



Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme
de Licence professionnelle en :

Génie de l'Eau

Thème :

**Etude d'assainissement de la localité d'Ouled Mendil la
commune de Douera -Wilaya d'Alger-**

Réalisé par :

M^r. ADERKICHI Zineddine

Encadré par :

M^r. YAHIAOUI Abd Elhalim Maitre de Conférence Classe A / IT, Univ-Bouira

M^{me}. MAAMAR Ingénieur / Direction des Ressources en Eau wilaya d'Alger

Soutenu devant le jury composé de :

Présidente : M^{me}. BOUAKLINE Hanane

Maitre-assistant / IT, Univ-Bouira

Examineur : M^r. DJAFER KHODJA Hakim

Maitre de Conférence / IT, Univ-Bouira

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciement.

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de la force et de la sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Je tiens à remercier :

Mon encadreur Mr. YAHIAOUI Abd Elhalim. Pour avoir contribué à l'élaboration de ce mémoire, par ces conseils et ses bonnes orientations.

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes enseignants qui m'ont préparé théoriquement et pratiquement durant les trois ans de formations, ainsi que tout le corps administratif de l'institut de Technologie –Bouira-

Dédicace.

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parents et ma sœur pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je le dédie également à :

A tous mes amis Bilal, Aissa, Mouloud, Karim, Koceila, Sidali, Amine, Youghorta, Mouh, Ali, Yanis, Ghiles et tous mes amis de la promotion 2022.

Sommaire

Remerciement.

Dédicace.

Sommaire.

Liste des tableaux.

Liste des figures.

Résumé

Introduction générale..... 1

Chapitre I. Généralités sur l'assainissement

Introduction..... 3

1. Différents systèmes des réseaux d'assainissement..... 3

1.1. Système unitaire..... 3

1.2. Systèmes séparatifs..... 3

1.3. Système Pseudo-séparatif..... 3

2. Différents schémas d'évacuations..... 4

2.1 Schéma perpendiculaire..... 4

2.2. Schéma à déplacement latéral..... 4

2.3. Schéma de collecteur par zones étagées..... 5

2.4. Schémas sectionnels..... 5

2.4.1. Schéma sectionnel à centre collecteur unique..... 5

2.4.2. Schéma d'équipement radial..... 5

2.5. Schéma à collecte transversale ou oblique..... 6

3. Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout..... 6

3.1. Les ouvrages principaux..... 7

3.1.1. Canalisations :..... 7

3.1.2. Joints..... 7

3.2. Les ouvrages annexes..... 7

3.2.1. La boîte de branchement..... 7

3.2.2. Les caniveaux..... 8

3.2.3. Les bouches d'égout..... 8

3.2.4. Les regards..... 9

3.2.5. Les déversoirs d'orage..... 9

Conclusion..... 11

Chapitre II. Présentation de la DRE et le diagnostic de la situation actuelle

Introduction..... 13

1. Présentation de la direction des ressources en eau..... 13

1.1. Présentation du service d'assainissement..... 13

1.2. Organigramme actuel de la direction des ressources en eau de la wilaya d'Alger..... 14

2.	<i>Présentation de la localité d'Ouled Mendil.</i>	15
3.	<i>Diagnostic de la situation actuelle.</i>	17
	Conclusion	18

Chapitre III. Evaluation des débits des eaux pluviales et des eaux usées

	Introduction	20
1.	<i>Estimation des débits des eaux pluviales.</i>	20
1.1.	<i>Coefficients de Montana.</i>	20
1.2.	<i>Calcul des débits des eaux pluviales.</i>	20
1.2.1.	<i>Calcul des coefficients U, V, W et K :</i>	21
1.2.2.	<i>La formule finale du débit brute.</i>	21
1.2.3.	<i>Coefficient correcteur m.</i>	21
1.2.4.	<i>La formule du débit Corrigé.</i>	21
1.2.5.	<i>Validité de la méthode superficielle :</i>	22
1.2.6.	<i>Pente moyenne des sous bassins :</i>	22
1.3.	<i>Description du réseau à réaliser.</i>	22
1.4.	<i>Paramètres équivalents d'un groupement des sous bassins.</i>	27
2.	<i>Estimation des débits des eaux usées.</i>	31
2.1.	<i>Estimation de la population.</i>	31
2.2.	<i>Calcul des débits des eaux usées.</i>	32
2.2.1.	<i>Débit moyen journalier.</i>	32
2.2.2.	<i>Débit moyen usé.</i>	32
2.2.3.	<i>Débit de pointe usé.</i>	32
3.	<i>Etude hydraulique.</i>	34
3.1.	<i>La formule de Manning-Strickler :</i>	34
3.2.	<i>Le calcul du diamètre :</i>	34
3.3.	<i>Vérification de la loi d'auto-curage :</i>	36
4.	<i>Déversoir d'orage.</i>	46
4.1.	<i>Déversoir d'orage n°01 (Type latéral).</i>	46
4.2.	<i>Déversoir d'orage n°02 (Type latéral).</i>	47
4.3.	<i>Déversoir d'orage n°03 (Type latéral).</i>	48
	Conclusion	49
	Conclusion générale	50
	Bibliographie	51

Liste des tableaux.

Tableau 1. La division des bassins versants	23
Tableau 2. Calcul des débits des eaux pluviales	25
Tableau 3. Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin	27
Tableau 4. Calcul des eaux pluviales (Montage des sous bassins)	29
Tableau 5. Estimation de la population aux différents horizons	31
Tableau 6. Calcul des débits des eaux usées	33
Tableau 7. Calcul hydraulique	37
Tableau 8. Vérification de la loi d'auto-curage.....	40
Tableau 9. Etude hydraulique avec augmentation de la pente	43
Tableau 10. Calcul hydraulique avec la nouvelle pente	45

Liste des figures.

Figure 1. Schéma perpendiculaire (google, s.d.)	4
Figure 2. Schéma à déplacement latéral (google, s.d.)	4
Figure 3. Schéma de collecteur par zones étagées (google, s.d.)	5
Figure 4. Schémas sectionnels (google, s.d.)	5
Figure 5. Schéma d'équipement radial (google, s.d.)	6
Figure 6. Schéma à collecte transversale ou oblique (google, s.d.)	6
Figure 7. Canalisation circulaire (google, s.d.)	7
Figure 8. Canalisation ovoïde (google, s.d.)	7
Figure 9. Boîte de branchement (google, s.d.)	8
Figure 10. Caniveau (google, s.d.)	8
Figure 11. Bouche d'égout (google, s.d.)	9
Figure 12. Déversoir d'orage (Jean-Claude Guignard, 2017)	10
Figure 13. Schéma de déversoir d'orage à seuil latéral (Jean-Claude Guignard, 2017)	10
Figure 14. Schéma de déversoir d'orage à seuil frontal (Jean-Claude Guignard, 2017)	11
Figure 15. Organigramme de la DRE d'Alger	14
Figure 16. Localisation de la localité d'Ouled Mendil (google earth, s.d.)	16
Figure 17. Colmatage des sorties des collecteurs dans le regard (Image)	17
Figure 18. Envasement total de rejet qui se trouve sur le lit d'oued (Image)	18
Figure 19. Ouverture impossible de ce regard (Image)	18
Figure 20. Réseau d'assainissement à réaliser et le schéma de calcul	24
Figure 21. Deux bassins en série	27
Figure 22. Deux bassins en parallèle	28

ملخص.

هذه الدراسة تتضمن مختلف الوسائل النظرية وكذلك حسابات تحديد أبعاد شبكات الصرف الصحي لمركز بلدية دويرة بولاية الجزائر.

قمنا بتعريف منطقة الدراسة وكذلك بإعطاء لمحة شاملة وعامة في مجال دراسة تقييم المقدار الكمي للمياه المستعملة ومياه الأمطار للمدينة. ثم قمنا بحساب أقطار القنوات.

الكلمات المفتاحية:

شبكات الصرف الصحي، المقدار الكمي للمياه المستعملة، ومياه الأمطار، أقطار القنوات.

Résumé.

Cette étude consiste à donner les différentes étapes théoriques, aussi les calculs de dimensionnement d'assainissement de la localité de Ouled Mendil de la commune de Douera wilaya d'Alger.

Premièrement nous avons donné un aperçu générale du milieu étude suivi d'une évaluation des débits des eaux usées et pluviales de la commune. Après on a dimensionné le réseau d'assainissement.

Mots clés :

Dimensionnement d'assainissement, évaluation des débits des eaux usées et pluviales.

Abstract.

This study aims to design the sewer network of Douera city (in Algiers department), explaining also the various theoretical stages to achieve similar studies.

Firstly, we explain the details of the used data the study area: topographic and hydrologic parameters used in the computing of the wastewater discharge, the pipe slope and the flow velocity. The network, respecting the self-cleansing and the admissible velocity conditions, covers all the neighborhoods of Ouled Mendil.

Keywords:

Sewer network, wastewater, admissible velocity.

Introduction générale.

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux de toutes natures ne doivent pas laissées ruisseler naturellement, elles doivent être canalisées vers des stations d'épuration avant leur rejet définitif.

L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voies hydraulique des eaux usées et pluviales. On distingue trois catégories des eaux : Les eaux de précipitations, les usées d'origine domestique et les eaux industrielles.

Le rôle d'un réseau d'assainissement est triple : Assurer la protection contre les inondations, permettre la protection de la santé publique et préserver l'environnement contre les rejets des eaux usées.

Dans ce travail, nous avons essayé d'élaborer un exemple d'étude de dimensionnement d'un réseau d'assainissement. Cette problématique représente un cas réel de dimensionnement d'un réseau hydraulique et une occasion d'améliorer nos connaissances.

Le présent travail se subdivise en trois (3) chapitres à savoir :

Le premier chapitre sera consacré à une généralité sur l'assainissement tout en présentant toutes les définitions de chaque élément constituant du réseau d'assainissement. La présentation du site à étudier ainsi que le diagnostic de la situation actuelle ont fait l'objet de deuxième chapitre. Le troisième chapitre, concerne le calcul des débits des eaux usées et pluviales. Ce chapitre sera clôturé par un calcul des trois (3) déversoirs d'orage.

Chapitre I.

Généralités sur

l'assainissement

Introduction.

L'assainissement des agglomérations est pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées. Pour faire une étude ou un projet d'assainissement il faut savoir et respecter certains paramètres. Donc ce chapitre on l'a devisé en trois parties essentielles sont les suivants :

- ✓ Différents systèmes des réseaux d'assainissement.
- ✓ Différent schéma d'évacuation.
- ✓ Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout.

1. Différents systèmes des réseaux d'assainissement.

Un réseau d'assainissement a pour but d'évacuer les eaux usées et pluviales vers l'égout public celui-ci peut être établie selon l'un des systèmes suivants :

1.1. Système unitaire.

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Il nécessite des déversoirs d'orage avant la station d'épuration pour évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu naturel. Ce système est simple et intéressant puisqu'il demande une seule canalisation et d'un seul branchement pour chaque immeuble. (Jean-Claude Guignard, 2017)

1.2. Systèmes séparatifs.

Ce système comprend deux réseaux. Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers le milieu naturel (Rivière,...) et un réseau pour évacuer les eaux usées vers la station d'épuration (STEP). Parmi les inconvénients de ce système on trouve : Cout plus élevé que l'unitaire, on peut commettre des erreurs de branchement et aussi on aura des problèmes de raccordement. (Jean-Claude Guignard, 2017)

1.3. Système Pseudo-séparatif.

Il consiste à évacuer des eaux usées d'origine domestique et industrielle dans une conduite avec une fraction d'eau pluviale provenant généralement des toitures et des espaces privés. L'autre conduite consiste à évacuer les eaux pluviales transitées à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux. Il présente même avantage et inconvénients avec le système séparatif. (Jean-Claude Guignard, 2017)

2. Différents schémas d'évacuations.

On assainissement l'écoulement généralement est gravitaire, dépendant de la pente du terrain naturel. Donc pour avoir cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivants :

2.1 Schéma perpendiculaire.

Il est utilisé dans le système séparatif pour les conduite qu'évacuent juste les eaux pluviales car ne consiste pas d'un traitement, donc l'écoulement se fait directement dans le cour d'eau le plus proche. (Régis Bourrier)

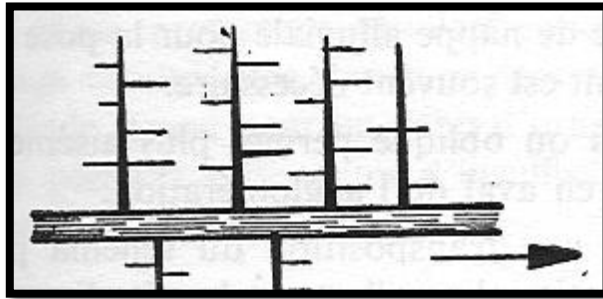


Figure 1. Schéma perpendiculaire (google, s.d.)

