utilisée pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuations, les formules pour le calcul des débits (m^3/s) à partir de la méthode de Caquot sont données suivants les régions [32]:

- Région 1 : $Q_P=1,430.I^{0,29}.C^{1,20}.A^{0,78}$
- Région 2 : $Q_P=1,601.I^{0,27}.C^{1,19}.A^{0,80}$
- Région 3 : $Q_P=1,296.I^{0,21}.C^{1,14}.A^{0,83}$

D'autres formules ont été développées pour des différentes régions climatiques, ainsi pour [32]:

- Alger (Algérie), pour $T=10$ ans et $i=4.t_c^{-0,5}$: $Q_P=510.I^{0,20}.C^{1,11}.A^{0,83}$ (l/s)
- Bagdad (Irak), pour $T=5$ ans et $i=9,1.t_c^{-0,75}$: $Q_P=1080.I^{0,32}.C^{1,18}.A^{0,74}$ (l/s)

En ce qui concerne l'utilisation de cette méthode dans les villes en Afrique notamment au Sud du Sahara, des adaptations de la formule ont été réalisées. Ces adaptations ont été obtenues également à l'aide d'études de série de données pluviométriques, auxquelles s'ajoutent des mesures sur le terrain réalisé par l'ORSTOM (actuel IRD) dans le cas du Niger à titre d'exemple. Ainsi, les équations (pour des débits en litre/s) proposées sont :

- Niamey(Niger), pour $T=10$ ans : $Q_P=850.I^{0,20}.C^{1,11}.A^{0,80}$
- Abidjan (Côte d'ivoire), pour $T=10$ ans : $Q_P=2.I^{0,268}.C^{1,19}.A^{0,802}$ [37]

5.3. Limites d'application :

La formule superficielle est établie en fonction de certains paramètres qui ont été donnés pour des bassins situés pour la plupart en Europe. Cependant, elle a été utilisée pour le dimensionnement de réseau d'assainissement dans plusieurs régions du monde sans tenir compte des spécificités de ces régions. Plusieurs études ont eu pour objectifs de déterminer ces paramètres ainsi on peut citer l'étude de Bassel [26].

Aussi, pour une utilisation optimale de cette méthode, la détermination des paramètres adaptés à la région est nécessaire. Ce qui représente une limite dans l'utilisation de la méthode.

Il faut également ajouter que le temps de concentration est un facteur limitant. Ainsi Rougier commente : *"le 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"* [35]

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.

Chapitre II : Les méthodes d'évaluations des eaux pluviales-méthode rationnelle et méthode superficielle

- L'allongement doit être supérieur ou égal 0.8 [32].

6. Comparaison :

Les résultats donnés par la méthode rationnelle et celle superficielle ne sont satisfaisants que d'une manière arbitraire et pour des bassins versants dont le comportement est bien connu. La méthode rationnelle (qui ne tient pas compte de l'effet de stockage du réseau) a tendance à donner des débits plus importants que les débits réels alors que la méthode superficielle qui en essayant de régler ce problème sous-estime généralement les débits.

Du point de vue des limites, la méthode superficielle est limitée par la surface drainée qui doit être comprise entre 5 et 20 ha pour une validité absolue et jusqu'à 200 ha pour une validité affirmée alors que la méthode rationnelle est utilisée pour des bassins allant jusqu'à 250 ha de surface. La pente et le coefficient de ruissellement représentent également des limites à l'utilisation de la méthode superficielle.

7. Conclusion :

L'étude des réseaux d'assainissement nécessite l'estimation des débits des eaux à évacuer. Dans ce chapitre, nous avons analysé deux méthodes d'estimation des eaux parmi les plus célèbres en Algérie, à savoir la méthode rationnelle et la méthode superficielle (Caquot). La méthode rationnelle est la forme la plus basique des deux, la plus ancienne également. C'est à partir d'elle que la méthode de Caquot fut dérivée. Sur le plan de l'utilisation, elle nécessite la détermination de temps de concentration qui est une tâche ardue. La formulation de la méthode rationnelle fait intervenir le coefficient de ruissellement C , l'aire du bassin drainée A et l'intensité I de la pluie. La méthode superficielle quant à elle fait intervenir en plus du coefficient de ruissellement et de l'aire du bassin, un troisième paramètre noté I représentant la pente du bassin versant. La méthode superficielle fut développée pour une utilisation en France. Cependant, plusieurs formulations existent en fonction des paramètres climatiques de la région où elle doit être utilisée. Sur le plan des limites, la méthode superficielle est limitée dans son utilisation par la surface, le coefficient de ruissellement et la pente du bassin, qui doit avoir une valeur comprise entre 2 et 5%. Enfin, la méthode rationnelle a tendance à fournir des débits importants car ne tenant pas compte entre autres de l'effet de stockage du réseau. Inconvénient que la méthode superficielle avait pour objectif de dépasser.

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

1. Introduction :

L'urbanisation diminue la capacité d'infiltration de l'eau dans le sol, avec l'imperméabilisation croissante des surfaces du sol qu'elle entraîne en général. Cette diminution peut être à l'origine de nombreux problèmes au sein d'une agglomération. Le but d'un réseau d'évacuations des eaux pluviales est l'extraction (l'évacuation) de ces eaux des villes par un ensemble d'ouvrages réalisés à cet effet.

Le bon dimensionnement d'un réseau d'assainissement revêt un caractère important. Il ne doit pas être sous-dimensionné à cause notamment des risques que représentent les inondations pour les agglomérations, les eaux pluviales doivent être évacuées le plus rapidement possible. Aussi, on n'évite un surdimensionnement surtout du fait l'aspect économique. De plus, chaque région présente des caractéristiques qui lui sont propres, rendant l'utilisation d'un modèle, ayant des paramètres universels à toutes les régions, hasardeuse.

Du point de vue de l'assainissement des eaux pluviales, les facteurs caractérisant la zone peuvent être répartis en deux catégories [39]:

- Ceux qui concernent les données naturelles du lieu, considérés comme n'étant pas sous l'influence de l'activité anthropique (il s'agit pour la plupart des conditions géographiques et climatiques).
- Ceux sous lesquels l'activité humaine à une forte influence (à titre illustratif le ruissellement est grandement influencé par le mode d'occupation du sol).

Dans le chapitre précédent, nous avons vu que les méthodes d'estimation des débits nécessitaient des paramètres propres à la zone sur laquelle elles sont appliquées. Par conséquent, la connaissance des caractéristiques de la région devient une condition nécessaire pour leur bonne application. Dans le cas des systèmes d'évacuations des eaux pluviales, les caractéristiques les plus importantes sont liées aux conditions climatiques de la région (principalement celles liées à la pluviométrie), aux différents modes d'occupation du sol et au relief. En plus de ces dernières, d'autres paramètres comme les conditions socio-économiques, l'hydrographie et la géologie de la région doivent être pris en considération. Les différents paramètres étudiés sont également interdépendants. A titre d'exemple, le mode d'occupation du sol est fortement lié aux conditions socio-économique d'une région. De même, il existe une relation (surtout dans le cas de notre zone d'étude) entre le relief et l'hydrographie.

Ainsi dans ce chapitre, nous présenterons du premier abord, les données à partir desquelles va se poursuivre l'étude, il s'agit des données pluviométriques de la zone de Bensekrane dans le Nord-Ouest algérien. Dans un deuxième temps, nous présenterons la zone d'étude sur plusieurs plans et ceci grâce à des précédentes études réalisées dans la région.

2. Les données utilisées :

Pour la réalisation de ce travail, la nécessité de connaître le comportement climatique notamment pluviométrique s'impose. Aussi, nous avons eu accès à un certain nombre d'informations enregistrées au niveau de la station de Bensekrane (code : 160702). Ces informations sont des mesures de précipitations maximales journalières.

Ces données se présentent sous la forme d'un tableau portant les enregistrements continus des hauteurs de pluie précipitées à des pas de temps de 15 minutes, 30 minutes, 1 heure, 2heures, 3 heures, 6heures, 12 heures et 24 heures pour une période s'étalant sur 23 années (de 1973 à 1996).

Il est aussi important d'utiliser des informations sur la géographie et l'urbanisation de la zone. En effet, ces facteurs participent grandement aux phénomènes de ruissellement donc à la génération des écoulements des eaux pluviales. Dans notre cas, il nous a été impossible d'obtenir une carte topographique "standard" de la zone. Aussi, par l'utilisation d'images satellites (obtenues par Google Earth) et en utilisation une extrapolation de type linéaire sur un logiciel SIG (système d'Information Géographique), en l'occurrence QGIS, nous avons pu obtenir une pseudo-carte topographique de la zone. Cependant, il faut noter que cette méthode, malgré qu'elle permette l'obtention d'information que l'on pourrait qualifier de convenables, présente quelques limites. En effectuant, la procédure de génération des courbes de niveau d'une autre région (Terni, Algérie), nous avons remarqué que les altitudes étaient respectées. Cependant, pour les points situés dans les extrémités, les courbes avaient tendance à se décaler.

De ce fait, nous jugeons qu'il faudrait privilégier, lors d'une étude plus approfondie, l'utilisation de carte topographique basée sur des mesures effectuées sur place plutôt que celle obtenue par cette voie.

3. Présentation du milieu physique :

3.1. La situation géographique de la zone d'étude:

La zone d'étude se trouve au Nord-Ouest de l'Algérie. Elle se situe entre :

- Les longitudes Ouest: $1^{\circ}13'38.480''$ et $1^{\circ}13'04.440''$
- Les latitudes Nord: $35^{\circ}04'33.600''$ et $35^{\circ}04'55.200''$

Cette zone fait partie de la Ville de Bensekrane, elle représente le Nord de cette ville, séparée du reste par un cours d'eau comme le montre la **Figure 14**. La ville de Bensekrane est quant à elle, le chef-lieu de la commune de même nom, une des 53 communes de la wilaya (région administrative) de Tlemcen. Cette dernière est l'une de 58 wilayas (découpage administratif 2021) qui forment l'Algérie. La wilaya de Tlemcen fait frontière avec le Maroc à l'Ouest et a un accès à la mer Méditerranée au Nord.

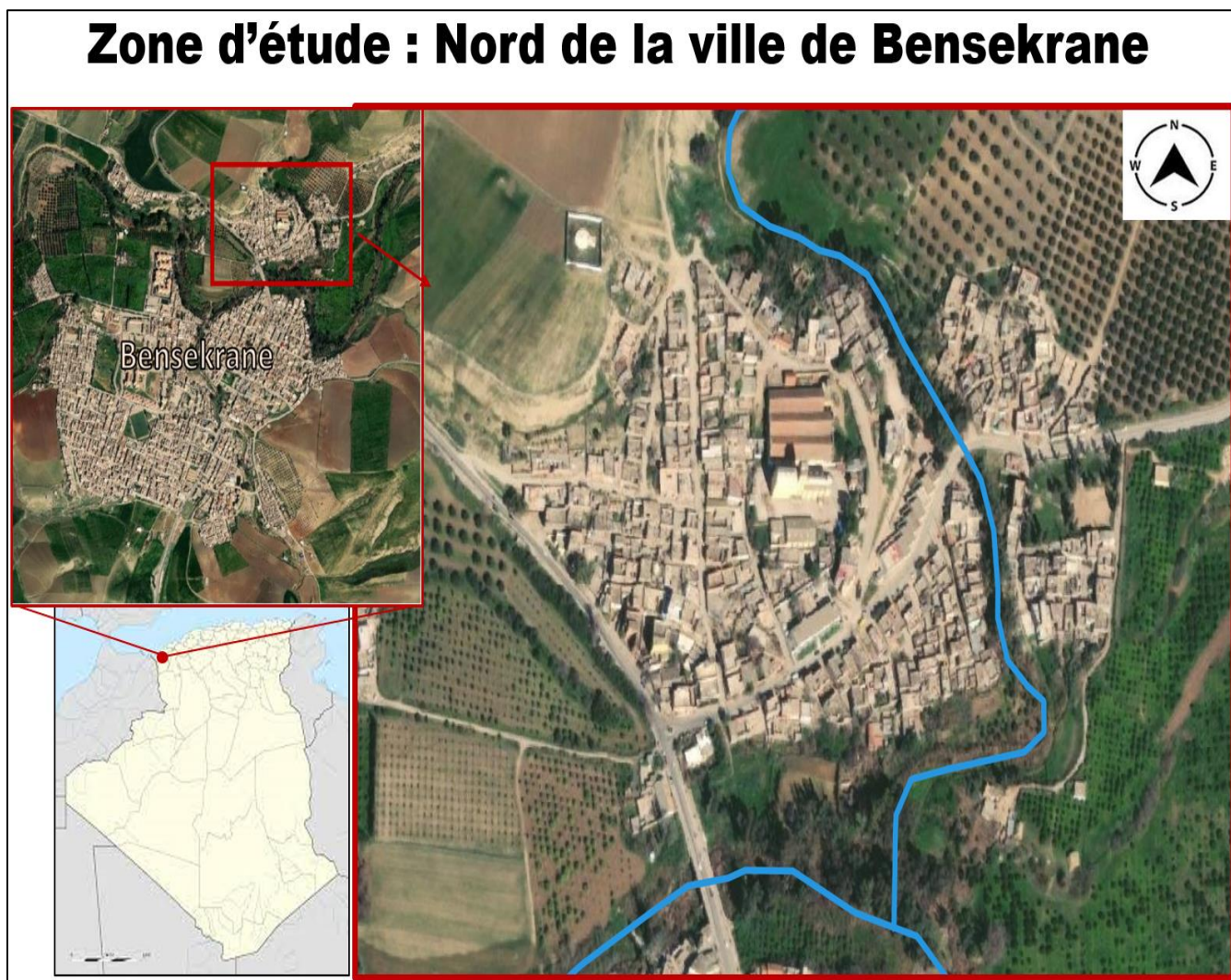


Figure 14: Zone d'étude (source: Logiciel SASplanet).

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

La commune de Bensekrane couvre une superficie de 168 km² et est enclavée. Elle est ainsi limitée à l'Est par la commune de Sidi Abdelli, à l'Ouest par la commune d'El Fehoul, au Sud par la commune d'Amieur et au Nord par la commune d'Ain Kihal et Aghlal (wilaya d'Ain-Temouchent). La commune de Bensekrane est traversée du Nord au Sud par la route nationale RN2.

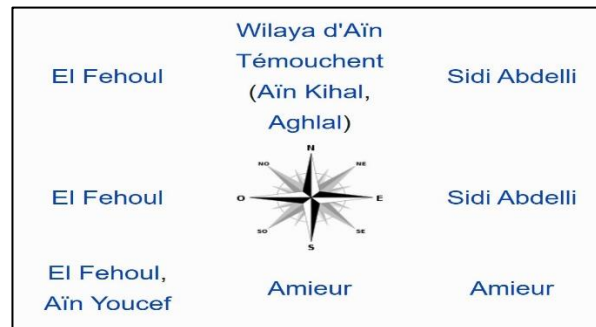


Figure 15 : Communes limitrophes de la commune de Bensekrane [40].

La ville de Bensekrane (dénommée Pont de l'Isser du temps de Colonisation Française) se situe à 32 km de la ville de Tlemcen et à environ 34 km de la ville d'Aïn Temouchent. Elle se situe au Nord-Est du chef-lieu de la wilaya de Tlemcen à la limite de la wilaya d'Aïn-Temouchent. Son centre est localisé précisément aux coordonnées : 1° 13' 27" de longitude Ouest et 35° 04' 28" Nord de latitude Nord.

La zone sur laquelle se porte cette étude ne couvre pas toute la ville, elle se limite à une partie située au Nord (Où se trouve l'hôpital de la ville). Après délimitation du bassin versant drainé, cette dernière s'est avérée couvrir une aire de 16,65 hectares. Le choix de cette zone a été surtout motivé par son relief et son climat, qui est un climat typique de la région du Nord-Ouest de l'Algérie. De plus, de par sa taille, les méthodes de calcul peuvent y être appliquées dans leurs limites de validité. Enfin, cette zone est relativement isolée, de ce fait elle peut être étudiée sans tenir compte de ce qui se passe dans son voisinage.

