



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Conception du réseau d'assainissement de l'agglomération
D'AIN BEIDA commune de HAMMAM BOUHDJAR
(W.AIN TEMOUCHENT)**

Présenté par :

CHERGUI Kheira

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	M.C. A	Président
KAHLERRAS DJillali	M.C. B	Examineur
KHALED/HOULI Samia	M.A. A	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session : Décembre 2020

Dédicace :

Je dédie ce travail

À ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

*Particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez
les remercier car leur affection, leur bienveillance et leur présence à mes côtés sont
la source de ma force.*

A ma chère sœur : Razan

et mes chers frères : Boudali et Abdellah

Une spéciale dédicace à ma grand-mère et ma grande famille

A mes amies : Fatima et Rouba

et tous ceux qui m'aiment et qui m'aident

Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Que ALLAH vous garde pour moi.

Kheira

Remerciement :

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

Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Ainsi que mes chers frères et sœurs qui ont toujours étaient là pour moi.

Toute ma gratitude à mon promoteur Mr SALAH Boualem pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un mémoire considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce mémoire un hommage vivant à sa haute personnalité.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Ainsi que toutes mes gratitudes à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation.

Sans oublier l'ingénieur Mr Hichem, mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Je remercie mon amie Fatima pour tout l'aide qui m'a apporté dans la rédaction de ce mémoire.

ملخص:

تهدف هذه المذكرة أساسا لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لقرية عين بيضاء (ولاية عين تيموشنت). في إطار إنشاء مدينة مثالية لبيئة سليمة، اخترنا نظام مشترك لتصريف مياه الأمطار و مياه الصرف الصحي نحو محطة المعالجة.

فبعدما جمعنا كامل المعطيات اللازمة لتحقيق هذا المشروع، قمنا بتقدير حجم تدفقات المياه الواجب صرفها ثم حساب الأبعاد و تنفيذ مخطط الشبكة. إضافة إلى تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية.

الكلمات المفتاحية: قرية عين بيضاء – شبكة الصرف الصحي – نظام تصريف المياه

Résume :

L'agglomération d'Ain el Beida est dotée actuellement d'un réseau d'assainissement de type unitaire qui ne recouvre pas totalement la surface urbanisée d'autant plus qu'il existe des extensions. Certaines habitations ne sont pas raccordées au réseau. Par ailleurs il a été constaté une vétusté de ce réseau caractérisée par des fuites d'eaux usées et des cassures, avec un rejet vers le milieu naturel. L'objectif de notre étude vise à projeter un nouveau réseau convenablement dimensionné, appelé à évacuer les effluents de ladite agglomération à l'horizon futur.

Mots clés : Agglomération d'AIN BEIDA – système d'assainissement – réseau unitaire.

Abstract:

The design of a sanitation sewage network for a village of AIN BEIDA (AIN TEMOUCHENT province) is the object of our dissertation. In order to realize an exemplary village for a pleasant environment, we opted for a unitary system to evacuate wastewater to the WWTP.

Once we have gathered all the necessary data for this work, we have estimated the flows to be evacuated, then the sizing and layout of the networks. In addition, we have prepared a quantitative and estimative cost.

Keywords: village of AIN BEIDA – unitary system - sewage network

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I. Situation géographique d'Ain-Beida:	2
II. Situation topographique :	3
III. Situation géologique :	3
IV. Sismicité :	3
V. Situation Climatique :	3
V.1. Climat :	3
V.2. Température :	4
V.3. Pluviométrie :	4
V.4. Humidité :	5
V.5. Vent :	5
V.6. Gel :	5
V.7. Evaporation :	5
VI. Situation hydraulique :	6
VI.1. Alimentation en eau potable :	6
VI.2. Assainissement :	6
Conclusion :	6

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction :	8
I. La série des données pluviométriques :	8
II. Etude des précipitations maximales journalières :	10
II.1. Caractéristiques empiriques de la série :	11
II.2. Ajustement de la série :	10
II.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	16
III. Intensité moyenne maximale :	18
Conclusion :	18

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction :	20
I. Situation démographique :	20
II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	21
III. Système d'évacuation des eaux :	21
III.1. Les différents systèmes d'assainissement :	21
III.2. Le choix du système d'assainissement :	25
IV. Schéma d'évacuation des eaux :	26
IV.1. Les différents schémas d'assainissement :	26
IV.2. Le choix du schéma d'évacuation :	28
V. Le coefficient de ruissellement :	28
V.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :	28
V.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	30
VI. Calcul de la population pour chaque sous bassin :	31
VI.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :	31
Conclusion :	33

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction :	35
I. Origine et nature des eaux à évacuer :	35
I.1. Les eaux usées :	36
I.2. Les eaux pluviales :	37
II. Estimation des débits des eaux usées :	37
II.1. Débits des eaux usées domestiques :	38
II.2. Débits des eaux usées des établissements publics :	39
II.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :	41
III. Estimation des débits des eaux pluviales :	42
III.1. La méthode rationnelle :	42
III.2. Calcul des débits pluviaux :	46
Conclusion :	47