2.2 Schéma à déplacement latéral.

Dans ce schéma on trouve des collecteurs secondaires qui sont raccordées à un collecteur principale qui en parallèle avec le cour d'eau et reporte l'effluent à l'aval de l'agglomération. (Régis Bourrier)

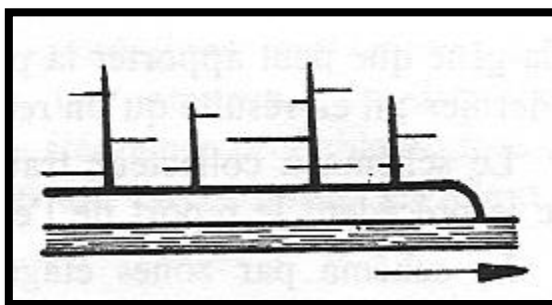


Figure 2. Schéma à déplacement latéral (google, s.d.)

2.3. Schéma de collecteur par zones étagées.

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs. (Régis Bourrier)

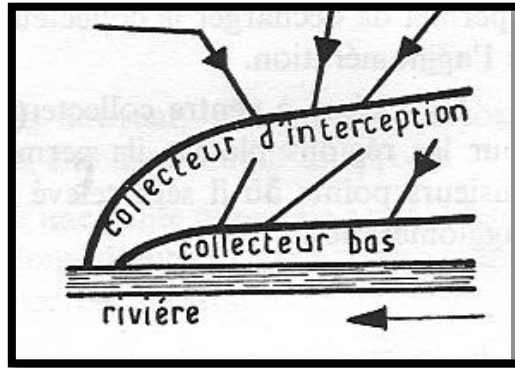


Figure 3. Schéma de collecteur par zones étagées (google, s.d.)

2.4. Schémas sectionnels.

Ils sont divisés en deux groupes :

2.4.1. Schéma sectionnel à centre collecteur unique.

Le réseau converge sur un centre où il y'a une station de relevage (pompage), à partir de ce centre l'effluent est refoulé vers une station d'épuration. (Régis Bourrier)

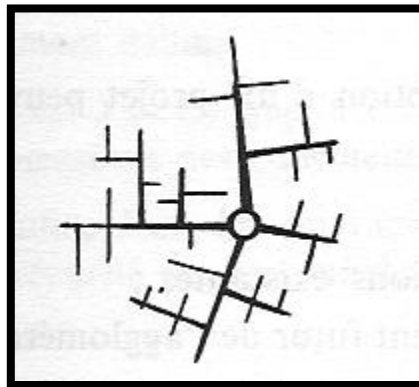


Figure 4. Schémas sectionnels (google, s.d.)

2.4.2. Schéma d'équipement radial.

Le système comporte plusieurs schémas en éventail.

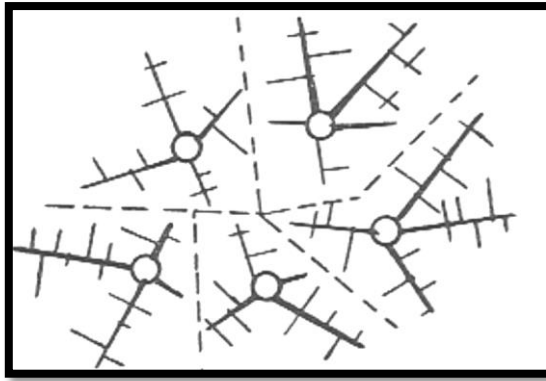


Figure 5. Schéma d'équipement radial (google, s.d.)

Les schémas sectionnels est très utilisé dans les terrains plats. (Régis Bourrier)

2.5. Schéma à collecte transversale ou oblique.

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs secondaires qui reportent par gravité l'effluent à l'aval de l'agglomération. (Régis Bourrier)

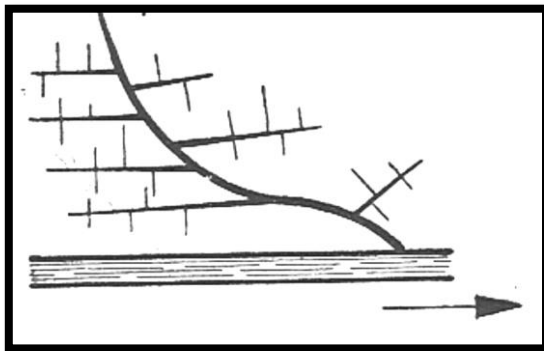


Figure 6. Schéma à collecte transversale ou oblique (google, s.d.)

3. Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout.

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout sont pour évacuer rapidement, correctement et sans stagnation les effluents. Pour les eaux usées doivent être acheminé dans des conditions d'hygiène favorable. Les ouvrages d'assainissement comprennent :

- Les ouvrages principaux.
- Les ouvrages annexes. (Régis Bourrier)

3.1. Les ouvrages principaux.

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration, ils comprennent les conduites et les joints : (Régis Bourrier)

3.1.1. Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètre normalisé exprimés en millimètre (Voir la figure 7) ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre (Voir la figure 8). (Régis Bourrier)



Figure 7. Canalisation circulaire (google , s.d.)

Figure 8. Canalisation ovoïde (google , s.d.)

3.1.2. Joints.

Les joints on les met entre deux collecteurs raccordé pour éviter les fuites de raccordement, pour le choix est en fonction de la nature des eaux et la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques. (Régis Bourrier)

3.2. Les ouvrages annexes.

Les ouvrages annexes ont une importance dans l'exploitation des réseaux d'égout.

3.2.1. La boîte de branchement.

Son rôle est de collecter les eaux usées et pluviales d'immeubles dans la conduite public d'assainissement. (Régis Bourrier)

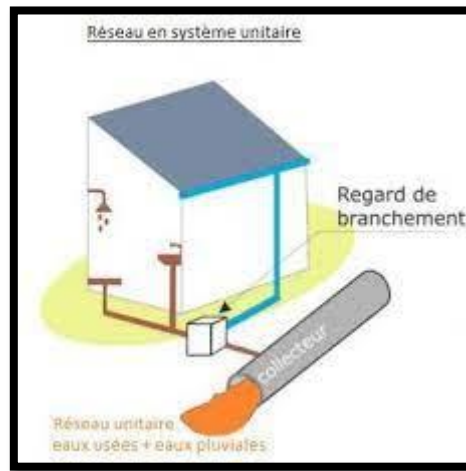


Figure 9. Boîte de branchement (google, s.d.)

3.2.2. Les caniveaux.

Leur rôle est d'acheminé les eaux pluviales qui ruissellent dans les places publics vers les bouches d'égout. (Régis Bourrier)



Figure 10. Caniveau (google, s.d.)

3.2.3. Les bouches d'égout.

Ouverture généralement pratiquée en bordure des voies de circulation et dans laquelle s'écoulent les eaux de pluie. La distance entre deux bouches d'égout est 50 m. (Régis Bourrier)



Figure 11. Bouche d'égout (google, s.d.)

3.2.4. Les regards.

On a trois types de regard :

3.2.4.1. *Regards de jonction.*

Ce type de regards est utilisé pour raccorder deux collecteurs ayant deux diamètres divergents. (Régis Bourrier)

3.2.4.2. *Regards de chute.*

Ce type de regard est utilisé au cas où on a une différence de pente entre deux collecteurs, on utilise ce type de regard pour les raccorder. (Régis Bourrier)

3.2.4.3. *Regard de visite.*

Ils sont installés pour visiter et surveiller le réseau et faire son entretien. (Régis Bourrier)

3.2.5. Les déversoirs d'orage.

Le déversoir d'orage est un ouvrage en béton constitué d'un bassin rectangulaire ou carré, muni de déversoir à seuil latéral ou frontal d'une sortie de délestage des eaux pluviales, sa fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur et d'intercepter les débits des eaux usées diluées vers le réseau.

Les débits des petites pluies est pris égale au double ou triple du débit moyen du temps sec, au maximum 5 à 6 fois. (Régis Bourrier)

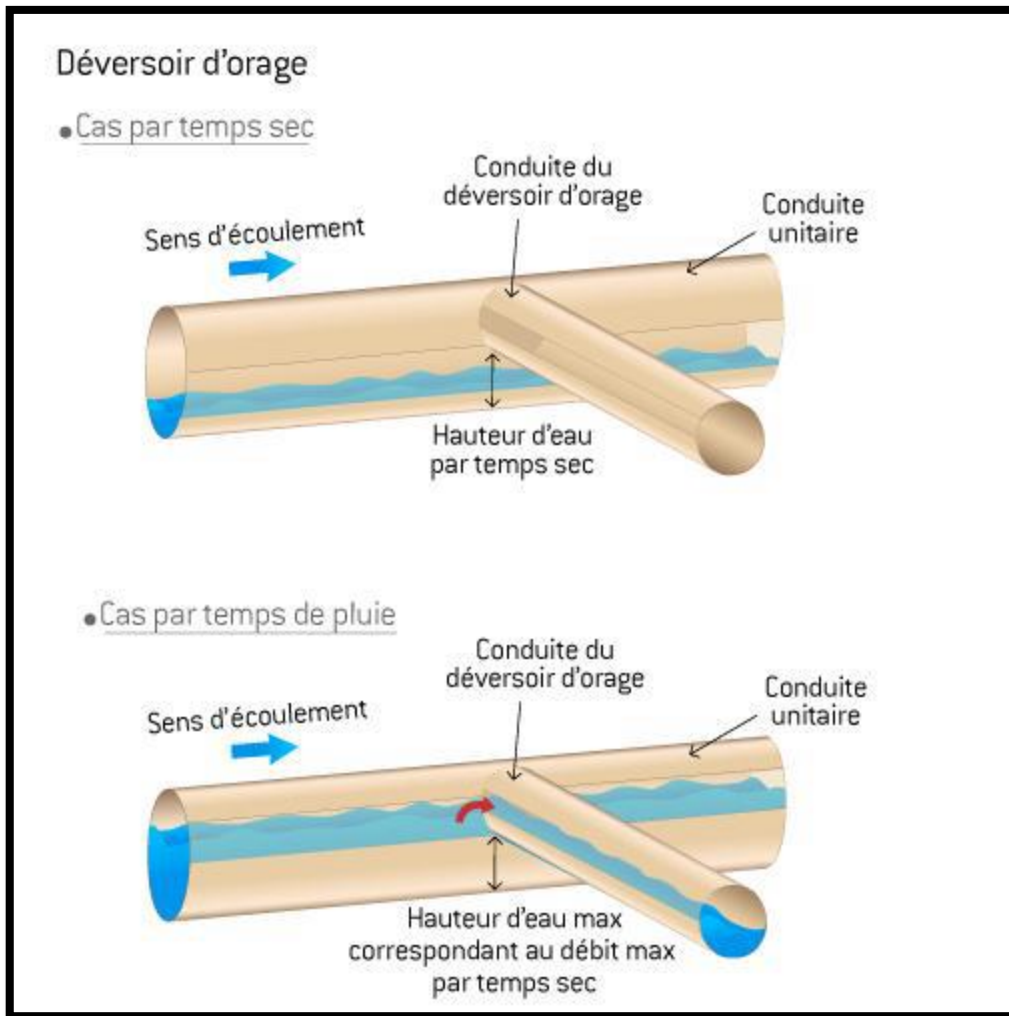


Figure 12. Déversoir d'orage (Jean-Claude Guignard, 2017)

On distingue deux types de déversoir :

- **Déversoir à seuil latéral.**

Ça veut dire qu'on doit avoir un mur latéralement ou à côté de la direction de l'écoulement des eaux, lorsqu'on a un orage ou un débit de pointe exceptionnelle, les eaux coulent sur ce mur et seront évacuées vers le milieu récepteur. (Régis Bourrier)

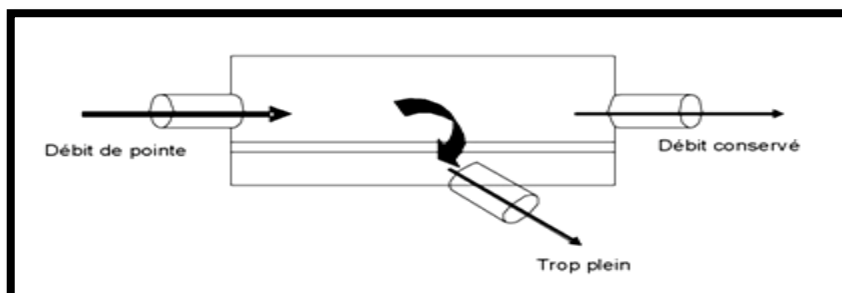


Figure 13. Schéma de déversoir d'orage à seuil latéral (Jean-Claude Guignard, 2017)