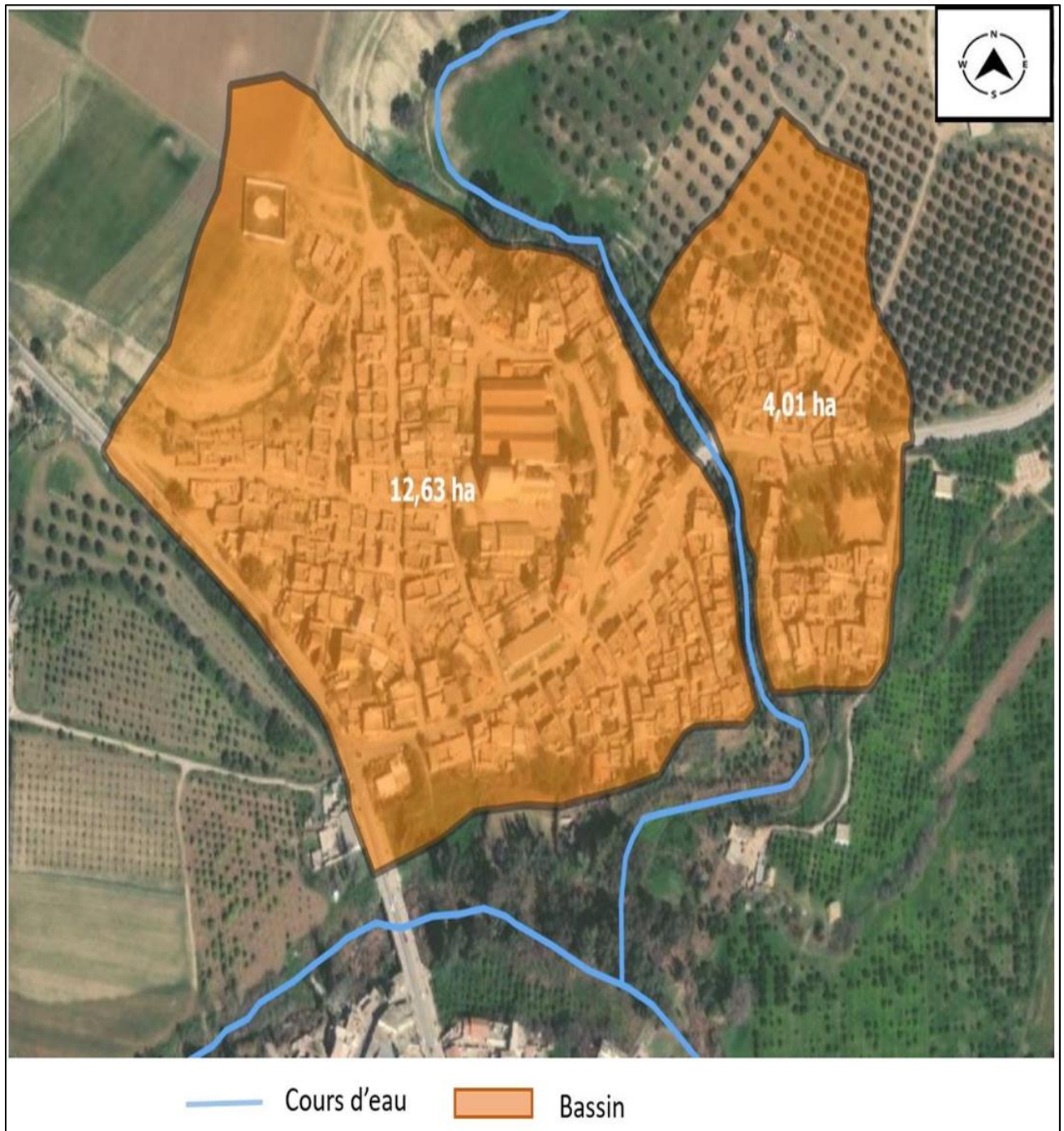


Figure 16 : Carte de la zone d'étude délimitée et constitué de deux bassins.

3.2. Aspect topographique de la zone étudiée :

La pente est l'un des principaux facteurs conditionnant le ruissellement. Un réseau d'assainissement évacue les eaux en général de manière gravitaire. La pente et donc la topographie d'un terrain doit être considérée lors d'un projet d'évacuation des eaux pluviales.

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

- **A l'échelle de la commune :**

A partir d'observation des altitudes de la commune de Bensekrane sur Google Earth Pro, il apparait que cette dernière à un relief particulièrement diversifié. Les altitudes augmentent en montant vers le Nord. Ces altitudes avec des valeurs autour des 150m à peu près 700m.

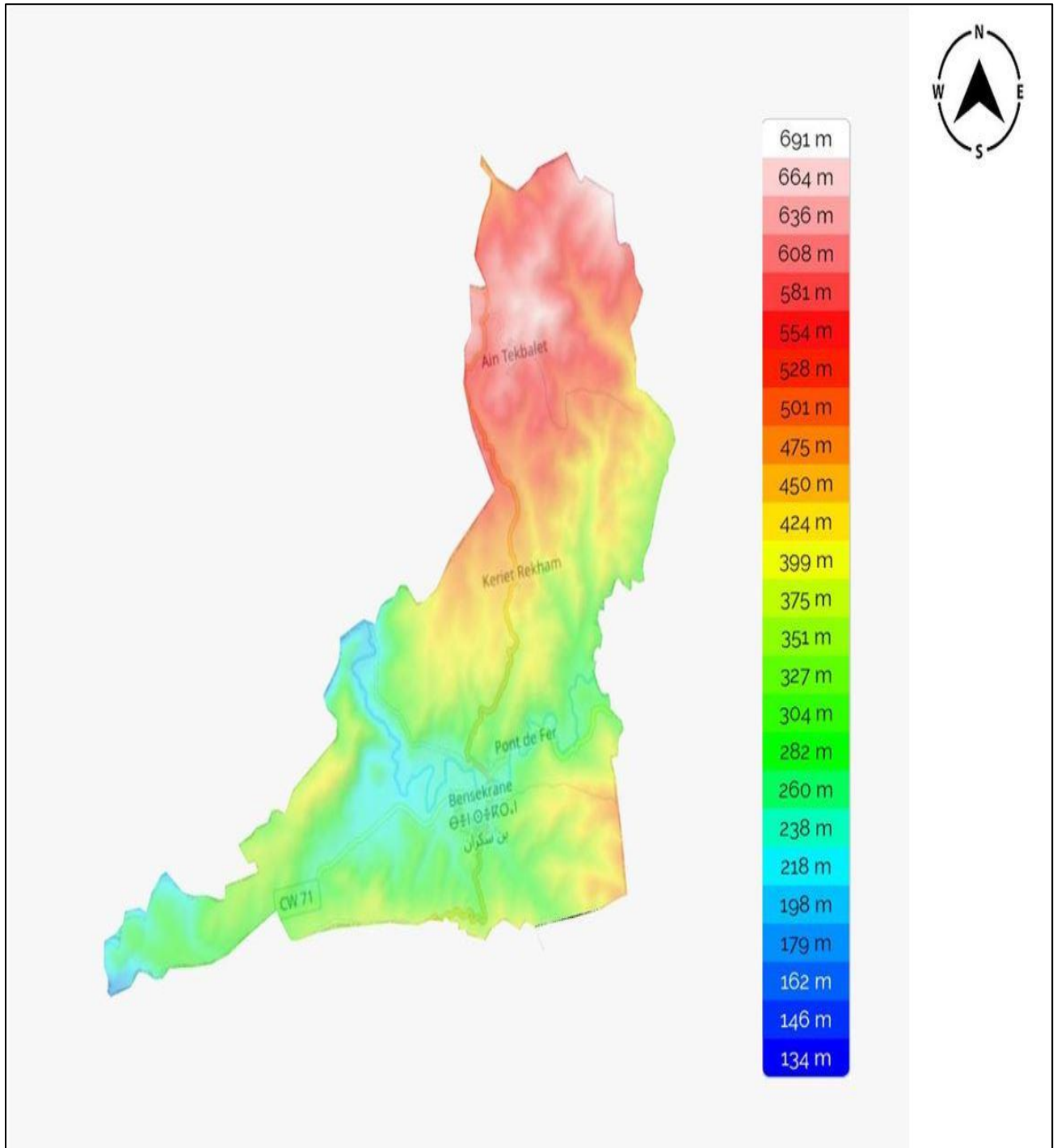


Figure 17 : Carte des altitudes de la commune de Bensekrane.

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

Dans [41], Lassouani A. montre après avoir tracé une carte des pentes qu'à l'échelle de la commune, les valeurs maximales des pentes et les valeurs minimales des pentes présentent d'importants écarts.

- **A l'échelle de la zone d'étude :**

Les observations faites sur le relief de la zone d'étude sont faites à partir de la réalisation d'un DEM, (« Digital Elevation Model » ou Modèle numérique de terrain en français) modèle permettant de représenter sous forme numérique le relief d'une zone géographique, effectué sur le logiciel QGIS (logiciel de type SIG en option libre).

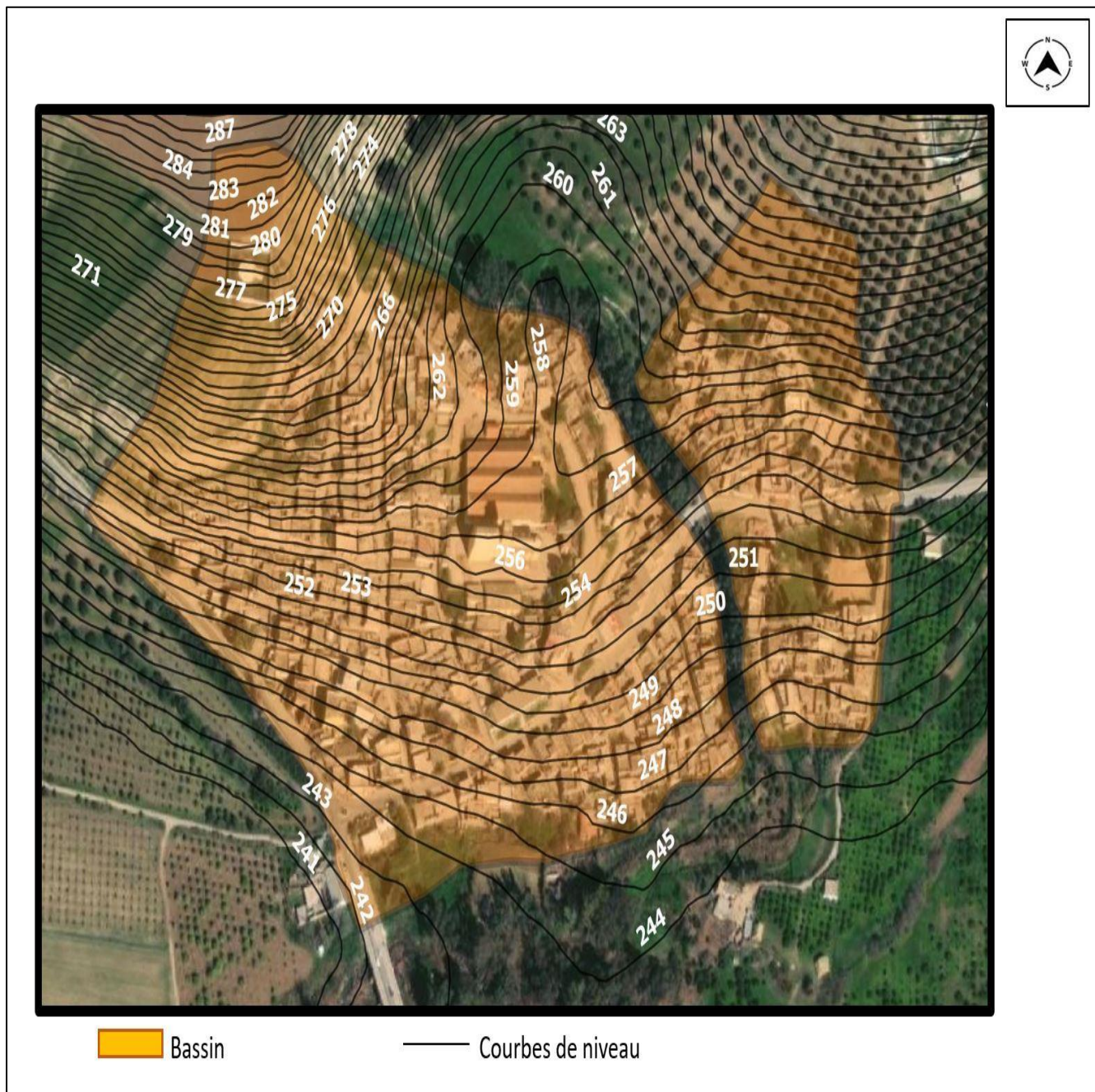


Figure 18 : Carte de la zone d'étude avec les courbes de niveau, obtenue grâce au logiciel QGIS.

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

Le relief est assez accidenté, avec des altitudes descendantes du Nord vers le Sud. L'altitude Maximale est de 291 m et la minimale est de 241m. Ainsi, entre le point le plus élevé et celui se trouve à la plus basse altitude se trouve un dénivelé de 50m.

3.3. Contexte géologique et hydrogéologique de la région :

Les informations sur la géologie de Bensekrane ne sont pas très accessibles. Selon le catalogue des cartes géologiques, Il existe une carte représentant de la géologie de la région. Dans la réalisation de cette étude, la carte n'a pas pu être consultée. Des études précédentes donnent un aperçu de la géologie de la ville et de la commune de Bensekrane en général, parmi ces études on a :

- [41] décrit la partie géologique de la ville de Bensekrane de la manière suivante : *‘‘Le Chef-lieu de la commune est occupé par les marnes argileuses du Miocène moyen (serravallien). C'est une alternance de marnes verdâtres à jaunâtres et de bancs de grès’’*. Page 81. Il poursuit en décrivant ces grès près de l'entrée de la ville comme étant de type bruns à la patine et jaunes à la cassure. Les grès sont constitués de grains fins. La présence d'alluvions de faible épaisseur au niveau des berges de l'Isser doit aussi être notée.
- D'un point de vue hydrologie, nous avons vu que la zone appartient au sous bassin de l'oued Isser qui lui-même fait partie du bassin de l'Oued Tafna dont la géologie a fait l'objet de quelques études. Ainsi, le bassin de la Tafna est formé de grande partie de la formation Jurassique supérieur (Kimméridgien) avec un faciès principal carbonaté [42].

Sur le plan Hydrogéologique, avec la présence de cours d'eau dans la région, on peut supposer la communication entre ce dernier et la nappe souterraine. La surface piézométrique de la nappe souterraine se trouve entre 80 et 200 m, au début du 20ème siècle, de nombreuses sources ont été recensées dans la commune.

3.4. L'hydrographie de la région :

L'hydrographie d'une région est l'ensemble des cours d'eau et des eaux stables présents dans cette région. Dans un système d'évacuation, lorsque que des cours d'eau sont proches, ils sont dans beaucoup cas pris comme milieux récepteurs des eaux évacuées.

La zone d'étude se situe dans le Nord-Ouest algérien connu pour abriter un important réseau hydrographique.

Ainsi, le principal cours d'eau de la commune est l'oued Isser. Il sépare la zone d'étude du reste de la ville de Bensekrane.

Il prend sa source au niveau d'Ain Isser, au Sud d'Oued El Mimoun. Dans un premier temps, il prend la direction du Nord-Est puis se replie perpendiculairement au Nord pour couler dans

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

la vallée des Oueds Mimoun. Il se jette dans le barrage de Sidi Abdelli. L'oued Isser est le principal affluent de la Tafna et la rejoint dans la plaine de Remchi à 80 m d'altitude [43].

En plus du sous bassin de l'Isser, plusieurs autres (au total huit) se rassemblent pour former celui de l'Oued Tafna. Son bassin versant porte le numéro 16 (Grand bassin hydrographique d'Algérie) [43].

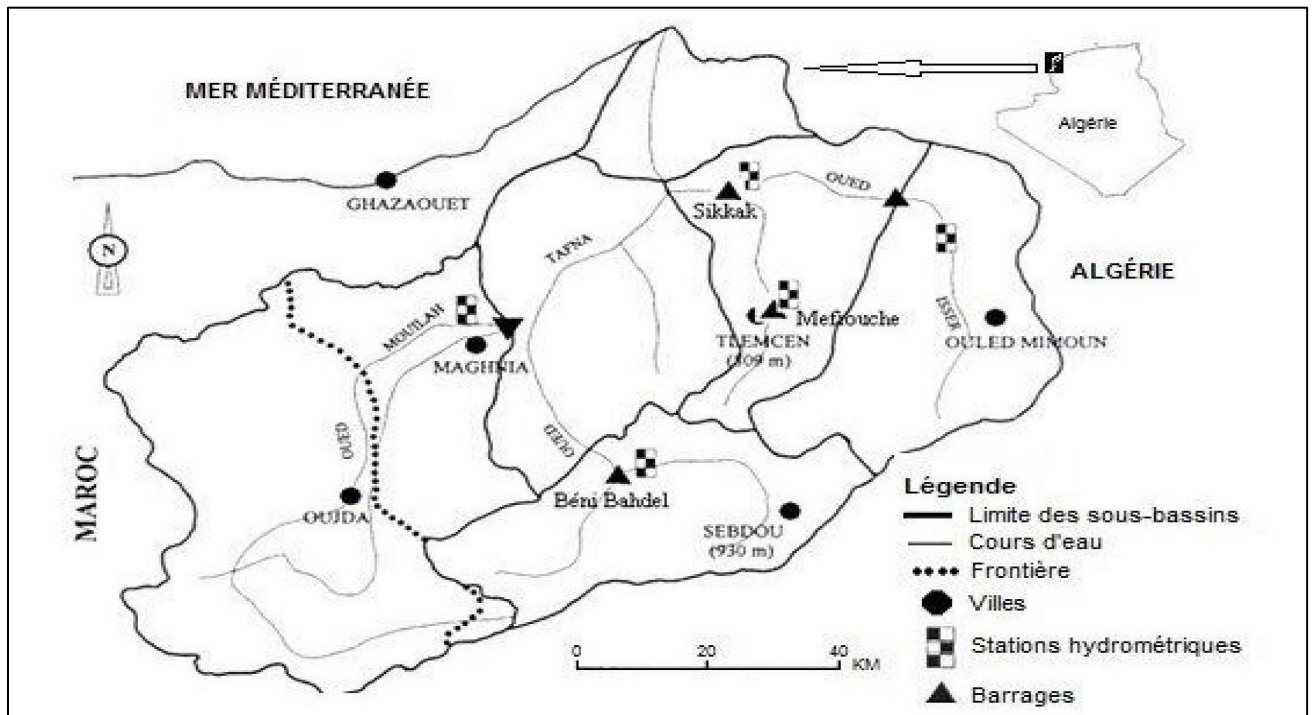


Figure 19 : Situation géographique du bassin versant de la Tafna [44].

