

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**



**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**

**Scientifique Université Hamma Lakhdar - El Oued**



**Faculté de Technologie Département d'Hydraulique et de Génie Civil**

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

**En vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Spécialité : Hydraulique**

**Option : Conception et Diagnostic des Systèmes d'AEP et d'Assainissement**

**Présenté par :**

**BOUSSAID Hammoudi**

**THÈME:**

**Contribution à la gestion durable du réseau d'assainissement en milieu urbain : modélisation hydrodynamique par le logiciel - EPA SWMM – Cas de la commune de Guemmar Wilaya d'El Oued**

**Soutenu publiquement devant le jury composé de :**

|                                      |            |                        |
|--------------------------------------|------------|------------------------|
| <b>President: Dr. Nabil Mega</b>     | <b>MCA</b> | <b>Univ. d'El-Oued</b> |
| <b>Examineur: Dr. KHAZAZNA Amina</b> | <b>MCB</b> | <b>Univ. d'El-Oued</b> |
| <b>Encadreur: Dr. ZAIZ Issam</b>     | <b>MCB</b> | <b>Univ. d'El-Oued</b> |

**Année Universitaire : 2025 / 2026**

# ***Remerciement***

*Tout d'abord, nous remercions le Dieu, notre créateur de nos  
avoir donné les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir  
ce travail modeste.*

*J'adresse mes plus sincères remerciements et ma profonde  
reconnaissance à mon directeur de thèse, le professeur  
**ZAIZ Issam**, pour son aide précieuse et ses conseils constants. Je  
remercie les membres de jury pour leur acceptation d'examiner et  
juger mon travail.*

*Enfin, nous exprimons notre profonde gratitude à nos familles,  
qui nous ont toujours soutenus, à tous ceux qui ont contribué à la  
réalisation de ce mémoire et à tous les enseignants qui nous ont  
accompagnés dans notre formation.*

**BOUSSAID HAMMOUDI**

# ***Dédicace***

*Je dédie ce travail accompagné d'un profond amour :*

*A mes chers parents pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur soutien et leurs prières tout au long de ma vie, vous avez toujours été à mes côtés*

*A Mes sœurs, chacune par son nom.*

*A Ma chère épouse M. IBTISSAM.*

*A Mes chers amis.*

*L'ensemble du Département hydraulique et Génie Civil*

***BOUSSAID HAMMOUDI***

## ملخص

في الجزائر، يعتمد تصميم شبكات الصرف الصحي عادةً على الأساليب الكلاسيكية (الطريقة العقلانية، كاكو). في السنوات الأخيرة، وبفضل تطور برامج النمذجة الهيدرولوجية والهيدروليكية، أصبح بالإمكان محاكاة الأداء الحقيقي لهذه الشبكات وتشخيص أعطالها بدقة عالية.

يتناول عملنا التقييم الهيدروليكي لشبكة الصرف الصحي الموحدة ببلدية قمار، ولاية الوادي، باستخدام برنامج SWMM5 (نموذج إدارة مياه الأمطار، وكالة حماية البيئة الأمريكية).

أنجزت اثنتا عشرة محاكاة بالجمع بين ثلاث فترات عودة مطرية ( $T = 2$  و 5 و 10 سنوات) وأربعة آفاق ديموغرافية (من 2025 إلى 2055)، بتدفقات مياه مجاري تتراوح بين 19,514 و 40,238 ل/ث. كشفت النتائج عن قصور هيكلية في الشبكة منذ  $T = 2$  سنة، مع 52 إلى 109 مقطعاً مشحوناً حسب السيناريو، وحجوم فيضانية إجمالية تتراوح بين 67 و 845 م<sup>3</sup>.

مكّننا برنامج SWMM5 من تحديد الحالات الحرجة في الشبكة: شحن الجامعات، فيضان المشاعب عند العقد R104 و R64 و R35 و R137، وتأثير النمو الديموغرافي على الأداء الهيدروليكي. يُوصى بتعميم اللجوء إلى النمذجة الرقمية في دراسات تشخيص وإعادة تأهيل شبكات الصرف الصحي في المناطق الصحراوية.

الكلمات المفتاحية : SWMM5، شبكة صرف صحي، نمذجة هيدروليكية، محاكاة، شحن، فيضان، الوادي.

## Résumé

En Algérie, le dimensionnement des réseaux d'assainissement repose généralement sur les méthodes classiques (Rationnelle, Caquot). Ces dernières années, grâce au développement des logiciels de modélisation hydrologique et hydraulique, il est devenu possible de simuler le fonctionnement réel des réseaux et d'en diagnostiquer les dysfonctionnements avec précision.

Notre travail porte sur l'évaluation hydraulique du réseau d'assainissement unitaire de la commune de Guemmar, wilaya d'El Oued, à l'aide du logiciel SWMM5 (Storm Water Management Model, EPA).

Douze simulations ont été réalisées en combinant trois périodes de retour pluviométrique ( $T = 2, 5$  et 10 ans) et quatre horizons démographiques (2025 à 2055), avec des débits d'eaux usées allant de 19,514 à 40,238 L/s. Les résultats montrent que le réseau présente des insuffisances structurelles dès  $T = 2$  ans, avec 52 à 109 tronçons surchargés selon le scénario, un volume total débordé de 67 à 845 m<sup>3</sup>.

Le logiciel SWMM5 nous a permis d'identifier les situations critiques du réseau : surcharges des collecteurs, débordements des regards aux nœuds R104, R64, R35 et R137, et impact de la croissance démographique sur les performances hydrauliques. Il est recommandé de systématiser le recours à la modélisation numérique pour le diagnostic et la réhabilitation des réseaux d'assainissement en milieu saharien.

**Mots-clés :** SWMM5, réseau d'assainissement, modélisation hydraulique, simulation, surcharge, débordement, El Oued.

## Abstract

In Algeria, sewer network design is generally based on classical methods (Rational method, Caquot). In recent years, with the development of hydrological and hydraulic modelling software, it has become possible to simulate the actual behaviour of drainage networks and accurately diagnose their dysfunctions.

This study focuses on the hydraulic assessment of the combined sewer network of Guemmar municipality, El Oued province, using SWMM5 (Storm Water Management Model, US EPA).

Twelve simulations were carried out by combining three rainfall return periods ( $T = 2, 5$  and  $10$  years) with four demographic horizons (2025 to 2055), yielding dry weather flows ranging from 19.514 to 40.238 L/s. Results reveal structural hydraulic deficiencies already at  $T = 2$  years: 52 to 109 surcharged conduits depending on the scenario, and total overflow volumes of 67 to 845 m<sup>3</sup>.

SWMM5 enabled us to identify the critical situations of the network: conduit surcharging, flooding at nodes R104, R64, R35 and R137, and the impact of demographic growth on hydraulic performance. Systematic use of numerical modelling is recommended for the diagnosis and rehabilitation of sewer networks in arid Saharan regions.

**Keywords:** SWMM5, sewer network, hydraulic modelling, simulation, surcharge, flooding, El Oued.

## TABLE DES MATIÈRES

|                             |    |
|-----------------------------|----|
| Introduction générale ..... | 01 |
|-----------------------------|----|

### CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

|                                               |           |
|-----------------------------------------------|-----------|
| Introduction.....                             | 04        |
| <b>I.1 Situation Géologique .....</b>         | <b>05</b> |
| <b>I.2 La Topographie de la Région .....</b>  | <b>06</b> |
| <b>I.3 Situation Climatologique .....</b>     | <b>07</b> |
| I.3.1 La Température.....                     | 07        |
| I.3.2 La Précipitation.....                   | 08        |
| I.3.3 Le Vent .....                           | 09        |
| I.3.4 L'Évaporation .....                     | 10        |
| I.3.5 L'Humidité Relative.....                | 11        |
| I.3.6 L'Ensoleillement .....                  | 12        |
| <b>I.4 Situation Hydrogéologique .....</b>    | <b>13</b> |
| I.4.1 Nappe Phréatique.....                   | 13        |
| I.4.2 Nappe du Complexe Terminal.....         | 14        |
| I.4.3 Nappe du Continental Intercalaire.....  | 14        |
| <b>I.5 Situation Hydraulique.....</b>         | <b>15</b> |
| I.5.1 Alimentation en Eau Potable .....       | 15        |
| I.5.2 Assainissement .....                    | 17        |
| I.5.3 Observations sur l'État du Réseau ..... | 19        |

### CHAPITRE II : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

|                                                                 |           |
|-----------------------------------------------------------------|-----------|
| Introduction.....                                               | 21        |
| <b>II.1 Données Climatiques et Pluviométriques .....</b>        | <b>21</b> |
| II.1.1 Présentation et Analyse des Données Pluviométriques..... | 23        |
| <b>II.2 Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF).....</b>        | <b>24</b> |
| <b>II.3 Analyse Analytique des Pluies .....</b>                 | <b>24</b> |
| II.3.1 Durée .....                                              | 24        |

|              |                                                                |           |
|--------------|----------------------------------------------------------------|-----------|
| II.3.2       | Fréquence .....                                                | 25        |
| II.3.3       | Intensité .....                                                | 25        |
| <b>II.4</b>  | <b>Pluies de Courtes Durées .....</b>                          | <b>25</b> |
| <b>II.5</b>  | <b>Intensités de Pluie .....</b>                               | <b>27</b> |
| <b>II.6</b>  | <b>Modélisation par la Formule de MONTANA .....</b>            | <b>29</b> |
| II.6.1       | Résultats Logarithmiques pour $T = 10$ ans .....               | 29        |
| II.6.2       | Paramètres de MONTANA pour Toutes les Périodes de Retour ..... | 30        |
| <b>II.7</b>  | <b>Courbes IDF selon la Formule de MONTANA .....</b>           | <b>31</b> |
| <b>II.8</b>  | <b>Application Numérique — Intensité de Projet .....</b>       | <b>32</b> |
| <b>II.9</b>  | <b>Estimation de la Fraction Imperméable .....</b>             | <b>32</b> |
| <b>II.10</b> | <b>Conclusions .....</b>                                       | <b>33</b> |

## CHAPITRE III : EVALUATION DES DEBITS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

|              |                                                      |           |
|--------------|------------------------------------------------------|-----------|
|              | Introduction .....                                   | 35        |
| <b>III.1</b> | <b>Situation Démographique .....</b>                 | <b>35</b> |
| <b>III.2</b> | <b>Estimation de la Population Future .....</b>      | <b>36</b> |
| <b>III.3</b> | <b>Découpage en Surfaces Élémentaires .....</b>      | <b>37</b> |
| <b>III.4</b> | <b>Étude Théorique du Système d'Évacuation .....</b> | <b>38</b> |
| III.4.1      | Définition du Système d'Évacuation .....             | 38        |
| III.4.2      | Système Séparatif .....                              | 38        |
| III.4.3      | Le Système Unitaire .....                            | 39        |
| III.4.4      | Le Système Pseudo Séparatif .....                    | 40        |
| III.4.5      | Le Système Mixte .....                               | 40        |
| III.4.6      | Système Autonome .....                               | 40        |
| III.4.7      | Choix du Système d'Assainissement .....              | 40        |
| <b>III.5</b> | <b>Schéma d'Évacuation .....</b>                     | <b>41</b> |
| III.5.1      | Les Différents Schémas d'Assainissement .....        | 41        |
| III.5.2      | Le Choix du Schéma d'Évacuation .....                | 43        |
| III.5.3      | Le Coefficient de Ruissellement .....                | 43        |
| III.5.3.1    | Évaluation du Coefficient de Ruissellement .....     | 43        |
| III.5.3.2    | Évaluation du Coefficient par Sous-Bassin .....      | 47        |
| <b>III.7</b> | <b>Estimation des Débits à Évacuer .....</b>         | <b>49</b> |
| III.7.1      | Origine et Nature des Eaux à Évacuer .....           | 49        |
| III.7.2      | Estimation des Débits des Eaux Pluviales .....       | 54        |

|                                                                   |           |
|-------------------------------------------------------------------|-----------|
| III.7.3 Estimation des Débits des Eaux Usées .....                | 54        |
| III.7.3.1 Débits des Eaux Usées Domestiques .....                 | 54        |
| III.7.3.2 Débits des Eaux Usées des Équipements Publics .....     | 57        |
| <b>III.8 Débits Totaux des Eaux Usées à Évacuer .....</b>         | <b>58</b> |
| <b>III.10 Distribution par Nœud — Méthode des Longueurs .....</b> | <b>59</b> |
| III.10.1 Principe et Formulation .....                            | 59        |
| III.10.2 Paramètres de Calcul .....                               | 60        |
| III.10.3 Résultats — Débits par Nœud .....                        | 61        |
| Conclusion .....                                                  | 65        |

## CHAPITRE IV : MODÉLISATION DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

|                                                                   |           |
|-------------------------------------------------------------------|-----------|
| Introduction .....                                                | 67        |
| <b>IV.1 Définition de la Modélisation en Assainissement .....</b> | <b>67</b> |
| <b>IV.2 Étapes de Modélisation en Assainissement .....</b>        | <b>68</b> |
| <b>IV.3 Problèmes à Résoudre .....</b>                            | <b>69</b> |
| <b>IV.4 Transformation Pluie-Débit par Modélisation .....</b>     | <b>70</b> |
| IV.4.1 Modélisation Hydrologique .....                            | 70        |
| IV.4.1.1 Fonction de Production .....                             | 70        |
| IV.4.1.1.A Modèle d'Infiltration de Green-Ampt .....              | 71        |
| IV.4.1.1.B Modèle d'Infiltration d'Horton .....                   | 73        |
| IV.4.1.2 Fonction de Transfert .....                              | 75        |
| IV.4.1.2.A Modèle du Réservoir Linéaire .....                     | 75        |
| IV.4.1.2.B Modèle de Réservoir Non Linéaire .....                 | 76        |
| <b>IV.5 Laminage des Crues .....</b>                              | <b>78</b> |
| <b>IV.6 Modèles Hydrauliques .....</b>                            | <b>79</b> |
| IV.6.1 Méthode de Barré de Saint-Venant .....                     | 79        |
| IV.6.1.1 Modèle de Ruissellement de l'Onde Cinématique .....      | 81        |
| <b>IV.7 Interprétation des Résultats de Simulation .....</b>      | <b>82</b> |
| IV.7.1 Choix du Modèle .....                                      | 82        |
| IV.7.2 Choix de la Méthode de Résolution .....                    | 83        |
| Conclusion .....                                                  | 84        |

---

## CHAPITRE V : APPLICATION DU LOGICIEL SWMM5

|                                                                        |           |
|------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Introduction.....                                                      | 86        |
| <b>V.1 Préparation des Données pour la Simulation .....</b>            | <b>86</b> |
| V.1.1 Construction du Modèle SWMM5.....                                | 87        |
| V.1.2 Paramètres des Sous-Bassins Versants .....                       | 88        |
| V.1.3 Débits d'Eaux Usées par Horizon .....                            | 88        |
| <b>V.2 Réseau Modélisé sous SWMM5 .....</b>                            | <b>89</b> |
| <b>V.3 Simulations et Diagnostics du Réseau Modélisé.....</b>          | <b>90</b> |
| V.3.1 Capacité Hydraulique des Tronçons .....                          | 90        |
| <i>V.3.1.1 Période de retour <math>T = 2</math> ans .....</i>          | <i>90</i> |
| <i>V.3.1.2 Période de retour <math>T = 5</math> ans .....</i>          | <i>92</i> |
| <i>V.3.1.3 Période de retour <math>T = 10</math> ans .....</i>         | <i>94</i> |
| V.3.2 Points de Débordement, Volumes Débordés et Durées .....          | 96        |
| V.3.3 Synthèse Générale — Toutes Combinaisons $T \times$ Horizon ..... | 97        |
| Conclusion .....                                                       | 99        |

---

|                                            |            |
|--------------------------------------------|------------|
| <b>Conclusions et Recommandations.....</b> | <b>100</b> |
|--------------------------------------------|------------|

---

## LISTE DES TABLEAUX

|                |                                                                             |    |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1    | : Répartition mensuelle de la température — Station El Oued (1976–2018).... | 07 |
| Tableau I.2    | : Répartition mensuelle de la pluviométrie — Station El Oued (1976–2018)... | 08 |
| Tableau I.3    | : Variations de la vitesse moyenne mensuelle du vent (1976–2018).....       | 09 |
| Tableau I.4    | : Moyennes mensuelles de l'évaporation (1976–2018).....                     | 10 |
| Tableau I.5    | : Moyennes mensuelles de l'humidité relative (1976–2018) .....              | 11 |
| Tableau I.6    | : Moyennes mensuelles de l'ensoleillement (1976–2018) .....                 | 12 |
| Tableau I.7    | : Caractéristiques des nappes d'El-Oued.....                                | 14 |
| Tableau I.8    | : Caractéristiques du champ de captage — Commune de Guemmar .....           | 15 |
| Tableau I.9    | : Synthèse AEP — Communes de la zone d'étude .....                          | 16 |
| Tableau I.10   | : Réseau d'assainissement existant par année d'exécution et diamètre .....  | 17 |
| Tableau I.11   | : Caractéristiques des stations de pompage — ONA Guemmar.....               | 18 |
| Tableau II.1   | : Série des pluies journalières maximales interannuelles (2008–2017) .....  | 22 |
| Tableau II.2   | : Pluie maximale journalière fréquentielle — Résultats HYFRAN (mm) .....    | 26 |
| Tableau II.3   | : Pluies de courtes durées fréquentielles $P(t)$ (mm).....                  | 26 |
| Tableau II.4   | : Intensités des pluies (mm/h).....                                         | 27 |
| Tableau II.5   | : Intensités des pluies (mm/min) .....                                      | 28 |
| Tableau II.6   | : Résultats logarithmiques des intensités — $T = 10$ ans.....               | 30 |
| Tableau II.7   | : Paramètres de la loi de MONTANA pour chaque période de retour .....       | 31 |
| Tableau II.8   | : Résultats exprimés des courbes I.D.F — $T = 2, 5$ et $10$ ans .....       | 32 |
| Tableau III-01 | : Projection de la population de la zone d'étude .....                      | 36 |
| Tableau III-02 | : Avantages et inconvénients du système séparatif.....                      | 39 |
| Tableau III-03 | : Avantages et inconvénients du système unitaire .....                      | 39 |
| Tableau III-04 | : Coefficient de ruissellement — type d'occupation du sol .....             | 44 |
| Tableau III-05 | : Coefficient de ruissellement — catégorie d'urbanisme .....                | 45 |
| Tableau III-06 | : Coefficient de ruissellement — densité de population.....                 | 45 |
| Tableau III-07 | : Coefficient de ruissellement — nature des surfaces.....                   | 46 |
| Tableau III-08 | : Coefficients de ruissellement pour chaque sous-bassin (BV1–BV70).....     | 47 |
| Tableau III-09 | : Récapitulatif des débits des eaux usées domestiques .....                 | 56 |
| Tableau III-10 | : Récapitulatif des débits des équipements publics.....                     | 57 |
| Tableau III-11 | : Récapitulatif général des débits totaux des eaux usées .....              | 58 |
| Tableau III-12 | : Débits spécifiques et paramètres globaux par horizon .....                | 60 |
| Tableau III-13 | : Débits d'eaux usées de pointe par nœud — Méthode des longueurs.....       | 62 |

|              |                                                                             |    |
|--------------|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau IV.1 | : Paramètres du modèle de Green-Ampt selon la texture du sol.....           | 72 |
| Tableau IV.2 | : Paramètres du modèle d'Horton selon le type de sol .....                  | 74 |
| Tableau V.1  | : Composantes du modèle SWMM5 — Réseau de Guemmar.....                      | 87 |
| Tableau V.2  | : Paramètres généraux des sous-bassins versants.....                        | 88 |
| Tableau V.3  | : Débits de pointe des eaux usées par horizon.....                          | 89 |
| Tableau V.4  | : Résultats de simulation — T = 2 ans, Horizons 2025 à 2055.....            | 91 |
| Tableau V.5  | : Résultats de simulation — T = 5 ans, Horizons 2025 à 2055.....            | 93 |
| Tableau V.6  | : Résultats de simulation — T = 10 ans, Horizons 2025 à 2055.....           | 95 |
| Tableau V.7  | : Nombre de points de débordement dans le réseau selon T et l'horizon ..... | 96 |
| Tableau V.8  | : Synthèse générale des 12 simulations SWMM5.....                           | 98 |

## LISTE DES FIGURES

|             |                                                                                        |    |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I.1  | : Situation géographique de la zone d'étude.....                                       | 04 |
| Figure I.2  | : Carte topographique de la vallée du Souf.....                                        | 06 |
| Figure I.3  | : Moyennes mensuelles des températures moyennes (°C).....                              | 07 |
| Figure I.4  | : Répartition mensuelle de la pluviométrie (mm).....                                   | 08 |
| Figure I.5  | : Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s).....                                | 09 |
| Figure I.6  | : Moyennes mensuelles de l'évaporation (1976–2018).....                                | 10 |
| Figure I.7  | : Moyennes mensuelles de l'humidité relative (1976–2018).....                          | 11 |
| Figure I.8  | : Moyennes mensuelles de l'ensoleillement (1976–2018).....                             | 12 |
| Figure I.9  | : Système Aquifère du Sahara Septentrional (Gendouz et al., 2003).....                 | 13 |
| Figure I.10 | : Plan du réseau d'assainissement existant — Commune de Guemmar.....                   | 19 |
| Figure II.1 | : Droite de régression de MONTANA pour T = 10 ans.....                                 | 30 |
| Figure II.2 | : Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) pour T = 2, 3, 5, 10, 20, 50 et 100 ans..... | 31 |
| Figure IV.1 | : Schéma de la modélisation hydrologique.....                                          | 70 |
| Figure IV.2 | : Processus d'infiltration selon Green-Ampt.....                                       | 71 |
| Figure IV.3 | : Évolution de la capacité d'infiltration selon Horton.....                            | 73 |
| Figure IV.4 | : Principe du décalage de la courbe d'infiltration.....                                | 74 |
| Figure IV.5 | : Schéma de transformation pluie-ruissellement.....                                    | 75 |
| Figure IV.6 | : Schéma du modèle de réservoir linéaire.....                                          | 76 |
| Figure IV.7 | : Schéma du modèle de réservoir non linéaire.....                                      | 77 |
| Figure IV.8 | : Principe du laminage des crues.....                                                  | 78 |
| Figure IV.9 | : Modèle de ruissellement de l'onde cinématique.....                                   | 81 |
| Figure V.1  | : Délimitation des 70 sous-bassins versants — SWMM5.....                               | 87 |
| Figure V.2  | : Réseau d'assainissement de Guemmar modélisé sous SWMM5.....                          | 89 |
| Figure V.3  | : Débordements aux nœuds critiques — T = 2 ans, Horizon 2025.....                      | 91 |
| Figure V.4  | : Surchargements aux tronçons critiques — T = 2 ans.....                               | 92 |
| Figure V.5  | : Débordements aux nœuds critiques — T = 5 ans, Horizon 2025.....                      | 93 |
| Figure V.6  | : Surchargements aux tronçons critiques — T = 5 ans.....                               | 94 |
| Figure V.7  | : Débordements aux nœuds critiques — T = 10 ans, Horizon 2025.....                     | 95 |
| Figure V.8  | : Surchargements aux tronçons critiques — T = 10 ans.....                              | 96 |

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

|             |                                                |
|-------------|------------------------------------------------|
| <b>ADE</b>  | : Algérienne Des Eaux                          |
| <b>ANRH</b> | : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques |
| <b>APC</b>  | : Assemblée Populaire Communale                |
| <b>BV</b>   | : Bassin Versant                               |
| <b>CI</b>   | : Continental Intercalaire                     |
| <b>Cr</b>   | : Coefficient de Ruissellement                 |
| <b>CT</b>   | : Complexe Terminal                            |
| <b>EPA</b>  | : Environmental Protection Agency (États-Unis) |
| <b>ONA</b>  | : Office National de l'Assainissement          |
| <b>ONM</b>  | : Office National de la Météorologie           |
| <b>ONS</b>  | : Office National des Statistiques             |
| <b>PVC</b>  | : Polychlorure de Vinyle                       |

## INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement constitue un élément essentiel de la gestion des eaux urbaines, visant à protéger la santé publique, l'environnement et à garantir un cadre de vie sain. Il englobe la collecte, le traitement et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles, ainsi que la gestion des eaux pluviales. Un réseau d'assainissement efficace prévient la contamination des ressources en eau, réduit les risques d'inondations urbaines et diminue les dangers sanitaires liés aux eaux stagnantes.

À Guemmar, commune située dans la wilaya d'El Oued au sud-est de l'Algérie, le réseau d'assainissement actuel rencontre de nombreux défis. Avec l'augmentation de la population et l'expansion urbaine, les infrastructures existantes s'avèrent souvent insuffisantes pour répondre aux besoins croissants. Le réseau, vieillissant et parfois sous-dimensionné, présente des faiblesses entraînant des débordements fréquents et des zones d'inondation, posant ainsi des risques pour la santé publique et l'environnement.

Un diagnostic précis du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar est crucial pour identifier les problèmes actuels et planifier les améliorations nécessaires. Ce diagnostic permet de localiser les sections du réseau nécessitant des réparations, des mises à niveau ou des extensions. Il contribue également à comprendre les dynamiques des flux d'eau urbains et à anticiper les impacts des changements à venir, assurant ainsi une gestion proactive et efficace des ressources en eau.

Pour évaluer la performance hydraulique du réseau d'assainissement de Guemmar, divers modèles de modélisation hydraulique sont utilisés dans le domaine de l'assainissement. Ces modèles permettent de simuler le comportement des réseaux dans différentes conditions et de prévoir les impacts de divers scénarios de gestion. Parmi les modèles les plus utilisés, on trouve le MOUSE, CANOE et le Storm Water Management Model (SWMM). Chaque modèle présente des caractéristiques spécifiques permettant une analyse détaillée des systèmes d'assainissement. Le modèle SWMM, développé par l'Environmental Protection Agency (EPA) des États-Unis, est particulièrement adapté pour la modélisation des réseaux d'assainissement. Il simule les écoulements d'eau pluviale et d'eaux usées en prenant en compte divers facteurs hydrologiques et hydrauliques. Reconnu pour sa capacité à fournir des résultats précis et détaillés, SWMM aide les ingénieurs à concevoir et optimiser les réseaux d'assainissement urbains.

L'amélioration du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar, wilaya d'El Oued, revêt une importance capitale pour répondre aux besoins présents et futurs de la ville. Une infrastructure modernisée et bien conçue protégera la population contre les risques sanitaires, réduira les impacts environnementaux négatifs et renforcera la résilience urbaine face aux changements climatiques. En investissant dans des solutions d'assainissement durables et efficaces, la commune de Guemmar pourra offrir à ses habitants un cadre de vie plus sain et plus sécurisé.



**CHAPITRE I :**  
**PRÉSENTATION DE LA ZONE**  
**D'ÉTUDE**

## CHAPITRE I PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

### Introduction

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transfert aux systèmes épuratoires des eaux usées et pluviales pour y subir par des modes compatibles les traitements conformes aux exigences de la santé publique et de l'environnement, avant leur rejet dans le milieu naturel.

À travers ce chapitre, nous allons présenter la dite commune en matière géographique, démographique et notamment hydraulique. Les données et les informations ainsi récupérées nous permettent d'entamer le calcul des données de base afin de projeter et de dimensionner un nouveau système d'assainissement appelé à assurer le rejet des effluents de toute nature confondue hors agglomération.

### I.1 SITUATION GÉOLOGIQUE

El Oued est située dans le Sahara algérien, c'est une Wilaya depuis 1984 et couvre une superficie totale de 44 586,80 km<sup>2</sup>. La population est de 900 000 habitants ; elle se trouve à environ 700 km au Sud-Est d'Alger (Figure I.1) et 350 km à l'Ouest de Gabès (Tunisie). Elle est limitée :

- Au Nord par les wilayas de Biskra, Khenchela et Tébessa,
- À l'Est par la Tunisie,
- À l'Ouest par les wilayas de Biskra, Djelfa et Ouargla,
- Au Sud par la Wilaya d'Ouargla.