- **Déversoir à seuil frontal.**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée vers le milieu récepteur.
(Régis Bourrier)

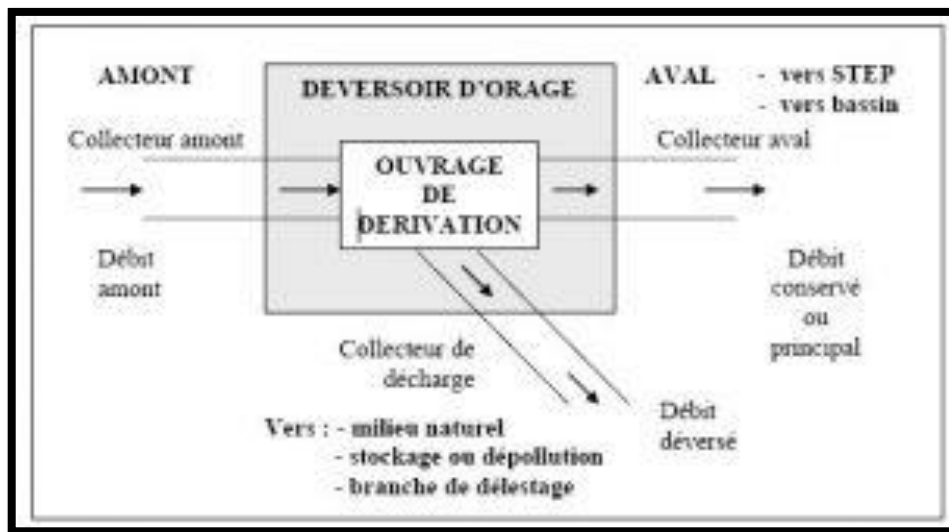


Figure 14. Schéma de déversoir d'orage à seuil frontal (Jean-Claude Guignard, 2017)

Conclusion.

Dans ce chapitre on a vu des généralités sur l'assainissement qui sont très importantes à savoir pour faire une étude complète.

Chapitre II.

Présentation de la

direction des ressources

en eau et le diagnostic de

la situation actuelle

Introduction.

Le responsable de cette étude est la direction des ressources en eau d'Alger donc on va voir ses services et le service responsable de cette étude. Pour commencer n'importe quels projets, il faut d'abord connaître sa limite géographique et aussi son état actuel.

1. Présentation de la direction des ressources en eau.

La direction de l'hydraulique de la wilaya d'Alger est organisée en cinq (5) services suivants :

- Le service de la mobilisation des ressources en eau.
- Le service de l'alimentation en eau potable.
- Le service de l'assainissement.
- Le service de l'hydraulique agricole.
- Le service de l'administration des moyens. (Arreté interministériel, 1425 correspondant 2004)

1.1. Présentation du service d'assainissement.

Le service d'assainissement est chargé notamment :

- De participer aux études et à la programmation des projets d'assainissement et de protection contre les inondations.
- D'assurer la maîtrise d'ouvrage et le suivi des réalisations des projets d'assainissement et de protection contre les inondations et de veiller au respect des règles de construction de ces ouvrages.
- De participer au choix des procédés et des techniques d'assainissement et d'épuration.
- De veiller au bon fonctionnement du service public lié à l'assainissement et au respect des règles et des normes de gestion et d'exploitation des infrastructures y afférentes.
- De veiller en relation avec les services concernés à la protection et à la préservation de la source.
- De constituer et de mettre à jour un système d'information relatif à l'assainissement et à la protection de l'environnement. (Arreté interministériel, 1425 correspondant 2004)

1.2. Organigramme actuel de la direction des ressources en eau de la wilaya d'Alger.

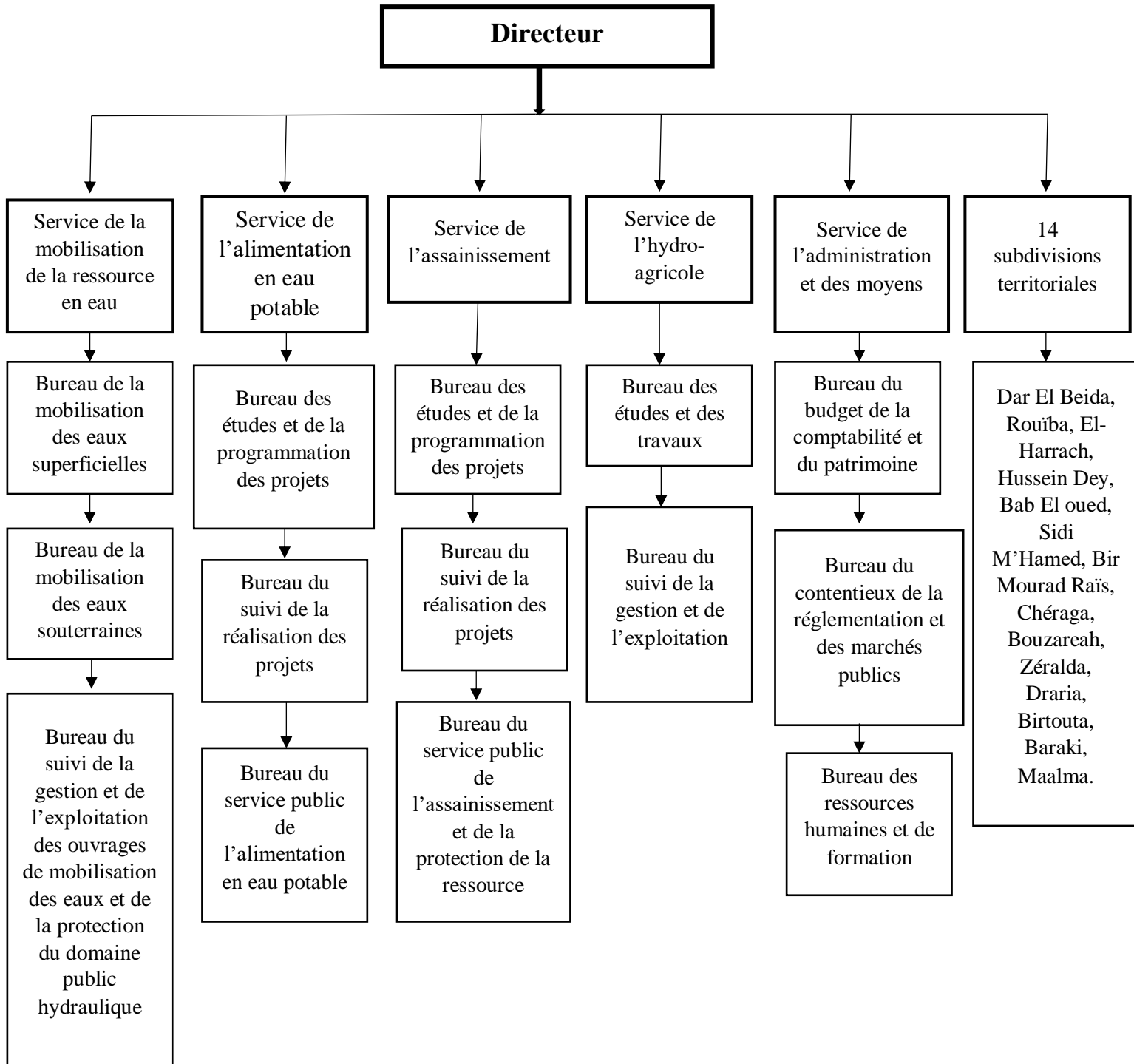


Figure 15. Organigramme de la Direction des Ressources en Eau de la wilaya d'Alger (Arrêté interministériel, 1425 correspondant 2004)

2. Présentation de la localité d'Ouled Mendil.

La localité d'Ouled Mendil est située au Sud Est de la commune de Douera. Elle s'étend sur une superficie d'environ 490 hectares.

L'aire de l'étude est délimitée comme suit :

- Au Nord : Commune d'Ouled Fayet.
- Au Sud : La commune de Birtouta.
- A l'Ouest : La commune de Tesla El Merdja.
- A l'Est : La commune de Khraicia. (Wikipedia, 2021)

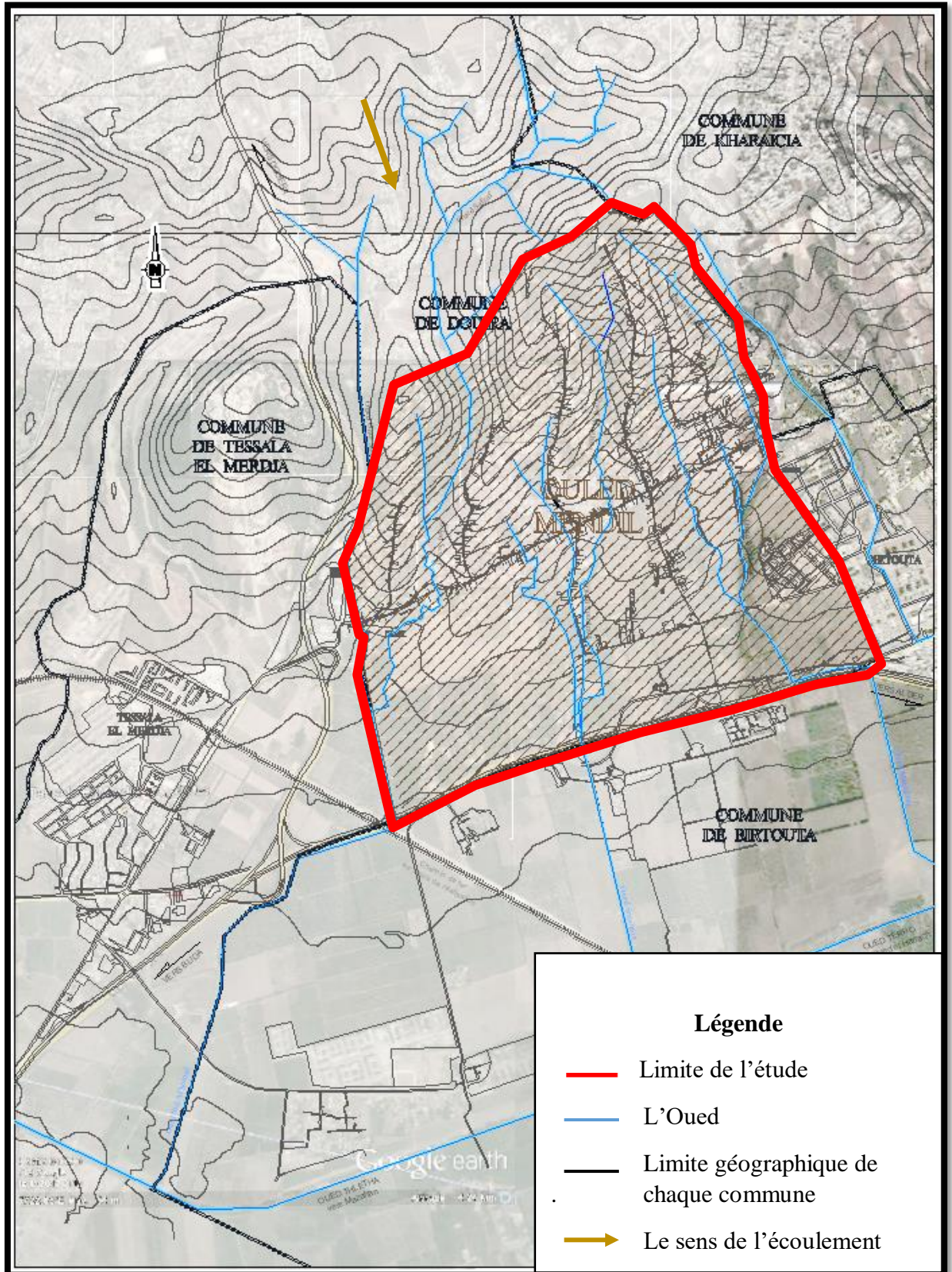


Figure 16. Localisation de la localité d'Ouled Mendil (google earth, s.d.)

3. Diagnostic de la situation actuelle.

La localité d'Ouled Mendil ne dispose pas en général d'un réseau d'assainissement sauf pour quelques ruelles. Et les déversements des eaux s'effectuent directement dans l'oued. Les habitations disposent pour la plupart des fosses septiques installées à proximité des habitations et qui présente de risque de santé générale.