La **Figure 19** présente le bassin versant de la Tafna avec à l'Est l'Oued Isser.

Le bassin versant de la Tafna, ne se trouve pas dans sa globalité en Algérie. Il est partagé avec le Maroc (ou se trouve 27% de la surface totale). Cette région est bien pourvue en eau, elle était appelée : "le château d'eau de l'Ouest algérien " et fournissait de l'eau à plus de 2 million de personnes. Le Bassin est aussi aménagé avec 5 barrages (Meffrouche, Sikkak, Béni Bahdel, Hammam Boughrara et Sidi Abdelli), avec une capacité totale de 380.10^6 m^3 [45].

Le tableau suivant donne quelques caractéristiques des bassins de l'Oued Isser et de celui de la Tafna :

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

Tableau 5: Caractéristiques des bassins versants de la Tafna et de l'Oued Isser [46].

Cours d'eau	Surface drainée	Périmètre	Longueur du Cours	Coefficient de compacité
Oued Isser	1139,74 km ²	180 Km	81 km	1,49
Oued Tafna	7245 km ²	354, 8 Km	170 km	1.16

Une observant de la carte topographique réalisée montre la présence d'un relief particulièrement accidenté. Aussi, lors d'une averse, l'eau de ruissellement peu suivre des chemins entre les collines pour former un cours d'eau. L'outil OpenStreetMap sur QGIS confirme la présence de ce chenal quittant le Nord pour se jeter dans l'Isser au niveau de la ville de Bensekrane.

3.5. Occupation du sol :

Comme nous l'avons vu au chapitre 1, la manière dont le sol est occupé intervient grandement dans la génération des eaux de ruissellement. On peut très facilement constater que certains types de surface sont plus imperméables à l'eau que d'autres. Sur des surfaces de nature différentes pour une averse donnée, celle ayant la plus grande imperméabilité (en ne tenant pas compte des autres paramètres) est susceptible de générer le plus important ruissellement. Les zones urbaines, du fait même de leur organisation présentent une occupation de sol hétérogène. Ainsi, ces surfaces sont de diverses types. On y trouve en même temps des surfaces peu perméables (route, constructions...) et des surfaces relativement perméables (terrains vagues, surfaces agricoles...).

Dans la zone d'étude, une observation de l'image satellite (via Google Earth) permet de supposer que la zone est en grande partie couverte d'un ensemble d'habitation, les chaussées y sont développées. La partie non négligeable est couverte de surface perméable. Ainsi, quatre types d'occupation peuvent être distinguer :

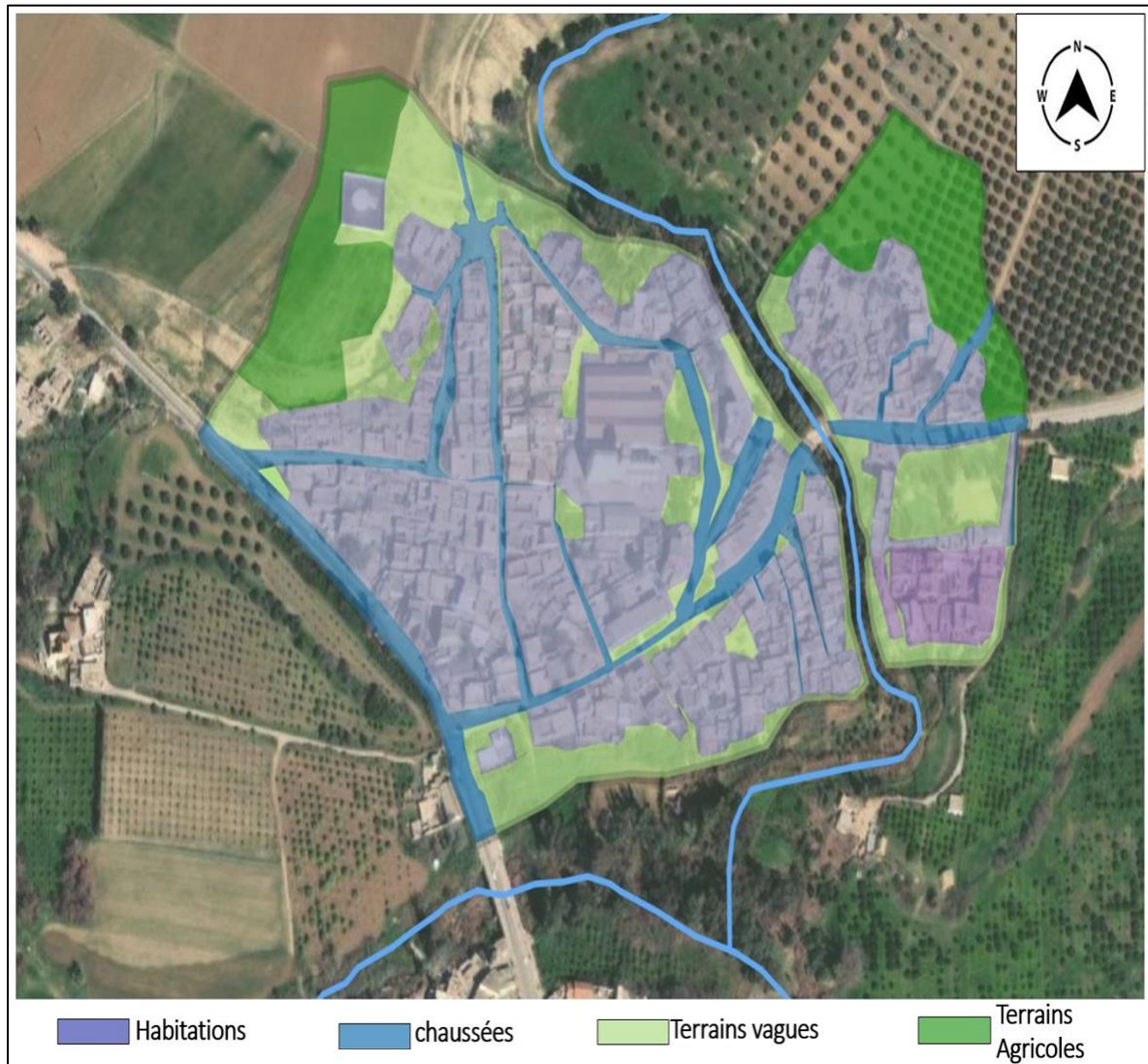


Figure 20: Carte de l'occupation des sols au niveau de la zone d'étude.

- Les zones commerciales et résidentielles : elles sont présentes aux centres de la zone d'étude. Ces surfaces occupent 9,25 ha soit 55% de la surface totale.
- Les chaussées : elles sont développées entre les bâtiments, de même une partie de la route RN2 doit être aussi drainée. Elles représentent 11,8 % de la surface totale ou 1,96 ha.
- Les zones de terrains vagues : localisées surtout à la limite Sud de la zone d'étude en descendant vers l'Oued Isser, et autour du chenal qui transite du Nord vers le Sud et rejoint l'Isser. Elle occupe 3,22 ha soit 19,3% de la surface totale.
- Les zones d'occupation agricole : elles sont aux limites Nord, Ouest et Est de la zone. Et en observant la topographie de la zone, il apparaît nécessaire que ces zones soient tenues en considération. Elles représentent 13,7 % de la surface totale de la zone délimité.

Il existe un coefficient de ruissellement pour ces quatre types de surface. Aussi pour la suite de l'étude les coefficients utilisés sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 6 : Coefficient ruissellement en fonction de l'occupation des sols [47].

Occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Chaussées	$0,7 < C < 0,95$
Bâtiments	$0,6 < C < 0,85$
Terrains Vagues	$0,05 < C < 0,2$
Terres agricoles	$0,1 < C < 0,13$

3.6. Aspect socio-économique:

La population totale de la commune était estimée à 13648 habitants en 2008 et à 18643 habitants en 2017 [40]. Soit une croissance de 36,5% en 10 ans.

Dans la commune de Bensekrane, 75% des surfaces sont des SAU (Sol agricole Utile). Elle compte parmi les grandes zones de production fruitière, ainsi l'olivier et la vigne à raisin se trouve sur ces terres dans une concentration importante [48].

D'une manière plus globale, la commune fait partie de la wilaya de Tlemcen, qui est considérée comme une région à vocation agricole. En effet, 39% de ses terres sont destinées à l'agriculture. Cette surface est répartie surtout entre les plaines de Bethatta, Henaya, Remchi, Ain Youcef, Zenata, Bensekrane, Sidi Abdelli, Ouled Mimoun et Ain Nehala [48].

3.7. Réseaux d'assainissement :

Une étude précédente a donné certaines caractéristiques du réseau d'assainissement de la ville de Bensekrane. Cette étude s'étant fortement basée sur la partie Sud de la ville. Elle permet uniquement de tirer une vue par extrapolation du réseau de la zone Nord. Les observations faites se résument dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Caractéristiques du réseau d'assainissement de la ville de Bensekrane [49].

Population	Nombre d'abonné	Taux de raccordement %	Diamètre (mm)	matériaux utilisé	Nombre de regard	Linéaire totale en m	Type de réseau
18643	3084	94	200 à 1000	Béton, PVC, Ciment	640	15275	unitaire

La même étude affirme que : toutes les eaux sont rejetées sans aucun traitement vers les deux sous bassins principaux celui de l'oued Isser et de l'oued Tarène [49]. Les eaux des cours d'eaux sont également utilisées en Aval de la ville malgré les risques de pollution.

3.8. Climatologie de la région :

Le climat représente un certain nombre de phénomènes, ces phénomènes ramènent en général à la température, à la pluviométrie, et aux vents. D'autres phénomènes comme l'humidité de l'air et l'ensoleillement y font également partis. Les conditions climatiques d'une région impactent grandement les projets d'assainissement à réaliser dans cette région. La pluie représente la grande partie des eaux à évacuer d'une agglomération. Plus ces pluies sont importantes (intensités), plus les débits à évacuer seront importants.

Le climat au niveau de la commune de Bensekrane a été défini par le calcul de l'indice de Martonne qui permet de déterminer l'aridité d'une région et donné par l'équation [50] :

$$I = \frac{P}{T+10} \quad (3.1)$$

Selon une étude précédente [50], ayant utilisée les données climatiques recueillies au niveau de la même station (160702), l'indice de Martonne est égal à $I=13,15$ ce qui a permis de qualifier le climat de la région de climat semi-aride.

3.9. Etude de la variation des Températures :

La commune a une superficie de 168km^2 , cette faible taille n'implique pas une variation spatiale du climat au sein de la commune, les caractéristiques climatiques varient plutôt en fonction de la période de l'année. Des variations sur des périodes plus longue peuvent être constatées. En effet, à travers les paramètres climatiques notamment la pluviométrie, la région (celle du bassin de la Tafna) montre une tendance à la sécheresse [45].

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude et Les données utilisées

Tableau 8: Variation mensuelle des températures maximales, minimales et moyenne sur la période de 1910 à 2006.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Ao	Sept	Oct	Nov	Dec	An
Tmax	11,7	13,38	17,29	18,48	22 ,42	27,04	30,74	30	25,71	22,36	15,37	12,73	20,60
Tmin	8	7,5	7,2	10,4	11,33	17,33	20,95	26	20,29	17,5	10,03	9,09	17,97
Tmoy	9,6	10,29	13,84	14,9	20,19	23 ;99	28,32	28	23	19,93	12,7	10,91	15,35

Tmax : température maximale (en °C)

Tmin : température minimale (en °C)

Tmoy : température moyenne (en °C)

Les températures enregistrées sur la période présentent les caractéristiques suivantes :

- Les mois les plus chauds sont ceux de juin, juillet et septembre avec une température maximale atteignant jusqu'à 30,74 °C pour le mois de Juillet en moyenne.
- Les mois les plus froids sont ceux de Décembre, Janvier et Février.
- Pour les températures maximales le minima est enregistré pour le mois de Janvier avec une température de 11.7°C.

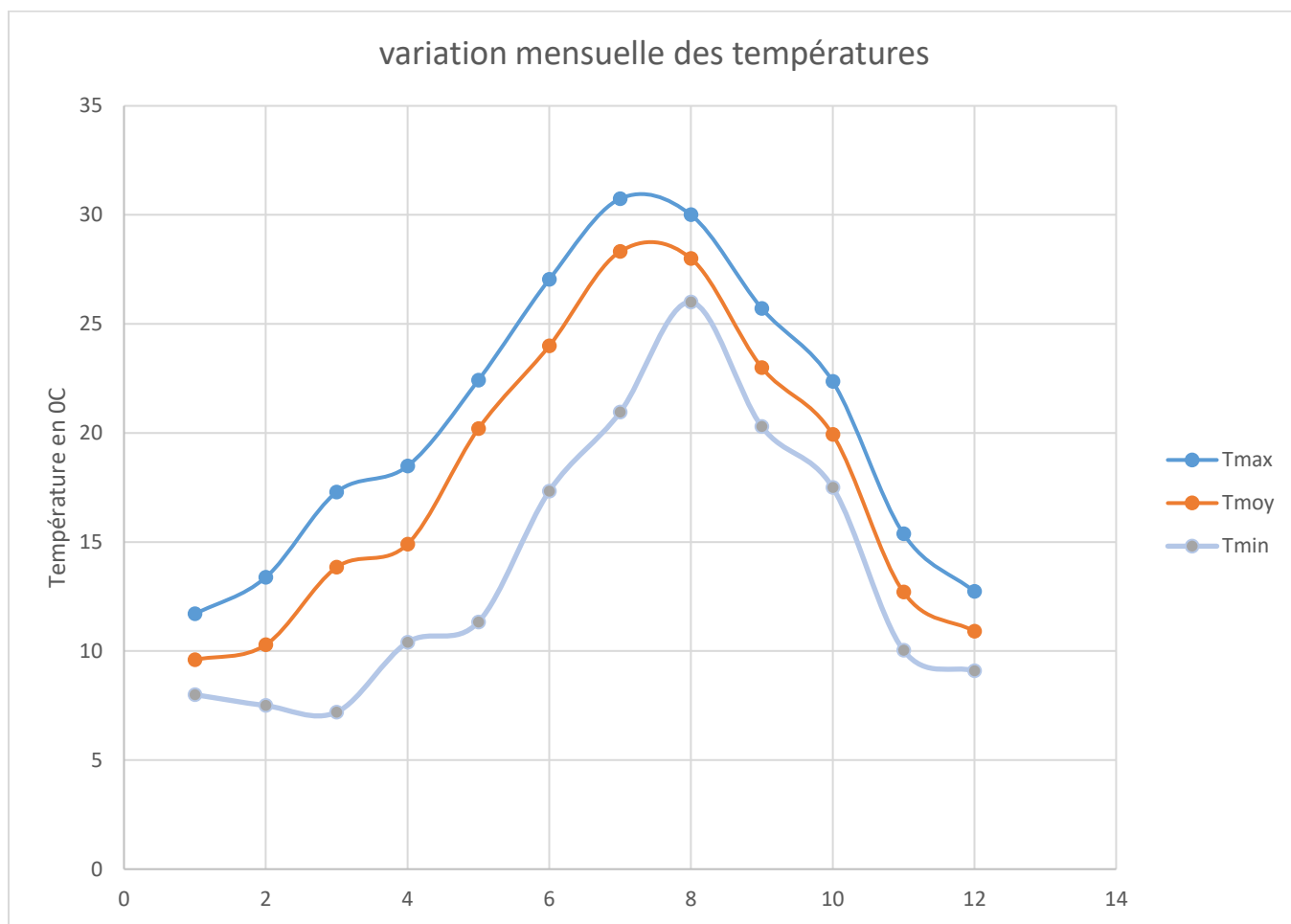


Figure 21 : Tracé des courbes des variations mensuelle des températures du mois de Janvier à celui de décembre, Tableau 8.

3.10. La Pluviométrie :

La moyenne annuelle des précipitations de la région pour une période d'enregistrement s'étalant de 1910 à 2006 est égale à 449,6 mm [50]. Pour la variation mensuelle des précipitations, Les données de la station de Bensekrane pour une période d'enregistrement de 1991 à 2010 est donnée par le tableau suivant :

Tableau 9: Précipitations moyennes mensuelles pour la période d'enregistrements de 1991 à 2006 [50].