L'aire d'étude représente la vallée du Souf, par 7°E et 33°5N. La vallée du Souf n'est pas un bassin versant mais une unité de ressource en eau qui est délimitée :

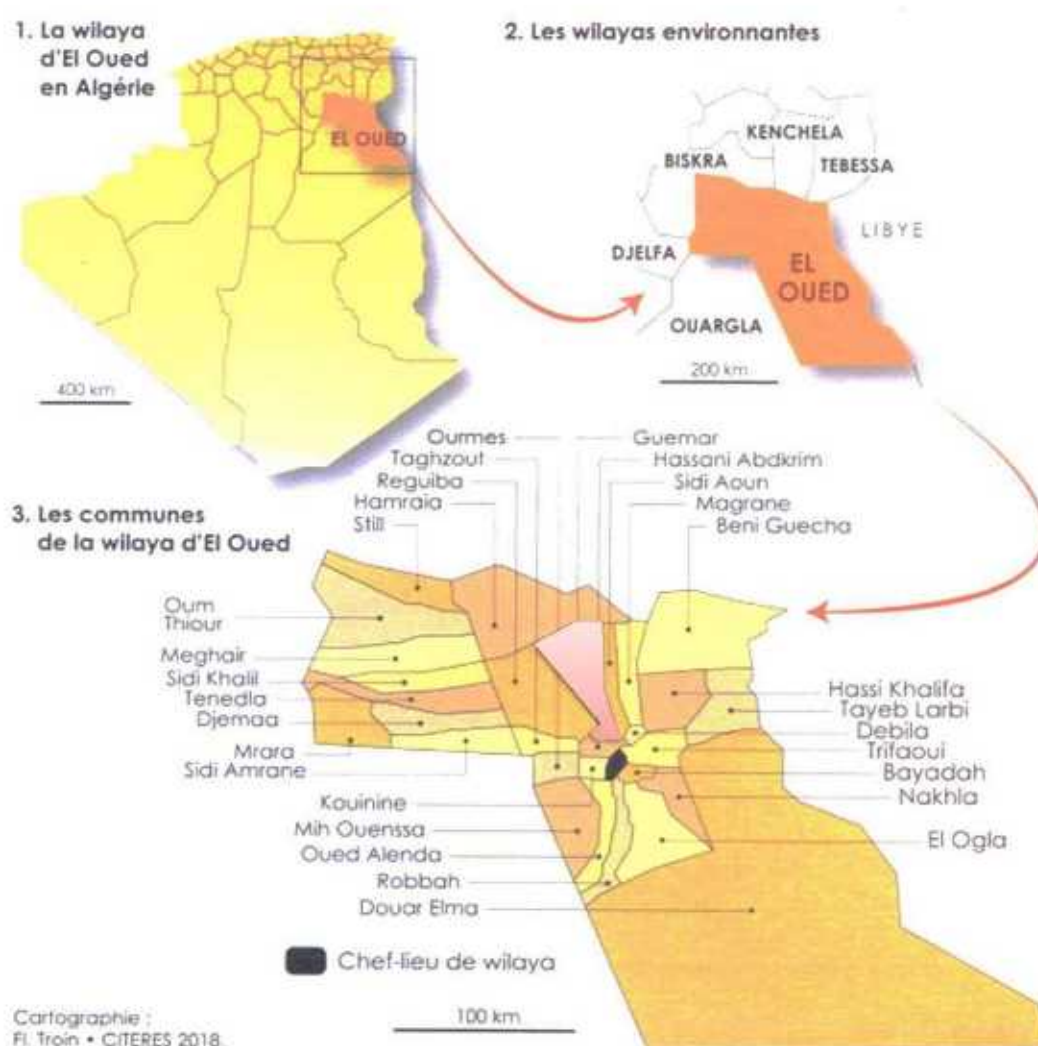
- Au Sud par la mer de dunes du grand erg oriental.
- À l'Est par une série de chotts.
- À l'Ouest par l'Oued Right et par la ligne de palmeraie qui court de Biskra à Touggourt.

La commune de Guemmar, qui fait l'objet de notre étude, se trouve dans le nord de la Wilaya d'El-Oued, distante de 15,3 km du chef-lieu de commune. Elle se situe entre les coordonnées 33° 29' 2" Nord et 6° 47' 0" Est. Elle occupe une surface de 126 400 hectares. La commune de Guemmar est limitée :

- Au Nord par la commune de Hamraya,
- Au Sud par la commune de Taghzout,
- À l'Est par les communes de Sidi Aoun et Hassani Abdelkrim,
- À l'Ouest par la commune de Reguiba.

La commune de Guemmar est composée de 13 localités : DEMITHA – DJEDEÏDA – EL HOUD – ERG SOUARI GHAMRA – GHARBIA – GHAMRA – GOUR DEBAA – GUEMAR – MIH ATIA – MIHA KHALIFA – MIHA SALAH – HOBBA EL CHARGUIA – EZZEGOB.

L'estimation de la superficie totale de la commune de Guemmar est de 126 440 km<sup>2</sup>. La superficie agricole totale est estimée à 19 412 km<sup>2</sup> et la zone pastorale à 14 265 km<sup>2</sup>. De la superficie agricole, un pourcentage de 73 % est constitué de terres agricoles totales et 11 % de la superficie totale de la commune de Guemmar.



**Fig. I.1 : Situation géographique de la zone d'étude**

## I.2 LA TOPOGRAPHIE DE LA RÉGION

La région d'Oued Souf, appelée aussi région du Bas-Sahara, est caractérisée par une faible altitude au Sud-est du pays. Le point le plus haut se trouve à la cote 125 m dans la ville de Bayada (Essoualah), alors que le point le plus bas se trouve à la cote -3 m à Foulia, commune de Réguiaba (ANRH, 2016).

L'altitude moyenne de la région est de 61 m et dénote une diminution du Sud vers le Nord pour être de 25 m au-dessous du niveau de la mer dans la zone des Chotts (ANRH, 2016).

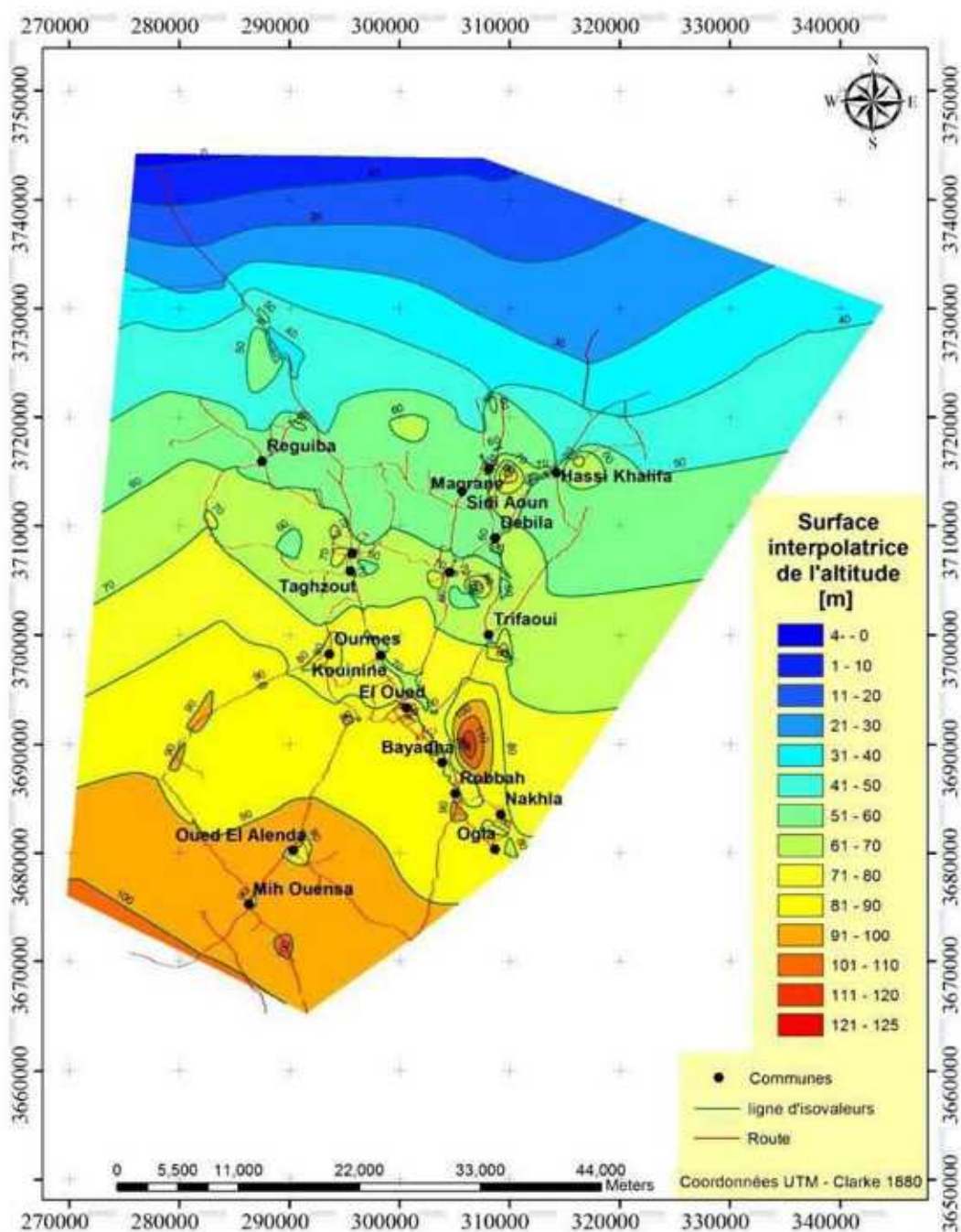


Fig. I.2 : Carte topographique de la vallée du Souf – Source : DRE d'El-Oued, 2016

## I.3 SITUATION CLIMATOLOGIQUE

Le climat est de type saharien, caractérisé par un été chaud et sec, un hiver plutôt doux, une faible pluviométrie et une forte évaporation. La caractérisation du climat de la zone d'étude a été établie sur la base des données climatiques disponibles de la station météorologique O.N.M. d'El Oued pour la période allant de 1976 à 2018.

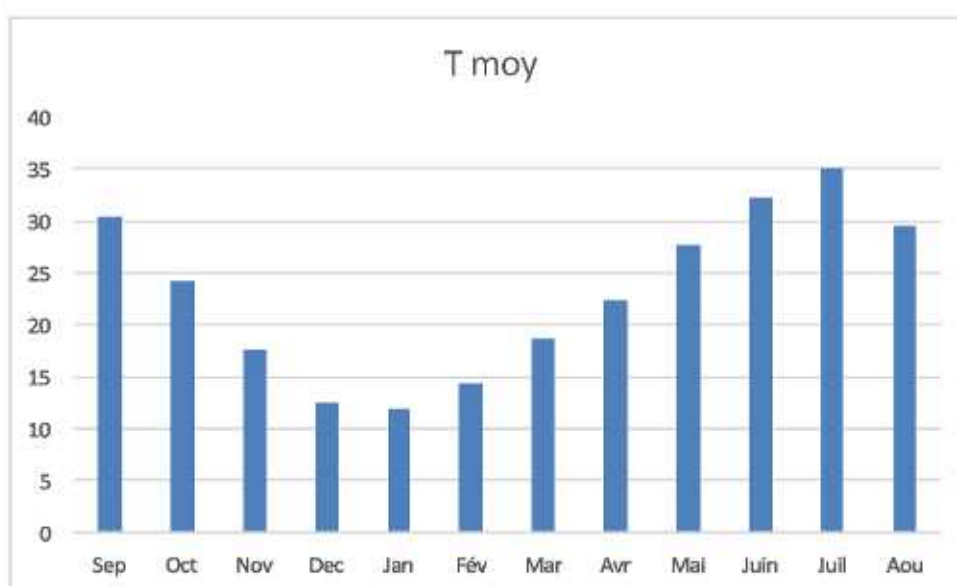
### I.3.1 La Température

La température est un paramètre important dont il faut tenir compte pour la caractérisation d'une région donnée. Le tableau suivant représente la répartition moyenne mensuelle de la température.

**Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température (1976 à 2018)**

| Mois              | Sep   | Oct   | Nov   | Déc   | Jan   | Fév   | Mar   | Avr   | Mai   | Juin  | Juil  | Aoû   | Moy.  |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| <b>T moy (°C)</b> | 30,29 | 24,19 | 17,50 | 12,43 | 11,77 | 14,30 | 18,51 | 22,20 | 27,61 | 32,24 | 35,03 | 29,47 | 22,96 |

*Source : ONM, 2019*



**Fig. I.3 : Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C)**

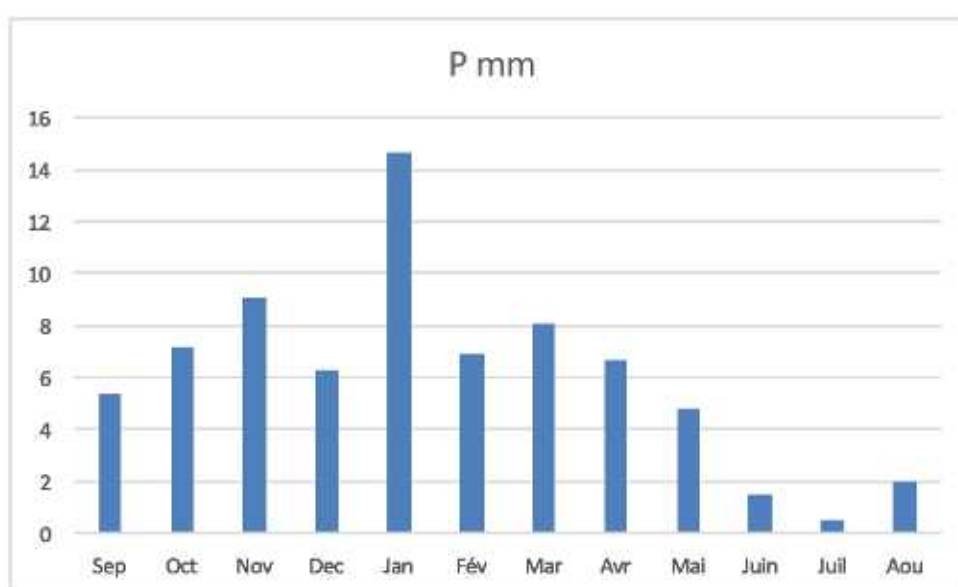
### I.3.2 La Précipitation

L'étude pluviométrique présente un intérêt considérable dans l'hydroclimatologie. Elle sert à obtenir une description des régimes pluviométriques d'une part, et d'autre part à évaluer son rôle sur l'écoulement.

**Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (1976 à 2018)**

| Mois          | Sep         | Oct         | Nov         | Déc         | Jan          | Fév         | Mar         | Avr         | Mai         | Juin        | Juil        | Aoû         | Moy.         |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|
| <b>P (mm)</b> | <b>5,37</b> | <b>7,18</b> | <b>9,06</b> | <b>6,24</b> | <b>14,66</b> | <b>6,92</b> | <b>8,05</b> | <b>6,67</b> | <b>4,78</b> | <b>1,45</b> | <b>0,48</b> | <b>1,98</b> | <b>72,84</b> |

Source : ONM, 2019



**Fig. I.4 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (mm)**

La moyenne annuelle des précipitations enregistrées au cours des 42 années est faible, elle est estimée à 72,84 mm, avec un maximum au mois de janvier (14,66 mm) et un minimum de 0,48 mm au mois de juillet. Sa répartition à travers les mois et les saisons se fait d'une manière irrégulière ; la période la plus pluvieuse s'étend de septembre à mars.

### I.3.3 Le Vent

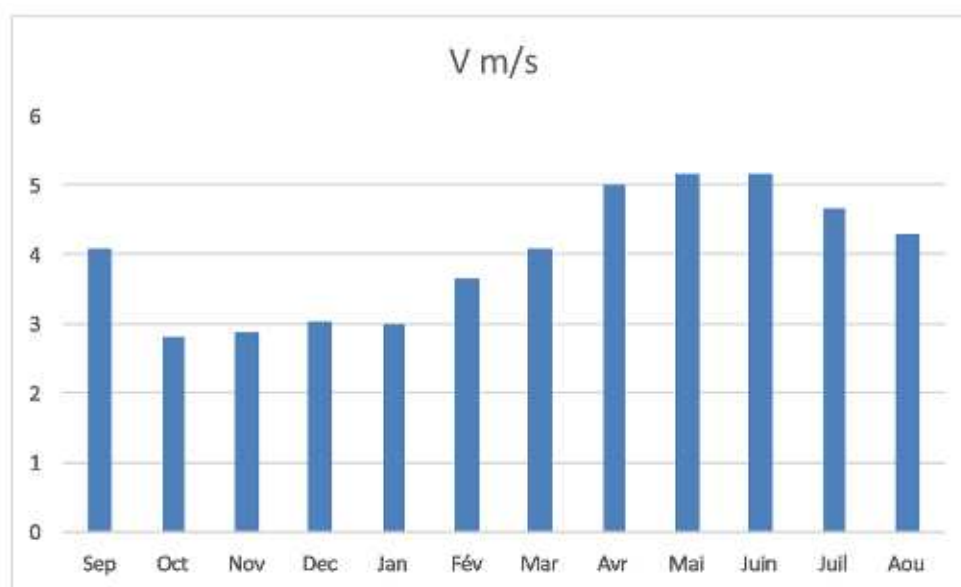
Les vents sont fréquents ; les plus violents se situent au printemps. La direction dominante est Nord-Est, à l'exception des mois d'hiver dont la direction est Sud-Ouest.

Le sirocco (Chihili), vent caractérisant la saison d'été, souffle fréquemment dans la région en sens Sud-Nord, projetant des courants d'air chaud parfois accompagnés de vagues de sable. Les vents de sable ont leur saison de prédilection entre février et avril. Heureusement, les véritables tempêtes restent très rares.

**Tableau I.3 : Variations de la vitesse moyenne mensuelle du vent (1976 à 2018)**

| Mois       | Sep  | Oct  | Nov  | Déc  | Jan  | Fév  | Mar  | Avr  | Mai  | Juin | Juil | Aoû  | Moy. |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| V<br>(m/s) | 4,08 | 2,81 | 2,88 | 3,04 | 2,99 | 3,64 | 4,06 | 4,99 | 5,14 | 5,15 | 4,66 | 4,28 | 3,98 |

Source : ONM, 2019


**Fig. I.5 : Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s)**

Les vents sont fréquents durant toute l'année. Les vitesses les plus élevées sont enregistrées de février à août, avec un maximum de 5,15 m/s en juin. Le Chihili (sirocco) provoque des dégâts très sévères (dessèchement, déshydratation) ; les vents de sable freinent considérablement l'activité socioéconomique et envahissent les cultures.

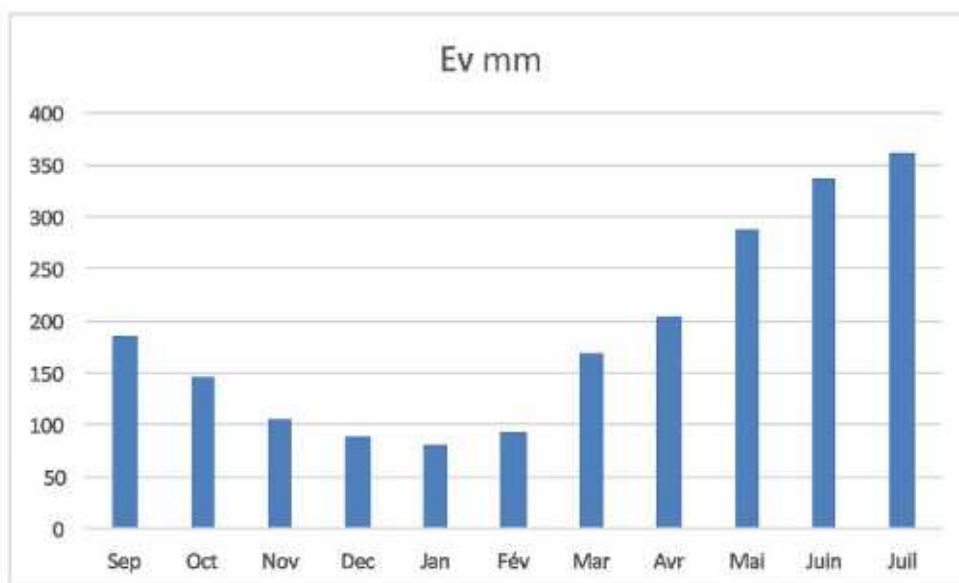
### I.3.4 L'Évaporation

L'évaporation est un passage progressif de l'état liquide à l'état gazeux — une vaporisation progressive. Le tableau ci-après fait ressortir que l'évaporation maximale est de l'ordre de 361,5 mm, enregistrée pendant le mois de juillet.

**Tableau I.4 : Moyennes mensuelles de l'évaporation (1976 à 2018)**

| Mois       | Sep   | Oct   | Nov   | Déc  | Jan  | Fév  | Mar   | Avr   | Mai   | Juin  | Juil  | Aoû   | Moy.   |
|------------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Ev<br>(mm) | 184,2 | 144,8 | 105,2 | 87,3 | 80,3 | 93,1 | 167,7 | 203,0 | 288,5 | 337,3 | 361,5 | 321,3 | 197,85 |

Source : ONM, 2019



**Fig. I.6 : Moyennes mensuelles de l'évaporation (1976-2018)**

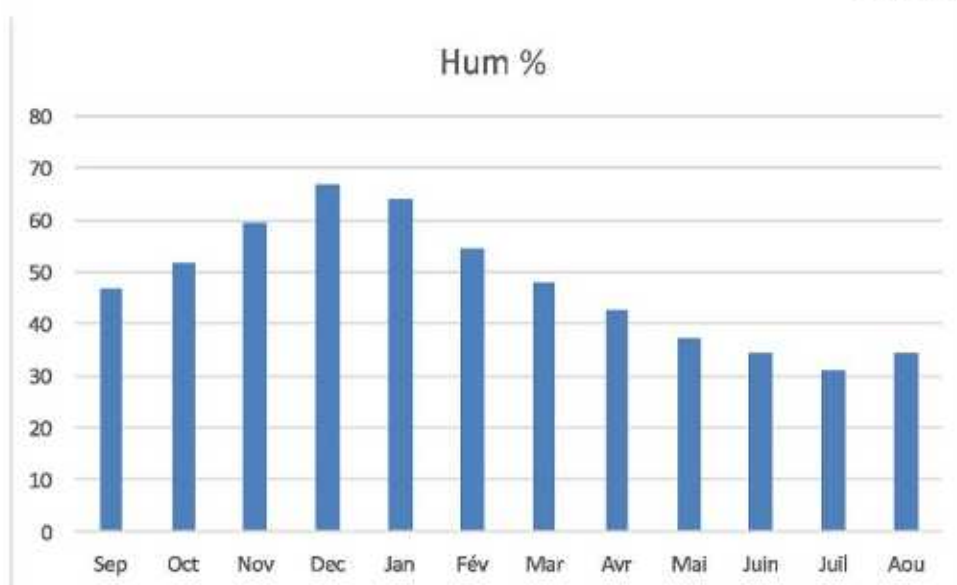
### I.3.5 L'Humidité Relative

La région se caractérise par un air sec, avec une humidité moyenne annuelle de 47,59 %. Le taux d'humidité relative varie d'une saison à l'autre. La valeur maximale est enregistrée en décembre (66,99 %) et la valeur minimale en juillet (31,15 %).

**Tableau I.5 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative (1976 à 2018)**

| Mois    | Sep   | Oct   | Nov   | Déc   | Jan   | Fév   | Mar   | Avr   | Mai   | Juin  | Juil  | Aoû   | Moy.  |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Hum (%) | 46,87 | 51,47 | 59,39 | 66,99 | 63,77 | 54,42 | 48,02 | 42,62 | 37,43 | 34,44 | 31,15 | 34,46 | 47,59 |

Source : ONM, 2019



**Fig. I.7 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative (1976-2018)**

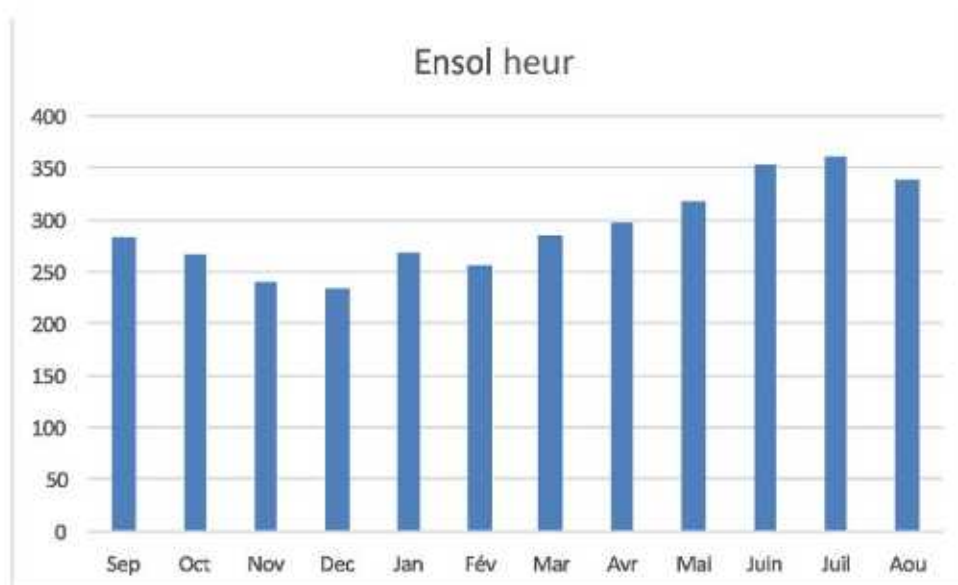
### I.3.6 L'Ensoleillement

Les radiations solaires sont importantes au Sahara, car l'atmosphère présente une grande pureté durant toute l'année. Les valeurs les plus importantes sont enregistrées de mars à mai, avec un maximum de 360 heures en juillet.

**Tableau I.6 : Moyennes mensuelles de l'ensoleillement (1976 à 2018)**

| Mois       | Sep   | Oct   | Nov   | Déc   | Jan   | Fév   | Mar   | Avr   | Mai   | Juin  | Juil  | Aoû   | Moy.   |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Ensol. (h) | 282,1 | 266,0 | 239,2 | 233,3 | 268,3 | 255,2 | 284,7 | 296,9 | 317,9 | 353,1 | 360,0 | 339,3 | 291,34 |

Source : ONM, 2019



**Fig. I.8 : Moyennes mensuelles de l'ensoleillement (1976-2018)**

## **I.4 SITUATION HYDROGÉOLOGIQUE**

Le Sahara septentrional algérien se caractérise par un système aquifère composé de deux importantes nappes profondes : la nappe du Continental Intercalaire (CI) et celle du Complexe Terminal (CT), s'étendant sur des superficies respectivement de 700 000 km<sup>2</sup> (épaisseur pouvant atteindre 1 000 m) et 350 000 km<sup>2</sup> (profondeur oscillant entre 100 et 500 m). Les réserves théoriques des deux aquifères sont estimées à près de 60 000 milliards de m<sup>3</sup> (Khadraoui, 2006).

### **I.4.1 Nappe Phréatique**

La nappe phréatique présente dans toute l'oasis du Souf correspond essentiellement à la partie supérieure des formations continentales déposées à la fin du Quaternaire, avec une profondeur variable entre 10 et 40 mètres.

Cette nappe est la source principale d'irrigation d'importantes palmeraies, exploitée surtout par des puits traditionnels. Sa profondeur dépasse parfois 20 m selon les coupes géologiques. La circulation des eaux dans cette nappe est relativement lente sur toute la région du Souf, particulièrement dans les zones caractérisées par l'existence de lentilles argileuses qui influent sur la perméabilité des sables (excepté dans la région des Chotts). La nappe phréatique est présente sur toute la zone d'étude.

### **I.4.2 Nappe du Complexe Terminal**

Elle est composée de trois nappes : les deux premières correspondent aux nappes des sables d'âge Mio-Pliocène et Pontien ; la troisième est la nappe des calcaires d'âge Sénonien-Éocène.

La première correspond à la formation supérieure du Complexe Terminal (CT), constituée de sable peu grossier à une profondeur moyenne de 280 m ; elle couvre presque tout le Souf. La deuxième nappe de sable est d'âge Pontien (Éocène Supérieur), positionnée entre la 1<sup>re</sup> nappe et la nappe de calcaire, avec une profondeur variant de 400 à 480 m et une épaisseur moyenne de 50 m.

### **I.4.3 Nappe du Continental Intercalaire**

Située à une profondeur allant de 1 400 m à 1 800 m, elle est appelée nappe albienne. L'eau de cette nappe est chaude (40 à 60 °C), ce qui constitue un handicap majeur pour l'irrigation, nécessitant un refroidissement préalable.