Dans le cadre de cette étude, il faut procéder à l'ouverture de la majorité des regards d'assainissement et relever l'état de ces regards et les conditions d'évacuation des eaux. Ensuite cette ouverture des regards permis de savoir le sens de l'écoulement des eaux qui ont permis de connaître la direction des eaux. La réalisation des regards existants n'a pas été faite dans les normes hydrauliques. La distance normalisé entre les regards n'a pas été respectée (dépassé les 400m). Par conséquent les raccordements des particuliers se fait directement sur le collecteur (buse) au lieu dans le regard, aussi on constate l'absence des regards au niveau des changements de direction des collecteurs.



Figure 17. Colmatage des sorties des collecteurs dans le regard (Image)



Figure 18. Envaseement total de rejet qui se trouve sur le lit d'oued (Image)



Figure 19. Ouverture impossible de ce regard (Image)

Conclusion.

Le service responsable en DRE de ce projet est le service d'assainissement. Avant de commencer ce projet on a vu la zone et l'état actuel. Donc maintenant on peut entamer la partie technique pour réaliser ce projet.

Chapitre III.
Evaluation des débits
des eaux pluviales et
des eaux usées

Introduction.

Dans ce chapitre on va voir tout d'abord le calcul des débits des eaux pluviales qu'on va les calculer avec la méthode superficielle à cause de la superficie importante pour quelque sous bassins versant (supérieur à 10 ha). Ensuite on va calculer les débits des eaux usées. Après on va faire l'étude hydraulique qui consiste à déterminer le diamètre de chaque collecteurs et aussi la vérification de la loi d'auto-curage. Le système utilisé dans notre étude est le système unitaire donc il est préférable de mettre des déversoirs d'orage avant chaque station d'épuration pour la protéger des débits importants lorsqu'on a des orages, donc on a clôturer ce chapitre par le calcul de trois déversoirs d'orage à seuil latéral.

1. Estimation des débits des eaux pluviales.

1.1. Coefficients de Montana.

D'après la station pluviométrique de Bir Mourad Raïs, on a ces données suivantes :

$$a(f) = 5.3$$

$$b(f) = -0.77$$

Avec :

a(f) et b(f) : Coefficients de Montana.

1.2. Calcul des débits des eaux pluviales.

Le débit des eaux pluviales sera estimé par la méthode superficielle (Modèle de CAQUOT), donnée par la formule suivante : (Régis Bourrier)

$$Q_{Brute} = K^{1/U} \times I^{V/U} \times C_r^{1/U} \times A^{W/U}$$

Avec :

Q_{Brute} : Débit pluvial Brute en (m³/s).

I : Pente moyenne du bassin versant.

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du bassin versant en hectare (ha).

K, U, V, W : Coefficients d'expression. (Régis Bourrier)

$$K = \frac{V^{b(f)} \times a(f)}{6 \times (\beta + \delta)} \quad \text{où} \quad V = 0.5 \quad \text{et} \quad \beta + \delta = 1.1$$

$$U = 1 - f \times b(f) \quad \text{où} \quad f = -0.287$$

$$V = c \times b(f) \quad \text{où} \quad c = -0.41$$

$$W = (1 - \varepsilon) + d \times b(f) \quad \text{où} \quad \varepsilon = 0.05 \quad \text{et} \quad d = 0.507$$

$$W = 0.95 + 0.507 \times b(f)$$

1.2.1. Calcul des coefficients U, V, W et K :

$$K = \frac{0.5^{b(f)} \times a(f)}{6.6} \Rightarrow K = \frac{0.5^{-0.77} \times 5.3}{6.6} \Rightarrow K = 1.369$$

$$U = 1 + 0.287 \times b(f) \Rightarrow U = 1 + 0.287 \times (-0.77) \Rightarrow U = 0.779$$

$$V = -0.41 \times (-0.77) \Rightarrow V = 0.316$$

$$W = 0.95 + 0.507 \times (-0.77) \Rightarrow W = 0.560$$

1.2.2. La formule finale du débit brute.

$$Q_{Brute} = 1.369 \frac{1}{0.779} \times I^{\frac{0.316}{0.779}} \times C_r^{\frac{1}{0.779}} \times A^{\frac{0.560}{0.779}}$$

$$Q_{Brute} = 1.469 \times I^{0.406} \times C_r^{1.283} \times A^{0.719}$$

1.2.3. Coefficient correcteur m.

Le modèle de CAQUOT a introduit un allongement moyen défini comme le rapport de la longueur du plus long cheminement hydraulique. (Régis Bourrier)

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84 \times b(f)}{1 - b(f) \times f}} \quad \text{ou} \quad M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad \text{avec} \quad M \geq 0.8$$

Avec :

m : Coefficient d'influence.

M : Coefficient d'allongement.

L : Le cheminement le plus long de l'Oued en mètre (m).

A : Surface du bassin versant en mètre carré (m²).

1.2.4. La formule du débit Corrigé.

$$Q_{corrigé} = Q_{brute} \times m$$

$$Q_{corrigé} = 1.369 \frac{1}{0.779} \times I^{\frac{0.316}{0.779}} \times C_r^{\frac{1}{0.779}} \times A^{\frac{0.560}{0.779}} \times \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84 \times b(f)}{1 + 0.287 \times b(f)}}$$

Le débit de dimensionnement sera donc égal à :

$$Q_{\text{corrigé}} = 1.469 \times I^{0.406} \times C_r^{1.283} \times A^{0.719} \times \left[\frac{M}{2} \right]^{-0.83}$$

1.2.5. Validité de la méthode superficielle :

- La limite supérieure de la surface du bassin est fixée à 200ha.
- La valeur de la pente est comprise entre 0.2% à 5%.
- Le coefficient de ruissellement : $0.2 \leq C_r \leq 1$.
- Le coefficient d'allongement : $M \geq 0.8$. (Régis Bourrier)

1.2.6. Pente moyenne des sous bassins :

Elle est calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes des niveaux amont et aval et la longueur du collecteur. (Régis Bourrier)

$$I = \frac{C_{\text{am}} - C_{\text{av}}}{L} \times 100\%$$

Avec :

I : La pente moyenne en (%).

C_{am} : Cote amont du collecteur (m).

C_{avl} : Cote aval du collecteur (m).

L : Longueur du collecteur (m).

1.3. Description du réseau à réaliser.

La localité d'Ouled Mendil est partagée en trois sous bassins hydrographique principaux qui sont :

- Bassin de l'Est de l'Oued Maghdour.
- Bassin du Centre de l'Oued Soualmia.
- Bassin de l'Ouest de l'Oued Safsaf.

La partie Est d'Oued Maghdour est drainée par un collecteur qui sera raccordé aux collecteurs existant Ø1500 mm situé juste à l'entrée de la ville de Birtouta. Les eaux usées seront donc acheminées vers la station de Baraki via le collecteur de Baba Ali.

Par contre, les eaux usées de la partie Centre de l'Oued Soualmia et la partie Ouest de l'Oued Safsaf sont acheminée vers la nouvelle station d'épuration de Zeralda via le collecteur intercommunal qui sera réalisé à cet effet.

Remarque :

Avec ce tableau on peut savoir les bassins versants de chaque partie :

Tableau 1. La division des bassins versants

Bassin versant	Partie Est	Partie Centre	Partie Ouest
	1	18	27
	2	19	28
	3	20	29
	4	21	30
	5	22	31
	6	23	32
	7	24	33
	8	25	34
	9	26	35
	10	/	36
	11	/	37
	12	/	/
	13	/	/
	14	/	/
	15	/	/
	16	/	/
17	/	/	

Tous les résultats de calcul du réseau sont présentés dans les tableaux suivants :

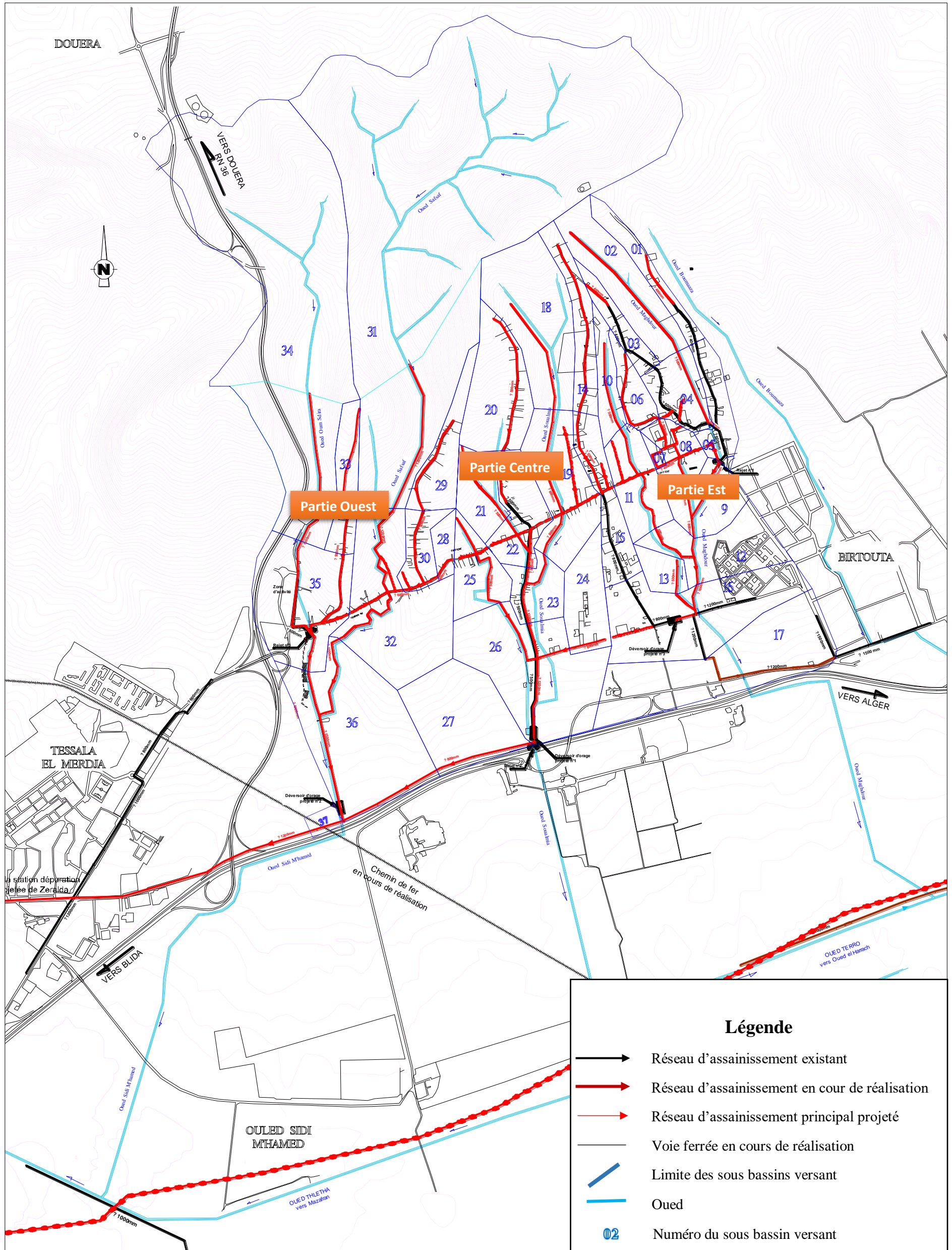


Figure 20. Réseau d'assainissement à réaliser et le schéma de calcul

Tableau 2. Calcul des débits des eaux pluviales

Bassin versant N°	Aire (ha)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	I (m/m)	C (%)	Période de retour (ans)	L (m)	Q _{brute} (m ³ /s)	M	m	Q _{corrigé} (m ³ /s)	Q _{corrigé} (l/s)	Observations
1	6.75	185.00	132.00	0.050	30	10	975	0.374	3,753	0,593	0,221	221,486	
2	17.5	190.00	128.00	0.050	30	10	1184	0.741	2,830	0,750	0,555	555,280	
3	5.47	198.42	140.13	0.050	30	10	1102	0.321	4,712	0,491	0,158	157,636	
4	9.1	140.13	139.83	0.005	30	10	65	0.182	0,8	2.139	0,389	388,844	
5	8.02	104.00	79.00	0.050	30	10	488.6	0.423	1,725	1,1305	0,478	477,850	
6	5.37	163.44	124.93	0.050	30	10	751.3	0.317	3,242	0,670	0,212	212,156	
7	0.87	136.45	124.93	0.049	30	10	233.8	0.085	2,507	0,829	0,070	70,388	
8	6.67	94.93	79.00	0.050	30	10	314.1	0.370	1,216	1,511	0,559	559,476	
9	10.03	79.00	69.50	0.048	30	10	196.6	0.486	0,8	2,139	1,045	1044,63	
10	6.3	129.66	94.11	0.050	30	10	708.6	0.356	2,823	0,751	0,267	266,937	
11	11.33	94.11	67.61	0.046	30	10	578.7	0.523	1,719	1,134	0,594	593,946	
12	15.23	67.61	59.04	0.029	30%	10	291.2	0.541	0,8	2,139	1,150	1149,57	
13	4.22	67.47	59.04	0.028	30%	10	297.9	0.212	1,450	1,306	0,275	274,903	
14	9.78	166.03	101.01	0.050	30%	10	1300.4	0.488	4,158	0,545	0,266	265,552	
15	11.43	101.01	59.04	0.045	30%	10	926.6	0.524	2,741	0,770	0,402	402,268	Vers Déversoir d'orage n°2
16	30.98	59.04	52.76	0.016	30%	10	381	0.712	0,8	2,139	1,505	1504,54	
17	33.81	52.76	49.53	0.005	30%	10	587.7	0.468	1,011	1,762	0,823	822,862	
18	26.05	146.31	86.3	0.050	30%	10	1127.2	0.986	2,208	0,921	0,908	908,143	
19	18.91	86.30	72.01	0.033	30%	10	438.20	0.659	1,008	1,766	1,169	1168,702	
20	18.05	141.21	77.10	0.050	30%	10	1274.80	0.757	3,001	0,714	0,541	540,900	
21	7.78	109.62	77.10	0.050	30%	10	636.70	0.414	2,283	0,896	0,371	370,590	