Mois	Jan	fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Totale
Précip en mm	47,62	41,08	33,56	37,34	27,32	5,06	5,68	12,98	22,15	25,38	38,82	37,68	334,75

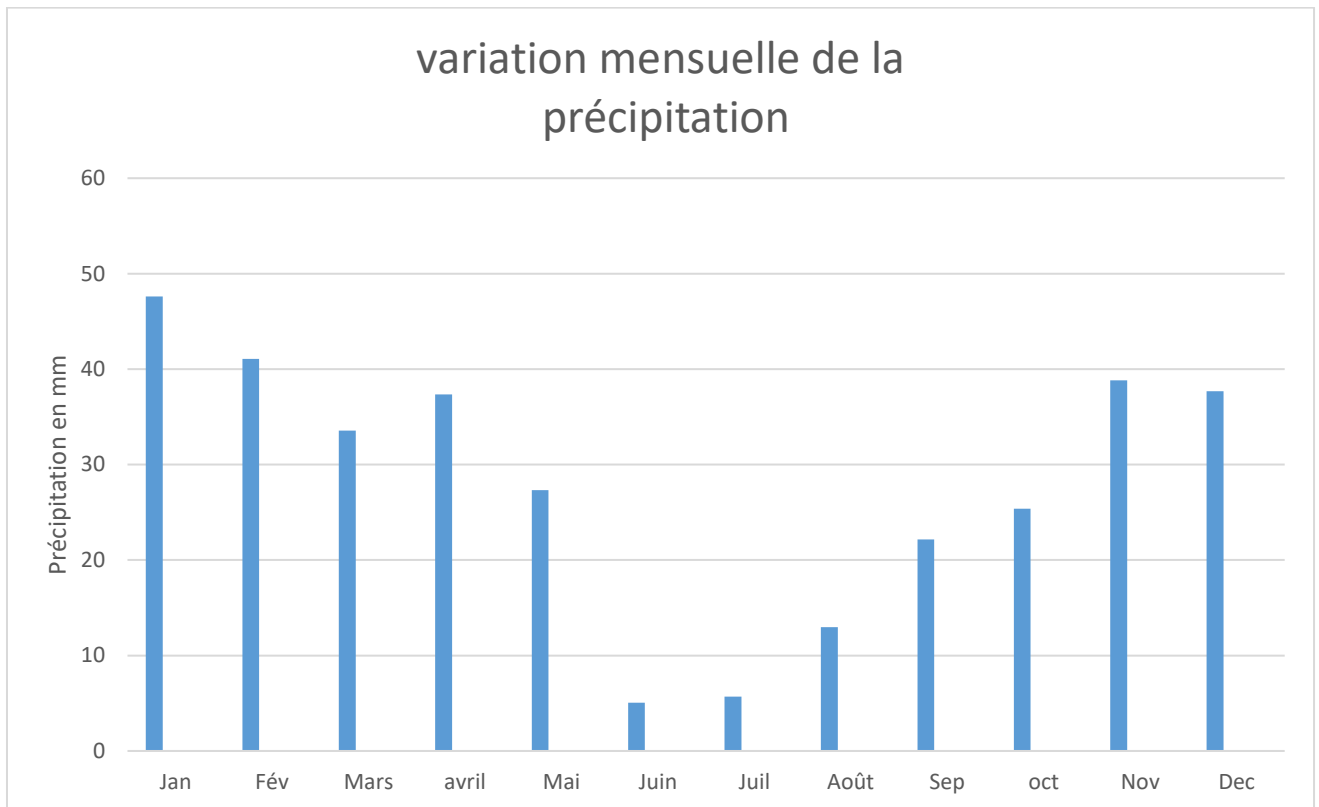


Figure 22 : Graphe de la variation mensuelle de la précipitation tracé à partir du tableau 9.

Ce graphe montre que la précipitation est très variable suivant les mois de l'année. Sur cette période d'enregistrement le mois ayant reçu le plus de pluie est celui de Janvier avec 47,62 mm. A l'opposé, le mois, le plus sec est celui de juin avec une précipitation moyenne de 5,06 mm.

4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons d'une part présenté les données reçues et qui seront utilisées dans les calculs du chapitre suivant. D'autre part, nous avons présenté la zone d'étude. Cette dernière couvre une surface de 16,35 ha et se situe au Nord-Ouest de l'Algérie, au niveau du chef-lieu de la commune de Bensekrane. A partir de plusieurs études ayant été réalisées dans la région, on déduit :

- Le climat de la région est de type semi-aride.
- La région où se situe la zone d'étude appartient au bassin versant de l'Isser, lui-même sous-bassin versant de la Tafna.
- Sur le plan socio-économique, la commune avait une population de 18643 habitants en 2017. Aussi, une importante partie de la surface de la commune est occupée à des fins agricoles.

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

1. Introduction :

La méthode rationnelle et celle superficielle sont des modèles destinés à la détermination des débits des eaux pluviales. Chacune d'elles présente des avantages dans son utilisation, de même que des limites à son application. D'un autre côté, les résultats obtenus par les deux méthodes de calcul ne sont pas les mêmes. Une étude comparative réalisée dans plusieurs pays d'Afrique francophone (climat tropical humide et semi-aride) a montré que la méthode rationnelle a tendance à surestimer les débits des eaux pluviales par rapport à ceux trouvés par la méthode superficielle [37].

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les débits des eaux pluviales au niveau d'une zone située dans la partie Nord de la ville de Bensekrane. L'estimation des débits est faite avec la méthode rationnelle puis avec la méthode superficielle. Les dimensions des conduites nécessaires pour faire évacuer ces débits seront calculées avec des équations de l'hydraulique en surface libre. Enfin, une comparaison des différents résultats sera faite sur base des débits calculés, des diamètres et des temps de concentration. Aussi, certains paramètres, en rapport avec la zone d'étude seront, au préalable, calculés.

2. Méthodologie :

L'objectif de cette étude est de comparer la méthode rationnelle et la méthode superficielle (Caquot), principalement du point de vue des résultats (notamment au niveau des débits obtenus). Cette comparaison doit être basée sur des informations concrètes d'où l'intérêt de la porter sur une zone d'étude réelle (Nord de la ville de Bensekrane). Ainsi, avec les informations disponibles, il s'agira de calculer les débits des eaux pluviales à travers la méthode rationnelle, puis par la méthode superficielle.

Pour ce faire, la procédure suivante a été suivie :

- Création d'une carte topographique de la zone d'étude par :
 - La collecte des données sur la topographie de la région avec le logiciel (**Google Earth Pro**), un ensemble de points (4741 au total) ont été sélectionnés sur toute l'étendue de la zone d'étude par l'outil **Ajouter un Tracé**, pour chaque point le logiciel fournit la position (longitude et latitude) de même que l'élévation par rapport au niveau de la mer. Le fichier est donné en format **.KMZ**, langage à base de balises géolocales.
 - La conversion du fichier en format (**.TXT**), fichier contenant du texte, par un Outil Web ([GPS Visualizer: Assign DEM elevation data to coordinates](#), dernière fois utilisé le 01/06/2021), cette étape nous a semblée nécessaire pour la suite.
 - L'importation des données sur un logiciel de type SIG (Système d'Information Géographique), dans notre cas QGIS a été choisi.
 - Les données sont ensuite traitées par l'outil **Nearest Neighbour**.
 - Un autre outil (**Contour**) a permis de générer les courbes de Niveau.
 - Le tracé du cours d'eau est obtenu par l'outil QGIS nommé **OpenStreetMap**.
 - Par QGIS, le tracé des rues (pour le Nord de Bensekrane) n'est pas donné de manière satisfaisante en raison du vide pour une grande partie de la zone. Ainsi, nous avons décidé d'utiliser une image satellite et de les observer (à vue).

- La création des différents objets géométriques (tronçons et sous-bassins) sur QGIS après avoir Géo-référencer l'image satellite.
- Détermination des surfaces et des longueurs à partir de QGIS.

Cette procédure donne des informations que nous jugeons convenables pour cette étude. Cependant, il apparaît que pour une meilleure précision l'utilisation d'une 'vraie' carte topographique serait plus avantageuse. Aussi, une bonne connaissance du tracé du réseau permettra une étude plus aboutie.

3. Détermination des paramètres utilisés par les méthodes:

3.1. Caractéristique pluviométrique (détermination des paramètres de Montana):

La pluviométrie est un paramètre variable d'une région géographique à une autre. Les paramètres de Montana (a et b), permettent de prendre en considération les spécificités régionales lors de l'estimation des quantités des eaux pluviales ruisselées. Ces paramètres sont présents dans l'utilisation des deux méthodes d'estimation faisant l'objet de cette étude.

La méthode rationnelle dans son équation fait intervenir le coefficient de ruissellement, l'aire drainée et l'intensité de la pluie. Cette intensité, est déterminée dans beaucoup de cas à partir de l'équation de Montana.

La méthode superficielle (selon l'instruction technique de 1977) est définie avec les paramètres a et b de Montana [35].

Ces paramètres sont donnés par les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence). Le tracé des courbes IDF permet de déterminer les paramètres de Montana. En effet, les courbes IDF peuvent être décrites à partir de l'équation de Montana [34] :

$$i=a*t^{-b} \quad (4.1)$$

Les courbes IDF sont des courbes présentées dans un graphe qui mettent en relation l'intensité moyenne d'une pluie, la durée de cette pluie et la fréquence d'apparition de cette dernière. Elles montrent que plus une averse dure, pour une période de retour donnée, plus l'intensité diminue. De même que pour une durée donnée, les pluies ayant une période de retour importante auront une intensité plus grande [51].

Pour pouvoir tracer les courbes IDF, un ajustement des séries de données pluviométriques semble nécessaires. La loi normale et celle de Gumbel sont largement utilisées en territoire algérien (incluant la zone d'étude) lors des études de génie civil [52]. Notre choix se porte sur un ajustement à partir de la loi de Gumbel. Ce choix est fait en considérant le caractère de la série de données obtenues, aussi certaines études antérieures [53] ont montrées que ce type de données s'ajustent relativement bien avec la loi de Gumbel.

Cet ajustement consiste à classer les séries de données (suivant un ordre croissant de la pluie) et ceci pour chaque pas de temps (15min, 30min, 1h...). Un rang (de 1 à 23) est ensuite attribué à chaque averse (après classement). La fréquence au non-dépassement est calculée à partir de la formule [54] :

$$\mathbf{f} = \frac{i-0,5}{N} \quad (4.2)$$

où : \mathbf{f} : est la fréquence au non-dépassement

\mathbf{N} : nombre total d'observations

La variable réduite de Gumbel u est obtenue à partir de l'équation :

$$\mathbf{u} = \frac{x-x_0}{s} \quad (4.3)$$

Avec :

$$\mathbf{s} = 0,78\sigma_x \quad (4.4)$$

$$\mathbf{x}_0 = \bar{x} - 0,577s \quad (4.5)$$

\bar{x} : moyenne de la série de données

σ_x : écart-type de la série

Cette variable peut aussi être donnée à partir de la fréquence au non-dépassement:

$$\mathbf{u} = -\ln(-\ln(\mathbf{f})) \quad (4.6)$$

A partir de cette équation la variable réduite de Gumbel u est calculée pour chaque fréquence et en considérant les pas de temps (15min, 30 min, 1h,...). Les points correspondants en abscisse à u (variable réduite de Gumbel) et PMaxj (hauteur maximale journalière de pluie en mm) en ordonnées sont placés sur un graphe. Une observation des points permet de constater une tendance linéaire. Les équations des courbes de tendances sont tirées à partir d'EXCEL (logiciel Windows Office). Les résultats obtenus sont présentés à la **Figure 23** et les équations données au **Tableau 10**, comme suit :

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

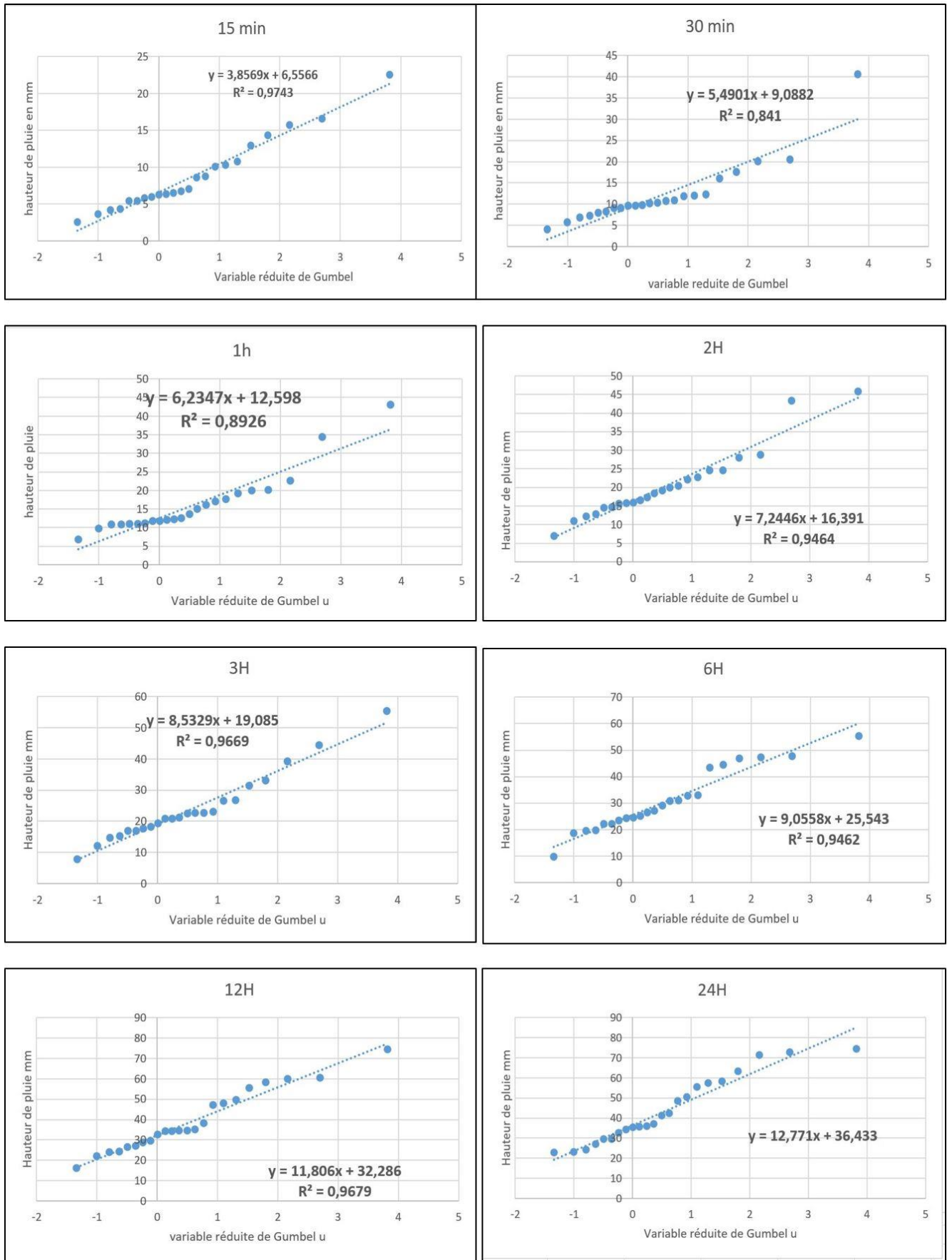


Figure 23 : Tracé des graphes des ajustements des précipitations par la loi de Gumbel.

Tableau 10 : récapitulatif des équations obtenues à partir de l'ajustement par la loi de Gumbel.

Pas de temps	R (coefficient de Corrélation)	Equation
15 min	0,987	P=3,85694u+6,5566
30 min	0,917	P=5,4901u+9,0882
1h	0,9447	P=6,2347u+12,598
2h	0,973	P=7,2446u+16,391
3h	0,970	P=8,5329u+19,085
6h	0,9727	P=9,0558u+25,543
12h	0,9834	P=11,806u+32,286
24h	0,980	P=12,771u+36,433

Les courbes IDF sont en général tracées pour des périodes de retour correspondant à T=2 ans, T=3ans, T= 5 ans, T=10 ans.....

A ces périodes de retour correspondent des fréquences, données par la relation :

$$f = \frac{1}{T} \quad (4.7)$$

Ces fréquences permettent d'obtenir les variables réduites de Gumbel à partir de l'**Equation 4.6**.

En appliquant ces variables dans les équations du **Tableau 11**, on obtient les résultats suivant (donnés en mm/min) :

Tableau 11 : Calcul des intensités des pluies en fonction de la durée et de la période de retour.

Temps retour	fréquence	u	15min	30min	1h ou 60min	2h ou 120min	3h ou 180	6h ou 360	12h ou 720	24h ou 1440
2	0,5	0,3665	0,5313	0,3700	0,2481	0,1587	0,1234	0,0802	0,0509	0,0286
5	0,8	1,4999	0,8228	0,5774	0,3658	0,2271	0,1771	0,1087	0,0694	0,0386
10	0,9	2,2504	1,0157	0,7148	0,4438	0,2725	0,2127	0,1276	0,0817	0,0453
50	0,98	3,9019	1,4404	1,0170	0,6154	0,3722	0,2910	0,1691	0,1088	0,0599
100	0,99	4,6001	1,6199	1,1448	0,6880	0,4143	0,3241	0,1867	0,1203	0,0661

Pour une même période de retour, lorsque la durée augmente, l'intensité de la pluie diminue. A titre illustratif, pour la période de retour **T=2 ans** lorsque la durée est de 15 min, l'intensité de la pluie est à 0,5313 mm/min et lorsque cette durée passe à 2h, elle devient 0,1587 mm/min. Cette diminution peut être observée pour toutes les autres périodes de retour.

Ainsi, le tracé des courbes IDF pour différentes périodes de retour, permet par analogie d'extraire les deux paramètres a et b. Les équations décrivant les courbes IDF sont prises avec le logiciel EXCEL (à travers l'outil : Courbe de tendance). Les courbes IDF tracées à partir de la série de données pluviométriques sont données à la **Figure 24**.