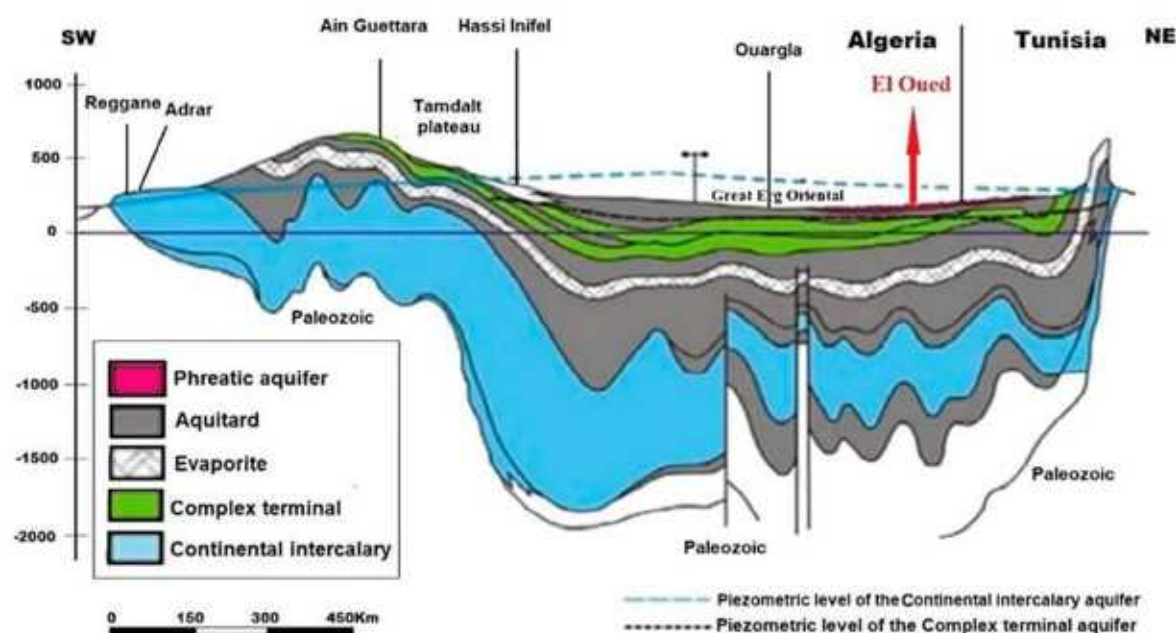


Fig. I.9 : Le Système Aquifère du Sahara Septentrional (Gendouz et al., 2003)

Tableau I.7 : Caractéristiques des nappes d'El-Oued (ANRH, 1989)

| Caractéristiques | Complexe Terminal (CT) | Continental Intercalaire (CI) |
|------------------|------------------------|-------------------------------|
| Température (°C) | 22                     | 70                            |
| Salinité (g/l)   | 4,5                    | 1,95 – 2                      |
| Profondeur (m)   | Plus de 140            | Plus de 1 200                 |

Source : ANRH, 1989

## I.5 SITUATION HYDRAULIQUE

### I.5.1 Alimentation en Eau Potable

L'alimentation en eau potable de l'agglomération de Guemmar (zone d'étude) est assurée par un champ de captage composé de 08 forages. Quatre forages sont équipés de réservoirs surélevés et les quatre autres refoulent leurs débits directement vers le réseau de distribution.

Les caractéristiques des forages du champ de captage et leurs coordonnées sont réunies dans le tableau suivant.

Tableau I.8 : Caractéristiques du champ de captage

| Forage       | X       | Y         | Z (m) | Prof. (m) | NS (m) | ND (m) | Q (L/s) |
|--------------|---------|-----------|-------|-----------|--------|--------|---------|
| Bab Elgharbi | 295 175 | 3 708 078 | 63,12 | 359,00    | 57,80  | 61,30  | 75,00   |
| Bab Echargui | 295 834 | 3 707 414 | 63,81 | 348,00    | 47,70  | 58,10  | 40,00   |
| Dhahrouia    | 297 067 | 3 709 315 | 62,06 | 367,00    | 55,00  | 64,00  | 60,00   |
| 19 Mai       | 296 822 | 3 707 830 | 60,86 | 355,00    | 42,22  | 44,53  | 40,00   |
| Gharbia      | 294 398 | 3 707 700 | 64,76 | 372,00    | 57,00  | 65,00  | 35,00   |
| Sif Nacer    | 294 419 | 3 708 858 | 62,47 | 331,00    | 58,27  | 68,43  | 47,00   |
| 20 Août      | 295 555 | 3 709 671 | 60,68 | 363,00    | 52,48  | 60,50  | 45,00   |
| El-Houd      | 294 797 | 3 711 135 | 59,55 | 363,00    | 56,00  | 63,70  | 45,00   |

Source : Données ADE – Guemmar

### I.5.2 Assainissement

Le réseau d'assainissement existant de la commune de Guemmar est un réseau de type unitaire géré par l'Office National de l'Assainissement (ONA). Ce réseau a fait l'objet de plusieurs campagnes d'extension et de réhabilitation successives depuis 2020, utilisant des canalisations en PVC de différents diamètres.

Le tableau suivant récapitule les longueurs de canalisations posées par année d'exécution, classées par diamètre, ainsi que le nombre de regards de visite correspondants.

Tableau I.10 : Réseau d'assainissement existant par année d'exécution

| Année | Type | Longueurs par diamètre (ml) |       |       |       |       | Nb regards |
|-------|------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|------------|
|       |      | Ø 250                       | Ø 315 | Ø 400 | Ø 450 | Ø 500 |            |
| ONA   | PVC  | 61 864                      | 272   | 1 067 | —     | —     | 1 856      |
| 2020  | PVC  | 5 466                       | 0     | —     | —     | —     | 216        |
| 2021  | PVC  | 1 630                       | 143   | —     | —     | —     | 65         |
| 2022  | PVC  | 4 068                       | 380   | —     | —     | —     | 153        |
| 2023  | PVC  | 3 300                       | —     | —     | —     | —     | 111        |
| 2024  | PVC  | 1 460                       | —     | —     | —     | —     | 210        |

Source : ONA – Commune de Guemmar

Le réseau d'assainissement est équipé de six stations de pompage permettant le relevage des eaux usées vers les points d'évacuation et la STEP. Les caractéristiques techniques de chaque station sont présentées ci-après.

**Tableau I.11 : Caractéristiques des stations de pompage**

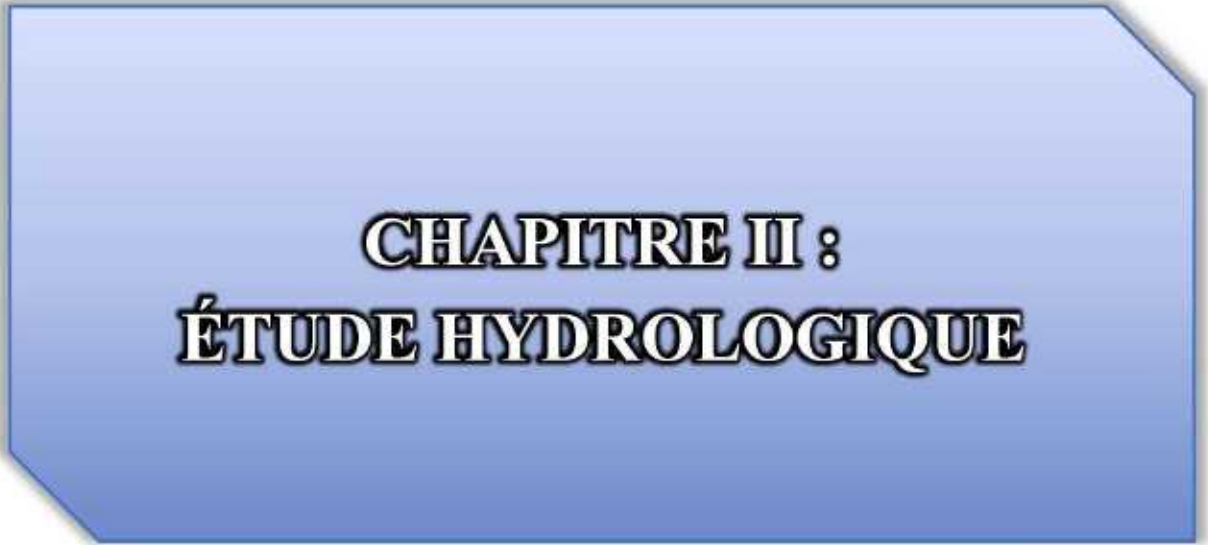
| Station      | Bassin (m³)      | Pompes | Q (L/s) | Hm (m) | Canalisation de refoulement |        |       | Déversement |
|--------------|------------------|--------|---------|--------|-----------------------------|--------|-------|-------------|
|              |                  |        |         |        | Type                        | Ø (mm) | L (m) |             |
| <b>SR 01</b> | 4×4×1,74 = 27,84 | 1+2    | 126     | 11     | PVC                         | 315    | 497   | SR 2        |
| <b>SR 02</b> | 4×4×3,2 = 51,20  | 1+2    | 285     | 18     | PRV                         | 600    | 8 674 | STEP 2      |
| <b>SR 03</b> | 3×3×0,76 = 6,84  | 1+1    | 12      | 20     | PHED                        | 160    | 589   | SR 5        |
| <b>SR 04</b> | 3×3×1,06 = 9,81  | 1+1    | 12      | 7      | PVC                         | 110    | 300   | SR 5        |
| <b>SR 05</b> | 3×3×1,40 = 12,60 | 1+1    | 88      | 15     | PVC                         | 250    | 868   | SR 2        |
| <b>SR 06</b> | 3×3×1,40 = 12,60 | 1+1    | 46      | 33     | PVC                         | 160    | 1 904 | SR 5        |

Source : ONA – Commune de Guémmar

### 1.5.3 Observations sur l'État du Réseau

L'analyse des données relatives au réseau d'assainissement existant met en évidence les constats suivants :

- Le réseau existant géré par l'ONA couvre la majeure partie de la commune avec 61 864 ml de canalisations Ø 250 et 1 067 ml de Ø 400 mm, soit 1 856 regards au total.
- Les extensions récentes (2020–2024) ont apporté 15 924 ml supplémentaires, principalement en Ø 250 et Ø 315 mm, ce qui représente un accroissement significatif du linéaire.
- Le diamètre dominant est Ø 250 mm, ce qui constitue un facteur de risque de saturation hydraulique, particulièrement aux horizons 2045 et 2055 où la population atteindra respectivement 9 403 et 12 544 habitants.
- Six stations de pompage assurent le relevage des eaux usées, dont la PS 02 est la plus importante avec un débit de 285 L/s et une hauteur manométrique de 18 m, acheminant les effluents directement vers la STEP 2.
- Le taux de raccordement de la commune de Guémmar est de 94 %, ce qui est satisfaisant, mais indique que 6 % de la population n'est pas encore connectée au réseau collectif.



## **CHAPITRE II : ÉTUDE HYDROLOGIQUE**

## CHAPITRE II : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

### Introduction

L'hydrologie est une discipline complexe qui s'appuie sur des méthodes mathématiques et statistiques pour tenter d'évaluer l'intensité des précipitations et leur période de retour. À partir de relevés pluviométriques effectués en certains endroits et pendant un certain temps, on essaie d'extrapoler dans le temps et d'interpoler dans l'espace afin d'obtenir une idée des débits à évacuer. On détermine donc des événements (crues ou averses) à fréquence décennale, centennale, milléniale ou déca-milléniale.

Étant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées sont directement conséquentes de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir réalisé une étude hydrologique appropriée, qui permettra d'estimer les débits de ruissellement. Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres fondamentaux.

### II.1 Données Climatiques et Pluviométriques

La zone d'étude est la commune de Guemmar, wilaya d'El Oued, caractérisée par un climat saharien sec, avec des précipitations rares et irrégulières. Comme échantillon représentatif, on utilise une série de pluies journalières maximales interannuelles correspondant aux dix dernières années disponibles (2008-2017), issues des données de l'Office National de la Météorologie (ONM), station d'El Oued.

**Tableau II.1 : Série des pluies journalières maximales interannuelles**  
**Station El Oued (2008-2017)**

| Années | Pluie max interannuelle en 24 heures (mm) |
|--------|-------------------------------------------|
| 2008   | 8,8                                       |
| 2009   | 73,3                                      |
| 2010   | 8,9                                       |
| 2011   | 4,7                                       |
| 2012   | 11,3                                      |
| 2013   | 31,6                                      |
| 2014   | 6,8                                       |
| 2015   | 20,7                                      |
| 2016   | 13,5                                      |
| 2017   | 36,2                                      |

*Source : ONM – Station météorologique d'El Oued*

L'analyse de cette série met en évidence une forte variabilité interannuelle des précipitations, caractéristique des régions sahariennes. La valeur maximale observée atteint 73,3 mm en 2009, tandis que les valeurs minimales descendent à 4,7 mm en 2011. Cette hétérogénéité confirme la nécessité d'une analyse statistique rigoureuse pour estimer les pluies fréquentielles de projet.

### **II.1.1 Présentation et Analyse des Données Pluviométriques**

L'ensemble des données pluviométriques journalières, mensuelles ou annuelles forme une vaste série de valeurs qu'il convient de traiter statistiquement avant toute utilisation en dimensionnement. Selon l'échelle temporelle considérée, on distingue :

#### **a) Données à l'échelle journalière**

Cette analyse n'implique aucune réduction préalable des données. On peut seulement estimer la pluie moyenne journalière par la relation :

$$P_{\text{moy},j} = \Sigma P_i / n \quad (\text{II.1})$$

#### **b) Données à l'échelle mensuelle**

Afin de réduire les données pluviométriques journalières et de caractériser le régime des précipitations, on calcule la hauteur moyenne mensuelle en divisant la somme des pluies journalières par le nombre de jours du mois considéré :

$$P_{\text{moy},m} = \Sigma P_{\text{moy},j} / (\text{nombre de jours du mois}) \quad (\text{II.2})$$

**c) Données à l'échelle annuelle**

C'est le module pluviométrique moyen, ou hauteur moyenne des pluies tombées annuellement, calculé sur la série d'observations. Statistiquement, cela revient à calculer la moyenne arithmétique comme valeur centrale :

$$P_{\text{moy,an}} = \Sigma P_{\text{moy,mensuel}} / 12 = \Sigma P_{\text{moy,journalière}} / 365 \quad (\text{II.3})$$

## **II.2 Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)**

Il est bien connu que l'intensité de la pluie est très variable. Pour celui qui s'y intéresse de plus près, il apparaît que certaines règles régissent le phénomène : en moyenne, plus la durée analysée augmente, plus l'intensité diminue. Les averses les plus brèves sont souvent les plus violentes ; au contraire, les longues pluies d'automne sont généralement de faible intensité.

Pour mieux caractériser le phénomène, on associe à chaque événement une probabilité d'apparition. Les ingénieurs et les hydrologues parlent de temps de retour : tel événement se produit, en moyenne sur une longue période, toutes les  $T$  années. C'est ainsi, par l'observation soigneuse des précipitations et l'analyse statistique des résultats, qu'il est possible d'établir une loi de comportement liant l'intensité, la durée et la fréquence : c'est la courbe IDF.

L'information sur la pluviométrie est de première importance pour la vie quotidienne et pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. Les ingénieurs civils et de génie rural ont besoin de connaître les paramètres de la pluie probable afin de dimensionner les ouvrages qu'ils projettent ou entretiennent.

## **II.3 Analyse Analytique des Pluies**

L'intensité, la durée et la fréquence sont les caractéristiques essentielles d'une pluie. Leur définition rigoureuse est indispensable à toute étude hydrologique.

### **II.3.1 Durée**

La durée est l'intervalle de temps  $\Delta t$  qui s'écoule entre le début et la fin d'une pluie. Elle est souvent mesurée en minutes.

### **II.3.2 Fréquence**

Soit une averse de durée  $t$  et de hauteur  $h$ . Si au cours d'une période de  $n$  années on a enregistré  $N$  fois cette averse, on dira que la fréquence de cette averse est :

$$F = N / n = n / (N + 1) \quad (\text{II.4})$$

La période de retour  $T$  (ou intervalle de récurrence) d'une pluie est l'inverse de la fréquence

$$T = 1 / F \quad (\text{II.5})$$

La période de retour est donc le nombre d'années au cours duquel, en moyenne, l'averse considérée surviendra seulement une fois.

### II.3.3 Intensité

La hauteur de pluie tombée dans l'unité de temps constitue l'intensité. Comme l'intensité d'une pluie n'est pas constante pendant toute sa durée, on peut définir l'intensité instantanée, l'intensité maximale et l'intensité moyenne. En pratique, l'intensité moyenne sur une durée  $t$  est donnée par :

$$I = h / t \quad (\text{mm/min}) \quad (\text{II.6})$$

### II.4 Pluies de Courtes Durées

Les pluies de courtes durées, en l'absence d'hyétoGramme détaillé, ne peuvent être déterminées que par des procédés statistiques. La pluie maximale journalière fréquentielle a été calculée à l'aide du logiciel HYFRAN, en insérant les différentes valeurs de pluies pour les durées 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h et 6 h.

Une fois déterminées les pluies de courte durée en fonction des pluies maximales calculées et de l'exposant climatique  $b$  de la zone d'étude, la pluie de durée  $t$  et de fréquence voulue devient :

$$P(t) = P_{j\_max} \times (t / 24)^b \quad (\text{II.7})$$

Avec :  $P_{j\_max}$ (décennale) = 49,0 mm ;  $b = 0,33$  (ANRH, zone saharienne) ;  $t$  en heures.

**Tableau II.2 : Pluie maximale journalière fréquentielle – Résultats HYFRAN (mm)**

| Fréq / T (ans) | 0,25 h | 0,5 h | 1 h   | 2 h  | 3 h  | 6 h  | 24 h |
|----------------|--------|-------|-------|------|------|------|------|
| 0,99 / 100     | 0,913  | 1,83  | 3,65  | 7,30 | 11,0 | 21,9 | 87,6 |
| 0,98 / 50      | 0,793  | 1,59  | 3,17  | 6,35 | 9,52 | 19,0 | 76,2 |
| 0,95 / 20      | 0,634  | 1,27  | 2,54  | 5,07 | 7,61 | 15,2 | 60,9 |
| 0,90 / 10      | 0,511  | 1,02  | 2,04  | 4,09 | 6,13 | 12,3 | 49,0 |
| 0,80 / 5       | 0,383  | 0,765 | 1,53  | 3,06 | 4,59 | 9,18 | 36,7 |
| 0,67 / 3       | 0,281  | 0,561 | 1,12  | 2,24 | 3,37 | 6,73 | 26,9 |
| 0,50 / 2       | 0,189  | 0,377 | 0,755 | 1,51 | 2,27 | 4,53 | 18,1 |

**Tableau II.3 : Pluies de courtes durées fréquentielles P(t) (mm)**

| Fréq / T (ans) | 0,25 h | 0,5 h  | 1 h    | 2 h    | 3 h    | 6 h   | 24 h  |
|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|
| 0,99 / 100     | 77,699 | 48,834 | 30,693 | 19,291 | 14,702 | 9,240 | 3,650 |
| 0,98 / 50      | 67,587 | 42,479 | 26,698 | 16,780 | 12,788 | 8,038 | 3,175 |
| 0,95 / 20      | 54,017 | 33,950 | 21,338 | 13,411 | 10,221 | 6,424 | 2,538 |
| 0,90 / 10      | 43,462 | 27,316 | 17,168 | 10,790 | 8,223  | 5,169 | 2,042 |
| 0,80 / 5       | 32,552 | 20,459 | 12,859 | 8,082  | 6,159  | 3,871 | 1,529 |
| 0,67 / 3       | 23,860 | 14,996 | 9,425  | 5,924  | 4,515  | 2,837 | 1,121 |
| 0,50 / 2       | 16,054 | 10,090 | 6,342  | 3,986  | 3,038  | 1,909 | 0,754 |

## II.5 Intensités de Pluie

L'intensité de pluie est calculée à partir des pluies de courtes durées par la relation :

$$I_t = P_t / t \quad (\text{II.8})$$

Les résultats des intensités de pluie exprimées en mm/h et mm/min pour l'ensemble des durées et périodes de retour sont récapitulés dans les tableaux suivants.

**Tableau II.4 : Intensités des pluies (mm/h)**

| Fréq / T (ans) | 0,25 h  | 0,5 h   | 1 h    | 2 h    | 3 h    | 6 h    | 24 h  |
|----------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|-------|
| 0,99 / 100     | 184,061 | 101,483 | 55,953 | 30,850 | 21,777 | 12,007 | 3,650 |
| 0,98 / 50      | 160,108 | 88,276  | 48,671 | 26,835 | 18,943 | 10,444 | 3,175 |
| 0,95 / 20      | 127,960 | 70,551  | 38,899 | 21,447 | 15,140 | 8,347  | 2,538 |
| 0,90 / 10      | 102,957 | 56,766  | 31,298 | 17,256 | 12,181 | 6,716  | 2,042 |
| 0,80 / 5       | 77,112  | 42,516  | 23,442 | 12,925 | 9,124  | 5,030  | 1,529 |
| 0,67 / 3       | 56,521  | 31,163  | 17,182 | 9,473  | 6,687  | 3,687  | 1,121 |
| 0,50 / 2       | 38,031  | 20,969  | 11,561 | 6,374  | 4,500  | 2,481  | 0,754 |

**Tableau II.5 : Intensités des pluies (mm/min)**

| Fréq / T (ans) | 0,25 h  | 0,5 h   | 1 h     | 2 h     | 3 h     | 6 h     | 24 h    |
|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 0,99 / 100     | 1,29498 | 0,81390 | 0,51154 | 0,32151 | 0,24503 | 0,15400 | 0,06083 |
| 0,98 / 50      | 1,12646 | 0,70799 | 0,44497 | 0,27967 | 0,21314 | 0,13396 | 0,05292 |
| 0,95 / 20      | 0,90028 | 0,56583 | 0,35563 | 0,22351 | 0,17034 | 0,10706 | 0,04229 |
| 0,90 / 10      | 0,72436 | 0,45527 | 0,28614 | 0,17984 | 0,13706 | 0,08614 | 0,03403 |
| 0,80 / 5       | 0,54253 | 0,34098 | 0,21431 | 0,13470 | 0,10265 | 0,06452 | 0,02549 |
| 0,67 / 3       | 0,39766 | 0,24993 | 0,15708 | 0,09873 | 0,07524 | 0,04729 | 0,01868 |
| 0,50 / 2       | 0,26757 | 0,16817 | 0,10570 | 0,06643 | 0,05063 | 0,03182 | 0,01257 |

## II.6 Modélisation par la Formule de MONTANA

La formule de MONTANA est un modèle puissance largement utilisé en hydrologie urbaine pour relier l'intensité de la pluie à sa durée et à sa période de retour. Elle s'écrit :

$$I(t, T) = a^T \times t^{-b} \quad (\text{II.9})$$

Où :  $t$  = durée en minutes ;  $T$  = période de retour en années ;  $a$  et  $b$  = paramètres de calage.

Pour déterminer les paramètres  $a$  et  $b$ , on linéarise la formule en prenant le logarithme naturel des deux membres :

$$\ln(I_t) = \ln(a) - b \times \ln(t) \quad (\text{II.10})$$

On trace ensuite le graphe  $\ln(I_t) = f(\ln(t))$  pour chaque période de retour ; la pente de la droite de régression donne  $-b$  et l'ordonnée à l'origine donne  $\ln(a)$ .

### II.6.1 Résultats Logarithmiques pour T = 10 ans

Le tableau suivant illustre le calcul des valeurs logarithmiques des intensités pour la période de retour décennale, servant de base au calage de la droite de régression de MONTANA.

Tableau II.6 : Résultats logarithmiques des intensités – T = 10 ans

| t (min) | $i_t$ (mm/min) | $\ln(t)$ | $\ln(i_t)$ |
|---------|----------------|----------|------------|
| 15      | 0,7244         | 2,7081   | -0,3225    |
| 30      | 0,4553         | 3,4012   | -0,7869    |
| 60      | 0,2861         | 4,0943   | -1,2513    |
| 120     | 0,1798         | 4,7875   | -1,7157    |
| 180     | 0,1371         | 5,1930   | -1,9874    |
| 360     | 0,0861         | 5,8861   | -2,4518    |
| 1440    | 0,0340         | 7,2724   | -3,3806    |

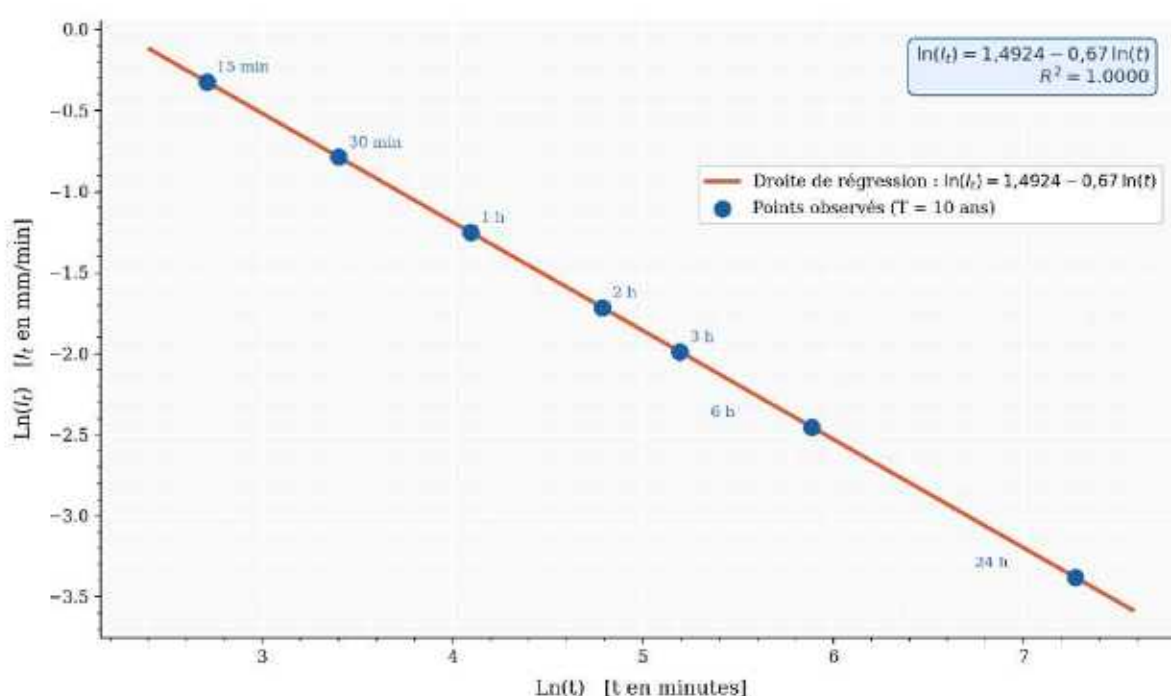


Figure II.1 : Droite de régression de MONTANA pour la période de retour de 10 ans

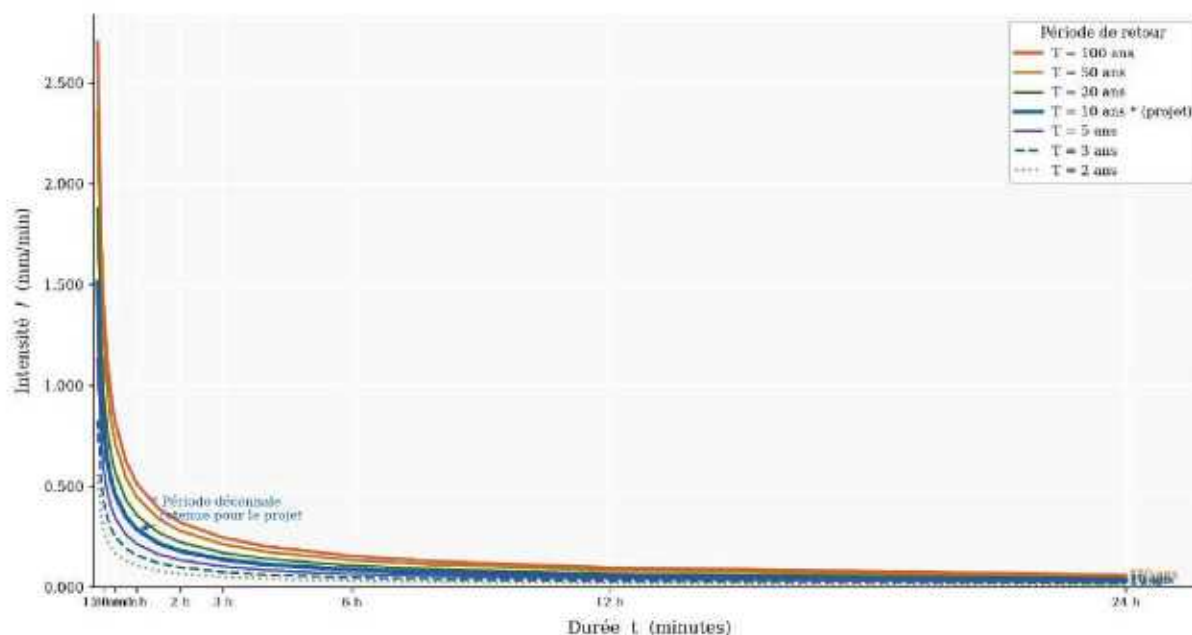
### II.6.2 Paramètres de MONTANA pour Toutes les Périodes de Retour

En appliquant la même procédure de régression logarithmique pour l'ensemble des périodes de retour étudiées, on obtient les paramètres  $a$  et  $b$  récapitulés dans le tableau suivant. Il est important de noter que l'exposant  $b$  est constant et égal à 0,67 pour toutes les périodes de retour, confirmant l'homogénéité climatique de la station d'El Oued.