Chapitre III. Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Bassin versant N°	Aire (ha)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	I (m/m)	C (%)	Période de retour (ans)	L (m)	Q _{brute} (m ³ /s)	M	m	Q _{corrigé} (m ³ /s)	Q _{corrigé} (l/s)	Observations
22	12.27	77.10	72.01	0.033	30%	10	154.00	0.485	0,8	2.139	1,037	1037,14	
23	7.63	72.01	62.88	0.024	30%	10	385.80	0.301	1,397	1,347	0,408	407,826	
24	10.62	70.04	62.88	0.021	30%	10	349.00	0.361	1,071	1,679	0,611	610,813	
25	9.66	112.00	62.88	0.050	30%	10	947.90	0.483	3,050	0,705	0,340	340,440	
26	33.12	62.88	53.00	0.023	30%	10	434.40	0.851	0,8	2,139	1,829	1829,15	Vers déversoir d'orage n°1
27	22.65	53.00	48.00	0.005	30%	10	1019.80	0.351	2,142	0,944	0,331	330,650	
28	3.1	92.04	87.41	0.024	30%	10	190.00	0.160	1,079	1,669	0,264	264,370	
29	10	132.00	87.41	0.050	30%	10	890.20	0.496	2,815	0,753	0,373	373,005	
30	6.42	87.41	77.41	0.050	30%	10	190.00	0.360	0,8	2,139	0,771	770,623	
31	33.07	141.00	77.41	0.050	30%	10	1263.30	1.170	2,197	0,925	1,083	1082,87	
32	32.45	78.00	59.00	0.021	30%	10	922.80	0.806	1,620	1,191	0,967	967,178	
33	8.4	125.00	68.00	0.050	30%	10	1136.10	0.437	3,920	0,572	0,250	249,992	
34	25.5	133.00	68.00	0.050	30%	10	1293.90	0.971	2,562	0,814	0,791	790,547	
35	26.09	68.00	59.00	0.019	30%	10	480.00	0.663	0,940	1,872	1,247	1247,477	
36	39.03	59.00	50.00	0.017	30%	10	540.60	0.844	0,865	2,004	1,706	1705,8	
37	0.01	50.00	49.83	0.017	30%	10	10.00	0.002	1	1,778	0,004	3,959	Vers Déversoir d'orage n°3

Remarque :

Dans nos calculs on a trouvé le coefficient d'allongement « M » inférieur à 0,8 comme dans les sous bassins : 04 ; 09 ; 12 ; 16 ; 22 ; 26 ; 30. Donc on l'a pris 0,8. (Pierre Fouquet, 1976, 1977 et 1978)

1.4. Paramètres équivalents d'un groupement des sous bassins.

Lorsqu'on a à faire à un groupement des bassins liés à un même collecteur, nous déterminons les caractéristiques de chaque groupement des sous bassins à l'aide des formules dans le tableau suivant : (Pierre Fouquet, 1976, 1977 et 1978)

Tableau 3. Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin (Pierre Fouquet, 1976, 1977 et 1978)

Montage en séries	Montage en parallèle
$A_{eq} = \sum_{i=1}^N A_i$	$A_{eq} = \sum_{i=1}^N A_i$
$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$
$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$I_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N I_i \cdot Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i}$
$M_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}}$	$M_{eq} = \frac{L (Q_{max})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}}$

Exemple bassins en série.

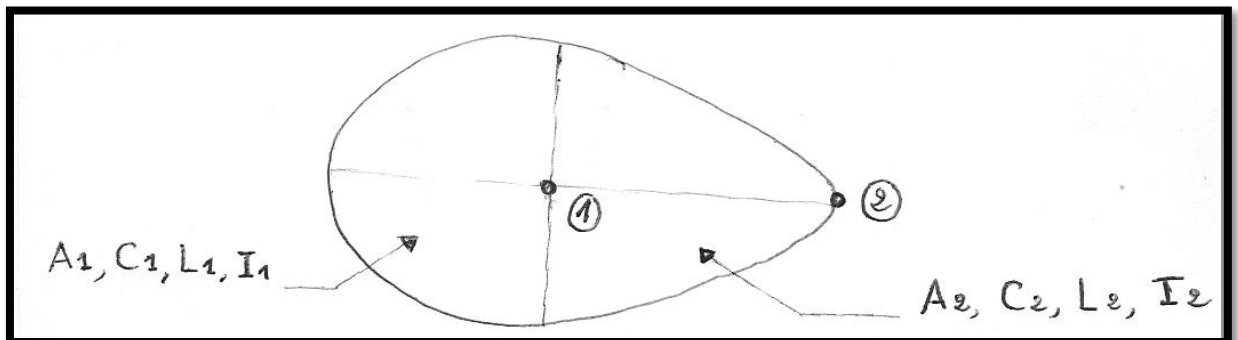


Figure 21. Deux bassins en série

- Au point 1 :

$$A_{eq} = A_1 , C_{eq} = C_1 , I_{eq} = I_1 , M_{eq} = M_1$$

- Au point 2 :

$$A_{eq} = A_1 + A_2 , C_{eq} = \frac{C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2}{A_1 + A_2} , I_{eq} = \left[\frac{L_1 + L_2}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}}} \right]^2 , M_{eq} = \frac{L_1 + L_2}{\sqrt{A_1 + A_2}}$$

Exemple bassins en parallèle.

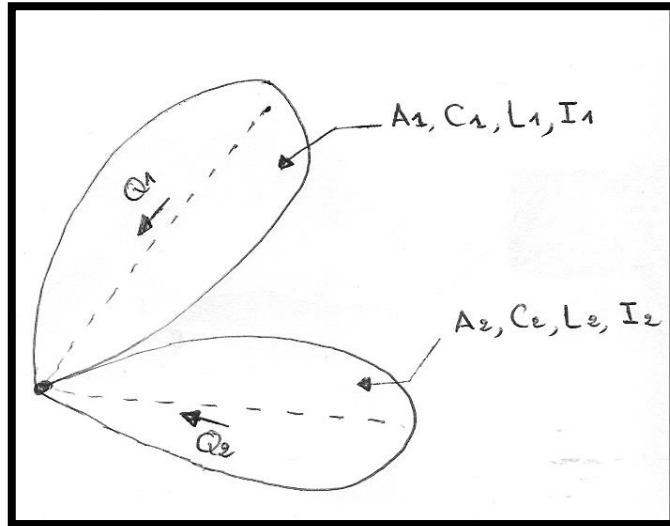


Figure 22. Deux bassins en parallèle

$$A_{eq} = A_1 + A_2 , C_{eq} = \frac{C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2}{A_1 + A_2} , I_{eq} = \frac{I_1 \times Q_1 + I_2 \times Q_2}{Q_1 + Q_2} , M_{eq} = \frac{L_{(Qmax)}}{\sqrt{A_1 + A_2}}$$

Chapitre III. Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Tableau 4. Calcul des eaux pluviales (Montage des sous bassins)

Montage	Tronçon n 1		Tronçon 1		Montage	Montage								Tronçon 01				Tronçon 02			
	B ou M	N°	B ou M	N°		S ou P	A	C _r	I	L	M	m	Q _{Brute}	Q _{Corrigé}	A1	I1	L1	Q _{c1}	A2	I2	L2
N°						(ha)	(%)	(m/m)	(m)	/	/	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(ha)	(m/m)	(m)	(m ³ /s)	(ha)	(m/m)	(m)	(m ³ /s)
1	B	2	B	3	P	22.97	30	0.050	1184	2,470	0,839	0,901	0,756	17.5	0.050	1184	0.555	5.47	0.05	1102	0.158
2	M	1	B	4	S	32.07	30	0.040	1249	2,206	0,922	1,046	0,964	22.97	0.050	1184	0.756	9.1	0.005	65	0.389
3	M	2	B	1	P	38.82	30	0.043	1249	2,053	0,979	1,236	1,209	32.07	0.040	1249	0.964	6.75	0.05	975	0.222
4	M	3	B	5	S	46.84	30	0.045	1738	2,539	0,820	1,441	1,182	38.82	0.043	1249	1.209	8.02	0.05	488.6	0.478
5	B	6	B	7	P	6.24	30	0.050	751	3,008	0,713	0,353	0,252	5.37	0.050	751.3	0.212	0.87	0.049	233.8	0.070
6	M	5	B	8	S	12.91	30	0.050	1065	2,964	0,721	0,595	0,429	6.24	0.050	751.3	0.252	6.67	0.05	314.1	0.560
7	M	6	M	4	P	59.75	30	0.046	1738	2,248	0,907	1,731	1,571	12.91	0.050	1065.4	0.429	46.84	0.045	1737.6	1.182
8	M	7	B	9	S	69.78	30	0.046	1934	2,316	0,885	1,936	1,714	59.75	0.046	1737.6	1.571	10.03	0.048	196.6	1.045
9	B	10	B	11	S	17.63	30	0.048	1287	3,066	0,702	0,732	0,514	6.3	0.050	708.6	0.267	11.33	0.046	578.7	0.594
10	M	9	M	8	P	87.41	30	0.047	1934	2,069	0,972	2,296	2,233	17.63	0.048	1287.3	0.514	69.78	0.046	1934.2	1.714
11	M	10	B	12	S	102.64	30	0.044	2225	2,196	0,925	2,509	2,321	87.41	0.047	1934.2	2.233	15.23	0.029	291.2	1.150
12	M	11	B	13	P	106.86	30	0.042	2225	2,152	0,941	2,535	2,385	102.64	0.044	2225.4	2.322	4.22	0.028	297.9	0.275
13	B	14	B	15	S	21.21	30	0.048	2227	4,836	0,481	0,837	0,402	9.78	0.050	1300.4	0.266	11.43	0.045	926.6	0.402
14	M	12	B	16	S	137.84	30	0.036	2606	2,220	0,917	2,859	2,622	106.86	0.042	2225.4	2.385	30.98	0.016	381	1.505
15	M	14	B	17	S	171.65	30	0.021	3194	2,438	0,849	2,690	2,282	137.84	0.036	2606.4	2.622	33.81	0.005	587.7	0.823
16	B	18	B	19	S	44.96	30	0.044	1565	2,335	0,880	1,386	1,219	26.05	0.050	1127.2	0.908	18.91	0.033	438.2	1.169
17	B	20	B	21	P	25.83	30	0.050	1275	2,508	0,829	0,980	0,812	18.05	0.050	1274.8	0.541	7.78	0.05	636.7	0.371
18	M	17	B	22	S	38.1	30	0.048	1429	2,315	0,886	1,275	1,129	25.83	0.050	1274.8	0.812	12.27	0.033	154	1.037
19	M	18	M	16	P	83.06	30	0.046	1565	1,717	1,135	2,194	2,490	38.1	0.048	1428.8	1.129	44.96	0.044	1565.4	1.219
20	M	19	B	23	S	90.69	30	0.039	1951	2,048	0,980	2,186	2,143	83.06	0.046	1565.4	2.490	7.63	0.024	385.8	0.408
21	M	20	B	24	P	101.31	30	0.035	1951	1,938	1,026	2,265	2,325	90.69	0.039	1951.2	2.143	10.62	0.021	349	0.611