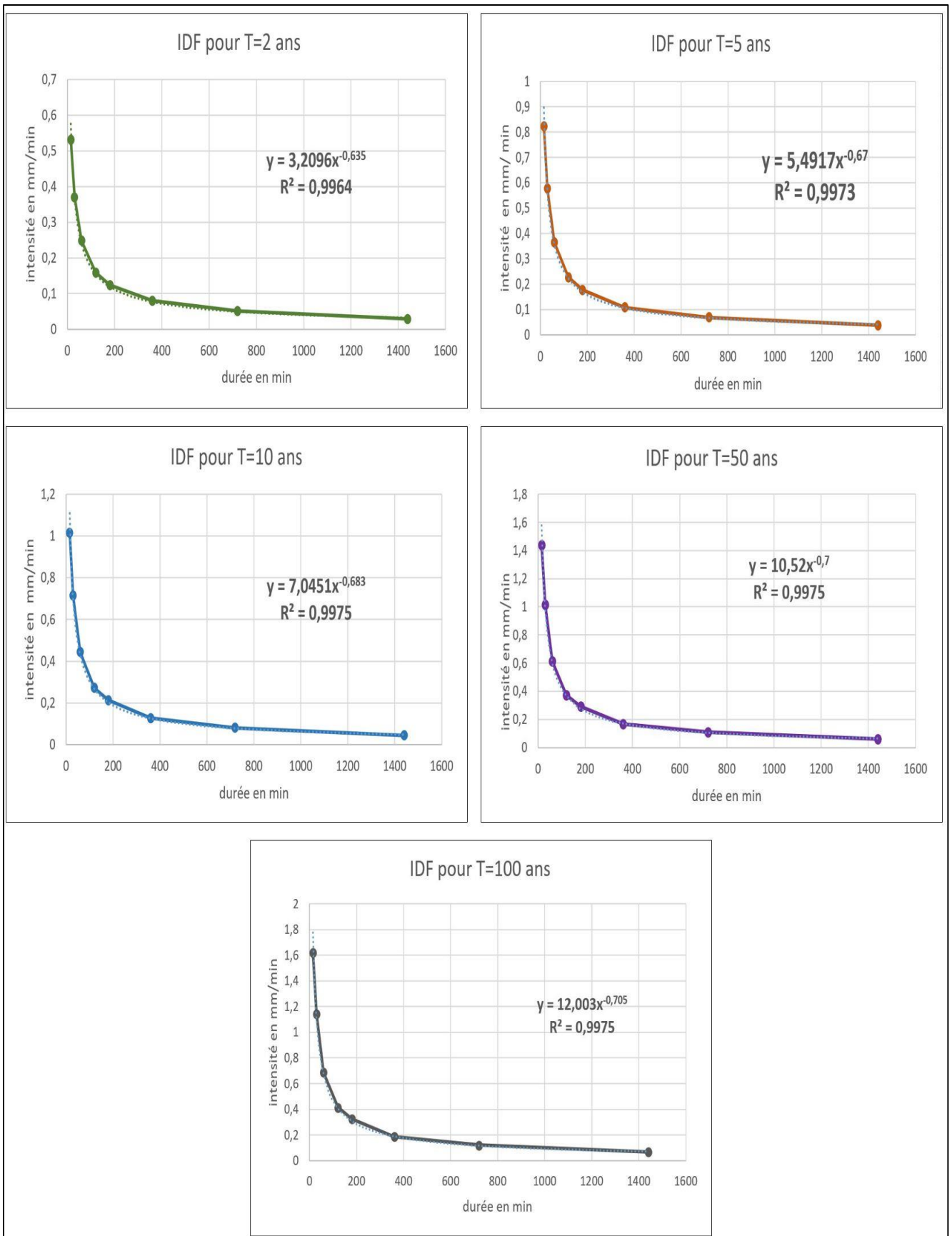


Figure 24 : Courbe IDF pour différentes périodes de retour.

Par exemple, pour une période de retour de 2 ans, l'équation proposée est : $y=3,2096*x^{-0,635}$, ainsi $a=3,2096$ et $b=0,635$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Paramètres de Montana pour différentes périodes de retour.

Période de Retour	R (coefficient de corrélation)	a	b
T=2 ans	0,9981	3,2096	0,635
T=5 ans	0,9986	5,4917	0,67
T=10 ans	0,9987	7,0451	0,683
T=50 ans	0,9987	10,52	0,7
T=100 ans	0,9987	12,003	0,705

3.2. Détermination des caractéristiques des sous-bassins versants :

3.2.1. Délimitations des sous bassins versants :

La délimitation des sous-bassins est nécessaire pour pouvoir étudier le comportement hydraulique du réseau qui sera proposé. En observant la zone d'étude, il apparaît que celle-ci comporte deux bassins séparés par un cours d'eau qui se jette dans l'Oued Isser. Le plus grand bassin est situé à l'Ouest et couvre une superficie de 12,65 ha et le deuxième à l'Est avec une surface de 4,001 ha. Ces deux bassins sont délimités sur la base des cours d'eaux. Le premier bassin rejette les eaux évacuées dans l'Isser, ce rejet se fait à travers le tronçon noté R1. Le deuxième bassin quant à lui à son rejet dans l'Oued, quittant les collines au Nord, son rejet est noté R2. Les deux bassins 1 et 2 sont ensuite subdivisés en sous-bassins. Cette subdivision est faite en essayant de respecter les lignes de partages des eaux à travers les courbes de niveaux. Aussi, le tracé des routes est pris en compte. Ainsi, pour le bassin 1 on a une subdivision en dix (10) sous-bassins de surface variable nommés de SBV01 à SBV10 (SBV : sous-bassins versant). Le deuxième lui est composé de trois (3) sous-bassins notés SBV21, SBV22 et SBV23. Le découpage des sous-bassins est donné par le **Figure 25**.



Figure 25 : Délimitation des deux bassins en sous-bassins.

3.2.2. Détermination du coefficient de ruissellement :

En observant l'image satellite de la zone d'étude, il apparaît rapidement qu'à l'intérieur de chaque sous-bassin, l'utilisation du sol est hétérogène. Pour un même sous-bassin, on trouve des zones bâties et des zones non-bâties. Certains des sous-bassins ont une grande partie de leur surface exploitée à des fins agricoles. Cette hétérogénéité des sous-bassins sur l'utilisation des surfaces rend plus complexe la détermination des coefficients de ruissellement. A partir de l'équation des coefficients de ruissellement équivalents (**Equation N°1.2**), les coefficients correspondant à chaque sous-bassin sont exprimés dans le tableau suivant :

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

Tableau 13 : Détermination des coefficients de ruissèlements des sous-bassins.

Bassin	Sous Bassin	Aire Totale	S1	C1	S2	C2	S3	C3	S4	C4	Ceq
1	SBV01	1,110	0,1906	0,85	0,076	0,9	0,445	0,15	0,399	0,13	0,314
	SBV02	1,878	0,605	0,85	0,163	0,9	0,374	0,15	0,747	0,13	0,431
	SBV03	0,876	0,467	0,85	0,101	0,9	0,307	0,15	0,000	0,13	0,610
	SBV04	1,237	0,9873	0,85	0,188	0,9	0,0578	0,15	0,000	0,13	0,825
	SBV05	2,490	1,6122	0,85	0,457	0,9	0,42082	0,15	0,000	0,13	0,741
	SBV06	0,657	0,658	0,85	0,099	0,9	0	0,15	0,000	0,13	0,858
	SBV07	1,887	1,425	0,85	0,451	0,9	0,0179	0,15	0,000	0,13	0,855
	SBV08	0,578	0,445	0,85	0,048	0,9	0,08485	0,15	0,000	0,13	0,751
	SBV09	0,862	0,689	0,85	0,012	0,9	0,1604	0,15	0,000	0,13	0,720
	SBV10	1,050	0,42	0,85	0,110	0,9	0,5186	0,15	0,000	0,13	0,509
2	SBV21	2,560	1,034	0,85	0,249	0,9	0,1283	0,15	1,151	0,13	0,496
	SBV22	0,772	0,2465	0,85	0,013	0,9	0,5117	0,15	0,000	0,13	0,386
	SBV23	0,676	0,4716	0,85	0,000	0,9	0,203	0,2	0,000	0,13	0,653

Avec :

S1 : aire occupée par les sols de type 1 (habitations)

S2 : aire occupée par les sols de type 2 (Chaussées)

S3 : aire occupée par les sols de type 3 (terrains vagues)

S4 : aire occupée par les sols de type 4 (terrains agricoles)

C1, C2, C3 et C4 correspondent aux coefficients de ruissellement de ces types de surface, donnés par le **Tableau 6**.

3.2.3. Détermination des temps d'entrée des sous bassins :

Le temps d'entrée de chaque sous-bassin est calculé dans le tableau suivant. Parmi les nombreuses formules disponibles, le choix est porté sur le modèle de Kirpich (donnée par l'**Equation N°2.3**). Les altitudes et les longueurs sont prises à partir de la carte topographique réalisée. Le facteur F de l'équation de Kirpich est pris F=1. Ainsi :

Tableau 14 : Calcul des temps d'entrée pour chaque sous-bassin.

Bassin	Sous-Bassin	CTN amont	CTN aval	Lhyd	pen	te
1	SBV01	281,4	266,8	161	0,09	2,46
	SBV02	270	250,5	224	0,08	3,33
	SBV03	269,5	258,5	188	0,058	3,29
	SBV04	267,8	255,5	150	0,08	2,44
	SBV05	259	248	240	0,0458	4,35
	SBV06	255,5	245,3	173	0,058	3,08
	SBV07	250,5	242,8	233	0,033	4,82
	SBV08	253,5	246,5	152	0,046	3,05
	SBV09	251	245,5	175	0,03	4,01
	SBV10	249	242	195	0,036	4,06
2	SBV21	270,8	252,5	225	0,071	3,49
	SBV22	254	249	150	0,033	3,43
	SBV23	249,5	245,5	117	0,034	2,80

3.2.4. Détermination des caractéristiques du réseau :

Le manque d'information sur le tracé réel du réseau d'évacuation des eaux pluviales de la zone d'étude, nous a amené à proposer un réseau à partir duquel se fera cette évacuation. Ce tracé est fait en respectant les règles suivantes et sur la base de quelques hypothèses :

- Les conduites sont en général placées au niveau des chaussées, dans des tranchées de 1 m de profondeur (variable en fonction du diamètre des conduites). Elles suivent le tracé des routes pour éviter la traversée des domaines privés.
- Le réseau est de type séparatif, les eaux usées domestiques et industrielles ne font pas l'objet de cette étude.
- Les conduites sont circulaires.
- Le choix des matériaux est porté sur le béton de coefficient de Manning $n=0,013$.
- Les autres ouvrages, tels que les regards, et les bassins d'infiltration ne sont pas pris en compte.
- L'écoulement dans sa totalité, se fait de manière gravitaire.

Le réseau proposé se présente comme suit :

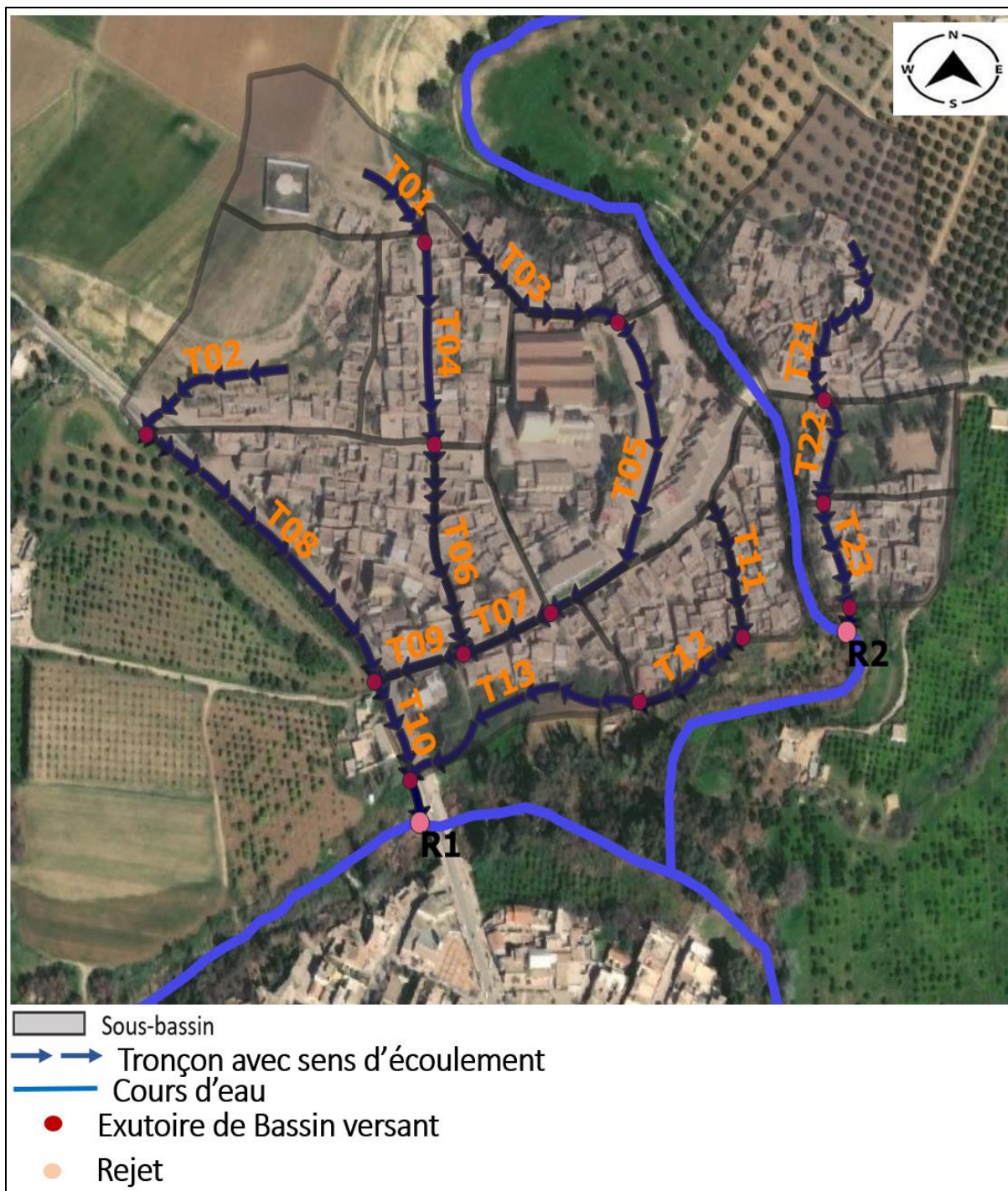


Figure 26 : Tracé du réseau d'évacuations des eaux pluviales.

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

Les caractéristiques des différents tronçons sont présentées par le tableau suivant :

Tableau 15 : Caractéristiques du réseau d'évacuations des eaux pluviales.

Tronçon	CTN amont	CTN aval	Longueur du tronçon	pente
T01	270	266,8	60	0,053
T02	255	250,5	116	0,038
T03	262,5	258,5	132	0,030
T04	260,8	255,5	133	0,03
T05	258,5	248,2	227	0,045
T06	255,5	245,2	135	0,025
T07	248,2	245,2	68	0,04
T08	250,5	242,8	235	0,03
T09	245,2	242,8	67	0,03
T10	251	246,5	89	0,03
T11	246,5	245,4	91	0,012
T12	245,4	242	182	0,018
T13	242,9	242	69	0,014
R1	242	241,6	27,32	0,013
T21	256,3	252,2	128,58	0,032
T22	252,5	249,5	69,07	0,03
T23	249,5	245,5	69,29	0,031
R2	245,5	245,1	17	0,025

Le réseau proposé est constitué de 18 tronçons. Pour le bassin 1 on a 14 tronçons, y compris le tronçon R1 dont le rôle est de rejeter les eaux dans l'Oued Isser. Les tronçons T01, T02, T03 et T11 évacuent respectivement les eaux des sous-bassins SBV01, SBV02, SBV03 et SBV08. En dehors de ces 4 tronçons, tous les autres tronçons du bassin 1 évacuent des débits provenant de plusieurs sous-bassins. Ainsi, par exemple, le tronçon T06 évacue les eaux de SBV01 et SBV04 en série. De même, le tronçon T08 évacue les eaux de SBV02 et SBV07 en série également. Pour les tronçons T07 et T10, on suppose qu'ils ne drainent aucun sous-bassin à proprement dit, ils servent à faire la transition avec le reste du réseau. Ainsi, le tronçon T07 permet d'évacuer les eaux issues du bassin SBV05 en série avec SBV03. Alors que le tronçon T05 permet de faire transiter les eaux provenant de SBV03, en même temps, ils drainent le sous-bassin SBV05.

Le bassin 2 est constitué de 3 sous-bassins drainés à l'aide de 4 tronçons nommés T21, T22, T23 et R2. Les tronçons sont placés en série.

Les tronçons ont des longueurs très variées allant de 17 m pour R2 à 235 m pour T08. A l'aide des courbes de niveau, les élévations des extrémités des tronçons sont relevées. Le calcul des pentes est ensuite fait. Les résultats sont présentés au **Tableau 16**. Ils montrent que les pentes sont relativement élevées. Cependant, une seule correspondant à celle du tronçon T01 dépasse la pente prescrite pour les réseaux d'assainissement (Pente < 0,05 m/m) [28], il s'agit du tronçon T01, la valeur de la pente de ce tronçon est de 0,053 m/m ce qui n'est pas très éloigné de 0,05 m/m.

4. Calcul par la méthode rationnelle :

Les débits calculés sont ceux des eaux pluviales. Ainsi, notre étude ne s'intéresse pas aux débits des eaux usées domestiques bien que la zone semble occupée par des zones résidentielles. Ainsi, les diamètres calculés sont ceux par lesquels devront transiter les eaux de ruissellements. En somme, cette étude se base sur l'hypothèse que le réseau est de type séparatif et que les eaux usées provenant des autres parties de la ville et d'origine domestique comme industrielle n'ont aucun impact sur le débit des eaux pluviales.