**Tableau II.7 : Paramètres de la loi de MONTANA pour chaque période de retour**

| Période de retour (ans) | b    | a       |
|-------------------------|------|---------|
| 100                     | 0,67 | 7,94784 |
| 50                      | 0,67 | 6,91367 |
| 20                      | 0,67 | 5,52509 |
| 10                      | 0,67 | 4,44553 |
| 5                       | 0,67 | 3,32976 |
| 3                       | 0,67 | 2,44049 |
| 2                       | 0,67 | 1,64214 |

## II.7 Courbes IDF selon la Formule de MONTANA



**Figure II.2 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) pour T = 2, 3, 5, 10, 20, 50 et 100 ans**

Les courbes IDF expriment la relation entre l'intensité des précipitations, leur durée et leur fréquence d'occurrence. Elles sont établies à partir des paramètres de la formule de MONTANA calés sur les données de la station d'El Oued (2008-2017). Le tableau ci-après récapitule les intensités calculées pour les trois périodes de retour de projet (T = 2, 5 et 10 ans) et pour des durées allant de 5 minutes à 24 heures.

Tableau II.8 : Résultats exprimés des courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence)

T = 2, 5 et 10 ans

| t<br>(min) | t<br>(h) | T = 2 ans     |          | T = 5 ans     |          | T = 10 ans    |          |
|------------|----------|---------------|----------|---------------|----------|---------------|----------|
|            |          | I<br>(mm/min) | I (mm/h) | I<br>(mm/min) | I (mm/h) | I<br>(mm/min) | I (mm/h) |
| 5          | 0,083    | 0,55860       | 33,516   | 1,13267       | 67,960   | 1,51222       | 90,733   |
| 10         | 0,167    | 0,35108       | 21,065   | 0,71189       | 42,713   | 0,95044       | 57,026   |
| 15         | 0,250    | 0,26756       | 16,054   | 0,54254       | 32,552   | 0,72434       | 43,460   |
| 20         | 0,333    | 0,22066       | 13,239   | 0,44743       | 26,846   | 0,59736       | 35,841   |
| 25         | 0,417    | 0,19002       | 11,401   | 0,38529       | 23,118   | 0,51440       | 30,864   |
| 30         | 0,500    | 0,16817       | 10,090   | 0,34099       | 20,459   | 0,45525       | 27,315   |
| 45         | 0,750    | 0,12816       | 7,690    | 0,25987       | 15,592   | 0,34695       | 20,817   |
| 60         | 1,000    | 0,10569       | 6,342    | 0,21431       | 12,859   | 0,28613       | 17,168   |
| 90         | 1,500    | 0,08055       | 4,833    | 0,16333       | 9,800    | 0,21806       | 13,084   |
| 120        | 2,000    | 0,06643       | 3,986    | 0,13470       | 8,082    | 0,17983       | 10,790   |
| 180        | 3,000    | 0,05063       | 3,038    | 0,10266       | 6,159    | 0,13705       | 8,223    |
| 240        | 4,000    | 0,04175       | 2,505    | 0,08466       | 5,080    | 0,11303       | 6,782    |
| 360        | 6,000    | 0,03182       | 1,909    | 0,06452       | 3,871    | 0,08614       | 5,168    |
| 480        | 8,000    | 0,02624       | 1,574    | 0,05321       | 3,193    | 0,07104       | 4,262    |
| 720        | 12,000   | 0,02000       | 1,200    | 0,04055       | 2,433    | 0,05414       | 3,248    |
| 1440       | 24,000   | 0,01257       | 0,754    | 0,02549       | 1,529    | 0,03403       | 2,042    |

## II.8 Application Numérique – Intensité de Projet

En utilisant les paramètres de MONTANA calés pour la station d'El Oued, l'intensité de pluie pour une durée donnée et une période de retour choisie est calculée directement par la formule :

$$I(T, t) = a^T \times t^{(-0,67)} \quad (\text{II.11})$$

À titre d'exemple, pour une pluie de durée 25 minutes, les intensités sont :

**Période de retour T = 10 ans (a = 4,44553 ; b = 0,67) :**

$$I(10 \text{ ans}, 25 \text{ min}) = 4,44553 \times (25)^{(-0,67)} = 0,19001 \text{ mm/min} \approx 11,40 \text{ mm/h}$$

**Période de retour T = 2 ans (a = 1,64214 ; b = 0,67) :**

$$I(2 \text{ ans}, 25 \text{ min}) = 1,64214 \times (25)^{(-0,67)} = 0,07012 \text{ mm/min} \approx 4,21 \text{ mm/h}$$

## II.9 Estimation de la Fraction Imperméable

Pour dimensionner le réseau d'assainissement pluvial, il est nécessaire d'estimer la fraction de la surface totale du bassin versant effectivement concernée par le ruissellement collecté dans les canalisations. Cette fraction correspond principalement aux surfaces imperméables telles que les voiries, les trottoirs et les espaces bâtis.

Conformément aux pratiques courantes en hydrologie urbaine et aux recommandations applicables aux zones sahariennes (ANRH), la fraction concernée par l'assainissement — correspondant aux voiries et trottoirs — est prise égale à :

**Fraction imperméable (voiries + trottoirs) = 15 % de la surface totale du bassin**

Cette valeur de 15 % est cohérente avec le caractère peu dense et faiblement urbanisé de la commune de Guemmar, où les espaces non revêtus (sables, terres, espaces verts) constituent la majeure partie du territoire étudié. Elle sera utilisée dans les calculs hydrauliques pour le dimensionnement des collecteurs du réseau d'assainissement.

## II.10 Conclusions

L'étude hydrologique menée dans ce chapitre a permis de caractériser quantitativement le régime pluviométrique de la commune de Guemmar, wilaya d'El Oued, et d'établir les paramètres de pluie nécessaires au dimensionnement du réseau d'assainissement. Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- La série de pluies journalières maximales interannuelles (ONM, 2008-2017) révèle une forte variabilité caractéristique du climat saharien, avec des valeurs comprises entre 4,7 mm et 73,3 mm.
- Le traitement statistique par le logiciel HYFRAN a permis de calculer les pluies fréquentielles pour des durées allant de 15 minutes à 24 heures et des périodes de retour de 2 à 100 ans.
- La formule de MONTANA, calée sur les données locales, fournit des paramètres constants ( $b = 0,67$ ) avec un coefficient  $a$  variant de 1,642 ( $T = 2$  ans) à 7,948 ( $T = 100$  ans).
- Pour la période de retour décennale retenue pour le projet, l'intensité à 25 minutes est de 0,190 mm/min ( $\approx 11,40$  mm/h).
- La fraction imperméable retenue pour le calcul hydraulique est de 15 % de la surface totale du bassin.

Ces paramètres hydrologiques constituent les données d'entrée fondamentales pour la modélisation du réseau d'assainissement par le logiciel SWMM, présentée dans les chapitres suivants.

**CHAPITRE III :**  
**EVALUATION DES DEBITS DU**  
**RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

## CHAPITRE III EVALUATION DES DEBITS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

### Introduction

L'assainissement vise à évacuer les eaux usées hors des zones urbaines, nécessitant des phases préliminaires, parmi lesquelles le calcul fondamental est essentiel. Cette étape incontournable comprend l'estimation du nombre d'habitants, la division du site en surfaces élémentaires (sous-bassins) avec la détermination du coefficient de ruissellement, ainsi que le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

Après cette phase, il est essentiel d'évaluer les débits des eaux usées et pluviales pour déterminer la quantité et la qualité des rejets. Cette évaluation permet d'assurer une évacuation rapide et sécurisée des liquides provenant des habitations et des zones d'activités, prévenant ainsi les risques pour la santé publique et l'environnement.

### III.1 Situation Démographique

La zone d'étude couvre une superficie totale de 27,05 ha, déterminée à partir du modèle SWMM. Le nombre de logements recensés dans cette zone en 2025 est de 754 logements selon les données de l'APC. En adoptant un taux d'occupation moyen par logement de  $TOL = 7$  personnes/logement, conforme aux valeurs observées dans les zones sahariennes et semi-sahariennes en Algérie selon les données de l'ONS, la population actuelle est estimée comme suit :

$$P_{2025} = 754 \times 7 = 5\,278 \text{ habitants}$$

### III.2 Estimation de la Population Future

La population de la zone d'étude a évolué dans le temps d'une façon soutenue. Plusieurs méthodes d'estimation de la population future ont été développées, dont la majorité sont établies pour une estimation à court terme. Parmi ces méthodes, la croissance géométrique consiste à exprimer la population future en fonction de la population actuelle, du nombre d'années de l'horizon d'étude et du taux d'accroissement géométrique annuel :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad (IV.1)$$

Avec :

- $P_0$  : population actuelle (de référence) = 5 278 habitants ;
- $P_n$  : population future à l'horizon  $n$  ;
- $\tau$  : taux d'accroissement démographique moyen = 2,9 %.

Le taux de croissance de la zone d'étude est estimé en tenant compte des éléments suivants

- Les chiffres officiels de l'ONS et des projections démographiques nationales.
- La croissance historique de la région.
- Les conditions et facteurs socio-économiques spécifiques et probables de la région.

Cette analyse a abouti à un taux de croissance moyenne probable de 2,9 % pour la population future. Les résultats d'estimation de la population future de la zone d'étude sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau III-01 : Projection de la population de la zone d'étude**

| Années | Population | Taux de croissance |
|--------|------------|--------------------|
| 2025   | 5 278      | 2,9 %              |
| 2035   | 7 044      | 2,9 %              |
| 2045   | 9 403      | 2,9 %              |
| 2055   | 12 544     | 2,9 %              |

### **III.3 Découpage de la Superficie d'Étude en Surfaces Élémentaires**

La surface élémentaire est définie comme un secteur géographique sur lequel se base l'analyse du cycle hydrologique. Elle est limitée par des lignes de partage des eaux ou les lignes des crêtes, et constitue une zone de captage pour la collecte des eaux de ruissellement qui convergent vers la sortie (l'exutoire).

Le découpage du site en surfaces élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols
- La densité des habitants
- Les courbes de niveaux
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre-pentes
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...)

Pour notre cas d'étude, le découpage se fait selon le modèle SWMM qui prend en considération un seul rejet pour une surface élémentaire, la pente du terrain, les limites naturelles, et le réseau d'assainissement existant.

### **III.4 Étude Théorique du Système d'Évacuation**

#### **III.4.1 Définition du Système d'Évacuation**

Le réseau d'assainissement, quel que soit sa nature, a pour fonction de permettre l'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie dans divers environnements tels que les zones

rurales, urbaines et industrielles. Plusieurs systèmes d'évacuation sont envisageables, parmi lesquels figurent notamment les suivants :

### III.4.2 Système Séparatif

Dans ce système, deux réseaux séparés sont mis en place :

- Le réseau d'eaux usées est élaboré pour rassembler et acheminer les eaux usées provenant des foyers, des espaces publics et des industries vers la station d'épuration. Le tracé du réseau est planifié en tenant compte de la configuration des zones à drainer.
- Le réseau d'eaux pluviales est élaboré afin de faciliter l'évacuation des eaux de pluie. Il suit la déclivité naturelle du terrain pour atteindre le cours d'eau le plus proche et accélérer le processus d'écoulement.

**Tableau III-02 : Avantages et inconvénients du système séparatif**

| Critère               | Système Séparatif                                                                                                                                                                            |
|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Domaine d'utilisation | Les régions recevant des précipitations importantes. Les zones urbaines et leurs environs immédiats. Les zones caractérisées par une concentration significative d'eaux usées industrielles. |
| Avantages             | Mitigation des risques d'inondation. Préservation de la qualité des cours d'eau et des nappes phréatiques contre la pollution. Réalisation d'économies d'énergie.                            |
| Inconvénients         | Le sous-sol présente une forte congestion. L'investissement requis est élevé. Il existe un risque élevé de commettre une erreur de raccordement.                                             |

### III.4.3 Le Système Unitaire

Toutes les eaux usées et pluviales sont éliminées à travers un système de canalisation intégré. Ce réseau est habituellement équipé de déversoirs qui, en cas d'orage, permettent le déversement direct d'une partie des eaux dans l'environnement naturel. Ce système se distingue par sa simplicité, nécessitant une seule canalisation par rue et un raccordement unique pour chaque immeuble.

**Tableau III-03 : Avantages et inconvénients du système unitaire**

| Critère               | Système Unitaire                                                                                                                                                                                                     |
|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Domaine d'utilisation | Réception éloignée des points de collecte. Topographie caractérisée par un relief peu prononcé. Importante imperméabilisation et relief accentué dans la commune. Débit d'étiage important du cours d'eau récepteur. |
| Avantages             | Coût d'installation et d'entretien minimisé. Gestion simplifiée du système. Encombrement limité dans le sous-sol.                                                                                                    |
| Inconvénients         | Peut provoquer la pollution des cours d'eau. Possibilité de risque d'inondation. Exige une station d'épuration de plus grande envergure.                                                                             |

#### III.4.4 Le Système Pseudo Séparatif

Ce système rassemble les eaux usées domestiques, tandis qu'une partie des eaux pluviales est également collectée dans le même réseau. Une autre portion des eaux pluviales est dirigée vers un réseau distinct.

#### III.4.5 Le Système Mixte

Ce système intègre à la fois un réseau unitaire et un réseau séparatif. Il est déployé dans les villes où l'ancien réseau unitaire ne peut pas accommoder l'augmentation du débit résultant de l'expansion urbaine.

#### III.4.6 Système Autonome

C'est un système d'assainissement individuel qui n'est pas connecté au réseau public. Il est déployé dans des zones rurales peu peuplées, où l'installation d'un réseau public serait économiquement peu viable.

#### III.4.7 Choix du Système d'Assainissement

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

- L'emplacement du site : La configuration topographique du terrain, la disponibilité d'un réseau public, la densité d'habitations, etc.
- Les propriétés du sol : Sa perméabilité, la présence de la nappe phréatique, etc.
- La population résidente : La dimension du système doit être ajustée en fonction du nombre d'habitants.
- Le budget : Le coût du système d'assainissement doit être en adéquation avec le budget disponible.

**Choix retenu :** *Nous avons choisi le système unitaire pour notre région car les pluies sont peu fréquentes et de faible intensité. La séparation complète des eaux usées et des eaux pluviales pourrait entraîner des débits réduits dans le réseau d'eaux pluviales, générant des problèmes de colmatage. Dans ces conditions, un système unitaire est plus approprié.*

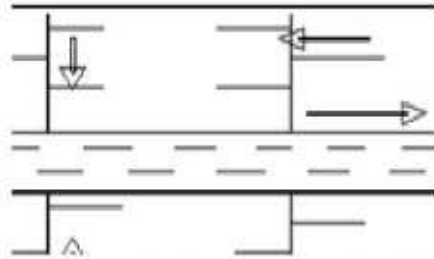
### III.5 Schéma d'Évacuation

#### III.5.1 Les Différents Schémas d'Assainissement

Les réseaux d'assainissement opèrent en utilisant la force gravitationnelle, ce qui les rend dépendants du relief. Afin de minimiser la profondeur des tranchées, il est essentiel de prendre en considération la topographie. En fonction du système d'assainissement et du relief, différents schémas peuvent être distingués :

**a) Schéma Perpendiculaire**

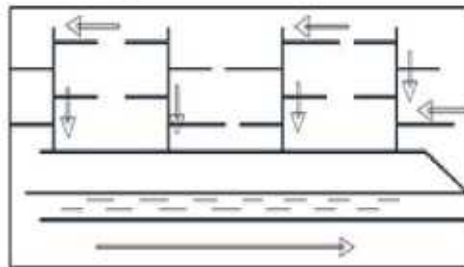
Les eaux usées s'écoulent directement dans le cours d'eau, sans être dirigées vers une station d'épuration. Ce schéma est appliqué lorsque le traitement n'est pas requis, comme dans le cas des eaux pluviales en système séparatif.



**Fig III-1 : Schéma perpendiculaire**

**b) Schéma par Déplacement Latéral**

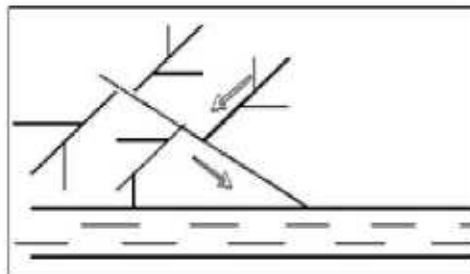
Il implique le rassemblement des eaux usées dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Ce schéma est choisi lorsqu'il est impératif de traiter les eaux usées, ou lorsqu'il est possible de diriger toutes les eaux usées vers un point central.



**Fig III-2 : Schéma par déplacement latéral**

**c) Schéma Transversal ou Oblique**

Ce schéma comprend des collecteurs en ramifications qui facilitent le transport de l'effluent vers l'aval de l'agglomération. Il est mis en œuvre dans des zones où la pente du terrain est modérée.



**Fig III-3 : Schéma oblique**

### d) Schéma Radial

Le schéma radial est approprié pour les terrains plats, permettant la collecte des eaux usées en un ou plusieurs points à l'intérieur de l'agglomération. Ensuite, elles sont acheminées par relevage vers un endroit éloigné, comme un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration.

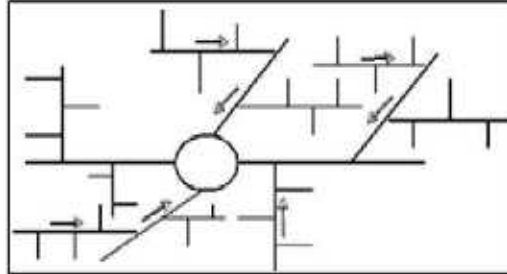


Fig III-4 : Schéma radial

### e) Schéma par Zones Étagées

Ce schéma constitue une déclinaison du schéma par déplacement latéral, incorporant des collecteurs longitudinaux additionnels. Ces derniers facilitent l'évacuation des eaux usées à plusieurs niveaux, contribuant ainsi à alléger la charge sur le collecteur principal.

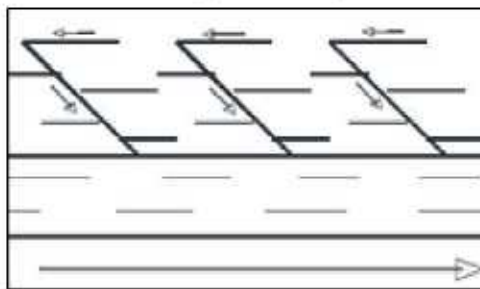


Fig III-5 : Schéma par zones étagées

## III.5.2 Le Choix du Schéma d'Évacuation

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter dépend de divers paramètres :

- La topographie du terrain.
- La densité de population.
- Le coût de la mise en place et de l'entretien.
- L'emplacement de la station d'épuration ou du point de rejet.

Pour notre projet, nous avons décidé d'opter pour un schéma par déplacement latéral.

## III.5.3 Le Coefficient de Ruissellement

### III.5.3.1 Évaluation du Coefficient de Ruissellement

Le coefficient de ruissellement, noté «  $C_r$  », pour une surface donnée, représente la proportion entre le volume d'eau qui s'écoule et le volume total d'eau qui tombe sur le bassin versant. Ce coefficient revêt une importance particulière dans l'évaluation des débits de crue, qui sont utilisés pour la conception dimensionnelle du réseau.

Le coefficient de ruissellement est déterminé par divers facteurs, parmi lesquels :

- La composition du sol.
- L'utilisation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité des précipitations.
- La densité de population.
- Le niveau de saturation du sol en eau.
- L'humidité atmosphérique.

L'évaluation empirique du coefficient de ruissellement se fait de manière approximative en raison de la diversité des surfaces, en prenant en considération divers facteurs :

**a) Type d'occupation du sol :**

**Tableau III-04 : Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol**

| Type d'occupation du sol        | Cr          |
|---------------------------------|-------------|
| Commercial                      | 0,70 – 0,95 |
| Résidentiel – Lotissement       | 0,3 – 0,5   |
| Résidentiel – Collectifs        | 0,5 – 0,75  |
| Habitat dispersé                | 0,25 – 0,4  |
| Industriel                      | 0,5 – 0,8   |
| Parcs et jardins publics        | 0,05 – 0,25 |
| Terrains de sport               | 0,1 – 0,3   |
| Terrains vagues                 | 0,05 – 0,15 |
| Terres Agricoles – Drainées     | 0,05 – 0,13 |
| Terres Agricoles – Non drainées | 0,03 – 0,07 |

*Source : Satin et al. (2006)*

**b) Catégorie d'urbanisme :**

**Tableau III-05 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisme**

| Catégorie d'urbanisation | Cr          |
|--------------------------|-------------|
| Habitations très denses  | 0,90        |
| Habitations denses       | 0,60 – 0,70 |
| Habitations moins denses | 0,40 – 0,50 |
| Quartiers résidentiels   | 0,20 – 0,30 |
| Square – garde – prairie | 0,05 – 0,20 |

*Source : Water Environment Federation (1970)*

## c) Densité de population :

Tableau III-06 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

| Densité de la population (hab/ha) | Cr          |
|-----------------------------------|-------------|
| 20                                | 0,20        |
| 30 – 80                           | 0,20 – 0,25 |
| 60 – 150                          | 0,25 – 0,30 |
| 150 – 200                         | 0,30 – 0,45 |
| 200 – 300                         | 0,45 – 0,60 |
| 300 – 400                         | 0,60 – 0,80 |
| > 400                             | 0,80 – 0,90 |

Source : Water Environment Federation (1970)

## d) Nature de la surface :

Tableau III-07 : Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

| La surface                  | Cr          |
|-----------------------------|-------------|
| Chaussée en béton asphaltée | 0,7 – 0,95  |
| Chaussée en brique          | 0,7 – 0,85  |
| Toiture                     | 0,75 – 0,95 |
| Pavage en blocages          | 0,40 – 0,50 |
| Surfaces goudronnées        | 0,25 – 0,60 |
| Chemin en gravier           | 0,25 – 0,30 |
| Gare, terrain de sport      | 0,10 – 0,30 |
| Parcs, jardins, gazons      | 0,05 – 0,25 |
| Forêts                      | 0,01 – 0,20 |

Source : Water Environment Federation (1970)

## III.5.3.2 Évaluation du Coefficient de Ruissellement pour Chaque Sous-Bassin

Nous allons calculer le coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin, en utilisant le plan de masse de la zone d'étude. Voir tableau IV-08.

Tableau III-08 : Coefficients de ruissellement pour chaque sous-bassin

| Sous-bassin | Surface (ha) | Cr   | Sous-bassin | Surface (ha) | Cr   |
|-------------|--------------|------|-------------|--------------|------|
| <b>BV1</b>  | 0,4397       | 0,35 | <b>BV36</b> | 0,2925       | 0,50 |
| <b>BV2</b>  | 0,8356       | 0,30 | <b>BV37</b> | 0,3014       | 0,70 |
| <b>BV3</b>  | 0,5587       | 0,40 | <b>BV38</b> | 0,2761       | 0,60 |
| <b>BV4</b>  | 0,4847       | 0,40 | <b>BV39</b> | 0,1651       | 0,35 |
| <b>BV5</b>  | 0,3794       | 0,60 | <b>BV40</b> | 0,2332       | 0,60 |
| <b>BV6</b>  | 0,3731       | 0,55 | <b>BV41</b> | 0,4472       | 0,50 |
| <b>BV7</b>  | 0,4316       | 0,20 | <b>BV42</b> | 0,5359       | 0,40 |
| <b>BV8</b>  | 0,6106       | 0,40 | <b>BV43</b> | 0,6494       | 0,25 |

| Sous-bassin | Surface (ha) | Cr   | Sous-bassin | Surface (ha) | Cr   |
|-------------|--------------|------|-------------|--------------|------|
| <b>BV9</b>  | 0,3981       | 0,40 | <b>BV44</b> | 0,9291       | 0,25 |
| <b>BV10</b> | 0,3525       | 0,70 | <b>BV45</b> | 0,7054       | 0,45 |
| <b>BV11</b> | 0,3796       | 0,60 | <b>BV46</b> | 0,1428       | 0,60 |
| <b>BV12</b> | 0,2184       | 0,80 | <b>BV47</b> | 0,3329       | 0,50 |
| <b>BV13</b> | 0,1845       | 0,50 | <b>BV48</b> | 0,1824       | 0,60 |
| <b>BV14</b> | 0,2428       | 0,85 | <b>BV49</b> | 0,3525       | 0,60 |
| <b>BV15</b> | 0,2042       | 0,70 | <b>BV50</b> | 0,2291       | 0,70 |
| <b>BV16</b> | 0,2816       | 0,80 | <b>BV51</b> | 0,2279       | 0,45 |
| <b>BV17</b> | 0,2073       | 0,70 | <b>BV52</b> | 0,1802       | 0,40 |
| <b>BV18</b> | 0,3709       | 0,60 | <b>BV53</b> | 0,2774       | 0,20 |
| <b>BV19</b> | 0,3817       | 0,30 | <b>BV54</b> | 0,2320       | 0,50 |
| <b>BV20</b> | 0,3475       | 0,60 | <b>BV55</b> | 0,2707       | 0,30 |
| <b>BV21</b> | 0,3585       | 0,35 | <b>BV56</b> | 0,4191       | 0,60 |
| <b>BV22</b> | 0,1222       | 0,60 | <b>BV57</b> | 0,2870       | 0,50 |
| <b>BV23</b> | 0,1905       | 0,40 | <b>BV58</b> | 0,2732       | 0,70 |
| <b>BV24</b> | 0,1982       | 0,60 | <b>BV59</b> | 0,2656       | 0,60 |
| <b>BV25</b> | 0,2067       | 0,35 | <b>BV60</b> | 0,2464       | 0,50 |
| <b>BV26</b> | 0,2291       | 0,50 | <b>BV61</b> | 0,3588       | 0,70 |
| <b>BV27</b> | 0,6589       | 0,40 | <b>BV62</b> | 0,5451       | 0,40 |
| <b>BV28</b> | 0,7648       | 0,30 | <b>BV63</b> | 0,5457       | 0,45 |
| <b>BV29</b> | 0,5217       | 0,50 | <b>BV64</b> | 0,3625       | 0,70 |
| <b>BV30</b> | 0,4544       | 0,60 | <b>BV65</b> | 0,2170       | 0,60 |
| <b>BV31</b> | 0,6220       | 0,70 | <b>BV66</b> | 0,2804       | 0,45 |
| <b>BV32</b> | 0,8611       | 0,65 | <b>BV67</b> | 0,1613       | 0,65 |
| <b>BV33</b> | 0,3664       | 0,60 | <b>BV68</b> | 0,1768       | 0,60 |
| <b>BV34</b> | 0,2992       | 0,40 | <b>BV69</b> | 0,2494       | 0,30 |
| <b>BV35</b> | 0,3612       | 0,35 | <b>BV70</b> | 0,2431       | 0,45 |

### III.7 Estimation des Débits à Évacuer

Le réseau d'assainissement a pour mission de collecter et d'évacuer les eaux de ruissellement ainsi que les eaux usées. Avant de concevoir ce réseau, il est crucial d'évaluer les débits des eaux usées et pluviales afin de déterminer la quantité et la qualité des rejets. Cette évaluation permet d'assurer une évacuation rapide et sécurisée des liquides provenant des habitations et des zones d'activités, prévenant ainsi les risques pour la santé publique et l'environnement.