Chapitre III. Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Montage	Tronçon 1		Tronçon 2		Montage	Montage								Tronçon 1				Tronçon 2			
	B ou M	N°	B ou M	N°		S ou P	A	C _r	I	L	M	m	Q _{Brute}	Q _{Corrigé}	A1	I1	L1	Q _{c1}	A2	I2	L2
N°						(ha)	(%)	(m/m)	(m)	/	/	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(ha)	(m/m)	(m)	(m ³ /s)	(ha)	(m/m)	(m)	(m ³ /s)
22	M	21	B	25	P	110.97	30	0.038	1951	1,852	1,066	2,501	2,665	101.31	0.035	1951.2	2.325	9.66	0.05	947.9	0.340
23	M	22	B	26	S	144.09	30	0.034	2386	1,987	1,005	2,884	2,899	110.97	0.038	1951.2	2.665	33.12	0.023	434.4	1.829
24	B	28	B	29	P	13.1	30	0.041	890	2,460	0,842	0,555	0,467	3.1	0.024	190	0.264	10	0.05	890.2	0.373
25	M	24	B	30	S	19.52	30	0.042	1080	2,444	0,847	0,747	0,632	13.1	0.041	890.2	0.467	6.42	0.05	190	0.771
26	M	25	B	31	P	52.59	30	0.047	1263	1,742	1,121	1,594	1,787	19.52	0.042	1080.2	0.632	33.07	0.05	1263.3	1.083
27	M	26	B	32	S	85.04	30	0.032	2186	2,370	0,869	1,926	1,673	52.59	0.047	1263.3	1.787	32.45	0.021	922.8	0.967
28	B	33	B	34	P	33.9	30	0.050	1294	2,222	0,916	1,192	1,092	8.4	0.050	1136.1	0.250	25.5	0.05	1293.9	0.791
29	M	28	B	35	S	59.99	30	0.036	1774	2,290	0,894	1,572	1,405	33.9	0.050	1293.9	1.092	26.09	0.019	480	1.248
30	M	29	M	27	P	145.03	30	0.034	2186	1,815	1,084	2,898	3,140	59.99	0.036	1773.9	1.405	85.04	0.032	2186.1	1.673
31	M	30	B	36	S	184.06	30	0.029	2727	2,010	0,996	3,224	3,211	145.03	0.034	2186.1	3.140	39.03	0.017	540.6	1.706
32	M	31	B	27	P	206.71	30	0.026	2727	1,897	1,045	3,353	3,503	184.06	0.029	2726.7	3.211	22.65	0.005	1019.8	0.331
33	M	32	B	37	S	206.72	30	0.026	2737	1,904	1,042	3,353	3,493	206.71	0.026	2726.7	3.503	0.01	0.017	10	0.004

M : Montage

B : Sous bassin versant

S : Montage en série

P : Montage en parallèle

2. Estimation des débits des eaux usées.

Les calculs des débits d’eaux usées portent essentiellement sur l’estimation des quantités de rejet liquide provenant des habitations et des lieux de différentes activités. Donc la nature de ces eaux usées est les eaux usées domestique (les bains, vaisselles,...), les eaux usées des services publics (Les eaux de lavage des espaces publics,...) et les eaux usées industrielles (les eaux usées des usines).

2.1. Estimation de la population.

On a procédé pour l’estimation de la population par l’approche qui est décrite ci-dessous :

En se basant sur les hypothèses suivantes :

- La population de la localité Ouled Mendil est de 9000 habitants selon le recensement de 2008.
- Le taux d’accroissement de la population de la commune entre 1998 et 2008 est de 3.2%.
- Horizon d’étude de 22 ans.
- L’étude a été réalisée en 2013.

Le calcul de la population aux différents horizons est donné par l’expression suivante :

$$P_t = P_0 \times (1 + \tau)^N$$

Avec :

P_t : Nombre d’habitants à l’horizon futur.

P_0 : Nombre d’habitants de l’année de base.

τ : Taux d’accroissement en (%).

N : L’écart d’années entre l’année de projection et l’année de base.

Tableau 5. Estimation de la population aux différents horizons

Horizon	2008	2013	2035
Nombre d’habitants	9 000	10 535	20 662

2.2. Calcul des débits des eaux usées.

Pour le calcul du débit usé on doit avoir ces données suivantes :

- ✓ La dotation moyenne journalière est prise égale à 250 l/s/hab.
- ✓ La quantité des eaux rejetées est estimée à 80% des eaux destinée à l'alimentation en eau potable.

2.2.1. Débit moyen journalier.

$$Q_{moy j} = \frac{\text{Nombre d'habitants} \times \text{Dotation}}{24 \times 3600}$$

2.2.2. Débit moyen usé.

$$Q_{moy usé} = C_{rj} \times Q_{moy j}$$

$$Q_{moy usé} = 0.8 \times Q_{moy j}$$

2.2.3. Débit de pointe usé.

$$Q_{pointe usé} = K_p \times Q_{moyen usé}$$

$$Q_{pointe usé} = K_p \times C_{rj} \times Q_{moyen j}$$

Avec :

K_p : C'est le coefficient de pointe. (Jean-Claude Guignard, 2017)

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy j}}} \quad \text{Si: } Q_{moy j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si: } Q_{moy j} < 2.8 \text{ l/s}$$

Tableau 6. Calcul des débits des eaux usées

Bassin versant	Population partielle (hab)	Dotation (l/j/hab)	Q_{moyj} (l/s)	C_{rejet}	Q_{usé} (l/s)	K_p	Q_{pointe usé} (l/s)
1	256	250	0.74	0.8	0.59	3.00	1,778
2	664	250	1.92	0.8	1.54	3.00	4,611
3	208	250	0.60	0.8	0.48	3.00	1,444
4	345	250	3.52	0.8	2.82	2.83	2,260
5	304	250	5.14	0.8	4.11	2.60	1,830
6	204	250	0.59	0.8	0.47	3.00	1,417
7	33	250	0.10	0.8	0.08	3.00	0,229
8	253	250	1.42	0.8	1.13	3.00	1,757
9	380	250	7.66	0.8	6.13	2.40	2,111
10	239	250	0.69	0.8	0.55	3.00	1,660
11	430	250	1.94	0.8	1.55	3.00	2,986
12	578	250	11.27	0.8	9.01	2.24	2,997
13	160	250	0.46	0.8	0.37	3.00	1,111
14	371	250	1.07	0.8	0.86	3.00	2,576
15	434	250	2.33	0.8	1.86	3.00	3,014
16	1175	250	15.13	0.8	12.10	2.14	5,821
17	1283	250	18.84	0.8	15.07	2.07	6,148
18	988	250	2.86	0.8	2.29	2.98	6,815
19	717	250	4.64	0.8	3.71	2.66	4,415
20	685	250	1.98	0.8	1.59	3.00	4,757
21	295	250	0.85	0.8	0.68	3.00	2,049
22	465	250	4.18	0.8	3.34	2.72	2,928
23	289	250	9.95	0.8	7.96	2.29	1,532
24	403	250	1.17	0.8	0.93	3.00	2,799
25	366	250	1.05	0.8	0.85	3.00	2,542
26	1256	250	15.82	0.8	12.65	2.12	6,164
27	859	250	2.49	0.8	1.99	3.00	5,965
28	118	250	0.34	0.8	0.27	3.00	0,819
29	379	250	1.10	0.8	0.88	3.00	2,632
30	244	250	2.14	0.8	1.71	3.00	1,694
31	1255	250	3.63	0.8	2.91	2.81	8,163
32	1231	250	9.33	0.8	7.47	2.31	6,582
33	319	250	0.92	0.8	0.74	3.00	2,215
34	967	250	2.80	0.8	2.24	2.99	6,693
35	990	250	6.59	0.8	5.27	2.47	5,660
36	1481	250	20.21	0.8	16.16	2.06	7,062
37	0	250	22.69	0.8	18.15	2.86	0

3. Etude hydraulique.

L'objectif important dans l'étude hydraulique est de calculer le diamètre de chaque collecteur, pour calcer voici les formules qu'on doit utiliser : (Jean-Claude Guignard, 2017)

On suppose que l'écoulement est en plein charge :

$$Q = v \times S$$

Avec :

Q : Débit transité dans la canalisation (m³/s).

v : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée à pleine section (m²).

3.1. La formule de Manning-Strickler :

Les sections des conduites gravitaires seront calculées à partir de la formule de Manning-Strickler suivante : (Jean-Claude Guignard, 2017)

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}$$

Avec :

v : Vitesse d'écoulement en (m/s).

R_h : Rayon hydraulique moyen en (m).

I : Pente de l'ouvrage en (m/m).

K : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler. Il varie en fonction du type des matériaux composants les conduites, on a : (Jean-Claude Guignard, 2017)

- K=80 pour les collecteurs en PVC.
- K=70 pour les collecteurs en béton.

3.2. Le calcul du diamètre :

La relation du débit s'écrit alors comme suit :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S$$

Les calculs sont effectués en pleine section, alors R_h devient :

$$R_h = \frac{(\pi \times r^2)}{(2 \times \pi \times r)}$$

Donc :

$$R_h = \frac{r}{2}$$

Alors :

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Les calculs sont effectués en pleine section, alors la surface (S) égale :

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Donc la loi du débit devienne :

$$Q = K \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \times \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Donc on déduit le diamètre :

$$D = \left[\frac{Q \times 3.21}{(K \times \sqrt{I})} \right]^{3/8}$$

Les diamètres des canalisations normalisés sont :

Ø250; Ø300; Ø350; Ø400; Ø450; Ø500; Ø600; Ø700; Ø800; Ø900; Ø1000; Ø1200; Ø1400 ...

Parmi les paramètres hydrauliques, nous nous intéressons essentiellement à la détermination des :

- Rapports des débits rQ .
- Rapports des hauteurs rH .
- Rapports des vitesses rv .

Avec ces rapports on tire la vitesse et la hauteur de l'écoulement :

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

$$rv = \frac{v}{v_{ps}}$$

$$rH = \frac{H}{D}$$

Avec :

Q_{ps} : Débit en pleine section.

v_{ps} : Vitesse en pleine section.

H : Hauteur de remplissage.

D : Diamètre de la conduite.

3.3. Vérification de la loi d'auto-curage :

L'objectif de la loi d'auto-curage est de permettre l'écoulement des eaux usées en été (en été le débit des eaux pluviales est très faible) et d'éviter le colmatage du collecteur avec la faible vitesse (v_{min}).

Pour avoir la vitesse minimum (v_{min}), on doit suivre les étapes suivantes : (Régis Bourrier)

$$Q_{min} = Q_{usé}$$

$$rQ_{min} = \frac{Q_{usé}}{Q_{ps}}$$

$$rv_{min} = \frac{v_{min}}{Q_{ps}}$$

Donc pour que la loi d'auto-cure soit vérifiée il faut respecter quelques conditions d'écoulement : (Régis Bourrier)

$$v_{min} = 0.6\text{m/s} \quad \longrightarrow \quad Q_{min} \approx 1/10 \quad \text{du débit à pleine section (} Q_{ps}\text{)}.$$

$$v_{min} = 0.3\text{m/s} \quad \longrightarrow \quad Q_{min} \approx 1/100 \quad \text{du débit à pleine section (} Q_{ps}\text{)}.$$

- Vitesse maximum : 4 m/s à 5 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux. (Si la vitesse du flot est supérieure à 5 m/s des chutes seront prévues). (Régis Bourrier)
- Pente minimum : 0.2% (Régis Bourrier)
- Pente maximale : 5% (Régis Bourrier)

Diamètre minimum des réseaux urbains est de 300mm pour éviter les risques d'obstruction et de 250 mm pour les réseaux ruraux. (Jean-Claude Guignard, 2017)

Remarque :

Dans notre étude le type de canalisation et le béton donc : $K=70$.

K : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

Tableau 7. Calcul hydraulique

Bassin versant	Diamètres existants (mm)	Nouveaux diamètres (mm)	Pente (m/m)	Débit		Débit total (l/s)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (mm)
				Pluvial (l/s)	Usé (l/s)								
1	400	400	0.050	221.486	1,778	223.27	350.000	2.783	0.640	1.054	0.572	2.934	228.612
2		500	0.050	555.280	4,611	559.90	645.905	3.291	0.867	1.120	0.704	3.684	352.053
3	500	350	0.050	157.636	1,444	159.080	646.667	3.291	0.246	0.806	0.322	2.652	160.721
4	500	900	0.005	964.302	8,316	972.618	1028.541	1.617	0.946	1.132	0.761	1.830	684.540
5	600	700	0.050	1181.77	11,923	1193.693	1628.922	4.235	0.733	1.087	0.625	4.603	437.649
6		400	0.050	212.156	1,417	213.573	349.673	2.783	0.612	1.045	0.555	2.908	221.953
7		300	0.049	70.388	0,229	70.617	157.079	2.221	0.452	0.973	0.458	2.161	137.475
8		450	0.050	429.383	3,403	432.786	483.798	3.041	0.895	1.126	0.725	3.423	326.063
9		800	0.048	1713.98	17,436	1731.416	2306.258	4.587	0.751	1.094	0.636	5.018	508.869
10		400	0.050	266.937	1,660	268.597	349.804	2.783	0.769	1.100	0.647	3.063	258.582
11		500	0.046	513.815	4,646	518.461	620.071	3.156	0.837	1.114	0.686	3.515	343.153
12		900	0.029	2321.48	25,080	2346.560	2478.353	3.894	0.947	1.132	0.762	4.408	685.502
13		1000	0.028	274.903	1,111	2760.014	3250.883	4.141	0.849	1.116	0.693	4.621	692.760
14		400	0.050	265.552	2,576	268.128	267.928	2.783	0.769	1.100	0.647	3.063	258.582
15	800	500	0.045	402.05	5,590	407.640	2227.540	4.441	0.183	0.725	0.269	3.220	215.157
16	1200	1200	0.016	2622.16	32,012	2654.172	4064.319	3.589	0.653	1.058	0.579	3.799	695.203
17	1200	1400	0.005	2282.18	38,159	2320.339	3469.357	2.252	0.669	1.064	0.588	2.395	823.795
18		600	0.050	908.143	6,815	914.958	1066.434	3.773	0.858	1.118	0.698	4.217	418.876
19		700	0.033	1219.03	11,230	1230.260	1325.081	3.441	0.929	1.130	0.749	3.887	524.345
20		500	0.050	540.900	4,757	545.657	646.153	3.291	0.845	1.115	0.691	3.670	345.364
21		450	0.050	370.590	2,049	372.639	483.787	3.041	0.771	1.101	0.648	3.347	291.503
22		700	0.033	1128.97	9,733	1138.703	1324.419	3.441	0.860	1.118	0.700	3.847	489.678
23		900	0.024	2142.77	22,496	2165.266	2253.902	3.543	0.961	1.134	0.773	4.016	695.283
24		600	0.021	610.813	2,799	613.612	691.441	2.445	0.888	1.125	0.719	2.75	431.648
25		400	0.050	340.440	2,542	342.982	349.643	2.783	0.981	1.136	0.789	3.163	315.540
26		1200	0.023	2899.36	34	2933.36	4865.67.	4.303	0.602	1.042	0.550	4.483	659.587
27		600	0.005	330.650	5,965	336.615	337.337	1.193	0.999	1.137	0.804	1.357	482.524

Chapitre III. Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Bassin versant	Diamètres existant (mm)	Nouveaux diamètres (mm)	Pente (m/m)	Débit		Débit total	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (mm)
				Pluvial (l/s)	Usé (l/s)								
28		450	0.024	264.370	0,819	265.189	335.012	2.107	0.794	1.105	0.661	2.328	297.431
29		450	0.050	373.005	2,632	375.637	483.290	3.041	0.778	1.102	0.651	3.351	293.129
30		500	0.050	631.988	5,146	637.134	646.403	3.291	0.987	1.137	0.795	3.742	397.280
31		700	0.050	1082.87	8,163	1091.033	1630.792	4.235	0.669	1.064	0.588	4.504	411.888
32		900	0.021	1672.68	19,892	1692.572	2057.108	3.314	0.803	1.107	0.666	3.669	600.000
33		400	0.050	249.992	2.215	252.207	349.930	2.783	0.723	1.083	0.620	3.015	247.926
34		600	0.050	790.547	6.693	797.240	1066.845	3.773	0.748	1.093	0.634	4.123	380.550
35		800	0.019	1404.67	14.569	1419.239	1450.460	2.886	0.979	1.136	0.788	3.278	629.983
36		1200	0.017	3210.99	41.522	3252.512	4186.615	3.700	0.777	1.102	0.651	4.078	781.606
37		1200	0.017	3492.95	47.488	3540.438	4185.579	3.700	0.846	1.116	0.691	4.127	829.708

Remarque :

D'après les résultats, les collecteurs des bassins versant : 4, 5 et 17 seront changés parce que leurs diamètres sont inférieurs aux nouveaux diamètres. Contrairement aux collecteurs des bassins versants : 1, 3, 15 et 16 on ne va pas les changer car leurs diamètres supérieur ou égal aux nouveaux diamètres.

Chapitre III. Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Tableau 8. Vérification de la loi d'auto-curage

Bassin versant	diamètres (mm)	Pente (m/m)	Débit usé (l/s)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	rQ_{min}	rV_{min}	rH_{min}	V_{min} (m/s)	H_{min} (mm)	Auto-curage
1	400	0.050	1,778	355.600	2.784	0.005	0.084	0.015	0.235	6.028	N'est pas vérifié
2	500	0.050	4,611	658.714	3.291	0.007	0.119	0.021	0.392	10.652	Vérifié
3	500	0.050	1,444	240.666	3.291	0.002	0.038	0.007	0.125	3.400	N'est pas vérifié
4	900	0.005	8,316	1039.500	1.617	0.008	0.131	0.024	0.212	21.522	N'est pas vérifié
5	700	0.050	11,923	1703.286	4.235	0.007	0.022	0.022	0.511	15.093	Vérifié
6	400	0.050	1,417	354.250	2.783	0.004	0.070	0.013	0.195	5.024	Vérifié
7	300	0.049	0,229	114.500	2.221	0.002	0.031	0.006	0.070	1.679	N'est pas vérifié
8	450	0.050	3,403	486.143	3.041	0.007	0.119	0.021	0.360	9.538	Vérifié
9	800	0.048	17,436	2179.500	4.857	0.008	0.127	0.022	0.580	18.292	Vérifié
10	400	0.050	1,660	332.000	2.783	0.005	0.080	0.014	0.222	5.693	N'est pas vérifié
11	500	0.046	4,646	580.750	3.156	0.008	0.124	0.022	0.391	11.105	Vérifié
12	900	0.029	25,080	2508.000	3.894	0.010	0.154	0.030	0.599	26.597	Vérifié
13	1000	0.028	1,111	1110.000	4.141	0.001	0.006	0.001	0.025	1.080	N'est pas vérifié
14	400	0.050	2,576	368.000	2.783	0.007	0.122	0.022	0.339	8.708	Vérifié
15	800	0.045	5,590	621.111	4.441	0.003	0.041	0.007	0.183	5.877	N'est pas vérifié
16	1200	0.016	32,012	4001.500	3.589	0.008	0.127	0.023	0.457	27.704	Vérifié
17	1400	0.005	38,159	3469.000	2.252	0.011	0.164	0.032	0.370	44.935	Vérifié
18	600	0.050	6,815	1135.833	3.773	0.006	0.104	0.019	0.394	11.201	Vérifié
19	700	0.033	11,230	1247.778	3.441	0.009	0.142	0.027	0.487	18.579	Vérifié
20	500	0.050	4,757	679.571	3.291	0.007	0.122	0.022	0.400	10.879	Vérifié
21	450	0.050	2,049	512.250	3.041	0.004	0.071	0.013	0.216	5.450	N'est pas vérifié
22	700	0.033	9,733	1390.429	3.441	0.007	0.120	0.0210	0.413	15.018	Vérifié
23	900	0.024	22,496	2249.600	3.543	0.010	0.155	0.029	0.550	26.897	Vérifié
24	600	0.021	2,799	699.750	2.445	0.004	0.066	0.012	0.162	1.117	N'est pas vérifié

Chapitre III. Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Bassin versant	diamètres (mm)	Pente (m/m)	Débit usé (l/s)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	rQ_{min}	rV_{min}	rH_{min}	V_{min} (m/s)	H_{min} (mm)	Auto-curage
25	400	0.050	2,542	363.143	2.783	0.007	0.122	0.022	0.339	8.708	Vérifié
26	1200	0.023	34	4857.143	4.303	0.007	0.115	0.021	0.492	24.551	Vérifié
27	600	0.005	5,965	331.389	1.193	0.018	0.229	0.048	0.273	28.829	N'est pas vérifié
28	450	0.024	0,819	273.000	2.107	0.003	0.049	0.009	0.103	3.934	N'est pas vérifié
29	450	0.050	2,632	438.667	3.041	0.006	0.092	0.016	0.278	7.358	N'est pas vérifié
30	500	0.050	5,146	643.250	3.291	0.008	0.130	0.024	0.426	11.785	Vérifié
31	700	0.050	8,163	1632.600	4.235	0.005	0.082	0.015	0.349	10.314	Vérifié
32	900	0.021	19,892	2210.222	3.314	0.009	0.147	0.028	0.486	25.004	Vérifié
33	400	0.050	2,215	369.167	2.783	0.006	0.103	0.018	0.287	7.368	N'est pas vérifié
34	600	0.050	6,693	1115.500	3.773	0.006	0.103	0.018	0.388	11.037	Vérifié
35	800	0.019	14,569	1456.900	2.886	0.010	0.157	0.030	0.452	24.228	Vérifié
36	1200	0.017	41,522	4152.200	3.700	0.010	0.153	0.029	0.566	35.275	Vérifié
37	1200	0.017	47,488	3957.333	3.700	0.012	0.170	0.034	0.630	40.315	Vérifié

Remarque :

D'après nos résultats : On a eu deux cas sont :

- ✓ Le premier cas est : La pente égale à 5% et la vitesse minimum est inférieure à 0.3 m/s.
- ✓ Le deuxième cas est : La pente est inférieure à 5% et la vitesse minimum est inférieure à 0.3m/s.

Donc : Pour le premier cas on va laisser les résultats comme ils sont, on va faire faire des chasses d'eau pour éviter le colmatage des collecteurs. Pour le deuxième cas on va augmenter la pente.

Tableau 9. Etude hydraulique avec augmentation de la pente

Bassin versant	diamètres (mm)	Pente (m/m)	Débit usé (l/s)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	rQ_{min}	rV_{min}	rH_{min}	V_{min} (m/s)	H_{min} (mm)	Auto-curage
4	900	0.05	8.316	2772.000	5.114	0.003	0.042	0.007	0.214	6.725	N'est pas vérifié
7	300	0.05	0.229	114.500	2.243	0.002	0.024	0.004	0.053	1.274	N'est pas vérifié
13	1000	0.05	1.111	1111.000	5.534	0.001	0.004	0.001	0.023	0.741	N'est pas vérifié
24	600	0.05	2.799	933.000	3.773	0.003	0.043	0.007	0.162	4.612	N'est pas vérifié
27	600	0.05	5.965	994.167	3.773	0.006	0.092	0.016	0.348	9.884	Vérifié
28	450	0.05	0.819	409.500	3.041	0.002	0.027	0.005	0.083	2.180	N'est pas vérifié
38	350	0.05	0.264	2264.000	2.518	0.001	0.020	0.004	0.051	1.265	N'est pas vérifié

Remarque :

Donc d'après ces derniers calculs on a pu rectifier juste un seul bassin versant c'est le sous bassin versant n°27. Les autres sous bassins versant on va les laisser comme ils sont parce que l'augmentation de la pente n'a pas vraiment augmenter la vitesse minimum la solution pour ces collecteurs c'est de faire des chasses d'eau.

Tableau 10. Calcul hydraulique avec la nouvelle pente

Bassin versant	Diamètres existant (mm)	Nouveaux diamètres (mm)	Pente (m/m)	Débit		Débit total	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (mm)
				Pluvial (l/s)	Domestique (l/s)								
27		450	0.05	330.650	5.965	336.615	498.948	3.041	0.697	1.073	0.605	3.262	271.993

4. Déversoir d'orage.

4.1. Déversoir d'orage n°01 (Type latéral).

Une partie sera acheminée vers le collecteur intercommunal de Zeralda et l'autre partie sera déversée dans l'Oued Soualmia.