La surface des sous-bassins est variable de 0,578 à 2,56 ha et même avec l'assemblage des sous-bassins versants, le maximal atteint est de 12,63 ha ; ce qui est convenable car comme présenté au chapitre 2, la méthode rationnelle est applicable pour des bassins de surface allant jusqu'à 250 ha.

La période de retour considérée est $T=10$ ans. Pour cette période de retour, les paramètres de Montana sont $a=7,0451$ et $b=0,683$. L'intensité de la pluie est donc $i=7,0451 \cdot t_c^{-0,683}$.

L'équation donnant les débits est :

$$Q=0,167 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (4.8)$$

- **Exemple du Calcul (cas le tronçon T01) :**

Le tronçon draine le SBV01 avec une surface de **1,1ha**, un coefficient de ruissellement **C=0,314**. Le temps d'entrée est calculé selon l'équation de Kirpich :

$$t_e=0,0195 \cdot (161^{0,77}) \cdot (0,09^{-0,385})$$

$$t_e=2,46 \text{ min}$$

A partir du temps d'entrée et de l'équation de Montana, **calcul de l'intensité de la pluie :**

$$i=a \cdot t_e^{-b}=7,0451 \cdot (2,46^{-0,683})=3,809 \text{ mm/min}$$

Ainsi le débit généré par le SBV01 et transité par le tronçon T01 est

$$Q=0,167 \cdot 0,314 \cdot 3,809 \cdot 1,1$$

$$Q=0,221 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les diamètres des conduites sont calculés à partir des équations de l'hydraulique à surface libre [55], Ainsi, le diamètre calculé à partir du débit Q est donné par l'équation :

$$D_{cal} = \left[\frac{n \cdot Q}{0,3117 \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (4.9)$$

Avec n : coefficient de Manning, cas du béton choisi n=0,013

I : pente du tronçon, I=0,053

$$D_{cal} = \left[\frac{0,013 \cdot 0,222}{0,3117 \cdot \sqrt{0,053}} \right]^{3/8}$$

$$D_{cal} = 0,299 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé (suivant les diamètres proposés dans Annexe 1 [56]) le plus proche de Dcal est celui égal à 0,3m

$$D_{normalisé} = 0,3 \text{ m}$$

Le débit à pleine section Qps est donné par l'équation :

$$Q_{ps} = \frac{0,3117}{n} \cdot D_{normalisé}^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad (4.10)$$

$$Q_{ps} = \frac{0,3117}{0,013} \cdot 0,3^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{0,053}$$

$$Q_{ps} = 0,2223 \text{ m}^3/\text{s}$$

La vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D_{normalisé}^2} \quad (4.11)$$

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot 0,2223}{\pi \cdot 0,3^2}$$

$$V_{ps} = 3,145 \text{ m/s}$$

Détermination des coefficients de rapport :

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (4.12)$$

$$rQ = \frac{0,221}{0,2223}$$

$$rQ = 0,996$$

A partir du diagramme des correspondances des rapports de coefficients présentés à l'Annexe 2 [57], on a :

$$\text{Pour } rQ = 0,996$$

$$rV = 1,14$$

$$rH = 0,82$$

La vitesse réelle est donnée par :

$$\mathbf{V_r = R_v * V_{ps}} \quad (4.13)$$

$$V_r = 1,14 * 3,145$$

$$\mathbf{V_r = 3,58 \text{ m/s}}$$

La hauteur de remplissage est :

$$\mathbf{h/D = rH} \quad \text{ce qui donne} \quad (4.14)$$

$$h = D_{\text{normalisé}} * R_h$$

$$h = 0,3 * 0,82$$

$$\mathbf{h = 0,246 \text{ m}}$$

Conditions d'auto-curage :

L'auto-curage est la capacité du réseau à se nettoyer lui-même grâce à l'écoulement [55]:

$$\frac{Q_{ps}}{10} = \frac{0,2223}{10} = 0,02223 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } rQ = \frac{Q_{ps}/10}{Q_{PS}} = 0,1 \quad rV = 0,65 \text{ ainsi :}$$

$$V(Q_{ps}/10) = 0,65 * 3,145$$

$$V(Q_{ps}/10) = 2,04 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q_{ps}}{100} = \frac{0,2223}{100} = 0,0023 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } rQ = \frac{Q_{ps}/100}{Q_{PS}} = 0,01 \quad rV = 0,35 \text{ ainsi}$$

$$V(Q_{ps}/100) = 0,35 * 3,145 = 1,1 \text{ m/s}$$

$$V(Q_{ps}/10) > 0,6 \text{ m/s}$$

$V(Q_{ps}/100) > 0,3 \text{ m/s}$, il y'a auto-curage

La vitesse réelle donne : $\mathbf{V_r = \frac{L}{tr}}$

$$Tr = \frac{l}{V_r}$$

$$Tr = \frac{60m}{(3,58 * 60)}$$

$$\mathbf{Tr = 0,279 \text{ min}}$$

Le temps de concentration à aval

$$T_{caval} = tr + t_e = 0,279 + 2,46$$

$$\mathbf{T_{caval} = 2,74 \text{ min}}$$

Pour les tronçons T02, T03, T11 et T21, la même procédure et les mêmes vérifications sont appliquées que celles présentées précédemment. Pour les autres, les mêmes calculs et les mêmes vérifications sont appliqués mais en considérant pour le temps de concentration, le tc aval

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

calculé au niveau du tronçon amont et en effectuant un assemblage de sous-bassins. Lorsque, ceux-ci sont en série, le tc aval du tronçon amont est pris pour tc et lorsqu'ils sont en parallèles, le tc aval maximal est considéré.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant : de la colonne (1) à la colonne (33)

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

Tableau 16 : Calcul des débits des eaux pluviales et calcul des diamètres des tronçons.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	
	Sous-Bassin	Aire (ha)	C	aire eq (ha)	Ceq	te (min)	tc (min)	i (mm/min)	Q (m ³ /s)	Tr	Li (m)	I (pente)	Dcal	Dnorm	Qps	Vps	
1	SBV01	1,110	0,314	1,110	0,314	2,46	2,460	3,810	0,222	T01	60	0,053	0,299	0,300	0,223	3,150	
	SBV02	1,878	0,431	1,878	0,431	3,33	3,330	3,098	0,419	T02	116	0,038	0,404	0,400	0,406	3,231	
	SBV03	0,876	0,610	0,876	0,610	3,29	3,290	3,124	0,279	T03	132	0,030	0,363	0,400	0,361	2,871	
	SBV04	1,237	0,825	2,347	0,583	2,44	2,739	3,541	0,809	T04	133	0,030	0,541	0,600	1,064	3,762	
	SBV05	2,490	0,741	3,366	0,707	4,35	3,987	2,739	1,089	T05	227	0,023	0,636	0,650	1,151	3,467	
	SBV06	0,657	0,858	3,004	0,643	3,08	3,289	3,124	1,008	T06	135	0,025	0,608	0,600	0,971	3,434	
					3,366	0,707	4,35	3,987	2,739	1,089	T07	68	0,023	0,636	0,600	0,931	3,294
	SBV07	1,887	0,855	3,765	0,644	4,82	3,855	2,803	1,134	T08	235	0,026	0,631	0,650	1,226	3,694	
					6,370	0,677	5,25	5,254	2,269	1,633	T09	67	0,018	0,775	0,800	1,774	3,530
	SBV08	0,578	0,751	0,578	0,751	3,05	3,050	3,289	0,239	T11	89	0,030	0,342	0,400	0,361	2,871	
	SBV09	0,862	0,720	1,440	0,733	4,01	3,533	2,975	0,524	T12	91	0,012	0,546	0,600	0,673	2,379	
	SBV10	1,050	0,509	2,490	0,638	4,06	4,112	2,682	0,712	T13	182	0,018	0,568	0,600	0,824	2,914	
					10,135	0,665	4,79	4,785	2,418	1,914	T10	69	0,014	0,862	1,000	2,837	3,612
				12,650	0,659	5,07	5,067	2,326	2,463	R1	27	0,013	0,966	1,000	2,734	3,481	
2	SBV21	2,56	0,496	2,560	0,496	3,49	3,490	3,000	0,636	T21	128	0,032	0,488	0,500	0,675	3,440	
	SBV22	0,772	0,386	3,332	0,471	3,43	4,036	2,716	0,711	T22	69,	0,030	0,516	0,525	0,745	3,441	
	SBV23	0,676	0,653	4,008	0,501	2,80	4,330	2,589	0,869	T23	69	0,031	0,552	0,600	1,081	3,824	
									0,869	R2	17	0,025	0,574	0,600	0,971	3,434	

(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)	(32)	(33)
rQ	rV	rH	h	Vr	Vr<4m/s	tr (min)	tc aval	rQ (1/10)	rV (1/10)	V(1/10)	V(1/10)>0,6m/s	rQ (1/100)	rV (1/100)	v (1/100)	v (1/100)>0,3m/s
0,996	1,14	0,800	0,240	3,591	vérifié	0,2785	2,7385	0,100	0,650	2,047	vérifié	0,010	0,350	1,102	vérifié
1,031	1,14	0,860	0,344	3,683	vérifié	0,5249	3,8549	0,100	0,650	2,100	vérifié	0,010	0,350	1,131	vérifié
0,773	1,1	0,660	0,264	3,158	vérifié	0,6967	3,9867	0,100	0,650	1,866	vérifié	0,010	0,350	1,005	vérifié
0,761	1,1	0,660	0,396	4,025	Non-vérif.	0,5507	3,2893	0,100	0,650	2,445	vérifié	0,010	0,350	1,317	vérifié
0,946	1,13	0,780	0,507	3,918	vérifié	0,9656	4,9523	0,100	0,650	2,254	vérifié	0,010	0,350	1,214	vérifié
1,039	1,14	0,860	0,516	3,915	vérifié	0,5748	3,8640	0,100	0,650	2,232	vérifié	0,010	0,350	1,202	vérifié
1,09	1,14	0,900	0,540	3,755	vérifié	0,3018	5,2542	0,100	0,650	2,141	vérifié	0,010	0,350	1,153	vérifié
0,925	1,14	0,760	0,494	4,211	Non-vérif.	0,9301	4,7851	0,100	0,650	2,401	vérifié	0,010	0,350	1,293	vérifié
0,921	1,13	0,760	0,608	3,989	vérifié	0,2800	5,5342	0,100	0,650	2,294	vérifié	0,010	0,350	1,235	vérifié
0,662	1,07	0,600	0,240	3,072	vérifié	0,4829	3,5329	0,100	0,650	1,866	vérifié	0,010	0,350	1,005	vérifié
0,780	1,1	0,660	0,396	2,617	vérifié	0,5796	4,1125	0,100	0,650	1,546	vérifié	0,010	0,350	0,833	vérifié
0,864	1,13	0,720	0,432	3,292	vérifié	0,9213	5,0338	0,100	0,650	1,894	vérifié	0,010	0,350	1,020	vérifié
0,675	1,13	0,600	0,600	4,082	Non-vérif.	0,2817	5,0668	0,100	0,650	2,348	vérifié	0,010	0,350	1,264	vérifié
0,901	1,1	0,740	0,740	3,829	vérifié	0,1189	5,1857	0,100	0,650	2,263	vérifié	0,010	0,350	1,218	vérifié
0,942	1,14	0,780	0,390	3,922	vérifié	0,5464	4,0364	0,100	0,650	2,236	vérifié	0,010	0,350	1,204	vérifié
0,955	1,14	0,780	0,410	3,923	vérifié	0,2934	4,3299	0,100	0,650	2,237	vérifié	0,010	0,350	1,204	vérifié
0,804	1,11	0,680	0,408	4,244	Non-vérif.	0,2721	4,6020	0,100	0,650	2,485	vérifié	0,010	0,350	1,338	vérifié
0,892	1,13	0,740	0,444	3,880	vérifié	0,0730	4,6750	0,100	0,650	2,232	vérifié	0,010	0,350	1,202	vérifié

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

Les débits obtenus pour les tronçons T01, T02, T03, T11 et T21 sont des débits générés par des bassins isolés. Ils sont plus représentatifs des résultats pouvant être obtenus par la méthode rationnelle. Ainsi, pour les bassins SBV01, SBV02, SBV03, SBV08 et SBV21, les débits obtenus sont respectivement $Q_1=0,222 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2=0,419 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_3=0,279 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{11}=0,239 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_{21}=0,636 \text{ m}^3/\text{s}$. Les diamètres calculés pour chacun des tronçons nécessaires pour évacuer ces débits sont : $D_1=0,299 \text{ m}$, $D_2=0,404 \text{ m}$, $D_3=0,263 \text{ m}$, $D_{11}=0,342 \text{ m}$ et $D_{21}=0,488 \text{ m}$. Ces diamètres sont supposés inexistant, ils sont remplacés par des diamètres commercialisés présentés à l'**Annexe 2**. Les conditions de vitesse (d'auto-curage) sont satisfaites pour ces tronçons comme le montre le **Tableau 16**, colonnes (23), (29) et (33).

Par la suite, les débits calculés sont obtenus suite à un assemblage de sous-bassins. Le tronçon T04 draine les eaux des sous-bassins SBV01 et SBV04, le débit à évacuer est $Q_4=0,809 \text{ m}^3/\text{s}$. La conduite nécessaire à cette évacuation est calculée, égale à $D_4=0,541 \text{ m}$, avec un diamètre commercialisé de 0,6 m. Le tronçon T05 sur le même principe évacue les eaux des bassins SBV03 et SBV05, le débit est $Q_5=1,089 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un diamètre calculé $D_5=0,636 \text{ m}$ (commercialisé : 0,650 m).

D'une manière plus globale, pour le bassin 1 les débits calculés vont de $0,222 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2,463 \text{ m}^3/\text{s}$ au rejet R1, les conduites calculées de 0,299 m (Commercialisé : 0,3 m) à 0,966 m (commercialisé: 1m) au rejet.

Le bassin 2 quant à lui présente des débits de $0,636 \text{ m}^3/\text{s}$ pour le tronçon T21 à $0,869 \text{ m}^3/\text{s}$ au rejet R2. Les diamètres calculés à ce niveau sont $D_{21}=0,488\text{m}$ (0,5m), $D_{22}=0,516\text{m}$ (0,525m), $D_{23}=0,552\text{m}$ (0,6m), $D_{R2}=0,574\text{m}$ (0,6m).

Tous les tronçons respectent les conditions de vitesses en dehors des tronçons T04, T08 et T23 où les vitesses réelles sont supérieures à 4 m/s. Cependant, ce dépassement n'est pas très significatif. Pour le tronçon T04 par exemple, la vitesse réelle est de 4,025m/s, ce qui est relativement proche de la valeur limite.

5. Calcul par la méthode superficielle :

La méthode superficielle a des limites, en plus de la surface drainée qui doit être comprise entre 5 et 20 ha pour une validité absolue, la pente elle doit appartenir à l'intervalle de 2% à 5%. Aussi, certains des sous-bassins présentent des pentes fortes, jusqu'à 9% pour le SBV01 et 8% pour le SBV04 et SBV21. En règle générale, la méthode superficielle ne devrait pas être utilisée pour le calcul des débits correspondant à ces sous-bassins. Cependant, nous choisissons de les considérer du fait que par la suite, avec l'assemblage des sous-bassins les pentes équivalentes appartiennent à la limite de validité de la méthode. Ainsi, les débits calculés par la méthode superficielle pour des sous-bassins ayant des pentes supérieures à 5% seront considérés comme erronés. Les sous-bassins mis en cause sont le SBV01, le SBV02, le SBV08 et le SBV21.