#### III.7.1 Origine et Nature des Eaux à Évacuer

##### III.7.1.1 Les Eaux Usées

Les eaux usées peuvent être classées en quatre catégories principales en fonction de leur composition et des traitements nécessaires :

- Eaux usées domestiques : Issues des ménages, elles comprennent les eaux provenant des cuisines, des salles de bain et des toilettes.
- Eaux usées des services publics : Générées par les bâtiments et installations publics, telles que les écoles, les hôpitaux et les bureaux administratifs.
- Eaux usées industrielles : Provoquées par les activités industrielles et commerciales, elles peuvent contenir des polluants spécifiques nécessitant des traitements particuliers.
- Eaux parasites : Infiltrations d'eaux souterraines ou de ruissellement qui pénètrent dans le réseau d'assainissement, augmentant inutilement le volume d'eau à traiter.

### III.7.1.2 Les Eaux Usées Domestiques

La quantité d'eaux usées domestiques dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Le nombre d'habitants : Plus le nombre de résidents est élevé, plus le volume d'eaux usées est important.
- Le niveau de vie : Un niveau de vie plus élevé peut entraîner une consommation d'eau plus importante.
- Les habitudes de vie : Par exemple, la fréquence des douches et des lessives influence le volume d'eaux usées.
- Le climat : Dans les régions chaudes, la consommation d'eau peut augmenter pour des usages tels que la climatisation ou l'arrosage.

### III.7.1.3 Les Eaux Usées des Services Publics

Les eaux usées des services publics résultent des activités quotidiennes des institutions gouvernementales, des établissements éducatifs, des établissements de santé, des installations de loisirs et touristiques, des transports publics, et d'autres services publics au sein d'une communauté.

Pour estimer ces eaux usées, on prend en compte la quantité d'eau potable nécessaire pour chaque activité. Cette quantité est exprimée en équivalent habitant, une unité de mesure permettant de comparer la consommation d'eau de différents usagers.

### III.7.1.4 Les Eaux Usées Industrielles

Provenant des usines, les eaux usées industrielles sont caractérisées par une grande diversité en fonction de l'utilisation de l'eau. Parmi les matières que l'on peut y retrouver :

- Matières organiques et graisses (industrie agroalimentaire, équarrissage, etc.)
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie)
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, tannerie, etc.)

- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques)
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs)

Outre la quantité à évacuer, certains paramètres doivent toujours être pris en considération :

- Les eaux doivent avoir une température inférieure à 35 °C.
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Sinon, elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

### III.7.1.5 Les Eaux Parasites

Les eaux claires parasites sont des eaux non usées qui se retrouvent dans les réseaux d'assainissement. Elles proviennent des infiltrations des eaux de pluie, du drainage, de la remontée de la nappe phréatique ou d'un réseau d'AEP endommagé. Ces eaux s'infiltrent dans les collecteurs, généralement par :

- Les joints mal réalisés ou déboîtés en raison d'une mauvaise pose des canalisations.
- Les fissures dans les collecteurs causées par les tassements de la terre ou les racines des arbres en quête d'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

La présence de ces eaux perturbe le fonctionnement des stations d'épuration. En pratique, et en l'absence de valeurs mesurées, le débit d'eau parasite est estimé à 0,15 l/s/ha.

### III.7.1.6 Les Eaux Pluviales

Les eaux pluviales, résultant des précipitations, sont des eaux de ruissellement de surface qui doivent être collectées et dirigées vers les canalisations d'évacuation pour prévenir les inondations. La teneur en matières organiques des eaux pluviales est particulièrement élevée dans les premières minutes d'une chute de pluie, surtout dans les zones à forte activité industrielle. En outre, les eaux pluviales transportent également du sable, qui peut se déposer dans les canalisations en cas de diminution de la vitesse d'écoulement.

### III.7.2 Estimation des Débits des Eaux Pluviales

Pour dimensionner un réseau, on calcule le débit maximal d'eau qui peut s'écouler pendant une période de 10 ans, appelé débit décennal. Lors d'une averse, seule l'eau de ruissellement est prise en compte pour dimensionner un ouvrage d'évacuation.

En fonction de la taille du bassin et de son degré d'urbanisation, différentes méthodes peuvent être utilisées pour évaluer le débit pluvial. Pour notre projet, le débit pluvial sera calculé à l'aide du logiciel SWMM par les équations de Saint-Venant.

### III.7.3 Estimation des Débits des Eaux Usées

La quantité journalière d'eaux usées est estimée à partir de la consommation d'eau potable. Le volume d'eau rejetée dépend du type et de la nature de l'agglomération ainsi que des

différentes catégories d'urbanisation. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

### **III.7.3.1 Débits des Eaux Usées Domestiques**

La quantité d'eau rejetée dans le réseau n'est pas équivalente à la quantité d'eau consommée. En général, il est admis que la quantité d'eau rejetée représente environ 70 à 80 % de la consommation totale d'eau.

#### **◆ Débit moyen journalier :**

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on utilise la dotation de la consommation d'eau potable comme base. Le débit moyen journalier rejeté est donné par la relation suivante

$$Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) = K_r \times D \times N_{\text{hab}} / 86\,400 \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- $Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j)$  : le débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s)
- $K_r$  : coefficient de rejet pris égal à 80 % de la quantité d'eau potable consommée.
- $D$  : dotation journalière estimée à 150 l/j/hab.
- $N_{\text{hab}}$  : nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

#### **Application numérique :**

$$\begin{aligned} \text{Pour 2025 : } Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) &= (0,80 \times 150 \times 5\,278) / 86\,400 \\ &= 7,33 \text{ l/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour 2035 : } Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) &= (0,80 \times 150 \times 7\,044) / 86\,400 \\ &= 9,78 \text{ l/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour 2045 : } Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) &= (0,80 \times 150 \times 9\,403) / 86\,400 \\ &= 13,06 \text{ l/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour 2055 : } Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) &= (0,80 \times 150 \times 12\,544) / 86\,400 \\ &= 17,42 \text{ l/s} \end{aligned}$$

#### **◆ Débit de Pointe :**

Le débit des eaux usées varie tout au long de la journée en fonction des fluctuations de la consommation. Il est donc nécessaire de le déterminer précisément. Ce débit est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q^{\circ}(\text{dom}, \text{pte}) = K_p \times Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- $Q^{\circ}(\text{dom}, \text{pte})$  : le débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s).
- $Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j)$  : le débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s)
- $K_p$  : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen journalier :

$$\begin{aligned} K_p &= 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j)} \text{ si } Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) \geq 2,81 \text{ l/s} \\ K_p &= 3 \text{ si } Q^{\circ}(\text{dom}, \text{moy}, j) < 2,81 \text{ l/s} \end{aligned}$$

**Calcul du coefficient de pointe :**

$$\text{Pour 2025 : } K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{7,33} = 2,42$$

$$\text{Pour 2035 : } K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{9,78} = 2,30$$

$$\text{Pour 2045 : } K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{13,06} = 2,19$$

$$\text{Pour 2055 : } K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{17,42} = 2,10$$

**Débit de pointe domestique :**

$$\text{Pour 2025 : } Q^{\circ}(\text{dom, pte}) = 2,42 \times 7,33 = 17,74 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour 2035 : } Q^{\circ}(\text{dom, pte}) = 2,30 \times 9,78 = 22,49 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour 2045 : } Q^{\circ}(\text{dom, pte}) = 2,19 \times 13,06 = 28,60 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour 2055 : } Q^{\circ}(\text{dom, pte}) = 2,10 \times 17,42 = 36,58 \text{ l/s}$$

**Tableau III-09 : Récapitulatif des débits des eaux usées domestiques à évacuer**

| Horizon | N_hab  | Q_moy,j (l/s) | Kp   | Q_pte (l/s) | Q_pte (m³/s) |
|---------|--------|---------------|------|-------------|--------------|
| 2025    | 5 278  | 7,33          | 2,42 | 17,74       | 0,01774      |
| 2035    | 7 044  | 9,78          | 2,30 | 22,49       | 0,02249      |
| 2045    | 9 403  | 13,06         | 2,19 | 28,60       | 0,02860      |
| 2055    | 12 544 | 17,42         | 2,10 | 36,58       | 0,03658      |

**III.7.3.2 Débits des Eaux Usées des Équipements Publics**

En raison du caractère principalement résidentiel de la zone d'étude et de l'absence de données précises sur les équipements publics existants, les débits des eaux usées des équipements publics sont estimés forfaitairement à 10 % des débits des eaux usées domestiques.

**◆ Débit moyen journalier :**

$$Q^{\circ}(\text{éq, moy,j}) = 10 \% \times Q^{\circ}(\text{dom, moy,j}) \quad (\text{IV.4})$$

**◆ Débit de Pointe :**

$$Q^{\circ}(\text{éq, pte}) = 10 \% \times Q^{\circ}(\text{dom, pte}) \quad (\text{IV.5})$$

**Application numérique :**

$$\text{Pour 2025 : } Q^{\circ}(\text{éq, pte}) = 0,10 \times 17,74 = 1,774 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour 2035 : } Q^{\circ}(\text{éq, pte}) = 0,10 \times 22,49 = 2,249 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour 2045 : } Q^{\circ}(\text{éq, pte}) = 0,10 \times 28,60 = 2,860 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour 2055 : } Q^{\circ}(\text{éq, pte}) = 0,10 \times 36,58 = 3,658 \text{ l/s}$$

**Tableau III-10 : Récapitulatif des débits des eaux des équipements publics à évacuer**

| Horizon | Q_moy,j dom (l/s) | Q_pte dom (l/s) | Q_moy,j éq - 10% (l/s) | Q_pte éq - 10% (l/s) | Q_pte éq (m³/s) |
|---------|-------------------|-----------------|------------------------|----------------------|-----------------|
| 2025    | 7,33              | 17,74           | 0,733                  | 1,774                | 0,001774        |

| Horizon | Q <sub>moy,j dom</sub><br>(l/s) | Q <sub>pte dom</sub><br>(l/s) | Q <sub>moy,j éq – 10%</sub><br>(l/s) | Q <sub>pte éq – 10%</sub><br>(l/s) | Q <sub>pte éq</sub><br>(m³/s) |
|---------|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| 2035    | 9,78                            | 22,49                         | 0,978                                | 2,249                              | 0,002249                      |
| 2045    | 13,06                           | 28,60                         | 1,306                                | 2,860                              | 0,002860                      |
| 2055    | 17,42                           | 36,58                         | 1,742                                | 3,658                              | 0,003658                      |

### III.8 Débits Totaux des Eaux Usées à Évacuer

En l'absence de données précises sur la répartition temporelle, le débit total à évacuer est calculé en supposant que les débits de pointe de tous les types d'eaux usées surviennent simultanément.

$$Q^{EU}_{total} = Q^{\circ}(\text{dom}, \text{pte}) + Q^{\circ}(\text{éq}, \text{pte}) \quad (\text{IV.6})$$

Application numérique :

Pour 2025 :  $Q^{EU}_{total} = 17,74 + 1,774 = 19,514 \text{ l/s}$

Pour 2035 :  $Q^{EU}_{total} = 22,49 + 2,249 = 24,739 \text{ l/s}$

Pour 2045 :  $Q^{EU}_{total} = 28,60 + 2,860 = 31,460 \text{ l/s}$

Pour 2055 :  $Q^{EU}_{total} = 36,58 + 3,658 = 40,238 \text{ l/s}$

Tableau III-11 : Récapitulatif général des débits totaux des eaux usées à évacuer

| Nature des eaux                    | 2025    | 2035    | 2045    | 2055    |
|------------------------------------|---------|---------|---------|---------|
| N <sub>hab</sub>                   | 5 278   | 7 044   | 9 403   | 12 544  |
| Q <sub>moy,j dom</sub> (l/s)       | 7,330   | 9,780   | 13,060  | 17,420  |
| Kp                                 | 2,42    | 2,30    | 2,19    | 2,10    |
| Q <sub>pte dom</sub> (l/s)         | 17,740  | 22,490  | 28,600  | 36,580  |
| Q <sub>pte éq – 10%</sub><br>(l/s) | 1,774   | 2,249   | 2,860   | 3,658   |
| Q <sub>total EU</sub> (l/s)        | 19,514  | 24,739  | 31,460  | 40,238  |
| Q <sub>total EU</sub> (m³/s)       | 0,01951 | 0,02474 | 0,03146 | 0,04024 |

### III.10 Distribution des Débits d'Eaux Usées par Nœud

Pour alimenter le logiciel SWMM en données de Dry Weather Flow (DWF) sans recourir aux surfaces des bassins versants, on applique la méthode du débit spécifique par longueur. Le principe repose sur la proportionnalité entre la longueur du tronçon amont de chaque nœud et sa contribution au débit total.

#### III.10.1 Principe et Formulation

Le débit spécifique linéique  $q$  est défini comme le rapport entre le débit de pointe total des eaux usées et la longueur totale du réseau. Chaque nœud reçoit un débit proportionnel à la longueur du tronçon qui lui est immédiatement amont (tronçon propre), conformément à la structure en arbre du réseau convergeant vers l'exutoire REJET :

$$q = Q\_EU\_total / L\_total \quad (l/s/m) \quad (IV.8)$$

$$Q\_EU,i = q \times L\_tronçon,i \quad (l/s) \quad (IV.9)$$

Avec :

- $q$  : débit spécifique linéique (l/s/m)
- $Q\_EU\_total$  : débit de pointe total des eaux usées à l'horizon considéré (l/s)
- $L\_total$  : longueur totale du réseau = 6 008,67 m (somme des 170 tronçons)
- $L\_tronçon,i$  : longueur du tronçon propre au nœud  $i$ , soit la longueur du segment entre le nœud  $i$  et son nœud parent dans l'arbre (m)
- $Q\_EU,i$  : débit de pointe d'eaux usées injecté au nœud  $i$  dans SWMM (l/s)

### III.10.2 Paramètres de Calcul

Tableau III-12 : Débits spécifiques et paramètres globaux par horizon

| Horizon | Q_EU total (l/s) | L_total (m) | q = Q/L (l/s/m) | q (m³/s/m)              |
|---------|------------------|-------------|-----------------|-------------------------|
| 2025    | 19,514           | 6 008,67    | 0,0032477       | $3,2477 \times 10^{-6}$ |
| 2035    | 24,739           | 6 008,67    | 0,0041173       | $4,1173 \times 10^{-6}$ |
| 2045    | 31,460           | 6 008,67    | 0,0052360       | $5,2360 \times 10^{-6}$ |
| 2055    | 40,238           | 6 008,67    | 0,0066966       | $6,6966 \times 10^{-6}$ |

### III.10.3 Résultats – Débits par Nœud

Le tableau suivant présente les débits d'eaux usées calculés pour les 170 nœuds actifs du réseau selon la méthode des longueurs. La vérification des sommes confirme la conservation totale des débits pour les quatre horizons.

Tableau III-13 : Débits d'eaux usées de pointe par nœud – Méthode des longueurs

| Nœud | L_tronçon (m) | L_amont cumulée (m) | Q 2025 (l/s) | Q 2035 (l/s) | Q 2045 (l/s) | Q 2055 (l/s) |
|------|---------------|---------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| R1   | 5.40          | 6003.27             | 0.01754      | 0.02223      | 0.02827      | 0.03616      |
| R2   | 11.20         | 5992.07             | 0.03637      | 0.04611      | 0.05864      | 0.07500      |
| R3   | 19.90         | 5972.17             | 0.06463      | 0.08193      | 0.10419      | 0.13326      |
| R4   | 25.35         | 301.65              | 0.08233      | 0.10437      | 0.13273      | 0.16976      |
| R5   | 38.30         | 263.35              | 0.12438      | 0.15769      | 0.20053      | 0.25648      |
| R6   | 26.80         | 236.55              | 0.08704      | 0.11034      | 0.14032      | 0.17947      |
| R7   | 34.00         | 202.55              | 0.11042      | 0.13998      | 0.17802      | 0.22769      |
| R8   | 35.50         | 167.05              | 0.11529      | 0.14616      | 0.18587      | 0.23773      |
| R9   | 48.65         | 118.40              | 0.15800      | 0.20030      | 0.25472      | 0.32579      |
| R10  | 44.10         | 74.30               | 0.14322      | 0.18157      | 0.23090      | 0.29532      |
| R11  | 26.40         | 47.90               | 0.08574      | 0.10869      | 0.13822      | 0.17679      |
| R12  | 47.90         | 0.00                | 0.15556      | 0.19722      | 0.25079      | 0.32077      |
| R13  | 6.60          | 5638.57             | 0.02143      | 0.02717      | 0.03456      | 0.04420      |
| R14  | 44.80         | 5593.77             | 0.14549      | 0.18445      | 0.23456      | 0.30001      |
| R15  | 21.90         | 234.10              | 0.07112      | 0.09017      | 0.11466      | 0.14666      |

| Nœud | L_tronçon<br>(m) | L_amont<br>cumulée (m) | Q 2025 (l/s) | Q 2035 (l/s) | Q 2045 (l/s) | Q 2055 (l/s) |
|------|------------------|------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| R16  | 31.50            | 202.60                 | 0.10230      | 0.12969      | 0.16493      | 0.21094      |
| R17  | 37.20            | 0.00                   | 0.12081      | 0.15316      | 0.19477      | 0.24912      |
| R18  | 48.90            | 116.50                 | 0.15881      | 0.20133      | 0.25603      | 0.32747      |
| R19  | 28.80            | 87.70                  | 0.09353      | 0.11858      | 0.15079      | 0.19286      |
| R20  | 19.20            | 68.50                  | 0.06236      | 0.07905      | 0.10053      | 0.12858      |
| R21  | 10.90            | 57.60                  | 0.03540      | 0.04488      | 0.05707      | 0.07299      |
| R22  | 37.70            | 19.90                  | 0.12244      | 0.15522      | 0.19739      | 0.25246      |
| R23  | 19.90            | 0.00                   | 0.06463      | 0.08193      | 0.10419      | 0.13326      |
| R24  | 40.10            | 4780.27                | 0.13023      | 0.16510      | 0.20995      | 0.26854      |
| R25  | 45.20            | 3141.16                | 0.14679      | 0.18610      | 0.23666      | 0.30269      |
| R26  | 13.60            | 897.26                 | 0.04417      | 0.05599      | 0.07121      | 0.09108      |
| R27  | 31.00            | 866.26                 | 0.10068      | 0.12763      | 0.16231      | 0.20760      |
| R28  | 43.50            | 822.76                 | 0.14127      | 0.17910      | 0.22776      | 0.29130      |
| R29  | 18.30            | 92.50                  | 0.05943      | 0.07534      | 0.09581      | 0.12255      |
| R30  | 32.40            | 60.10                  | 0.10522      | 0.13340      | 0.16964      | 0.21697      |
| R31  | 18.50            | 41.60                  | 0.06008      | 0.07617      | 0.09686      | 0.12389      |
| R32  | 21.20            | 20.40                  | 0.06885      | 0.08729      | 0.11100      | 0.14197      |
| R33  | 20.40            | 0.00                   | 0.06625      | 0.08399      | 0.10681      | 0.13661      |
| R34  | 37.50            | 538.56                 | 0.12179      | 0.15440      | 0.19634      | 0.25112      |
| R35  | 21.80            | 92.60                  | 0.07080      | 0.08976      | 0.11414      | 0.14599      |
| R36  | 28.80            | 63.80                  | 0.09353      | 0.11858      | 0.15079      | 0.19286      |
| R37  | 43.00            | 20.80                  | 0.13965      | 0.17704      | 0.22514      | 0.28796      |
| R38  | 20.80            | 0.00                   | 0.06755      | 0.08564      | 0.10890      | 0.13929      |
| R39  | 36.40            | 387.76                 | 0.11821      | 0.14987      | 0.19058      | 0.24376      |
| R40  | 35.70            | 95.20                  | 0.11594      | 0.14699      | 0.18692      | 0.23907      |
| R41  | 25.60            | 69.60                  | 0.08314      | 0.10540      | 0.13404      | 0.17143      |
| R42  | 33.30            | 36.30                  | 0.10815      | 0.13710      | 0.17435      | 0.22300      |
| R43  | 36.30            | 0.00                   | 0.11789      | 0.14946      | 0.19006      | 0.24309      |
| R44  | 22.00            | 234.86                 | 0.07145      | 0.09058      | 0.11519      | 0.14733      |
| R45  | 22.00            | 212.86                 | 0.07145      | 0.09058      | 0.11519      | 0.14733      |
| R46  | 38.00            | 36.70                  | 0.12341      | 0.15645      | 0.19896      | 0.25447      |
| R47  | 36.70            | 0.00                   | 0.11919      | 0.15110      | 0.19215      | 0.24577      |
| R48  | 38.96            | 99.20                  | 0.12653      | 0.16041      | 0.20399      | 0.26090      |
| R49  | 45.90            | 53.30                  | 0.14907      | 0.18898      | 0.24032      | 0.30738      |
| R50  | 28.70            | 24.60                  | 0.09321      | 0.11816      | 0.15027      | 0.19219      |
| R51  | 24.60            | 0.00                   | 0.07989      | 0.10128      | 0.12880      | 0.16474      |
| R52  | 40.40            | 95.50                  | 0.13120      | 0.16634      | 0.21152      | 0.27054      |
| R53  | 41.40            | 54.10                  | 0.13445      | 0.17045      | 0.21676      | 0.27724      |
| R54  | 28.20            | 25.90                  | 0.09158      | 0.11611      | 0.14765      | 0.18885      |
| R55  | 25.90            | 0.00                   | 0.08411      | 0.10664      | 0.13561      | 0.17344      |
| R56  | 14.80            | 2215.50                | 0.04806      | 0.06094      | 0.07749      | 0.09911      |

| Nœud | L_tronçon (m) | L_amont cumulée (m) | Q 2025 (l/s) | Q 2035 (l/s) | Q 2045 (l/s) | Q 2055 (l/s) |
|------|---------------|---------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| R57  | 35.50         | 2180.00             | 0.11529      | 0.14616      | 0.18587      | 0.23773      |
| R58  | 23.60         | 2156.40             | 0.07664      | 0.09717      | 0.12356      | 0.15804      |
| R59  | 29.90         | 1979.70             | 0.09710      | 0.12311      | 0.15655      | 0.20023      |
| R60  | 44.60         | 1935.10             | 0.14485      | 0.18363      | 0.23352      | 0.29867      |
| R61  | 49.20         | 1885.90             | 0.15978      | 0.20257      | 0.25760      | 0.32948      |
| R62  | 37.70         | 109.10              | 0.12244      | 0.15522      | 0.19739      | 0.25246      |
| R63  | 36.20         | 72.90               | 0.11757      | 0.14904      | 0.18954      | 0.24242      |
| R64  | 32.90         | 40.00               | 0.10685      | 0.13546      | 0.17226      | 0.22032      |
| R65  | 40.00         | 0.00                | 0.12991      | 0.16469      | 0.20943      | 0.26787      |
| R66  | 17.70         | 1576.21             | 0.05748      | 0.07287      | 0.09267      | 0.11853      |
| R67  | 44.80         | 1531.41             | 0.14549      | 0.18445      | 0.23456      | 0.30001      |
| R68  | 25.40         | 1506.01             | 0.08249      | 0.10458      | 0.13299      | 0.17009      |
| R69  | 20.60         | 1485.41             | 0.06690      | 0.08482      | 0.10786      | 0.13795      |
| R70  | 31.70         | 1453.71             | 0.10295      | 0.13052      | 0.16597      | 0.21228      |
| R71  | 44.80         | 1408.91             | 0.14549      | 0.18445      | 0.23456      | 0.30001      |
| R72  | 25.90         | 1383.01             | 0.08411      | 0.10664      | 0.13561      | 0.17344      |
| R73  | 21.50         | 1361.51             | 0.06982      | 0.08852      | 0.11257      | 0.14398      |
| R74  | 44.80         | 472.60              | 0.14549      | 0.18445      | 0.23456      | 0.30001      |
| R75  | 27.60         | 445.00              | 0.08964      | 0.11363      | 0.14451      | 0.18483      |
| R76  | 45.50         | 334.10              | 0.14777      | 0.18733      | 0.23823      | 0.30470      |
| R77  | 18.10         | 253.40              | 0.05878      | 0.07452      | 0.09477      | 0.12121      |
| R78  | 25.60         | 227.80              | 0.08314      | 0.10540      | 0.13404      | 0.17143      |
| R79  | 19.90         | 54.90               | 0.06463      | 0.08193      | 0.10419      | 0.13326      |
| R80  | 32.90         | 22.00               | 0.10685      | 0.13546      | 0.17226      | 0.22032      |
| R81  | 22.00         | 0.00                | 0.07145      | 0.09058      | 0.11519      | 0.14733      |
| R82  | 29.30         | 36.10               | 0.09516      | 0.12063      | 0.15341      | 0.19621      |
| R83  | 36.10         | 0.00                | 0.11724      | 0.14863      | 0.18901      | 0.24175      |
| R84  | 40.50         | 22.10               | 0.13153      | 0.16675      | 0.21205      | 0.27121      |
| R85  | 22.10         | 0.00                | 0.07177      | 0.09099      | 0.11571      | 0.14800      |
| R86  | 29.80         | 123.20              | 0.09678      | 0.12269      | 0.15603      | 0.19956      |
| R87  | 30.60         | 92.60               | 0.09938      | 0.12599      | 0.16021      | 0.20492      |
| R88  | 20.60         | 72.00               | 0.06690      | 0.08482      | 0.10786      | 0.13795      |
| R89  | 29.00         | 43.00               | 0.09418      | 0.11940      | 0.15184      | 0.19420      |
| R90  | 16.40         | 26.60               | 0.05326      | 0.06752      | 0.08587      | 0.10983      |
| R91  | 26.60         | 0.00                | 0.08639      | 0.10952      | 0.13927      | 0.17813      |
| R92  | 44.30         | 971.70              | 0.14387      | 0.18239      | 0.23195      | 0.29666      |
| R93  | 45.10         | 926.60              | 0.14647      | 0.18569      | 0.23613      | 0.30202      |
| R94  | 32.40         | 894.20              | 0.10522      | 0.13340      | 0.16964      | 0.21697      |
| R95  | 16.60         | 877.60              | 0.05391      | 0.06835      | 0.08691      | 0.11116      |
| R96  | 30.50         | 372.60              | 0.09905      | 0.12557      | 0.15969      | 0.20425      |
| R97  | 33.20         | 339.40              | 0.10782      | 0.13669      | 0.17383      | 0.22233      |