Dimensionnement de déversoir d'orage :

a) Débit déversé :

$$Q_{total} = 2933.36 \text{ l/s}$$

$$Q_{usé} = 34 \text{ l/s}$$

$$Q_{Step} = Q_{usé} \times 2 \Rightarrow Q_{Step} = 34 \times 2 \Rightarrow Q_{Step} = 68 \text{ l/s}$$

$$Q_{déversé} = Q_{total} - Q_{Step} \Rightarrow Q_{déversé} = 2933.36 - 68 \Rightarrow Q_{déversé} = 2865.36 \text{ l/s}$$

b) Calcul de la hauteur totale pour un débit total dans le collecteur d'arrivée :

$$Q_t = 2933.36 \text{ l/s} \quad ; \quad I = 2.3 \%$$

$$DN = 1000 \text{ mm} \quad ; \quad V_{ps} = 4.303 \text{ m/s}$$

$$Q_{ps} = 4865.67 \text{ l/s}$$

$$Q_p/Q_{ps} = 0.603 \Rightarrow H/D = 0.550 \Rightarrow H = 659.587 \text{ mm}$$

c) Calculer la hauteur d'eau à la sortie vers l'oued :

$$Q_{dev} = 2865.36 \text{ l/s} \quad ; \quad I = 2.3 \%$$

$$DN = 1200 \text{ mm} \quad ; \quad V_{ps} = 4.303 \text{ m/s}$$

$$Q_{dev}/Q_{ps} = 0.589 \Rightarrow H_{dev}/D = 0.541 \Rightarrow H_{dev} = 649.335 \times 0.8$$

$$H_{dev} = 519.464 \text{ mm}$$

d) Calculer la hauteur de pelle (mur) :

$$H_{mur} = H_{total} - H_{dev} \Rightarrow H_{mur} = 659.587 - 519.464$$

$$H_{mur} = 140.123 \text{ mm}$$

e) Calculer la longueur de déversoir :

$$b = \frac{3 \times Q_{dev}}{2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times g} \times H_{dev}^{3/2}} \Rightarrow b = \frac{3 \times 2.865}{2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 0.52^{3/2}}$$

$$b = 4.31 \text{ m}$$

On prendra :

La longueur de déversoir : $b=5$ m.

La largeur du déversoir : $l=2.50$ m.

La hauteur de mur : 0.2 m.

4.2. Déversoir d'orage n°02 (Type latéral).

Une partie sera acheminée vers le collecteur intercommunal de Zeralda et l'autre partie sera rejetée dans l'Oued Safsaf.

✚ Dimensionnement de déversoir d'orage.

a) Débit déversé :

$$Q_{total} = 3540.438 \text{ l/s}$$

$$Q_{usé} = 47.488 \text{ l/s}$$

$$Q_{Step} = Q_{usé} \times 2 \Rightarrow Q_{Step} = 47.488 \times 2 \Rightarrow Q_{Step} = 94.98 \text{ l/s}$$

$$Q_{déversé} = Q_{total} - Q_{Step} \Rightarrow Q_{déversé} = 3540.438 - 94.98 \Rightarrow Q_{déversé} = 3445.458 \text{ l/s}$$

b) Calcul de la hauteur totale pour un débit total dans le collecteur d'arrivée :

$$Q_t = 3540.438 \text{ l/s} \quad ; \quad I = 1.7 \%$$

$$DN = 1200 \text{ mm} \quad ; \quad V_{ps} = 3.7 \text{ m/s}$$

$$Q_{ps} = 4865.67 \text{ l/s}$$

$$Q_p/Q_{ps}=0.846 \Rightarrow H/D=0.691 \Rightarrow H=829.708 \text{ mm}$$

c) Calculer la hauteur d'eau à la sortie vers l'oued :

$$Q_{dev} = 3445.458 \text{ l/s} \quad ; \quad I = 1.7 \%$$

$$DN = 1200 \text{ mm} \quad ; \quad V_{ps} = 3.7 \text{ m/s}$$

$$Q_{dev}/Q_{ps}=0.824 \Rightarrow H_{dev}/D=0.678 \Rightarrow H_{dev} = 813.841 \times 0.8$$

$$H_{dev}=651.073 \text{ mm}$$

d) Calculer la hauteur de pelle (mur) :

$$H_{mur} = H_{total} - H_{dev} \Rightarrow H_{mur} = 829.708 - 651.073$$

$$H_{\text{mur}} = 178.635 \text{ mm}$$

e) Calculer la longueur de déversoir

$$b = \frac{3 \times Q_{\text{dev}}}{2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times g} \times H_{\text{dev}}^{3/2}} \Rightarrow b = \frac{3 \times 3.446}{2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 0.651^{3/2}}$$

$$b = 3.71 \text{ m}$$

On prendra :

La longueur de déversoir : $b=4 \text{ m}$.

La largeur du déversoir : $l=2 \text{ m}$.

La hauteur de mur : 0.2 m .

4.3. Déversoir d'orage n°03 (Type latéral).

Une partie sera acheminée vers le collecteur Ø1200 et ensuite vers le collecteur Ø1500mm de la ville de Birtouta et l'autre partie sera rejetée dans l'Oued Maghdour.

✚ Dimensionnement de déversoir d'orage.

a) Débit déversé :

$$Q_{\text{total}} = 407.640 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{usé}} = 5.59 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{Step}} = Q_{\text{usé}} \times 2 \Rightarrow Q_{\text{Step}} = 5.59 \times 2 \Rightarrow Q_{\text{Step}} = 11.18 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{déversé}} = Q_{\text{total}} - Q_{\text{Step}} \Rightarrow Q_{\text{déversé}} = 407.64 - 11.18 \Rightarrow Q_{\text{déversé}} = 396.460 \text{ l/s}$$

b) Calcul de la hauteur totale pour un débit total dans le collecteur d'arrivée :

$$Q_t = 407.640 \text{ l/s} \quad ; \quad I = 4.5 \%$$

$$DN = 500 \text{ mm} \quad ; \quad V_{ps} = 3.122 \text{ m/s}$$

$$Q_{ps} = 612.610 \text{ l/s}$$

$$Q_p/Q_{ps}=0.666 \Rightarrow H/D=0.586 \Rightarrow H=293.115 \text{ mm}$$

c) Calculer la hauteur d'eau à la sortie vers l'oued :

$$Q_{\text{dev}} = 396.460 \text{ l/s} \quad ; \quad I = 4.5 \%$$

$$DN = 500 \text{ mm} ; \quad V_{ps} = 3.122 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{dev}}/Q_{ps}=0.648 \Rightarrow H_{\text{dev}}/D=0.576 \Rightarrow H_{\text{dev}} = 288 \times 0.8$$

$$H_{dev} = 230.4 \text{ mm}$$

d) Calculer la hauteur de pelle (mur) :

$$H_{mur} = H_{total} - H_{dev} \Rightarrow H_{mur} = 293.115 - 230.4$$

$$H_{mur} = 62.715 \text{ mm}$$

e) Calculer la longueur de déversoir

$$b = \frac{3 \times Q_{dev}}{2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times g} \times H_{dev}^{3/2}} \Rightarrow b = \frac{3 \times 0.397}{2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 0.23^{3/2}}$$

$$b = 2.03 \text{ m}$$

On prendra :

La longueur de déversoir : $b=2.5 \text{ m}$.

La largeur du déversoir : $l=1.5 \text{ m}$.

La hauteur de mur : 0.1 m .

Conclusion.

Dans ce chapitre nous avons évalué les débits d'écoulement des eaux usées et pluviales. Pour le débit d'eau pluvial on a procédé la méthode superficielle. Ensuite on a fait le calcul hydraulique pour avoir le diamètre de chaque collecteur, après on a vérifié la loi d'auto-curage pour chaque bassin versant, d'après le débit très bas des eaux usées pour quelques bassins versant on a augmenté la pente, mais quand même la loi d'auto-curage n'est pas vérifié pour ces bassins versant. On a terminé ce chapitre par le calcul des trois déversoirs d'orage.

Conclusion générale.

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépend de la nature et du relief du terrain, de la nature de la quantité d'eau à évacuer ainsi que du plan d'urbanisation de l'agglomération.

De tous ces critères, résulte le choix du système d'évacuation ainsi que le schéma correspondant.

Pour notre agglomération d'Ouled Mendil, l'évaluation des débits des eaux pluviales est faite par la relation de la méthode superficielle (Méthode de CAQUOT) pour une période de retour de 10 ans. Les débits des eaux usées ont été déterminés selon la répartition de la population.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, favorisant un écoulement gravitaire de l'eau.

Vu à la superficie de la ville et les sous bassins versants à étudier, on a utilisé la méthode superficielle pour l'évaluation des débits pluviaux.

Dans cette étude nous avons projeté trois déversoirs d'orage à seuil latéral qu'ils permettent de séparer le débit de rejet de notre agglomération en deux :

- Un débit de pointe ($Q_{step} = 2 Q_{use}$) transité vers la station d'épuration.
- Un débit des eaux pluviales transité vers l'exutoire.

Bibliographie

Arrêté interministériel. (1425 correspondant 2004, Safar correspondant Avril 27 correspondant 17). *Fixer le nombre de services des directions de l'hydraulique de wilaya et déterminant leur organisation interne.*

google. (s.d.). Récupéré sur Institut d'architecture et des sciences de la terre :

https://www.google.com/search?q=boite+de+branchement+en+assainissement+syst%C3%A8me+unitaire&tbm=isch&ved=2ahUKEwiWqMm1ifT4AhWDW_EDHYqnDYgQ2-cCegQIABAA&oq=boite+de+branchement+en+assainissement+syst%C3%A8me+unitaire&gs_lcp=CgNpbWcQA1AAWoeUYK5IaABwAHgBgAHb

google. (s.d.). Récupéré sur Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations:

https://www.google.com/search?q=sch%C3%A9ma+d%27evacuation+en+assainissement&tbm=isch&ved=2ahUKEwiin7HDifT4AhV5gc4BHaPoDbEQ2-cCegQIABAA&oq=sch%C3%A9ma+d%27evacuation+en+assainissement&gs_lcp=CgNpbWcQA1DqdFip2wFgn94BaAJwAHgAgAHaEIgB8E6SAREwLjMuOC42LjAuNS

google. (s.d.). Récupéré sur Travaux d'extérieurs-Boukerzaza Entreprise de Conception et de construction:

https://www.google.com/search?q=caniveaux+en+assainissement&tbm=isch&ved=2ahUKEwj5stL8qvT4AhWYavEDHUXMAZEQ2-cCegQIABAA&oq=caniveaux+en+assainissement&gs_lcp=CgNpbWcQA1DkEljeS2DXUmgCcAB4AYABrA2IAYQxkgEPMC4zLjluNS0yLjAuMi4xmAEAoAEBqgELZ3dzLXdpei1pbWfAAQE&sc

google. (s.d.). Récupéré sur Plaque egout- Cdiscount:

https://www.google.com/search?q=bouche+d%27egout+en+assainissement&tbm=isch&ved=2ahUKEwivweGNrPT4AhUQVPEDHdGxCuwQ2-cCegQIABAA&oq=bouche+d%27egout+en+assainissement&gs_lcp=CgNpbWcQA1DDDvJSPmC2SGgBcAB4AIABtwiIAeY1kgENMi00LjYuMi4wLjluMZgBAKABAaoBC2d3cy13aXot

google. (s.d.). Récupéré sur Tuyaux de ciment d'assainissement Canalisation Emplés Banque d'image et photos Libres de Droits. Image 42419671:

https://www.google.com/search?q=les+canalisations+en+assainissement&tbm=isch&ved=2ahUKEwj1qr6YqvT4AhUgX_EDHZJTBGkQ2-cCegQIABAA&oq=les+canalisations+en+assainissement&gs_lcp=CgNpbWcQAzoECAAAQZoFCAAQgAQ6CwgAEIAEELEDEIMBOggIABCxAxCDAToICAAQgAQQsQM6BAgAEBg6Bg

google earth. (s.d.). Récupéré sur Ouled mendil: www.googleearth.ouledmendil.com

Image . (s.d.). Bureau d'étude PROJETHAL, Algérie/Alger-Bir khadem.

Jean-Claude Guignard, J. C. (2017). *MEMNTO TECHNIQUE Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées.*

Pierre Fouquet, C. C. (1976, 1977 et 1978). *Evacuation des eaux pluviales urbaines*.
ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES DE L'ECOLE
NATIONAL DES PONTS ET CHAUSSEES.

PROJETHAL-Consult, B. d. (s.d.).

Régis Bourrier, M. S. (s.d.). *Guide technique de l'assainissement 4eme édition* .
LEMONITEUR .

Wikipedia. (2021, Septembre 16). Récupéré sur Douera: <https://fr.wikipedia.org/wiki/Douera>