Les paramètres utilisés sont ceux de l'instruction technique de 1977 et les paramètres de Montana déterminés (**en II**). La période de retour considérée est de 10 ans comme dans le cas de la méthode rationnelle. Le tableau suivant donne les valeurs des paramètres :

Tableau 17 : Les paramètres de l'équation de Caquot.

a	b	f	d	c	μ	$\beta+\delta$	e
7,0451	0,683	-0,287	0,507	-0,41	0,5	1,85	0,05

Les paramètres de la formule de Caquot deviennent ainsi :

- $K = \frac{7,0451 * 0,5^{-0,683}}{6 * 1,85} = 1,0189$
- $V = -0,41 * -0,683 = 0,28$
- $W = 1 - 0,05 + (0,507 * -0,683) = 0,604$
- $U = 1 - (-0,683 * -0,287) = 0,804$

L'équation de Caquot devient :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = 1,023 * I^{0,348} * C^{1,2437} * A^{0,751} * m \quad (4.14)$$

Démonstration du calcul par la méthode superficielle :

Le tronçon T01 draine le sous-bassin SBV01, de surface $A=1,10$ ha et de coefficient de ruissellement $C_1=0,314$, la longueur du sous-bassin est égale à 161 m, et la pente égale à 0,09 m/m. Le coefficient M est obtenu par l'équation :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

$$M = \frac{161}{\sqrt{11000}}$$

$$M = 1,528 \quad M \text{ est supérieur à } 0,8 \text{ et différent de } 2$$

Ainsi, le coefficient correcteur est obtenu :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right) 0,7b$$

$$m = \left(\frac{1,528}{2}\right)^{0,7 * (-0,683)}$$

$$m = 0,88$$

Le débit est calculé selon l'Equation 4.14.

$$Q=1,023*(0,09^{0,348})*(0,314^{1,2437})*(1,1^{0,751})*0,88$$

$$Q=0,1\text{m}^3/\text{s}$$

Le temps de concentration est donné par :

$$t_c=\mu.I^c.A^d.Q^f=0,5*(0,09^{-0,41})*(1,1^{0,507})*(0,1^{-0,287})$$

$$t_c=2,72 \text{ min}$$

Les diamètres sont calculés par les mêmes équations que pour la méthode rationnelle. Ainsi, avec l'Equation 4.8, on a :

$$D_{cal}=\left[\frac{0,013*0,1}{0,3117*\sqrt{0,09}}\right]^{3/8}$$

$$D_{cal}=0,222 \text{ m}$$

$$D_{normalisé}=0,3 \text{ m}$$

- Débit à pleine section :

$$Q_{ps}=\frac{0,3117}{0,013} * 0,3^{\frac{8}{3}}*\sqrt{0,053}$$

$$Q_{ps}=0,223 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps}=\frac{4*0,2223}{\pi*0,3^2}$$

$$V_{ps}=3,145\text{m/s}$$

De même, les conditions de vitesses sont :

- La vitesse réelle :

$$rQ=\frac{Q}{Q_{ps}}$$

$$rQ=\frac{0,1}{0,223}$$

$$rQ=0,448$$

$$rV=0,96$$

$$V_r=R_v*V_{ps}=0,96*3,145$$

$$V_r=3,02 \text{ m/s} < 4\text{m/s}$$

$$\frac{Q_{ps}}{10}=\frac{0,2223}{10}=0,02223 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } rQ=\frac{Q_{ps}/10}{Q_{PS}}=0,1 \quad rV=0,65 \text{ ainsi}$$

$$V(Q_{ps}/10)=0,65*3,145$$

$$V(Q/10) = 2,044 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q_{ps}}{100} = \frac{0,2223}{100} = 0,002223 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et} \quad rQ = \frac{Q_{ps}/100}{QPS} = 0,01 \quad rV = 0,35 \text{ ainsi}$$

$$V(Q_{ps}/10) = 0,35 * 3,145$$

$$V(Q/100) = 1,1 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$$

Pour les autres tronçons, la même procédure est appliquée, mais en tenant compte de l'assemblage des sous-bassins. Lors de cet assemblage, les formules utilisées sont celles proposées par l'instruction technique de 1977 présentées au **Tableau 4**.

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

Tableau 18 : Calcul des débits des eaux pluviales par la méthode superficielle et calcul hydraulique.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	
Bassin	Sous-Bassin	Aire (ha)	C	aire eq (ha)	Ceq	Longueur	i (pente)	Li/racine(A)	Li/racine(i)	Pente eq	Meq	meq	Qcorr	tc (min)	tronçon	
1	SBV1	1,110	0,314	1,110	0,314	161	0,090	1,528	536,67	0,090	1,528	0,880	0,100	2,742	T01	
	SBV2	1,878	0,431	1,878	0,431	224	0,080	1,635	791,96	0,080	1,635	0,908	0,217	3,004	T02	
	SBV3	0,876	0,610	0,876	0,610	188	0,050	2,009	840,76	0,050	2,009	1,000	0,177	2,626	T03	
	SBV4	1,237	0,825	2,347	0,583	150	0,080	1,349	530,33	0,085	2,030	1,000	0,421	2,714	T04	
	SBV05	2,490	0,741	3,366	0,707	240	0,045	1,521	1131,37	0,047	2,333	1,000	0,571	3,803	T05	
	SBV06	0,657	0,858	3,004	0,643	173	0,050	2,134	773,68	0,069	2,793	1,000	0,533	3,128	T06	
					3,366	0,707								0,571		T07
	SBV07	1,887	0,855	3,765	0,644	233	0,033	1,696	1282,62	0,049	2,504	1,000	0,558	4,002	T08	
					6,370	0,677					0,048	1,326	0,822	0,720	4,904	T09
	SBV08	0,578	0,751	0,578	0,751	152	0,046	1,999	708,30	0,046	1,999	1,000	0,163	2,253	T10	
	SBV09	0,862	0,720	1,440	0,733	175	0,030	1,885	1010,36	0,036	2,725	1,000	0,288	3,353	T11	
	SBV10	1,050	0,509	2,490	0,638	195	0,036	1,903	1027,74	0,036	3,308	1,000	0,366	4,135	T12	
					10,135	0,665					0,048	3,080	1,000	1,217	5,315	T13
				12,625	0,659					0,045	2,003	1,000	1,392	5,856	R1	
2	SBV21	2,560	0,496	2,560	0,496	225	0,071	1,406	844,41	0,071	1,406	0,846	0,292	3,392	T21	
	SBV22	0,772	0,386	3,332	0,471	150	0,033	1,707	825,72	0,050	2,054	1,000	0,350	4,235	T22	
	SBV23	0,676	0,653	4,008	0,501	117	0,034	1,423	634,52	0,046	2,458	1,000	0,420	4,600	T23	
					4,008	0,501					0,043			0,420	4,600	R2

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)	(32)	(33)	(34)
L tronçon(m)	I_tronçon	Dcal	Dnor	Qps	Vps	rQ	rV	Vr	rV<4m/s	rQ(1/10)	rV(1/10)	V(1/10)	V(1/10)>0,6	rQ(1/100)	rV(1/100)	V(1/100)	V(1/100)>0,3
60	0,053	0,222	0,300	0,223	3,150	0,448	0,960	3,024	Vérifié	0,100	0,650	2,047	Vérifié	0,010	0,35	1,058	Vérifié
116	0,038	0,316	0,400	0,406	3,231	0,535	1,020	3,295	Vérifié	0,100	0,650	2,100	Vérifié	0,010	0,35	1,153	Vérifié
132	0,030	0,306	0,400	0,361	2,871	0,490	1,000	2,871	Vérifié	0,100	0,650	1,866	Vérifié	0,010	0,35	1,236	Vérifié
133	0,030	0,424	0,500	0,654	3,331	0,644	1,060	3,531	Vérifié	0,100	0,650	2,165	Vérifié	0,010	0,35	1,161	Vérifié
227	0,023	0,500	0,500	0,572	2,911	0,999	1,140	3,318	Vérifié	0,100	0,650	1,892	Vérifié	0,010	0,35	1,203	Vérifié
135	0,025	0,479	0,500	0,597	3,041	0,893	1,130	3,436	Vérifié	0,100	0,650	1,977	Vérifié	0,010	0,35	1,164	Vérifié
68	0,023	0,499	0,500	0,573	2,917	0,997	1,140	3,325	Vérifié	0,100	0,650	1,896	Vérifié	0,010	0,35	1,203	Vérifié
235	0,026	0,484	0,500	0,609	3,101	0,917	1,140	3,535	Vérifié	0,100	0,650	2,016	Vérifié	0,010	0,35	1,164	Vérifié
67	0,018	0,570	0,600	0,824	2,914	0,874	1,130	3,292	Vérifié	0,100	0,650	1,894	Vérifié	0,010	0,35	1,237	Vérifié
89	0,030	0,297	0,300	0,167	2,370	0,972	1,140	2,701	Vérifié	0,100	0,650	1,756	Vérifié	0,010	0,35	1,152	Vérifié
91	0,012	0,437	0,500	0,414	2,107	0,696	1,080	2,275	Vérifié	0,100	0,650	1,479	Vérifié	0,010	0,35	0,975	Vérifié
182	0,018	0,443	0,500	0,507	2,580	0,722	1,080	2,787	Vérifié	0,100	0,650	1,811	Vérifié	0,010	0,35	1,198	Vérifié
69	0,014	0,728	0,800	1,565	3,113	0,778	1,100	3,424	Vérifié	0,100	0,650	2,226	Vérifié	0,010	0,35	1,197	Vérifié
27	0,013	0,776	0,800	1,508	3,000	0,923	1,140	3,420	Vérifié	0,100	0,650	2,223	Vérifié	0,010	0,35	1,197	Vérifié
128	0,032	0,365	0,400	0,373	2,965	0,783	1,140	3,380	Vérifié	0,100	0,650	2,197	Vérifié	0,010	0,35	1,183	Vérifié
69	0,030	0,395	0,400	0,361	2,871	0,969	1,140	3,272	Vérifié	0,100	0,650	2,127	Vérifié	0,010	0,35	1,145	Vérifié
69	0,031	0,421	0,500	0,665	3,386	0,631	1,060	3,589	Vérifié	0,100	0,650	2,333	Vérifié	0,010	0,35	1,256	Vérifié
17	0,025	0,438	0,500	0,597	3,041	0,703	1,080	3,284	Vérifié	0,100	0,650	2,135	Vérifié	0,010	0,35	1,149	Vérifié

Chapitre IV : évaluation des débits des eaux pluviales et calcul des conduites

Comme pour l'application de la méthode rationnelle, les tronçons T01, T02, T03, T11 et T21 drainent des sous-bassins isolés. Les débits obtenus sont $Q_{01}=0,100 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{02}=0,217\text{m}^3/\text{s}$, $Q_{03}=0,177 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{11}=0,163\text{m}^3/\text{s}$ et $Q_{21}=0,292\text{m}^3/\text{s}$. Les diamètres obtenus sont $D_{01}=0,222 \text{ m}$, $D_{02}=0,316\text{m}$, $D_{03}=0,306\text{m}$, $D_{08}=0,484\text{m}$ et $D_{11}=0,297\text{m}$. Les diamètres nominaux utilisés sont ceux présentés à l'**Annexe N°1**.

D'une manière générale, les débits obtenus par l'utilisation de la méthode superficielle vont de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ pour le tronçon T01 à un maximum de $1,392\text{m}^3/\text{s}$ pour le tronçon R1.

Certaines pentes des sous-bassins versants sont au-delà de la limite supérieure pour l'application de la méthode superficielle (5%), il s'agit des sous-bassins SBV01 ($I_{\text{moy}}=9\%$), SBV02 ($I_{\text{moy}}=8\%$), SBV04 ($I_{\text{moy}}=8\%$) et SBV21 ($I_{\text{moy}}=7,1\%$). Malgré ces fortes pentes, l'utilisation de la méthode superficielle est faite sur ces sous-bassins et nous jugeons les résultats logiques par rapport à ceux obtenus sur les autres bassins. Les calculs des débits ont été faits en considérant ces pentes.

6. Comparaison des résultats :

6.1. Comparaison des débits :

Le **Tableau N°19** présente les débits à évacuer calculés par la méthode rationnelle (colonne 3) et celle superficielle (colonne 4), les tronçons destinés à leur évacuations (colonne 1), les surfaces drainées (colonne 2) et la différence (en %) par rapport au débit de la méthode superficielle (colonne 5). Cette différence est calculée comme suit :

• Pour T01

$$\text{Différence(en \%)} = \frac{Q_{1rat} - Q_{1sup}}{Q_{1sup}} * 100 = \frac{0,222 - 0,100}{0,100} * 100 = \mathbf{120\%}$$

Tableau 19 : Les résultats des débits et différence entre les deux méthodes.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Tronçon	aire drainée (ha)	Q (m ³ /s) par la méthode Rationnelle	Q (m ³ /s) par la méthode superficielle	Différence en % par rapport à la M. Sup
T01	1,11	0,222	0,100	120
T02	1,878	0,419	0,217	93
T03	0,876	0,279	0,177	58
T04	2,347	0,809	0,421	92
T05	3,366	1,089	0,571	91
T06	3,004	1,008	0,533	89
T07	3,366	1,089	0,571	91
T08	3,765	1,134	0,558	103
T09	6,37	1,633	0,720	127
T11	0,578	0,239	0,163	47
T12	1,44	0,524	0,288	82
T13	2,49	0,712	0,366	95
T10	10,135	2,463	1,217	102
R1	12,63	2,941	1,392	111
T21	2,56	0,636	0,292	118
T22	3,332	0,711	0,350	103
T23	4,008	0,869	0,420	107
R2	4,008	0,866	0,420	106
Moyenne				96%

Les débits obtenus par la méthode rationnelle sont plus important que ceux obtenus par la méthode superficielle. Pour le sous-bassin SBV01, le tronçon T01 devra faire transiter un débit $Q_1=0,222$ m³/s selon la méthode rationnelle ; la méthode superficielle quant à elle donne $Q_1=0,1$ m³/s. La différence entre ces deux valeurs est non-négligeable. Elle représente une augmentation de 120% par rapport au débit de la méthode superficielle.

Les tronçons R1 et R2 représentant les tronçons de rejet dans le milieu récepteur des deux grands bassins constituant la zone d'étude, ils représentent aussi de bon points d'observation des débits proposés par les deux méthodes. En effet, du fait de l'utilisation de l'assemblage des sous-bassins pour déterminer les diamètres des tronçons, les débits calculés ne donnent pas une vue des débits générés par les différents sous-bassins. A l'exception des tronçons T01, T02, T03, T11 et T21 (qui drainent des bassins ne présentant pas des bassins à l'amont), tous les autres tronçons donnent des débits correspondant aux débits générés par plusieurs sous-bassins.

Ainsi, pour le bassin 1 avec une surface drainée de 12,63 ha, un coefficient de ruissellement équivalent $C_{eq}=0,638$ et une pente équivalente $I_{eq}= 0,045$ m/m, la méthode rationnelle donne un débit $Q_{R1ra}=2,941$ m³/s alors que la superficielle donne $Q_{R1sup}=1,392$ m³/s. Là aussi, le débit par la méthode rationnelle est plus important que celui proposé par la méthode superficielle. La différence représente 111% par rapport au débit de la méthode superficielle.

Pour le bassin 2, ayant une aire drainée de 4,001 ha, un coefficient de ruissellement équivalent $C_{eq}= 0,501$ et une pente équivalente $I_{eq}=0,045$ m/m, la méthode rationnelle donne un débit $Q_{R2ra}=0,866$ m³/s où la méthode superficielle a donné $Q_{R2ra}=0,420$ m³/s ; la différence dans le cas du bassin 2 est de 106% par rapport au débit au niveau de la méthode de Caquot.

D'une manière générale, pour tous les sous-bassins drainés, la méthode rationnelle donne un débit plus grand que la méthode superficielle. La différence des débits pour les tronçons du réseau va de 47% au niveau du tronçon T11 à 127% pour le tronçon T09.

6.2. Comparaison des diamètres calculés :

Les diamètres calculés à partir de la méthode rationnelle et de la méthode superficielle, permettent une comparaison des deux méthodes de calcul. Le calcul des débits générés n'est pas une fin. La connaissance de ces débits permet de déterminer les dimensions des conduites nécessaires à leur évacuation.

Du point de vue des diamètres calculés, les résultats vont en adéquation avec ceux concernant les débits. Les caractéristiques de réseau (notamment la pente) étant restées fixes, la variation des débits conduit à celle des diamètres calculés.

Ainsi, la méthode rationnelle générant des débits plus importants que celle superficielle, cela conduit à des diamètres de tronçons beaucoup plus important. Par exemple pour le tronçon T01, le diamètre obtenu est de 0,299 m alors que la méthode superficielle a permis de calculer un diamètre égal à 0,222 m. Au niveau des rejets pour le bassin 1, la conduite du tronçon R1 est de 1,028 m par la méthode rationnelle et de 0,776 m par la méthode superficielle. Le rejet R2 du bassin 2 est calculé avec un diamètre de 0,575 m selon la méthode rationnelle et avec 0,438 m selon la méthode superficielle.

Tableau 20 : Diamètres calculés selon la méthode rationnelle et la méthode superficielle.

Tronçon	Dcal M. Rationnelle en mètre	Dcal M. Superficielle en mètre	Différence en % par rapport au diamètre de la méthode superficielle
T01	0,299	0,222	34,685
T02	0,405	0,316	28,165
T03	0,363	0,306	18,627
T04	0,542	0,424	27,830
T05	0,637	0,500	27,400
T06	0,609	0,479	27,140
T07	0,636	0,499	27,455
T08	0,631	0,484	30,372
T09	0,776	0,570	36,140
T11	0,343	0,297	15,488
T12	0,547	0,437	25,172
T13	0,568	0,443	28,217
T10	0,948	0,728	30,220
R1	1,028	0,776	32,474
T21	0,489	0,365	33,973
T22	0,516	0,395	30,633
T23	0,553	0,421	31,354
R2	0,575	0,438	31,279

Les différences par rapport aux diamètres calculés par la méthode superficielle vont de 15% pour les tronçons T11 à un maximum de 36 % pour le tronçon T09. Cette différence peut ne pas être prise en compte. En effet, à cause de la non-disponibilité de certains diamètres, il arrive que malgré qu'il y ait une différence au niveau des diamètres calculés, un même diamètre normalisé soit utilisé bien que la différence soit remarquable au niveau des diamètres calculés. C'est le cas du tronçon T03 par exemple, où la différence de diamètre entre les deux méthodes est de l'ordre d'une augmentation de 18% par rapport au diamètre obtenu par la méthode superficielle. Cependant, le diamètre normalisé utilisé dans les deux cas est 0,4 m.

6.3. Comparaison des temps de concentration :

Le calcul du temps de concentration est une condition préalable dans le calcul des débits par la méthode rationnelle. Ainsi, il est utilisé pour la détermination de l'intensité de la pluie qui intervient elle-même dans l'équation rationnelle. Bien que n'étant pas nécessaire dans le calcul par la méthode superficielle, une équation est donnée permettant de le déterminer. Les résultats des calculs des temps de concentration par les deux méthodes et pour les différents tronçons sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 21 : Résultats des temps de concentration pour les deux méthodes.