| Nœud | L_tronçon<br>(m) | L_amont<br>cumulée (m) | Q 2025 (l/s) | Q 2035 (l/s) | Q 2045 (l/s) | Q 2055 (l/s) |
|------|------------------|------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| R98  | 31.10            | 308.30                 | 0.10100      | 0.12804      | 0.16283      | 0.20827      |
| R99  | 26.10            | 282.20                 | 0.08476      | 0.10746      | 0.13665      | 0.17478      |
| R100 | 23.10            | 139.20                 | 0.07502      | 0.09511      | 0.12095      | 0.15469      |
| R101 | 13.80            | 88.90                  | 0.04482      | 0.05682      | 0.07225      | 0.09241      |
| R102 | 25.80            | 63.10                  | 0.08379      | 0.10622      | 0.13508      | 0.17277      |
| R103 | 21.50            | 41.60                  | 0.06982      | 0.08852      | 0.11257      | 0.14398      |
| R104 | 6.10             | 35.50                  | 0.01981      | 0.02511      | 0.03194      | 0.04085      |
| R105 | 35.50            | 0.00                   | 0.11529      | 0.14616      | 0.18587      | 0.23773      |
| R106 | 42.20            | 97.00                  | 0.13705      | 0.17375      | 0.22095      | 0.28260      |
| R107 | 25.40            | 71.60                  | 0.08249      | 0.10458      | 0.13299      | 0.17009      |
| R108 | 16.40            | 55.20                  | 0.05326      | 0.06752      | 0.08587      | 0.10983      |
| R109 | 26.70            | 28.50                  | 0.08671      | 0.10993      | 0.13980      | 0.17880      |
| R110 | 28.50            | 0.00                   | 0.09256      | 0.11734      | 0.14922      | 0.19085      |
| R111 | 4.90             | 469.60                 | 0.01591      | 0.02017      | 0.02566      | 0.03281      |
| R112 | 25.40            | 444.20                 | 0.08249      | 0.10458      | 0.13299      | 0.17009      |
| R113 | 27.20            | 417.00                 | 0.08834      | 0.11199      | 0.14241      | 0.18215      |
| R114 | 31.10            | 385.90                 | 0.10100      | 0.12804      | 0.16283      | 0.20827      |
| R115 | 20.90            | 0.00                   | 0.06788      | 0.08605      | 0.10943      | 0.13996      |
| R116 | 41.30            | 323.70                 | 0.13413      | 0.17004      | 0.21624      | 0.27657      |
| R117 | 23.30            | 20.40                  | 0.07567      | 0.09593      | 0.12199      | 0.15603      |
| R118 | 20.40            | 0.00                   | 0.06625      | 0.08399      | 0.10681      | 0.13661      |
| R119 | 22.10            | 257.90                 | 0.07177      | 0.09099      | 0.11571      | 0.14800      |
| R120 | 30.40            | 227.50                 | 0.09873      | 0.12516      | 0.15917      | 0.20358      |
| R121 | 22.70            | 0.00                   | 0.07372      | 0.09346      | 0.11885      | 0.15201      |
| R122 | 30.40            | 174.40                 | 0.09873      | 0.12516      | 0.15917      | 0.20358      |
| R123 | 42.10            | 132.30                 | 0.13673      | 0.17333      | 0.22043      | 0.28193      |
| R124 | 31.20            | 101.10                 | 0.10133      | 0.12846      | 0.16336      | 0.20894      |
| R125 | 20.40            | 80.70                  | 0.06625      | 0.08399      | 0.10681      | 0.13661      |
| R126 | 20.70            | 60.00                  | 0.06723      | 0.08523      | 0.10838      | 0.13862      |
| R127 | 22.10            | 37.90                  | 0.07177      | 0.09099      | 0.11571      | 0.14800      |
| R128 | 15.70            | 22.20                  | 0.05099      | 0.06464      | 0.08220      | 0.10514      |
| R129 | 22.20            | 0.00                   | 0.07210      | 0.09140      | 0.11623      | 0.14867      |
| R130 | 36.30            | 833.60                 | 0.11789      | 0.14946      | 0.19006      | 0.24309      |
| R131 | 34.10            | 799.50                 | 0.11074      | 0.14040      | 0.17854      | 0.22836      |
| R132 | 16.90            | 782.60                 | 0.05489      | 0.06958      | 0.08848      | 0.11317      |
| R133 | 40.00            | 380.70                 | 0.12991      | 0.16469      | 0.20943      | 0.26787      |
| R134 | 28.80            | 351.90                 | 0.09353      | 0.11858      | 0.15079      | 0.19286      |
| R135 | 50.60            | 301.30                 | 0.16433      | 0.20833      | 0.26493      | 0.33885      |
| R136 | 37.70            | 158.20                 | 0.12244      | 0.15522      | 0.19739      | 0.25246      |
| R137 | 44.80            | 113.40                 | 0.14549      | 0.18445      | 0.23456      | 0.30001      |
| R138 | 47.20            | 66.20                  | 0.15329      | 0.19433      | 0.24713      | 0.31608      |

| Nœud | L_tronçon (m) | L_amont cumulée (m) | Q 2025 (l/s) | Q 2035 (l/s) | Q 2045 (l/s) | Q 2055 (l/s) |
|------|---------------|---------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| R139 | 29.60         | 36.60               | 0.09613      | 0.12187      | 0.15498      | 0.19822      |
| R140 | 36.60         | 0.00                | 0.11886      | 0.15069      | 0.19163      | 0.24510      |
| R141 | 50.00         | 55.40               | 0.16238      | 0.20586      | 0.26179      | 0.33483      |
| R143 | 33.30         | 22.10               | 0.10815      | 0.13710      | 0.17435      | 0.22300      |
| R144 | 22.10         | 0.00                | 0.07177      | 0.09099      | 0.11571      | 0.14800      |
| R145 | 47.10         | 0.00                | 0.15296      | 0.19392      | 0.24660      | 0.31541      |
| R146 | 29.30         | 47.10               | 0.09516      | 0.12063      | 0.15341      | 0.19621      |
| R147 | 42.80         | 76.40               | 0.13900      | 0.17622      | 0.22409      | 0.28662      |
| R148 | 35.00         | 119.20              | 0.11367      | 0.14410      | 0.18325      | 0.23438      |
| R149 | 37.40         | 154.20              | 0.12146      | 0.15398      | 0.19582      | 0.25045      |
| R150 | 18.70         | 253.60              | 0.06073      | 0.07699      | 0.09791      | 0.12523      |
| R151 | 45.00         | 17.00               | 0.14614      | 0.18527      | 0.23561      | 0.30135      |
| R152 | 17.00         | 0.00                | 0.05521      | 0.06999      | 0.08901      | 0.11384      |
| R153 | 18.20         | 272.30              | 0.05911      | 0.07493      | 0.09529      | 0.12188      |
| R154 | 30.00         | 290.50              | 0.09743      | 0.12352      | 0.15707      | 0.20090      |
| R155 | 41.40         | 320.50              | 0.13445      | 0.17045      | 0.21676      | 0.27724      |
| R156 | 26.20         | 1335.31             | 0.08509      | 0.10787      | 0.13718      | 0.17545      |
| R157 | 41.30         | 1294.01             | 0.13413      | 0.17004      | 0.21624      | 0.27657      |
| R158 | 21.30         | 89.50               | 0.06918      | 0.08770      | 0.11152      | 0.14264      |
| R159 | 19.90         | 69.60               | 0.06463      | 0.08193      | 0.10419      | 0.13326      |
| R160 | 37.10         | 32.50               | 0.12049      | 0.15275      | 0.19425      | 0.24845      |
| R161 | 32.50         | 0.00                | 0.10555      | 0.13381      | 0.17016      | 0.21764      |
| R162 | 35.60         | 1147.61             | 0.11562      | 0.14657      | 0.18639      | 0.23840      |
| R163 | 31.20         | 71.70               | 0.10133      | 0.12846      | 0.16336      | 0.20894      |
| R164 | 33.20         | 38.50               | 0.10782      | 0.13669      | 0.17383      | 0.22233      |
| R165 | 38.50         | 0.00                | 0.12503      | 0.15851      | 0.20158      | 0.25782      |
| R166 | 22.70         | 1022.01             | 0.07372      | 0.09346      | 0.11885      | 0.15201      |
| R167 | 26.00         | 996.01              | 0.08444      | 0.10705      | 0.13613      | 0.17411      |
| R168 | 31.50         | 964.51              | 0.10230      | 0.12969      | 0.16493      | 0.21094      |
| R169 | 525.73        | 438.78              | 1.70738      | 2.16454      | 2.75260      | 3.52063      |
| R170 | 438.78        | 0.00                | 1.42500      | 1.80655      | 2.29735      | 2.93836      |
| R171 | 17.20         | 162.30              | 0.05586      | 0.07082      | 0.09005      | 0.11518      |

## Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'établir les paramètres fondamentaux nécessaires pour une estimation précise des débits d'évacuation, essentielle à la réalisation d'un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération. Les principaux résultats sont :

- Le choix d'un système unitaire à déplacement latéral.

- La détermination du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitants pour chaque sous-bassin.
- La superficie totale de la zone d'étude : 27,05 ha (70 sous-bassins SWMM).
- La population : 5 278 hab (2025) → 7 044 hab (2035) → 9 403 hab (2045) → 12 544 hab (2055).

À l'aide de ces paramètres, nous avons estimé et évalué les débits d'eaux usées, en tenant compte des eaux usées domestiques et publiques. Il est important de noter que les débits pluviaux seront calculés à l'aide du logiciel SWMM lors de la modélisation du réseau.

**CHAPITRE IV :**  
**MODÉLISATION DU RÉSEAU**  
**D'ASSAINISSEMENT**

## CHAPITRE IV : MODELISATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

### Introduction

Au cours des trente dernières années, un effort considérable a été déployé pour développer des modèles mathématiques permettant de décrire la réalité complexe de l'hydraulique et de la pollution en réseau d'assainissement. Cette entreprise a été grandement facilitée par les avancées des moyens informatiques. Il est donc essentiel de rappeler les différents types de modèles, les différentes approches modélisatrices et les étapes à suivre pour une modélisation réussie, et c'est ce dont nous présenterons dans ce chapitre.

### IV.1 Définition de la Modélisation en Assainissement

En matière d'assainissement, la modélisation implique une représentation simplifiée des réseaux, basée sur des descriptions hydrologiques et hydrauliques, dans un logiciel dans le but d'obtenir une simulation aussi fidèle que possible de la réalité. Les modèles prennent en compte plusieurs variables telles que la hauteur de ruissellement, la vitesse minimale et maximale, les entrées en charge et d'autres paramètres. Parmi les logiciels disponibles aujourd'hui, certains se sont imposés comme des références en la matière.

*[CHEDDANI.S, MESKERM, 2013]*

### IV.2 Étapes de Modélisation en Assainissement

Si la construction d'un modèle basé sur des observations expérimentales est relativement simple, la validation d'un modèle est quant à elle très complexe. Le fait de ne pas pouvoir atteindre tous les objectifs fixés par les critères de justification ne doit pas empêcher la construction de modèles qui, même s'ils sont insuffisants, permettent de guider le travail de réflexion et d'observation. Cependant, il est important de pouvoir identifier les lacunes d'un modèle pour pouvoir progresser.

Pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement, il est important de prendre en compte deux aspects clés :

- La complexité des réseaux, qui incluent les collecteurs, les ouvrages spéciaux nécessitant des modèles spécifiques, et les singularités hydrauliques avec des conditions aux limites particulières couplées à l'utilisation de modèles de propagation en collecteur.
- La complexité des écoulements, en particulier les effets aval, les maillages du réseau, et surtout les mises en charge qui posent des problèmes très particuliers de compatibilité entre modèles d'écoulement à surface libre et modèles d'écoulement en charge.

### IV.3 Problèmes à Résoudre

De nombreux problèmes persistent pour parvenir à des modèles d'assainissement qui soient à la fois fondés scientifiquement et opérationnellement. En effet, toute modélisation est soumise à des erreurs difficiles à réduire ou à compenser. Parmi les problèmes les plus courants, on peut citer :

- Les erreurs liées à la structure du modèle, comme les limites théoriques en hydraulique, les approximations théoriques, numériques et spatiales, ainsi que les solutions approchées.
- La disponibilité des données, qui peut être affectée par des problèmes métrologiques et méthodologiques.
- L'adéquation des données aux besoins de la modélisation.
- Le calage et la validation du modèle, qui sont des étapes critiques pour s'assurer de la pertinence et de l'exactitude du modèle.

Toute modélisation nécessite des phases de paramétrisation et de vérification. Ces phases consistent à ajuster les paramètres du modèle pour qu'il reflète au mieux la réalité et à vérifier les résultats à l'aide de données de sortie observées (débit, hauteur d'eau, vitesse d'écoulement, etc.). Les données de sortie observées permettent de valider le modèle en comparant les résultats simulés aux données observées.

[ZEGHDOUDI.J, BOUDJEHEM.F, 2018]

### IV.4 Transformation Pluie-Débit par Modélisation

La transformation « pluie – débit » permet de décrire le comportement hydrologique d'un bassin versant à travers l'analyse de l'hyétogramme de la pluie nette entrante et de l'hydrogramme de sortie. Cette transformation est basée sur le principe du réservoir linéaire, qui considère chaque bassin versant comme un réservoir qui stocke l'eau de pluie et la libère sous forme de débit en conservant son volume.

La réponse du bassin versant est linéaire, et le seul paramètre de calage explicite dans cette méthode est le coefficient K, qui représente le temps de réponse du bassin versant. Les pertes au ruissellement peuvent prendre différentes formes :

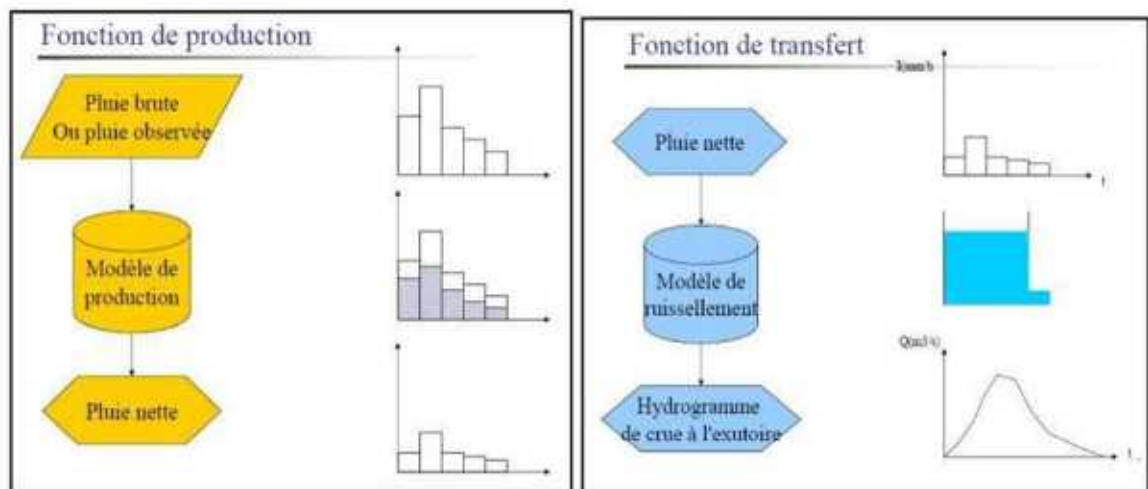
- Évapotranspiration : SWMM permet de prendre en compte des modèles d'évaporation. Le logiciel ayant été utilisé à l'échelle événementielle, l'évaporation n'a cependant pas été prise en compte.

- Pertes constantes : l'interception et le stockage dans les dépressions du sol sont pris en compte de manière forfaitaire (Dépression Storage).
- Pertes variables : l'infiltration est prise en compte par SWMM à partir des modèles de Horton, de Green-Ampt et du SCS.

[GHAMMIT.A, DJENDLM, 2018] [KADRLB, 2020]

#### IV.4.1 Modélisation Hydrologique

Au niveau de la modélisation déterministe, la transformation pluie-débit est réalisée en utilisant deux sous-modèles successifs : une fonction de production et une fonction de transfert.



**Figure IV.1 : Schéma de la modélisation hydrologique [ZEGHDOUDLI, BOUDJEHEM.F, 2018]**

L'objectif principal de la modélisation hydrologique est de prédire les hydrogrammes aux points d'intérêt. Cette prédiction s'obtient en plusieurs étapes :

- La première étape implique l'utilisation d'une fonction de production (SCS, Green-Ampt, Indice- $\phi$ , Horton, etc.) pour calculer le volume infiltré, le volume ruisselé, et leurs contributions respectives au débit de base et au débit direct.
- La deuxième étape consiste à utiliser une fonction de transfert (onde cinématique, hydrogramme unitaire, réservoir linéaire, etc.) pour répartir le volume en fonction du temps et calculer l'hydrogramme à l'exutoire de chaque sous-bassin versant.
- La troisième étape consiste à router les débits obtenus dans les différents biefs afin d'obtenir les débits aux points d'intérêt (Muskingum, onde cinématique, Muskingum-Cunge, Pulsations Modifiées, etc.).

[ZEGHDOUDLI, BOUDJEHEM.F, 2018]

#### IV.4.1.1 Fonction de Production

La fonction de production est un modèle qui permet de quantifier la part de la pluie d'une averse qui s'écoule dans les réseaux de drainage sous forme de ruissellement, et la part qui est retenue dans le bassin versant. La proportion de l'eau qui ne ruisselle pas est estimée à partir de deux processus : l'interception initiale et l'infiltration.

##### IV.4.1.1.A Modèle d'Infiltration de Green-Ampt

Le modèle de Green-Ampt est une approche simplifiée du mouvement de l'eau dans le sol, basée sur certains paramètres physiques du sol. La pluie qui arrive sur le sol y pénètre régulièrement selon un front d'humidification qui progresse en profondeur sous l'effet des forces de gravité et de succion.

[MARION.T, 2017]

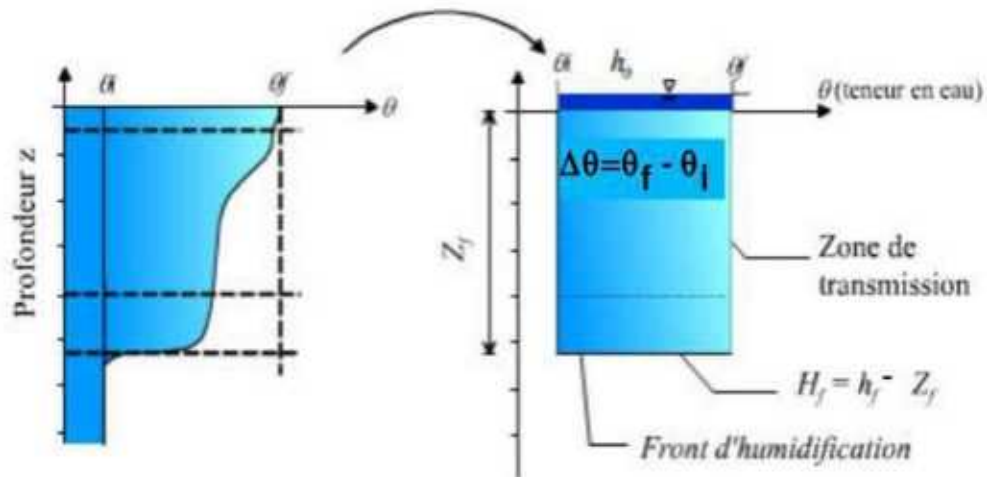


Figure III.2 : Processus d'infiltration selon Green-Ampt [MARION.T, 2017]

Les paramètres du modèle sont définis comme suit :

- $z_f$  : hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation (mm)
- $h_f$  : potentiel de succion au niveau du front d'humidification (mm),  $h_f < 0$
- $h_0$  : hauteur d'eau au niveau de la surface du sol (mm)
- $\theta_i$  : teneur en eau initiale du sol (%) |  $\theta_f$  : teneur en eau finale à saturation (%)
- $k_s$  : conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h)

**Remarque — Choix du modèle :** Le modèle de Green-Ampt a été retenu car il décrit de manière simplifiée et physiquement fondée le mouvement de l'eau dans le sol, en fonction de paramètres mesurables. Il est particulièrement adapté aux zones sahariennes où les sols présentent des caractéristiques bien définies.

Tableau IV.1 : Paramètres du modèle de Green-Ampt selon la texture du sol

| Texture du sol       | $k_s$ (mm/h) | $h_f$ (mm) | $\theta_f$ (%) | Capacité de rétention (%) |
|----------------------|--------------|------------|----------------|---------------------------|
| Sable                | 120,4        | 49         | 44             | 0,06                      |
| Sable limoneux       | 30,0         | 61         | 44             | 11                        |
| Limon sableux        | 10,9         | 110        | 45             | 19                        |
| Limon                | 3,3          | 89         | 46             | 23                        |
| Limon fin            | 6,6          | 170        | 5              | 28                        |
| Limon argilo-sableux | 1,5          | 220        | 4              | 24                        |
| Limon argileux       | 1,0          | 210        | 46             | 31                        |
| Argile fin argileux  | 1,02         | 270        | 47             | 34                        |
| Argile sableuse      | 0,51         | 240        | 43             | 32                        |
| Argile limoneuse     | 0,51         | 290        | 48             | 37                        |
| Argile               | 0,25         | 320        | 48             | 38                        |

Source : MARION.T, 2017

#### IV.4.1.1.B Modèle d'Infiltration d'Horton

C'est un modèle empirique développé durant les années 1930. Il exprime la décroissance exponentielle, au cours d'une averse, de la capacité d'infiltration du sol  $i(t)$  depuis une valeur initiale  $i_{max}$  jusqu'à une valeur limite  $i_{min}$  qui exprime le potentiel d'infiltration à saturation.

[MARION.T, 2017]

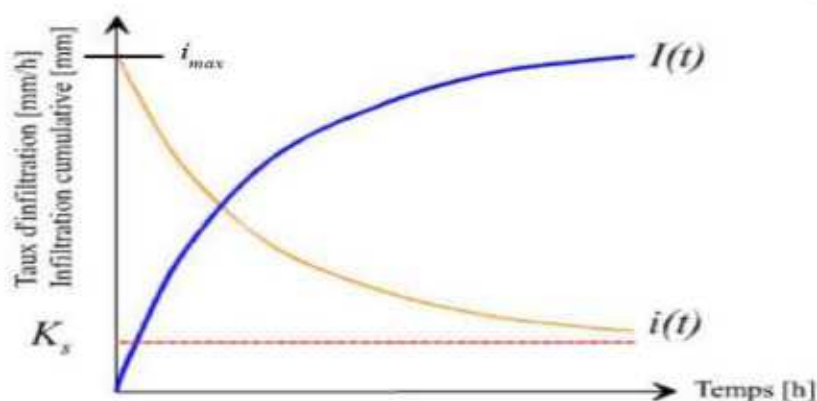


Figure IV.3 : Évolution de la capacité d'infiltration et de l'infiltration cumulative  
[MARION.T, 2017]

Le modèle d'Horton consiste à exprimer la capacité d'infiltration normale d'un sol sous la forme suivante :

$$I(t) = i_{min} + (i_{max} - i_{min}) \times e^{(-k \cdot t)}$$

Avec :

- $k$  : constante de temps ( $h^{-1}$ )
- $i_{max}$  : capacité d'infiltration maximale du sol (mm/h)
- $i_{min}$  : capacité d'infiltration minimale du sol  $\approx k_s$  (mm/h)

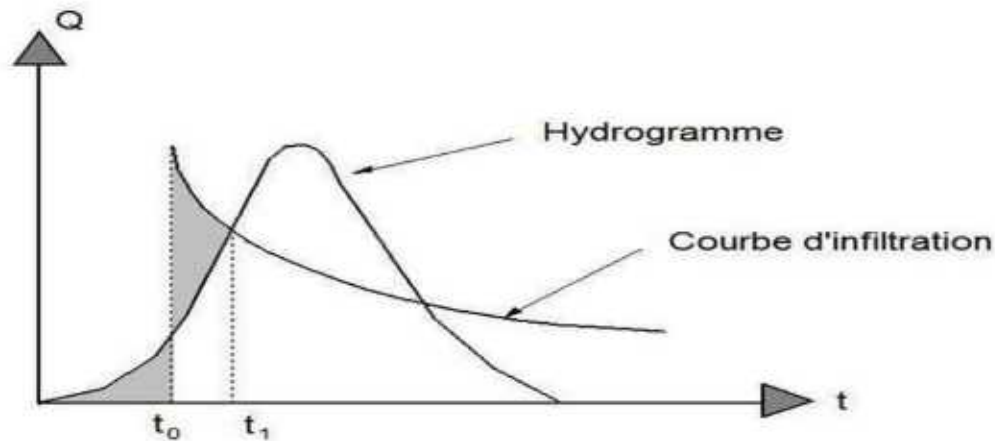


Figure IV.4 : Principe du décalage de la courbe d'infiltration [MARION.T, 2017]

Tableau IV.2 : Paramètres du modèle d'Horton selon le type de sol

| Type de sol                                     | $i_{max}$ (Max. Infil. Rate)           |
|-------------------------------------------------|----------------------------------------|
| <b>A) Sol SEC avec peu ou pas de végétation</b> |                                        |
| Sableux                                         | 125 mm/h                               |
| Limoneux                                        | 75 mm/h                                |
| Argileux                                        | 25 mm/h                                |
| <b>B) Sol SEC avec végétation dense</b>         | Multiplier par 2 les valeurs de A)     |
| <b>C) Sol HUMIDE</b>                            |                                        |
| Drainé (à la capacité au champ)                 | Diviser par 3 les valeurs de A) ou B)  |
| Proche de la saturation                         | Choisir une valeur proche de $i_{min}$ |
| Partiellement drainé                            | Diviser par 3 les valeurs de A) ou B)  |

Source : MARION.T, 2017

#### IV.4.1.2 Fonction de Transfert

Modéliser la transformation d'une averse en crue est une tâche complexe. La fonction de transfert est utilisée pour décrire la conversion de la lame de pluie nette, issue de la fonction de production, en débit. Les changements de débit dans le temps sont représentés graphiquement par un hydrogramme, qui est mesuré ou estimé à la sortie du bassin versant.

[ZEGHDOUDDI, BOUDJEHEM.F, 2018]

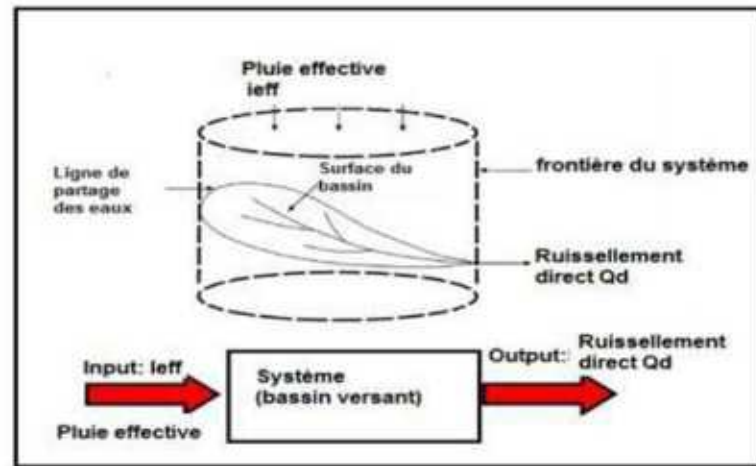


Figure IV.5 : Schéma de transformation pluie-ruissellement  
[ZEGHDOUDLI, BOUDJEHEM.F, 2018]

#### IV.4.1.2.A Modèle du Réservoir Linéaire

En hydrologie urbaine, le modèle du réservoir linéaire est largement utilisé pour modéliser la transformation d'une averse en une crue. Ce modèle est apprécié pour sa simplicité (un seul paramètre) et pour ses performances satisfaisantes sur des bassins versants de petite taille (jusqu'à 100 hectares) dotés d'un réseau d'assainissement traditionnel.

La variation temporelle du stockage est obtenue en soustrayant le débit sortant du débit entrant, ce qui repose sur le principe de la continuité :

$$dS/dt = Q_e(t) - Q_s(t)$$

Avec :

- $Q_e(t)$  : débit entrant ( $m^3/s$ )
- $S(t)$  : stockage ( $m^3$ )
- $Q_s(t)$  : débit sortant ( $m^3/s$ )

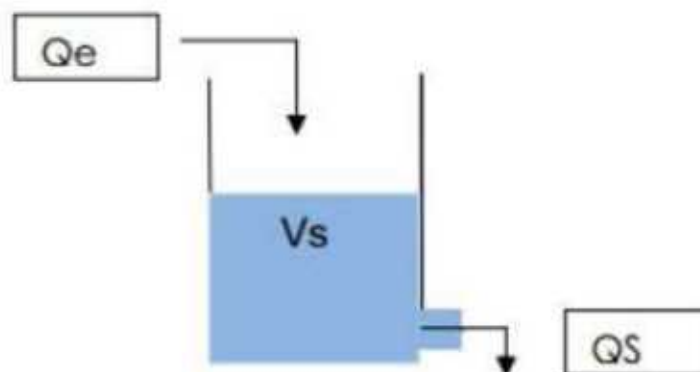


Figure IV.6 : Schéma du modèle de réservoir linéaire  
[ZEGHDOUDLI, BOUDJEHEM.F, 2018]

#### IV.4.1.2.B Modèle de Réservoir Non Linéaire

Des chercheurs ont suggéré l'utilisation de modèles de stockage non linéaire pour améliorer la représentation du caractère non linéaire des écoulements transitoires à surface libre. La méthode du réservoir non linéaire est basée sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning-Strickler.

[GHEDEIR.H, HERMA.H, 2017]

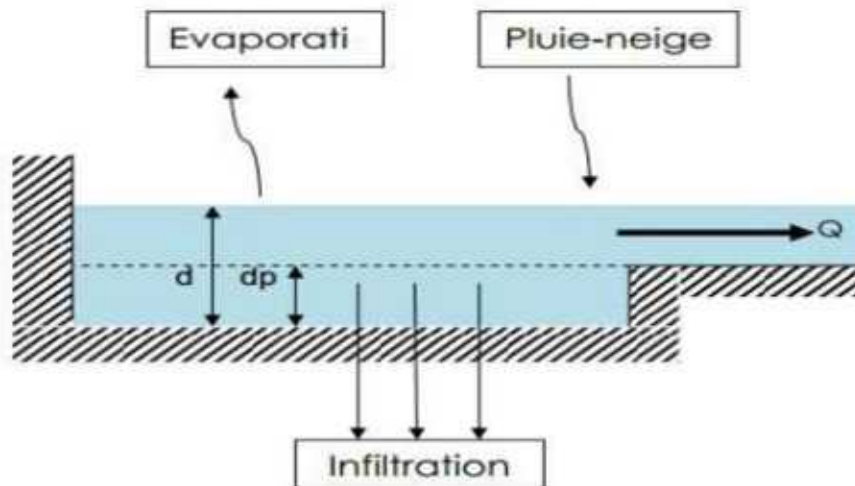


Figure IV.7 : Schéma du modèle de réservoir non linéaire

[GHEDEIR.H, HERMA.H, 2017]

L'équation de continuité s'écrit :

$$dV/dt = A \times (dd/dt) = A \times i - Q$$

L'équation de Manning-Strickler :

$$Q = (W/n) \times (d - dp)^{5/3} \times S^{1/2}$$

Avec :

- V : volume d'eau dans le bassin versant (m³) | A : surface du bassin versant (m²)
- d : tirant d'eau (m) | dp : hauteur d'eau stockée dans les dépressions (m)
- i : intensité de la pluie nette (mm/s) | Q : débit de sortie (m³/s)
- W : largeur du bassin (m) | n : coefficient de Manning | S : pente du terrain

La combinaison des deux équations donne l'équation différentielle des réservoirs non linéaires :

$$dd/dt = i - (W/A \cdot n) \times (d - dp)^{5/3} \times S^{1/2}$$

Cette équation est résolue selon la méthode itérative de Newton-Raphson pour obtenir la valeur de  $d_2$  à chaque pas de temps. Une fois cette valeur connue, le débit ruisselé est calculé par l'équation de Manning-Strickler.

[GHEDEIR.H, HERMA.H, 2017]

## IV.5 Laminage des Crues

La propagation des crues dans un cours d'eau implique la prise en compte des effets du stockage d'eau dans un bief sur le déplacement d'un hydrogramme de crue, ce qui rend ce processus plus complexe que dans un réservoir. Contrairement à un réservoir, où le stockage et le débit de sortie dépendent uniquement de l'élévation du plan d'eau, la surface du plan d'eau dans un bief ne reste pas toujours parallèle au fond.

La procédure de propagation de crue permet de déterminer l'hydrogramme à la sortie d'un réservoir ou d'un bief lorsque l'hydrogramme est connu à l'entrée. Le transport d'un hydrogramme à travers une conduite, une rivière ou un bassin affecte celui-ci, atténuant les pointes et allongeant les temps de base. Les premières équations pour décrire ce phénomène ont été formulées par Saint-Venant.

[ZEGHDOUDI, BOUDJEHEM.F, 2018]

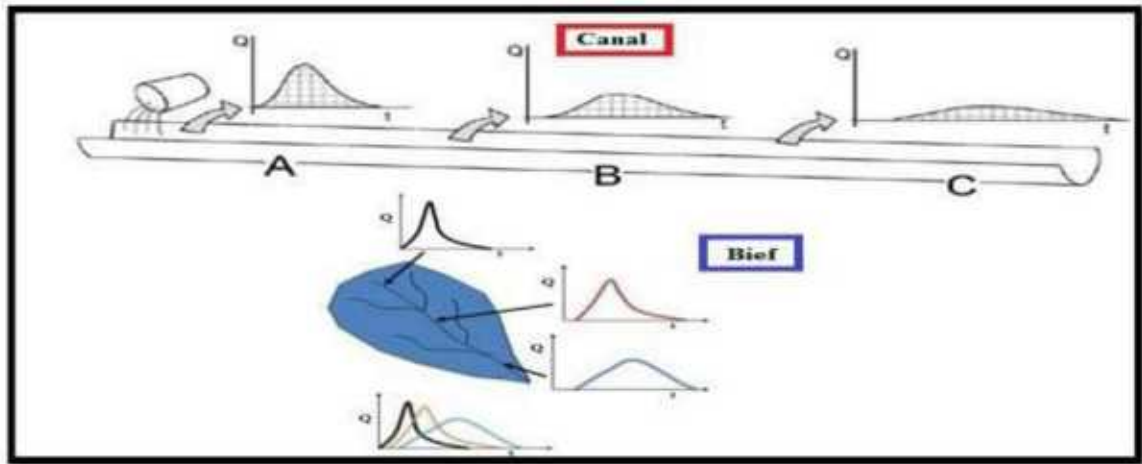


Figure IV.8 : Principe du laminage [ZEGHDOUDI, BOUDJEHEM.F, 2018]

## IV.6 Modèles Hydrauliques

### IV.6.1 Méthode de Barré de Saint-Venant

Pour modéliser l'écoulement graduellement varié et non permanent dans le réseau, on utilise les équations de Barré de Saint-Venant. Ces équations, au nombre de deux, expriment la conservation de la masse et de la quantité de mouvement tout au long de l'écoulement.

[MARION.T, 2017]

Équation de continuité (conservation de la masse) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (III.1)$$

Équation dynamique (conservation de la quantité de mouvement) :

$$(1/g) \times \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + J = 0 \quad (III.2)$$

Sous forme développée :

$$(1/g) \times \partial V / \partial t + (1/g) \times V \times \partial V / \partial x + \partial y / \partial x - i + J = 0 \quad (III.2')$$

#### IV.6.1.1 Modèle de Ruissellement de l'Onde Cinématique

Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente le bassin versant comme un canal rectangulaire à surface libre. Le débit entrant  $Q_e(t)$  correspond à l'excès de précipitations. Le débit sortant  $Q_s(t)$  est calculé à chaque pas de temps grâce à la formule de Manning-Strickler, à partir des caractéristiques du canal et de la hauteur  $h(t)$  de la lame d'eau.

[MARION.T, 2017]

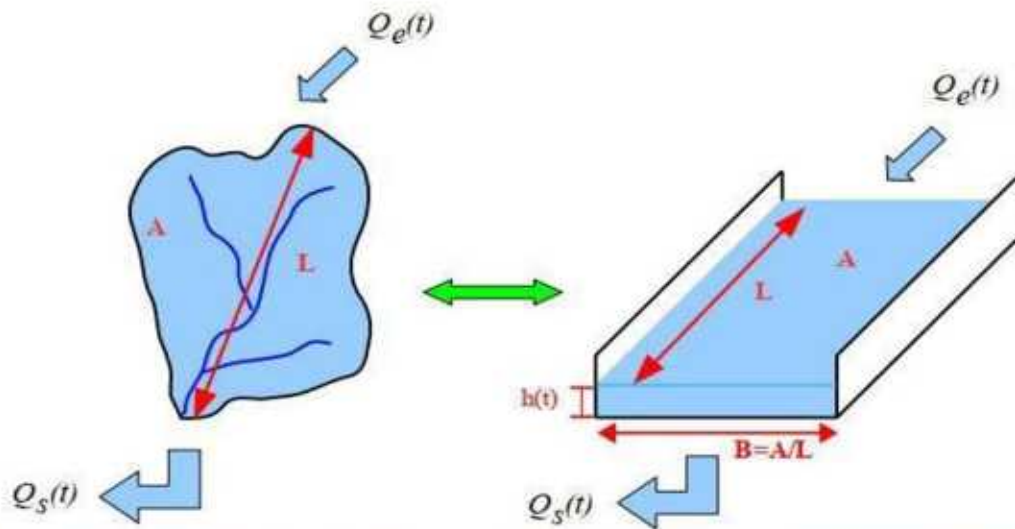


Figure IV.9 : Modèle de ruissellement de l'onde cinématique [MARION.T, 2017]

$$Q_s(t) = SH(t) \times RH(t)^{(2/3)} \times (1/n) \times S^{(1/2)}$$

Avec :

- $SH(t) = B \times h(t)$  (section mouillée)
- $RH(t) = B \times h(t) / (B + 2h(t)) \cong h(t)$  car  $h(t) \ll B$  (rayon hydraulique)

La loi de conservation du volume relie à chaque pas de temps la hauteur  $h(t)$  aux débits entrant et sortant :

$$dV(t)/dt = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{avec } V(t) = A \times h(t)$$

## IV.7 Interprétation des Résultats de Simulation

### IV.7.1 Choix du Modèle

L'objectif de cette étude est de développer un modèle capable de calculer les trois composantes de la vitesse moyenne, de la pression et des variables turbulentes d'un écoulement, et capable de reproduire les phénomènes observables les plus importants pour ce type d'écoulement.

[VAQUEZM, 2010]

### IV.7.2 Choix de la Méthode de Résolution

Plusieurs méthodes numériques ont été testées, conduisant à adopter la méthode aux volumes finis couplée avec un schéma de discrétisation de type power-law (Patankar, 1980). L'algorithme SIMPLE (Patankar & Spalding, 1980) est un algorithme de résolution numérique qui permet de calculer le champ de pression dans un écoulement incompressible en utilisant des grilles décalées.

Cette méthode est basée sur une approche itérative qui résout simultanément les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Elle est particulièrement adaptée aux matrices à diagonales dominantes, caractéristiques des équations de convection-diffusion du modèle.

*[VAQUEZM, 2010]*

## Conclusion

L'objectif de ce chapitre était de décrire en détail les différentes étapes à suivre pour la modélisation des réseaux d'assainissement, ainsi que les différentes fonctions de transformation pluie-débit par modélisation hydrologique et hydraulique. Les points essentiels retenus sont :

- La définition et les étapes de la modélisation en assainissement, en mettant en évidence les interactions entre expérience et théorie.
- Les fonctions de production (Green-Ampt, Horton) permettant de quantifier les pertes par infiltration et de déduire la pluie nette de la pluie brute.
- Les fonctions de transfert (réservoir linéaire et non linéaire, onde cinématique) permettant de transformer la pluie nette en hydrogramme de sortie à l'exutoire.
- Les modèles hydrauliques basés sur les équations de Barré de Saint-Venant pour simuler les écoulements non permanents dans les collecteurs.

Un exemple d'application de ces principes sur le réseau d'assainissement de la commune de Guemmar sera présenté dans le chapitre suivant, en utilisant le logiciel SWMM.

**CHAPITRE V :**  
**APPLICATION DU LOGICIEL**  
**SWMM5**

## CHAPITRE V : APPLICATION DU LOGICIEL SWMM AU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

### Introduction

En Algérie, les méthodes classiques de vérification des réseaux d'assainissement ne permettent qu'une estimation du débit de pointe à l'exutoire, sans renseigner sur le fonctionnement réel du réseau durant un événement pluvieux ni sur la localisation des points de dysfonctionnement.

Grâce aux avancées numériques, le logiciel SWMM5 (Storm Water Management Model version 5) permet de modéliser le comportement hydraulique du réseau en intégrant le paramètre temps dans les calculs. Ce chapitre présente les résultats de la simulation du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar pour 12 scénarios combinant **3 périodes de retour pluviométrique** ( $T = 2, 5$  et  $10$  ans) et **4 horizons démographiques** (2025, 2035, 2045 et 2055).

### V.1 Préparation des Données pour la Simulation

La préparation des données est l'étape la plus critique en modélisation, en raison du nombre important de paramètres à déterminer au niveau des bassins versants et de la difficulté d'évaluer certains paramètres tels que l'imperméabilisation dans les zones sahariennes.

#### I.1 Délimitation des Bassins Versants

La zone d'étude a été découpée en 70 sous-bassins versants homogènes (BV1 à BV70) couvrant une superficie totale de 27,05 ha, conformément aux bases classiques appliquées en assainissement.

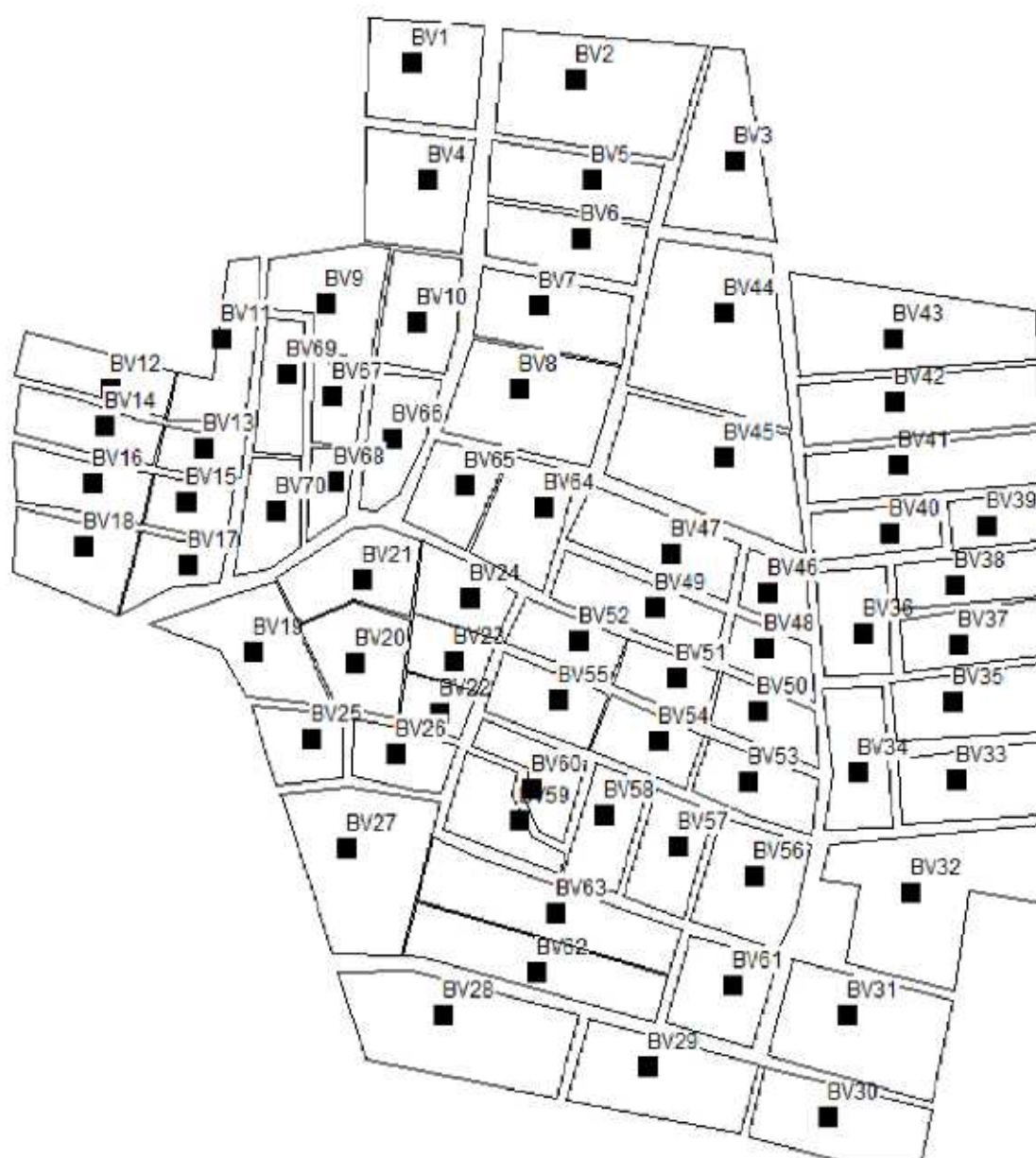
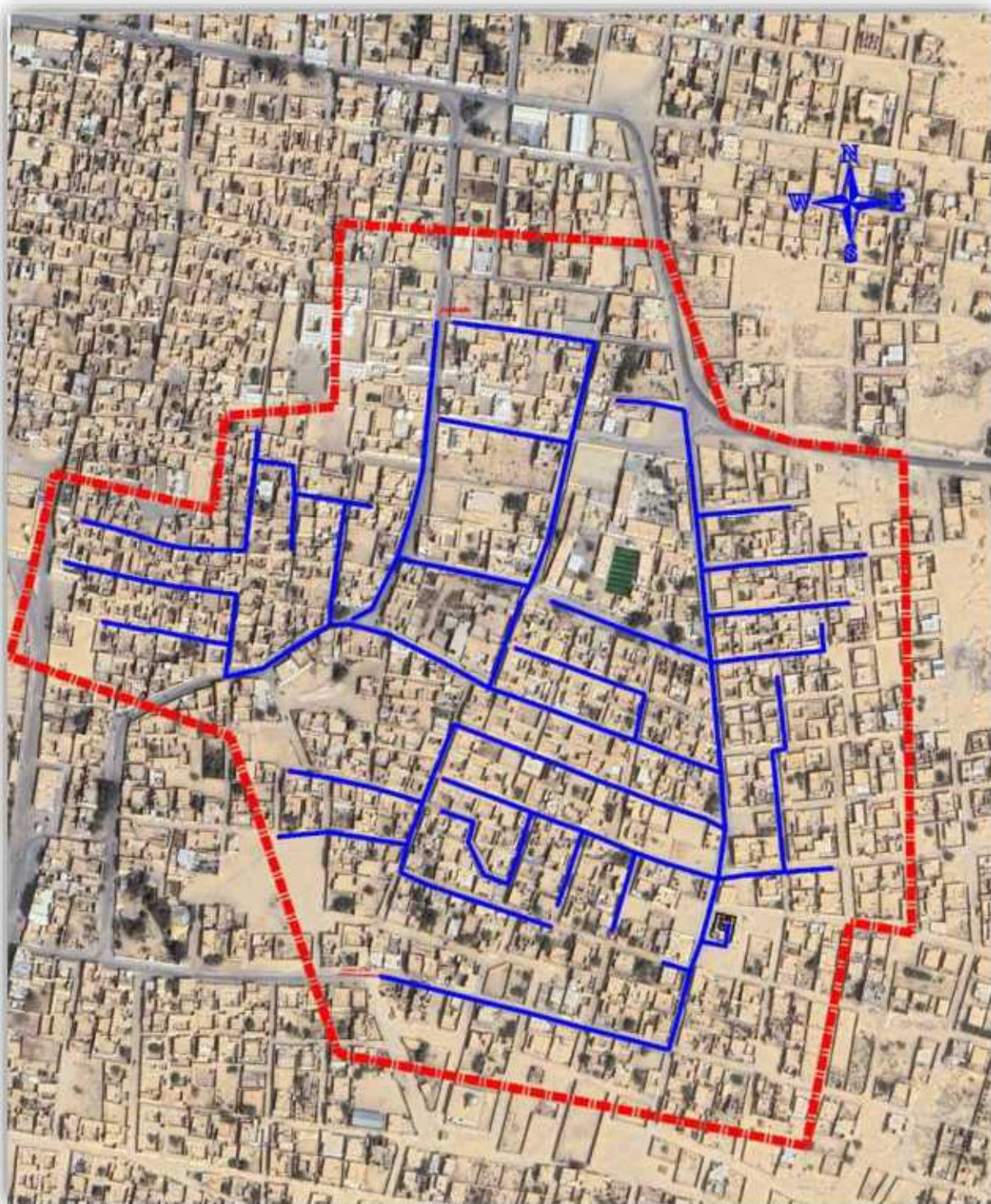


Figure V.1 : Délimitation des 70 sous-bassins versants — SWMM



**Figure V.1 : Vue satellitaire de la zone d'application avec Système d'assainissement existant**

### V.1.1 Construction du Modèle SWMM5

**Tableau V.1 : Composantes du modèle SWMM5 — Réseau de Guemmar**

| Composante            | Nombre     | Désignation          | Remarque               |
|-----------------------|------------|----------------------|------------------------|
| Sous-bassins versants | 70         | BV1 à BV70           | Superficie : 27,05 ha  |
| Nœuds (Regards)       | 170        | R1 à R171            | Unité : LPS            |
| Tronçons hydrauliques | 172        | C1 à C172            | Conduites circulaires  |
| Exutoire              | 1          | REJET                | Exutoire unique        |
| Longueur totale       | 6 008,67 m | Tronçons C1–C172     | Méthode des longueurs  |
| Pluies projet (TS1)   | 3          | T = 2, 5 et 10 ans   | 72 pas de 5 min chacun |
| Modèle d'infiltration | Green-Ampt | —                    | Sols sableux sahariens |
| Modèle hydraulique    | DYNWAVE    | Saint-Venant complet | Continuité + QDM       |

Source : Modèle SWMM5 — Commune de Guemmar, 2025

### V.1.2 Paramètres des Sous-Bassins Versants

**Tableau V.2 : Paramètres généraux des sous-bassins versants**

| Paramètre               | Valeur / Méthode       | Remarque                   |
|-------------------------|------------------------|----------------------------|
| Superficie totale       | 27,05 ha               | 70 sous-bassins homogènes  |
| Fraction imperméable    | 15 %                   | ANRH — Zone saharienne     |
| Modèle d'infiltration   | Green-Ampt             | $k_s = 120,4 \text{ mm/h}$ |
| Modèle de ruissellement | Réservoir non linéaire | Manning-Strickler          |
| FLOW_UNITS              | LPS                    | Litres par seconde         |

Source : Levé topographique — Commune de Guemmar, 2025

### V.1.3 Débits d'Eaux Usées par Horizon — Méthode des Longueurs

Les débits DWF (Dry Weather Flow) ont été distribués sur les 170 nœuds proportionnellement à la longueur du tronçon propre à chaque nœud :

**Tableau V.3 : Débits de pointe des eaux usées par horizon (Méthode des longueurs)**

| Horizon | Population (hab) | Q_EU total (L/s) | L_total (m) | q spécif. (L/s/m) | Q_EU (m³/s) |
|---------|------------------|------------------|-------------|-------------------|-------------|
| 2025    | 5 278            | 19,514           | 6 008,67    | 0,003248          | 0,019514    |
| 2035    | 7 044            | 24,739           | 6 008,67    | 0,004117          | 0,024739    |
| 2045    | 9 403            | 31,460           | 6 008,67    | 0,005236          | 0,031460    |
| 2055    | 12 544           | 40,238           | 6 008,67    | 0,006697          | 0,040238    |

## V.2 Réseau Modélisé sous SWMM5

Après introduction de toutes les caractéristiques et paramètres nécessaires, le réseau d'assainissement de Guemmar se présente sous SWMM5 avec 170 nœuds, 172 tronçons et 70 sous-bassins convergeant vers l'exutoire unique REJET.

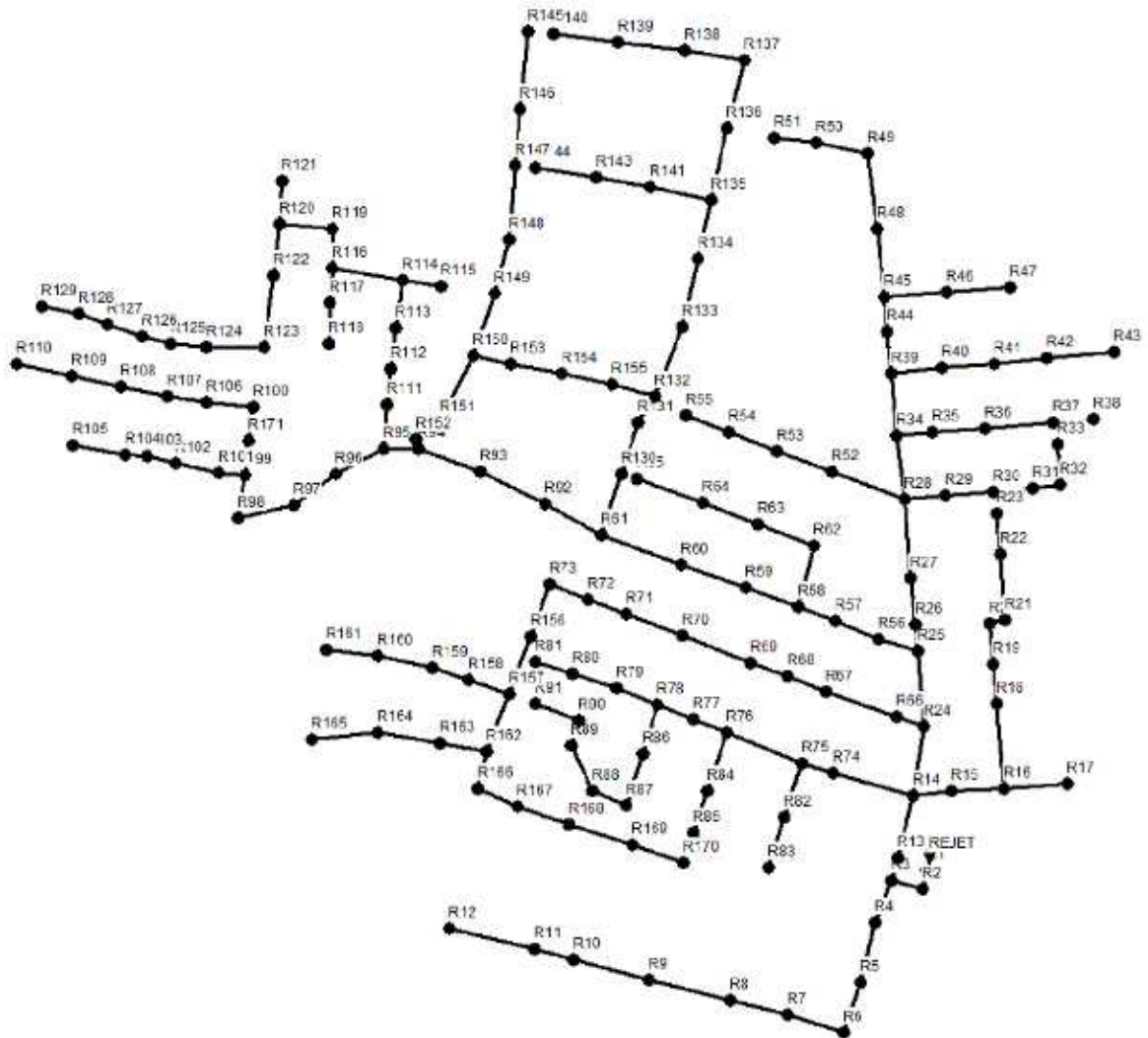


Figure V.2 : Réseau d'assainissement de la commune de Guemmar modélisé sous SWMM

## V.3 Simulations et Diagnostics du Réseau Modélisé

Le logiciel SWMM5 a été configuré avec le modèle d'infiltration Green-Ampt, particulièrement adapté aux sols sableux de la région d'El Oued. Douze simulations ont été effectuées (3 périodes de retour  $\times$  4 horizons), en gardant les caractéristiques du réseau constantes et en faisant varier uniquement les débits DWF selon l'horizon.

### V.3.1 Capacité Hydraulique des Tronçons

Un tronçon est dit surchargé lorsque la hauteur d'eau dépasse 75 % de son diamètre, c'est-à-dire lorsque le débit réel excède le débit à pleine section. Les tableaux suivants récapitulent les résultats pour les trois périodes de retour.

V.3.1.1 Période de retour  $T = 2$  ans

La pluie biennale constitue le scénario le moins contraignant ( $I_{\max} = 33,52$  mm/h). Les résultats montrent un nombre limité de nœuds en débordement (1 à 3) et une surcharge progressive avec l'augmentation du DWF.