Tronçon	tc (Méthode Rationnelle) en minute	tc (Méthode Superficielle) en minute
T1	2,460	2,742
T2	3,330	3,004
T3	3,290	2,626
T4	2,739	2,714
T5	3,987	3,803
T6	3,289	3,128
T7	3,987	4,002
T8	3,855	4,904
T9	5,254	2,253
T12	3,050	3,353
T13	3,533	4,135
T10	4,112	5,315
R1	5,534	5,856
T21	4,03	3,392
T22	3,490	4,235
T23	4,036	4,60
R2	4,330	3,852

Les temps de concentration obtenus par ces deux méthodes sont relativement proches bien qu'ils aient été calculés par des méthodes différentes. La méthode rationnelle le calcule grâce à la formule de Kirpich et en y additionnant le temps de transit dans le réseau. La méthode superficielle, le calcul sur la base d'une équation utilisant le débit. Au tronçon R1, un

temps de concentration de 5,534 min est donné pour l'utilisation de la méthode rationnelle alors que la méthode superficielle elle, donne 5,856 min. le rejet R2 au contraire donne un temps de concentration de 4,33 min pour la méthode rationnelle et 3,852 min pour la méthode superficielle. Ces variations des temps de concentration d'un tronçon à un autre ne permettent pas de dégager une tendance en l'avantage d'une des méthodes sur l'autre.

7. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons appliqué la méthode rationnelle et la méthode superficielle pour déterminer les débits des eaux pluviales pour deux bassins situés dans la partie Nord de la ville de Bensekrane (Nord-Ouest de l'Algérie). A partir des débits obtenus, la détermination des dimensions d'un réseau, d'évacuation des eaux, proposé a été faite. Au préalable une étude de la série de donnée pluviométrique de la région a révélé les paramètres de Montana pour des périodes de retour de T=2 ans, T=5ans, T=10 ans et T=50 ans. La détermination des débits s'est faite sur la base d'une période de retour de 10 ans. Aussi, une analyse de l'occupation du sol a montré que pour les deux bassins constituant la zone d'étude, le coefficient de ruissellement était de C=0,659 pour le premier et de C=0,501 pour le deuxième. Après avoir effectué les calculs des débits et des diamètres des tronçons nécessaires pour l'évacuation de ces débits. Une étude comparative des résultats a été faite, il en est résulté que : la méthode rationnelle donne des débits plus important que la méthode superficielle, cette différence de débit engendre une différence au niveau des diamètres calculés du fait que le diamètre est directement lié au débit transiter par le tronçon. Aussi, Les temps de concentration calculés au niveau des deux méthodes sont semblables. Cependant, pour certains bassins le temps calculé à partir de la méthode rationnelle était supérieur à celui obtenu par la méthode superficielle, alors que pour d'autres l'inverse était observé. Ce qui ne nous permet pas de dégager une tendance à ce niveau.

Conclusion générale :

Les problèmes liés à l'évacuation des eaux pluviales en milieu urbain nécessitent l'application de modèle de calcul donnant des résultats précis. Les eaux pluviales sont évacuées à travers des réseaux d'assainissement. Ces réseaux sont construits sur la base des débits de ces eaux. Ainsi, l'évaluation des débits devant être évacués est une condition fondamentale à remplir avant toute construction d'un réseau d'assainissement, D'une part, une sous-estimation des débits de ces eaux peut avoir des conséquences désastreuses sur la vie des personnes à travers le phénomène d'inondation qui peut être engendré par un réseau débordé donc sous-dimensionné. D'autre part, la surestimation de ces débits amène à un surinvestissement dans un secteur qui semble présenter tant d'insuffisances. Cette surestimation des débits aura un impact sur les dimensions des ouvrages (conduites, bassin de rétention...) qui auront des capacités supérieures aux besoins réelles.

L'objectif de ce mémoire était de comparer des méthodes utilisées dans l'évaluation des débits des eaux pluviales. Il en existe plusieurs, de ce fait l'étude comparative s'est portée sur les deux méthodes, les plus utilisées en Algérie et dans le monde francophone en général. Ainsi, à travers ce mémoire la méthode rationnelle a été comparée à la méthode superficielle (méthode de Caquot).

Dans un premier temps, nous avons exposé certains principes clés de l'hydrologie précisément de l'hydrologie urbaine, en portant un accent particulier sur les phénomènes de ruissellement et des inondations. Par la suite, les méthodes rationnelle et superficielle ont été présentées de par leur histoire, les principes sur lesquels elles sont basées, de même que les limites de leurs applications. Il en est ressorti que la méthode superficielle est une dérivée de la méthode rationnelle (qui est la méthode la plus anciennement utilisée dans l'estimation des débits des eaux pluviales). La méthode superficielle s'est présentée comme une évolution de la méthode rationnelle, considérant certains paramètres omis par cette dernière. La méthode superficielle était destinée à une utilisation en France (Où elle fut développée en 1949 par A. Caquot). Cette méthode s'est ensuite répandue dans certains pays francophones du fait des liens existant entre la France et ces derniers. Elle se présente sous plusieurs formes en fonction des paramètres climatiques de la région où elle doit être appliquée. La méthode superficielle utilise le coefficient de ruissellement, la pente du bassin et la surface de ce dernier pour générer un débit, quant à la méthode rationnelle, la pente n'est pas utilisée dans son équation, l'intensité de la pluie (tirée à partir du temps de concentration) est y privilégiée. Sur le plan des limites, la méthode rationnelle donne des résultats appréciables pour des bassins de moins de 250 ha, pour la méthode Caquot, cette surface se limite à 20 ha pour une validité absolue et à 200 ha pour une validité affirmée. Le coefficient de ruissellement de même que la pente du bassin constituent des facteurs limitant à l'utilisation de la méthode superficielle.

Afin d'aboutir à une comparaison des deux méthodes, elles ont été appliquées pour estimer les débits des eaux pluviales d'une zone située au Nord-Ouest de l'Algérie (la zone représente une portion de la ville de Bensekrane) et au dimensionnement d'un réseau qui permettra d'évacuer les débits calculés à partir de ces deux méthodes. Une étude climatique et d'occupation des sols, de la zone d'étude, ont été nécessaires. Ces études ont montré que la zone couvrait une aire de 16,65 ha (scindée en deux du fait de la présence d'un cours d'eau). Le premier bassin occupe un espace de 12,65 ha avec un coefficient de ruissellement de 0,659, le deuxième quant à lui a une surface de 4,001 ha pour un coefficient de ruissellement équivalent

Conclusion Générale

à 0,501. Ces deux bassins ont été à leur tour subdivisés en sous-bassins pour pouvoir tracer un réseau d'évacuation. L'étude climatique (surtout pluviomètre) a permis de déterminer les paramètres de Montana pour plusieurs périodes de retour. Pour la période de retour de 10 ans (utilisée en général pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement), les paramètres étaient égaux à 7,0451 pour le 'a' et 0,683 pour le 'b'.

Les calculs des débits et des conduites ont conduit aux résultats suivants :

- Pour la méthode rationnelle, les débits calculés sont compris entre une valeur minimale de 0,222 m³/s et un débit maximale égal à 2,463 m³/s calculé au point de rejet du bassin 1. Les diamètres calculés (liés aux pentes et aux débits) varient de 0,299 m à 0,966 m.
- La méthode superficielle a donné des débits allant d'une valeur minimale de 0,1 m³/s pour le tronçon T01 à une valeur maximale de 1,392 m³/s calculé également au rejet du bassin 1. Les diamètres calculés vont de 0,22 m à 0,776m.

Une comparaison des résultats obtenus permet d'affirmer que la méthode rationnelle donne des débits plus importants que la méthode superficielle. Cette différence est relativement importante et varie d'un tronçon à un autre. Le tronçon T09 a présenté la différence maximale sur le plan des débits. Cette différence a atteint 127 %, c'est-à-dire le débit calculé par la méthode rationnelle a dépassé le double du débit calculé par la méthode superficielle. Notons cependant que cette valeur, représente un extrême. La plus petite différence est calculée au niveau du tronçon T11, avec une valeur de 47% d'augmentation de débits. La moyenne des différences est de 92%. Pour le calcul par les deux méthodes, le réseau a conservé ses propriétés. Ainsi, le calcul des diamètres conduit à la même tendance que celui des débits.

Au final, cette étude comparative nous a permis de mieux appréhender les deux méthodes de calcul. Aussi, nous estimons que pour la suite, une étude comparative des diamètres obtenus à travers ces deux méthodes, avec les diamètres du réseau d'évacuation actuel de la zone pourrait permettre de faire le diagnostic de ce réseau et d'évaluer les risques d'inondations par débordement dans cette zone.

Références Bibliographiques

- [1] ASSOULINE J. et ASSOULINE S., (2012), « Géopolitique de l'eau », éditions Studyrama, 223p.
- [2] CASTANY G., (1998), « Hydrogéologie : principes et méthodes », édition Dunod, 236p.
- [3] LABORDE J.P, (2009), « Eléments d'hydrologie de surface »,222p.
- [4] DEODHAR M.J., (2009), «Elementary Engineering Hydrology», Pearson Education, 407p.
- [5] MUSY A., Cours sur les précipitations, EPFL Lausanne,
- [6] RAKHECHA P.R. et SINGH V.P (2009), Applied Hydrometeorology», édition Springer, 399p.
- [7] BENNIS S., (2009), « hydraulique et hydrologie », Presses de l'université du Québec, 451p
- [8] ROCHE M., (1963), « Hydrologie de Surface », Editions Gauthier Villars, 431p
- [9] KARAMOUZ M. (2010), “Urban Water Engineering and Management, Editions Taylor and Francis (620p).
- [10] GILI E.,(2004), «Hydrogéologie: objets, méthodes, applications, édition Dunod, 320p.
- [11] WALSKI T.,(2004), «Wastewater Collection system modeling and design », Bentley systems,
- [12] DDTM34, (2014), Guide méthodologies pour la gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement, 112p.
- [13] BIÈRE F., (2000), « Distribution et collecte des eaux, Presses Internationales Polytechnique, 391p.
- [14] ANCTIL F., ROUSSELLE J., LAUZON N., (2005), « Hydrologie : cheminements de l'eau », Presses internationales polytechnique, 317p.
- [15] [[Gestion des rivières | SBVNE](#)], consulté le 03/06/2021.
- [16] Cours hydrologie université Hassan II Maroc-rabat, 67p.
- [17] BESSEDIK M. « Traitement et épuration des eaux, note de cours hydraulique L3, Université de Tlemcen, 370p.
- [18] VALIRON F. (1989), « Gestion des eaux : Alimentation en eau – assainissement, Presses des Ponts et Chaussées, 506p.
- [19] YAHIAOUI A., (2012), « Inondations torrentielles : cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord », Thèse de doctorat de ENSH Blida (Algérie), 210p
- [20] CLAMAGIRAND E., (1985), « Modélisation de la qualité des eaux de la Seine à l'étiage en période d'orage, Thèse de doctorat Ecole des Ponts et Chaussées.

- [21] **FANTINA D.E.**, (2012), « A Comparison of Runoff Estimation Techniques,39p, Consulté sur <http://www.suncam.com/> (le 23/04/2021).
- [22] **NHI**, (2009), « Urban Drainage Design Manual, U.S. department of transportation, 478p.
- [23] **U.S. department of transportation**, (2009), « Urban Drainage Design Manual »,
- [24] **TOUAÏBIA B.**, (2004), « Manuel Pratique d'hydrologie », Presses Madani Frères, 168p
- [25] <http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/>--consulté le 9/05/2021
- [26] **BASSEL M.**, (1996), « Pluies, Ruissellement, Pollution et évacuation des eaux », Thèse de doctorat de l'université Cheikh Anta Diop,244p
- [27] **ASTEE**, (2017), « Memento technique: Conception et dimensionnement des systèmes de gestion 27 des eaux pluviales et de collecte des eaux usées», 275P
- [28] **KOCH P.**, (1962), « Les réseaux d'égouts », éditions DUNOD, 348p
- [29] **MADAOUÏ A. O. et MADAOUÏ A.R.**, (2016), « Protection des villes contre les inondations cas du centre d'Ain Fezza Tlemcen », Mémoire de Master Université de Tlemcen, 149p.
- [30] **MOREL A.**,(1996), « Dossier Techniques assainissement des eaux pluviales: l'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien », Presses des Ponts et Chaussées, 158p
- [31] **WILLI H.**, (2009), « Hydraulicians in Europe 1800-2000 »,Volume 2, éditions IAHR, 946p.
- [32] **BOURRIER R.**, (1996), « les réseaux d'assainissement », éditions Lavoisier, 810p
- [33] **ROSSMILLER R.**, (1980), « Stormwater Design for Sustainable development », éditions McGraw-Hill, 428p.
- [34] **MEGNOUNIF A.**, (2020), Note de Cours de Protection contre les crues,
- [35] **CHOCAT B.**, (2003), «La ville et son assainissement », éditions CERTU, 503p
- [36] **KOVACS Y.**, (1988), « Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement », Thèse de Doctorat de l'Ecole des Ponts et Chaussées, 352p.
- [37] **BOUVIER C.**, (1990), « Analyse et modélisation des écoulements en milieu urbain », Thèse de doctorat ORSTOM, 324p.
- [38] **LAMRAOUI L.**, (2008), « Modélisation du réseau d'assainissement unitaire : cas de la ville de Boujaad », Mémoire de fin d'étude ENGEES, 186p.
- [39] **VOIGNIER P.**,(1990), « Influence de la structure spatiale des pluies et du bassin versant sur les écoulements en réseau, approche à l'aide du logiciel EAUSER : application à Saint-Etienne »", Thèse de doctorat de l'ENSM de Saint-Etienne, 301p.
- [40] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Bensekrane> (consulté le 15/05/2021).

- [41] **LASSOUANI A.**, (2007), « Cartographie de l'aléa sismique : application à la commune de Bensekrane (W. Tlemcen) », Mémoire de Magister en Géologie de l'université de Tlemcen, 94p.
- [43] **BELARBI F.**, (2010), « Etude de la pluviométrie journalière dans le bassin versant de la Tafna », Mémoire de Magister de l'université de Tlemcen, 140p.
- [44] **BOUANANI A., BABA-HAMED K. et FANDI W.**, (2013), Production et transport des sédiments dans l'Oued Sikkak, Revue des sciences de l'eau Vol.26, consulté sur <http://id.erudit.org/iderudit/1016063ar> le 01/05/2021
- [45] **GHENIM A.N. et MEGNOUNIF A.**, « Ampleur de la sécheresse dans le bassin d'alimentation du barrage Meffrouche (Nord-Ouest de l'Algérie) », Physio-Géo [En ligne], Volume 7 | 2013, mis en ligne le 13 février 2013, consulté le 04/05/2021. URL : <http://journals.openedition.org/physio-geo/3173>
- [46] **BOUANANI A.**, (2004), « Hydrologie, transport solide et modélisation : étude de quelques sous-bassins de la Tafna », Thèse de Doctorat Université de Tlemcen, 250p
- [47] **LAGACE R.**, (2016), « Aménagement des cours d'eau et conservations des sols », Cours Université Laval, 344p.
- [48] **ADJIM Z.**, (2011), « Contribution à l'étude de la diversité floristique et entomologique dans les champs de la région de Tlemcen », Mémoire de Magister de l'université de Tlemcen, 122p.
- [49] **BELKENADIL N. et BELAID H.**, (2018), « Apport des SIG et de la modélisation dans la gestion d'un réseau d'assainissement-Cas du chef-lieu de Bensekrane », Mémoire de Master de l'université de Tlemcen, 108p.
- [50] **BENMECHERNANE N.**, (2013), « Etude de la protection de la ville de Bensekrane (W. Tlemcen) contre les inondations », Mémoire de Master de l'université de Tlemcen, 149p.
- [51] **MENASRIA A.**, (2016), « Courbes IDF pour les stations pluviométriques de la région centre de l'Algérie du Nord », Mémoire de Master de l'ENSH de Blida (Algérie), 68p.
- [52] **MEDDI M. et BEN ABBES A.S.**, (2013), « Analyse statistique et prévision des débits de crues dans le bassin versant de l'Oued Mekara (Ouest de l'Algérie) », Revue « Nature et technologie » n°10/janvier 2014, 11p, consulté le 11/06/2021, URL https://www.univ-chlef.dz/revuenatec/issue_10_art_c_04.pdf .
- [53] **MESSAOUDI W. et BOURICHA A.**, (2020), « Réflexion autour des inondations des villes: exemple de la ville de Maghnia », Mémoire de Master de l'Université de Tlemcen, 88p.
- [54] **BOUANANI A.**, (2018), note de cours Analyse Hydrologique 2^{ème} année licence université de Tlemcen, 48p.
- [55] **BOUCHELKIA H.**, (2014), Les réseaux d'eau usées en système séparatif, Note de cours sur l'Assainissement, université de Tlemcen.
- [56] **BETON PROVINCIAL**, Catalogue des Tuyaux en Béton Armé, consulté le 03/06/2021 sur <https://www.grandlyon.com> > eau > assainissement
- [57] **VAZQUEZ. J.**, Note de Cours sur l'Hydraulique à Surface Libre, ENGEES, 104p.

Annexes :**Annexe 1 : diamètres nominaux des conduites en béton armé****Tableau 22 :** Diamètres nominaux des conduites en béton armé

Diamètre Nominal	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre Extérieur (mm)
250	254	394
300	305	445
375	381	521
450	457	584
525	533	673
600	610	762
750	762	940
900	914	1156
1050	1067	1335
1200	1220	1512
1350	1372	1690

Annexe 2 : diagramme des correspondances des rapports