Tableau V.4 : Résultats de simulation —  $T = 2$  ans, Horizons 2025 à 2055

| Paramètre                      | Horizon 2025  | Horizon 2035  | Horizon 2045  | Horizon 2055  | Unité          |
|--------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| <b>Q_EU injecté (DWF)</b>      | <b>19,514</b> | <b>24,739</b> | <b>31,460</b> | <b>40,238</b> | L/s            |
| <b>Q pointe total (REJET)</b>  | <b>61.59</b>  | <b>68.38</b>  | <b>77.12</b>  | <b>84.51</b>  | L/s            |
| <b>Volume total évacué</b>     | <b>860</b>    | <b>963</b>    | <b>1098</b>   | <b>1273</b>   | m <sup>3</sup> |
| <b>Heure de pointe</b>         | <b>01:32</b>  | <b>01:24</b>  | <b>01:17</b>  | <b>01:12</b>  | h.min          |
| <b>Nb tronçons surchargés</b>  | <b>52</b>     | <b>55</b>     | <b>59</b>     | <b>64</b>     | —              |
| <b>Nb nœuds en débordement</b> | <b>1</b>      | <b>2</b>      | <b>2</b>      | <b>3</b>      | —              |
| <b>Durée max surcharge</b>     | <b>340</b>    | <b>340</b>    | <b>341</b>    | <b>342</b>    | min            |
| <b>Vol. total débordé</b>      | <b>67</b>     | <b>74</b>     | <b>81</b>     | <b>92</b>     | m <sup>3</sup> |

Figure V.3 : Exemples de débordements aux nœuds critiques ( $T = 2$  ans, Horizon 2025)

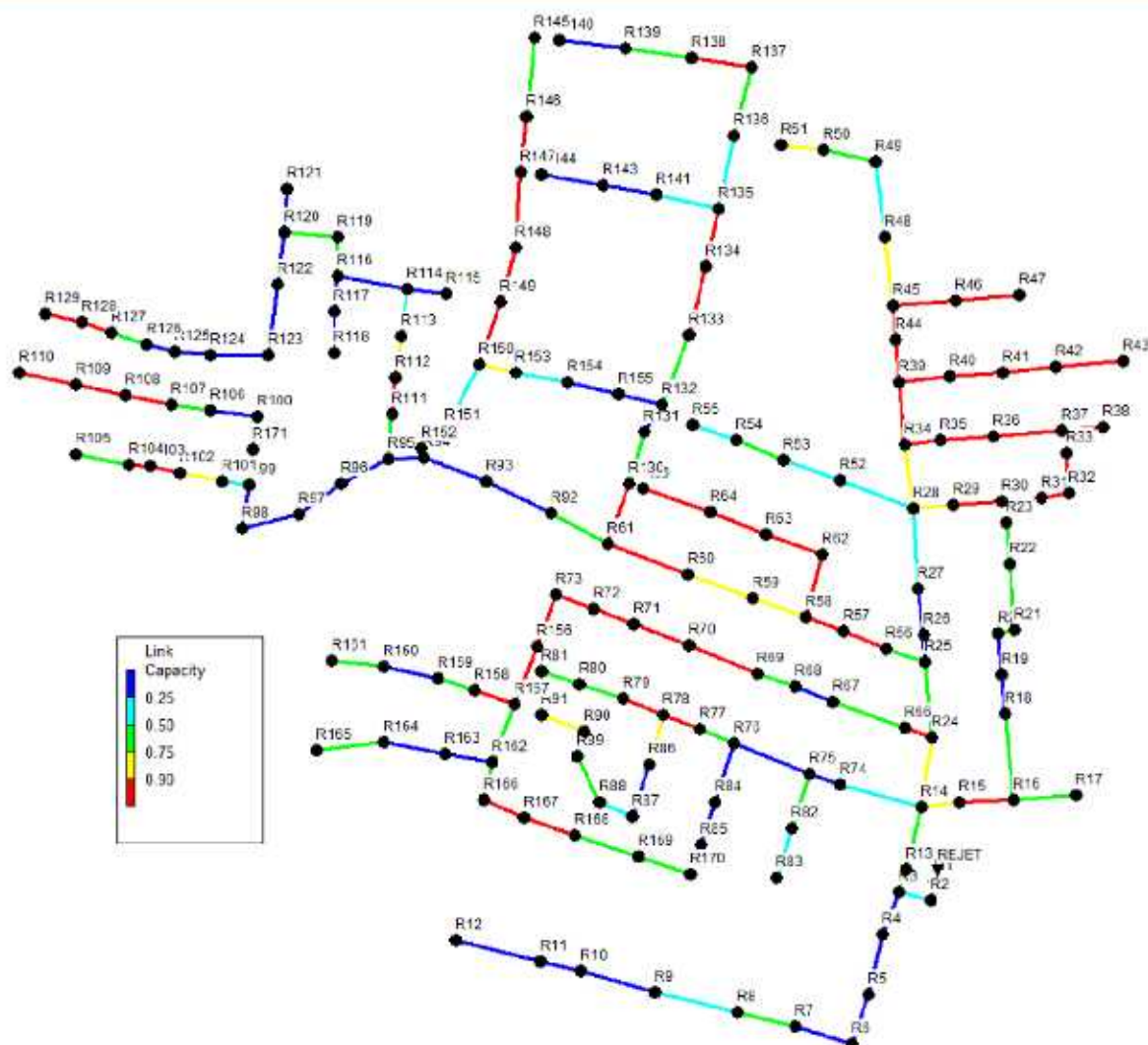


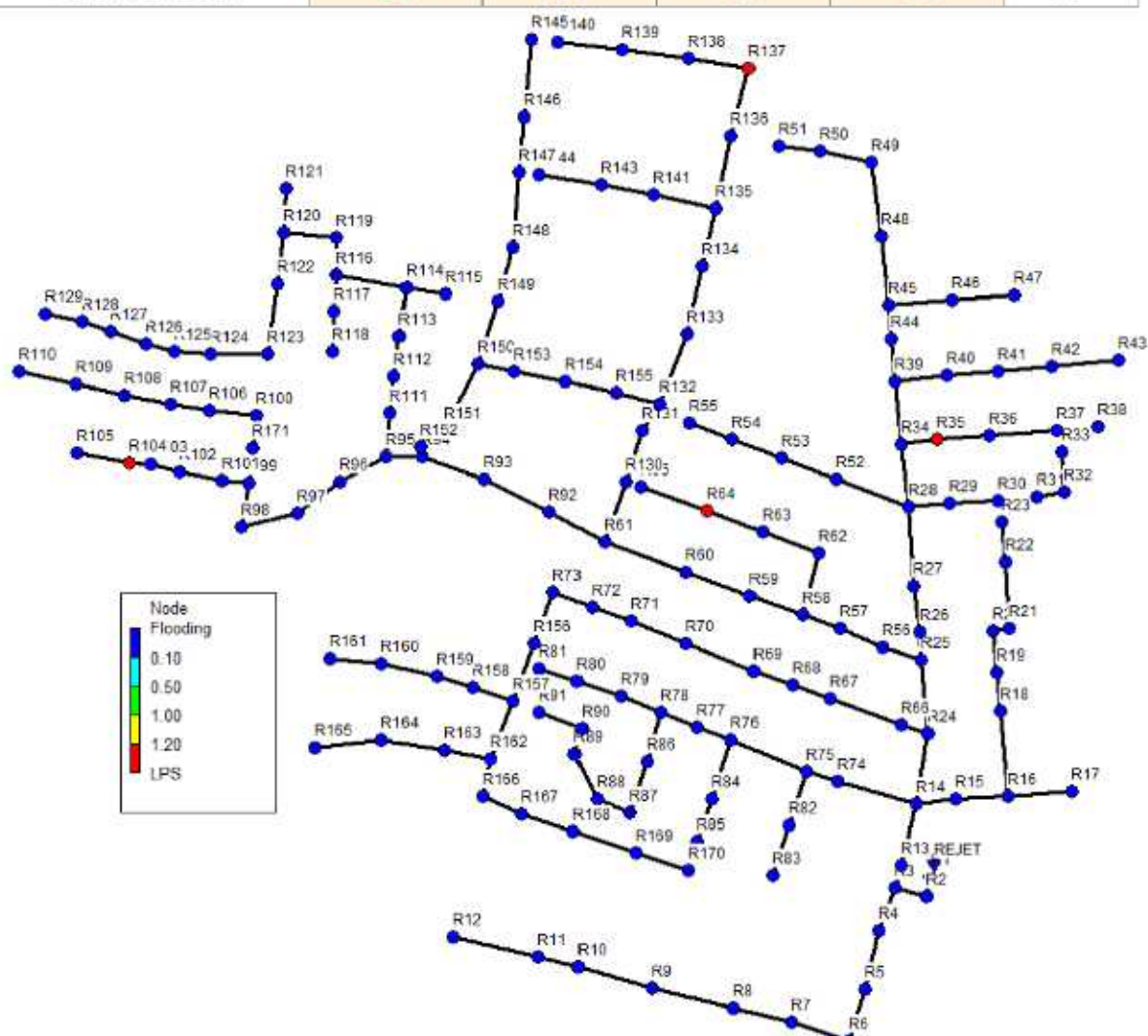
Figure V.4 : Exemples de surchargements aux trauons critiques  
(T = 2 ans, Horizon 2025)

V.3.1.2 Période de retour  $T = 5$  ans

La pluie quinquennale ( $I_{\max} = 67,96$  mm/h) est la plus représentative de l'état actuel du réseau. Elle révèle des insuffisances significatives avec 10 à 17 nœuds en débordement selon l'horizon, et plus de 93 tronçons surchargés.

Tableau V.5 : Résultats de simulation —  $T = 5$  ans, Horizons 2025 à 2055

| Paramètre                               | Horizon 2025  | Horizon 2035  | Horizon 2045 | Horizon 2055  | Unité          |
|-----------------------------------------|---------------|---------------|--------------|---------------|----------------|
| <b>Q<sub>EU</sub> injecté (DWF)</b>     | 19,514        | 24,739        | 31,460       | 40,238        | L/s            |
| <b>Q<sub>pointe</sub> total (REJET)</b> | <b>119.45</b> | <b>121.48</b> | <b>123.9</b> | <b>126.84</b> | L/s            |
| <b>Volume total évacué</b>              | <b>1800</b>   | <b>1879</b>   | <b>1973</b>  | <b>2083</b>   | m <sup>3</sup> |
| <b>Heure de pointe</b>                  | <b>00:57</b>  | <b>00:52</b>  | <b>00:52</b> | <b>00:47</b>  | h:min          |
| <b>Nb tronçons surchargés</b>           | <b>96</b>     | <b>93</b>     | <b>96</b>    | <b>98</b>     | —              |
| <b>Nb nœuds en débordement</b>          | <b>10</b>     | <b>12</b>     | <b>15</b>    | <b>15</b>     | —              |
| <b>Durée max surcharge</b>              | <b>347</b>    | <b>347</b>    | <b>347</b>   | <b>348</b>    | min            |
| <b>Vol. total débordé</b>               | <b>227</b>    | <b>260</b>    | <b>307</b>   | <b>380</b>    | m <sup>3</sup> |

Figure V.5 : Exemples de débordements aux nœuds critiques ( $T = 5$  ans, Horizon 2025)

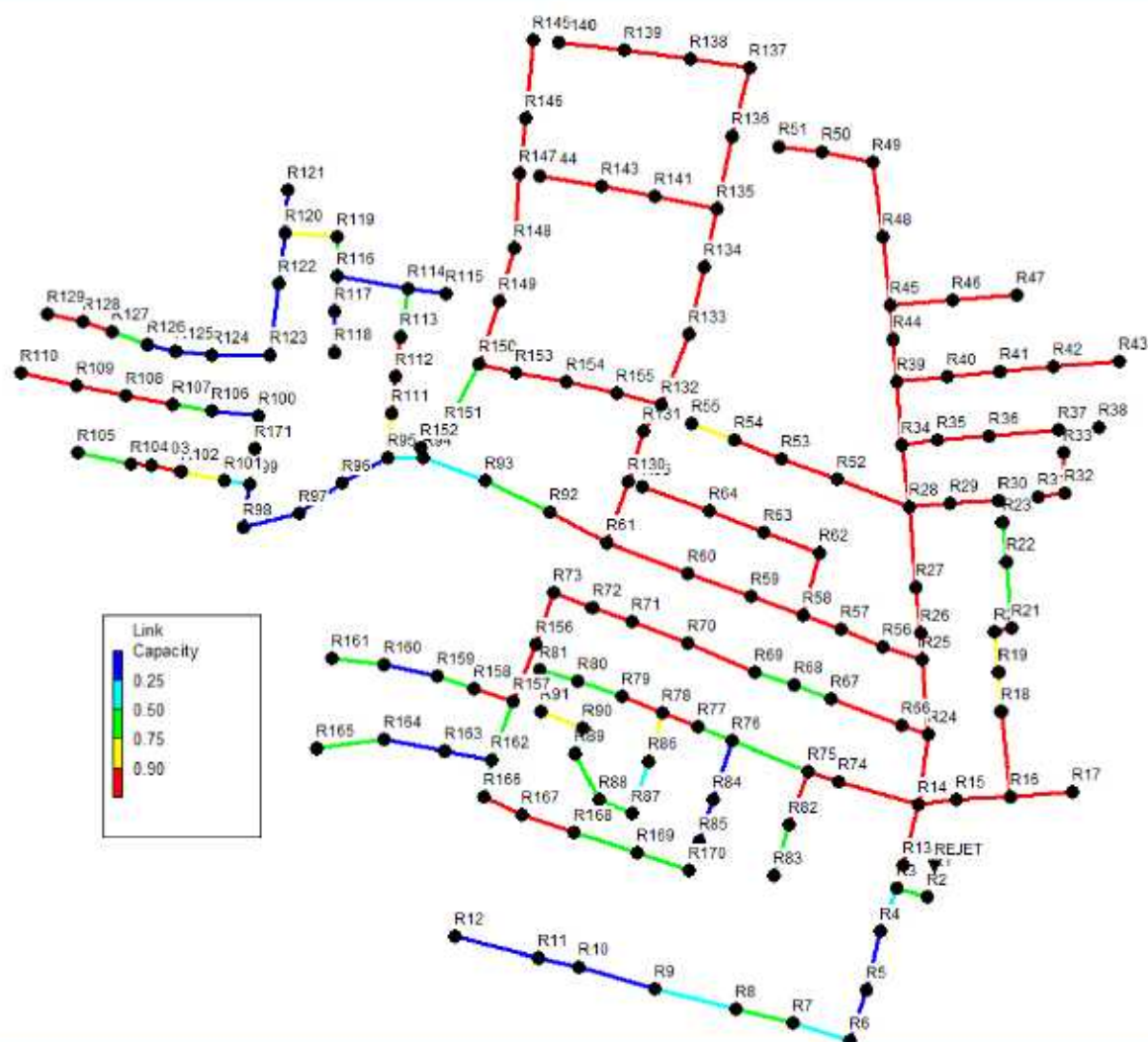


Figure V.6 : Exemples de surchargements aux trçons critiques  
(T =5 ans, Horizon 2025)

V.3.1.3 Période de retour  $T = 10$  ans

La pluie décennale ( $I_{\max} = 90,73$  mm/h) est le scénario de référence pour le dimensionnement. Elle met en évidence les tronçons structurellement sous-dimensionnés avec 21 à 27 nœuds en débordement et plus de 100 tronçons surchargés.

Tableau V.6 : Résultats de simulation —  $T = 10$  ans, Horizons 2025 à 2055

| Paramètre                      | Horizon 2025 | Horizon 2035 | Horizon 2045 | Horizon 2055 | Unité          |
|--------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|
| <b>Q_EU injecté (DWF)</b>      | 19,514       | 24,739       | 31,460       | 40,238       | L/s            |
| <b>Q pointe total (REJET)</b>  | 141.47       | 141.94       | 143.13       | 144.99       | L/s            |
| <b>Volume total évacué</b>     | 2233         | 2282         | 2337         | 2391         | m <sup>3</sup> |
| <b>Heure de pointe</b>         | 00:32        | 00:37        | 00:42        | 00:37        | h:min          |
| <b>Nb tronçons surchargés</b>  | 102          | 105          | 106          | 109          | —              |
| <b>Nb nœuds en débordement</b> | 21           | 23           | 24           | 27           | —              |
| <b>Durée max surcharge</b>     | 349          | 349          | 349          | 349          | min            |
| <b>Vol. total débordé</b>      | 584          | 641          | 722          | 845          | m <sup>3</sup> |

Figure V.7 : Exemples de débordements aux nœuds critiques ( $T = 10$  ans, Horizon 2025)

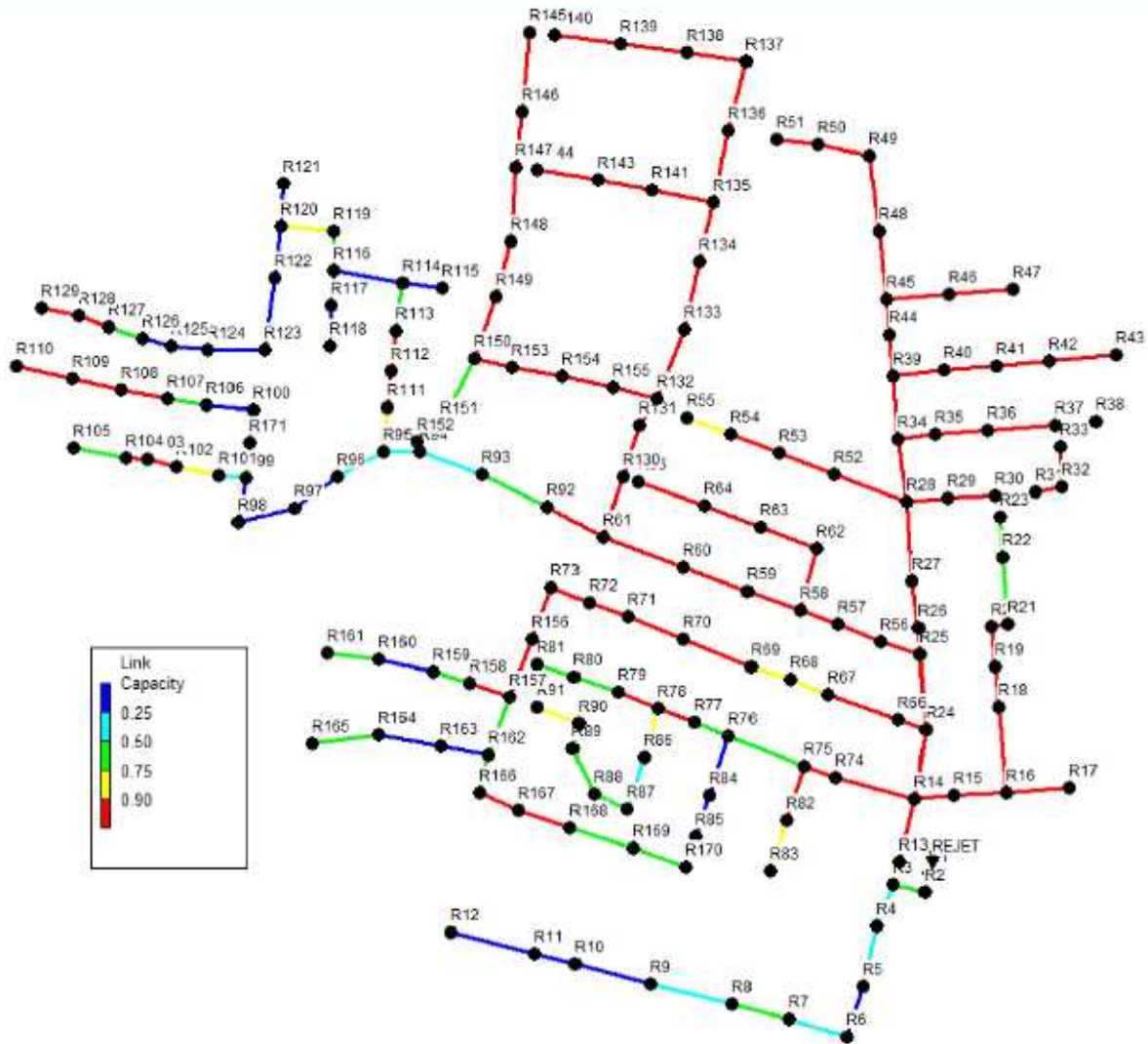


Figure V.8 : Exemples de surchargements aux trçons critiques  
(T = 10 ans, Horizon 2025)

### V.3.2 Points de Débordement, Volumes Débordés et Durées

Un débordement survient lorsque la cote piézométrique en un nœud dépasse la cote du terrain naturel. L'impact du débordement est fonction de sa durée et du volume d'eau rejeté en surface.

Tableau V.7 : Nombre de points de débordement dans le réseau selon T et l'horizon

| Période de retour | Horizon 2025 | Horizon 2035 | Horizon 2045 | Horizon 2055 |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| T = 2 ans         | 1            | 2            | 2            | 3            |
| T = 5 ans         | 10           | 12           | 15           | 15           |
| T = 10 ans        | 21           | 23           | 24           | 27           |

Les nœuds les plus critiques identifiés lors des simulations pour T = 5 ans et T = 10 ans (Horizon 2025) sont R104, R35, R64 et R137. Le nœud R104 présente la durée de débordement la plus longue (5,52 h pour T = 2 ans, 5,72 h pour T = 5 ans).

### V.3.3 Synthèse Générale — Toutes Combinaisons T × Horizon

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des résultats des 12 simulations. Il constitue la synthèse complète de l'évaluation hydraulique du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar.

Tableau V.8 : Synthèse générale des 12 simulations SWMM

| T<br>(ans) | Horizon | Q EU<br>(L/s) | Q pointe<br>REJET (L/s) | Vol. évacué<br>(m³) | Tronç.<br>surch. (nb) | Nœuds<br>deb. (nb) | Sur. max<br>(min) |
|------------|---------|---------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|--------------------|-------------------|
| 2          | 2025    | 19,514        | 61,59                   | 860                 | 52                    | 1                  | 340               |
| 2          | 2035    | 24,739        | 68,38                   | 963                 | 55                    | 2                  | 340               |
| 2          | 2045    | 31,460        | 77,12                   | 1 098               | 59                    | 2                  | 341               |
| 2          | 2055    | 40,238        | 84,51                   | 1 273               | 64                    | 3                  | 342               |
| 5          | 2025    | 19,514        | 119,45                  | 1 800               | 96                    | 10                 | 347               |
| 5          | 2035    | 24,739        | 121,48                  | 1 879               | 93                    | 12                 | 347               |
| 5          | 2045    | 31,460        | 123,90                  | 1 973               | 96                    | 15                 | 347               |
| 5          | 2055    | 40,238        | 126,84                  | 2 083               | 98                    | 15                 | 348               |
| 10         | 2025    | 19,514        | 141,47                  | 2 233               | 102                   | 21                 | 349               |
| 10         | 2035    | 24,739        | 141,94                  | 2 282               | 105                   | 23                 | 349               |
| 10         | 2045    | 31,460        | 143,13                  | 2 337               | 106                   | 24                 | 349               |
| 10         | 2055    | 40,238        | 144,99                  | 2 391               | 109                   | 27                 | 349               |

### Conclusion

La simulation du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar à l'aide du logiciel SWMM5 a permis d'évaluer la performance hydraulique du réseau pour 12 scénarios combinant 3 périodes de retour ( $T = 2, 5$  et  $10$  ans) et 4 horizons démographiques (2025–2055). Les principaux constats sont les suivants :

- Le réseau présente des insuffisances dès la pluie biennale ( $T = 2$  ans) avec 52 à 64 tronçons surchargés selon l'horizon, confirmant un sous-dimensionnement structurel.
- Pour la pluie décennale ( $T = 10$  ans, scénario de référence), le nombre de tronçons surchargés atteint 102 à 109, avec 21 à 27 nœuds en débordement selon l'horizon.
- Le tronçon C111 est le plus critique avec une durée de surcharge de 339 à 349 minutes pour toutes les simulations.
- L'augmentation des DWF de 19,514 L/s (2025) à 40,238 L/s (2055), soit +106 %, aggrave progressivement la charge hydraulique : le débit de pointe à l'exutoire REJET passe de 61,59 L/s à 84,51 L/s pour  $T = 2$  ans, et de 141,47 à 144,99 L/s pour  $T = 10$  ans.
- Les volumes débordés augmentent significativement avec  $T$  : 67–92 m<sup>3</sup> ( $T = 2$  ans), 227–380 m<sup>3</sup> ( $T = 5$  ans), et 584–845 m<sup>3</sup> ( $T = 10$  ans) selon l'horizon.
- Les nœuds les plus critiques (R104, R35, R64, R137) constituent les priorités d'intervention pour la réhabilitation du réseau.

Ces résultats constituent la base indispensable pour l'élaboration du plan de dimensionnement et de réhabilitation du réseau d'assainissement de Guemmar, objet du chapitre suivant.

## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

À travers ce travail, nous avons envisagé d'évaluer les résultats de la modélisation hydraulique du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar en utilisant le logiciel SWMM5.

La simulation du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar a révélé les points suivants :

- Le réseau en question ne répond pas en toute sécurité aux exigences d'évacuation des eaux usées et pluviales pour l'ensemble des simulations effectuées, dès la pluie biennale ( $T = 2$  ans).
- En se basant sur le diagnostic réalisé, nous avons soulevé des problèmes de type hydraulique : le sous-dimensionnement de 52 à 109 tronçons selon le scénario, les débordements des regards avec des volumes atteignant  $845 \text{ m}^3$  à l'horizon 2055 pour  $T = 10$  ans, et le dysfonctionnement du tronçon C111 qui demeure le maillon le plus critique avec une surcharge de 339 à 349 minutes dans toutes les simulations.
- Le réseau connaît un nombre important de points noirs ; ce nombre augmente et l'état des parties affectées s'aggrave avec l'intensité de la pluie et l'horizon démographique, en provoquant des débordements de longues durées et de volumes importants. Les nœuds R104 (débordement de 5,72 h), R64, R35 et R137 constituent les points noirs majeurs du réseau.
- L'augmentation des débits d'eaux usées entre 2025 ( $19,514 \text{ L/s}$ ) et 2055 ( $40,238 \text{ L/s}$ ), soit une hausse de 106 %, aggrave progressivement la charge hydraulique et accroît le nombre de points de débordement, qui passe de 21 nœuds (2025) à 27 nœuds (2055) pour  $T = 10$  ans.
- Le modèle signale l'existence de zones critiques à revoir en première priorité, notamment les tronçons C111, C25, C80, C33 et C45, ainsi que les nœuds R104, R64, R35 et R137.

En analysant l'ensemble des résultats des simulations, et en vue d'améliorer le comportement du réseau d'assainissement, nous pouvons donner les propositions suivantes :

- Le tronçon C111, surchargé dans l'ensemble des 12 simulations avec une durée maximale de 349 minutes, doit être prioritairement redimensionné par augmentation de son diamètre. Il constitue le goulot d'étranglement principal de tout le réseau amont.
- Les tronçons alimentant les nœuds R104, R64, R35 et R137 présentent des sous-dimensionnements inacceptables dès la pluie quinquennale ; ils doivent être renforcés en urgence par augmentation de leurs diamètres, dimensionnés pour l'horizon 2055.

## Conclusions et Recommandations

---

- Les zones de débordement avérées, notamment aux abords des nœuds R104, R64, R35 et R137, nécessitent des travaux de renforcement de première priorité afin d'éliminer les risques d'inondation urbaine récurrents.
- Compte tenu de la croissance démographique soutenue de 2,9 % par an, tout redimensionnement du réseau doit être planifié pour l'horizon 2055 (DWF = 40,238 L/s), afin d'éviter des interventions répétées et d'optimiser le coût des travaux.
- Un programme de curage périodique préventif doit être élaboré pour l'ensemble des collecteurs primaires et secondaires du réseau d'assainissement de la commune de Guemmar, afin de maintenir les performances hydrauliques nominales et de prévenir toute dégradation supplémentaire.
- En cas de pluie de forte intensité ( $T = 10$  ans ou supérieure), un plan de prévention doit être mis en œuvre afin de prévenir la population concernée avant l'atteinte de la capacité maximale du réseau.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] AZZOUZ A., BETTAHAR N., 2009. Cours d'hydraulique urbaine, réseau d'assainissement. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran.
- [2] CHEDDANI S., MESKER M., 2013. Modélisation du réseau d'assainissement par SWMM. Mémoire de Master, Université de Tlemcen.
- [3] GHEDEIR H., HERMA H., 2017. Simulation hydraulique des réseaux d'assainissement par SWMM. Mémoire de Master, Université d'Ouargla.
- [4] GHAMMIT A., DJENDI M., 2018. Étude et modélisation d'un réseau d'assainissement. Mémoire de Master, Université de Blida.
- [5] KADRI B., 2020. Application du logiciel SWMM5 à la modélisation du réseau d'assainissement. Mémoire de Master, Université d'El Oued.
- [6] MARION T., 2017. Storm Water Management Model — Guide de l'utilisateur. INSA de Lyon.
- [7] REHAHLA L., 2016. Dimensionnement et modélisation du réseau d'assainissement saharien. Mémoire de Magister, Université de Biskra.
- [8] SATIN M., SELMI B., VOSGES B., 2006. Guide technique de l'assainissement, 3<sup>e</sup> éd. Le Moniteur, Paris.
- [9] VAQUEZ M., 2010. Modélisation hydrologique et hydraulique des réseaux urbains par SWMM. Université Polytechnique de Barcelone.
- [10] ZEGHDOUDI I., BOUDJEHEM F., 2018. Étude de modélisation hydraulique d'un réseau unitaire. Mémoire de Master, Université de Constantine.
- [11] ANRH, 1989. Étude des ressources en eaux du Sahara algérien. Agence Nationale des Ressources Hydrauliques, Alger.
- [12] DTR B.C. 2.41, 1994. Conditions techniques d'implantation des ouvrages d'assainissement. Ministère de l'Habitat, Algérie.
- [13] EPA, 2016. Storm Water Management Model — User's Manual Version 5.1. US Environmental Protection Agency.
- [14] ONA, 2024. Données techniques du réseau d'assainissement de Guemmar. Office National de l'Assainissement, El Oued.
- [15] ONM, 2019. Données climatiques de la station d'El Oued (1976–2018). Office National de la Météorologie, Alger.
- [16] Water Environment Federation, 1970. Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. WEF, Virginia.