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :	49
I. Principe de conception d'un système d'assainissement :	49
II. Mode de dimensionnement des canalisations :	50
II.1. Base de calcul :	50
II.2. Formule de MANNING-STRICKLER :	50
II.3. Formule de BAZIN :	52
III. Conditions d'autocurage :	53

IV. Normes d'écoulement et d'implantation :	54
V. Résultats du dimensionnement :	55
Conclusion :	61

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Introduction :	63
I. Les ouvrages principaux :	63
I.1. Les canalisations :	63
I.2. Formes et sections de conduites :	63
I.3. Critères du choix de conduite :	64
I.4. Types de matériaux :	64
I.5. Les essais de conduites préfabriqués :	67
I.6. Les remèdes :	68
I.7. Pose de canalisation :	68
II. Les ouvrages annexes :	70
II.1. Les ouvrages normaux :	70
II.2. Les ouvrages spéciaux :	74
Conclusion :	74

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Introduction :	76
I. Les étapes de réalisation du projet :	76
I.1. Manutention et stockage des conduites :	76
I.2. Décapage de la terre végétale :	77
I.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards :	77
I.4. Aménagement du lit de sable :	77
I.5. Emplacement des piquets :	77
I.6. Pose des canalisations :	77
I.7. Assemblage des canalisations :	78
I.8. Essai d'étanchéité :	78
I.9. Exécution des regards :	78
I.10. Réalisation des branchements :	79
I.11. Remblayage et compactage :	79
II. Choix des engins :	79
III. Détermination des différents volumes des travaux :	82
III.1. Volume du décapage de la couche végétale :	82
III.2. Volume du déblai des tranchées :	82
III.3. Volume occupé par le lit de sable :	83
III.4. Volume occupé par les conduites :	83
III.5. Volume de l'enrobage :	83
III.6. Volume du remblai de protection :	84
III.7. Volume excédentaire :	84

IV. Devis quantitatif et estimatif : _____ 84

Conclusion : _____ 85

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : températures moyennes annuelles (2007/2016)	5
Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles (1985-2012)	6
Tableau I-3 : Répartition moyenne mensuelle et annuelle de l'évaporation (1950-2010)	7

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Hammam Bouhdjar :	11
Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de Hammam Bouhdjar) 1970-2012	12
Tableau II-3 : Les caractéristiques de la série pluviométriques	15
Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)	16
Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)	18
Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)	19
Tableau II-7 : Résultat du test de Pearson χ^2	21
Tableau II-8 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	22

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III-1 : les données relatives à la population	27
Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système unitaire	27
Tableau III-3 : Avantages et inconvénients du système séparatif	28
Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	34
Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	35
Tableau III-6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	35
Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	35
Tableau III-8 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin	36
Tableau III-9 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin	37

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau IV-1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin	42
Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin	45
Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin	46
Tableau IV-4 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	52
Tableau IV-5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer	54
Tableau IV-5 : Débit total de chaque sous bassin à évacuer	55

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté (collecteur principale et secondaire)	62
---	----

CHAPITRES VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du projet	97
--	----

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Carte géographique de l'agglomération d'AIN BEIDA	2
--	---

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel	17
Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale	18
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV	19

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure III-1 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire	26
Figure III-2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	28
Figure III-3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif	29
Figure III-4 : Schéma perpendiculaire	31
Figure III-5 : Schéma par déplacement latéral	31
Figure III-6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique	31
Figure III-7 : Schéma par zones étagées	32
Figure III-8 : Schéma radial	32

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en amiant ciment	80
Figure VI-2 : Joints sur tuyau en grès	81
Figure VI-3 : Joints sur tuyaux en béton	82
Figure VI-4 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire	84
Figure VI-5 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain	85
Figure VI-6 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais	85
Figure VI-7 : Exemple d'un branchement simple	86
Figure VI-8 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation	87
Figure VI-9 : Exemple d'un regard simple	87

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Figure VII-1 : Pose du lit de sable	91
-------------------------------------	----

Liste des planches

- Planche n°1/4** : Plan de masse avec levé topographique de l'agglomération d'AIN BEID
- Planche n°2/4** : Tracé du réseau projeté d'assainissement de l'agglomération d'AIN BEID
- Planche n°3/4** : Profil en long du collecteur principale
- Planche n°4/4** : Profil en long du collecteur secondaire

Introduction générale

L'assainissement étant une étape du cycle de l'eau, figure une spécialité de grande importance qu'elle assure la protection de la santé publique d'une part et celle de l'environnement d'autre part car il englobe les eaux usées et les eaux pluviales, leur évacuation, transport ainsi que leur épuration. Pour cela, plusieurs projets sont étudiés et mis en œuvre concernant les agglomérations, les villes et villages dans tout coin du monde car avoir un bon réseau d'assainissement est égal au rétrécissement du danger.

Prenons comme exemple l'agglomération d'AIN BEIDA dans la wilaya d'Ain Temouchent qui a une mauvaise gestion des rejets des eaux usées qui sont directement évacués dans le Sebkha d'Oran, ce qui s'avère un danger alarmant concernant la pollution des eaux stagnées dans le bassin et ainsi la propagation de diverses maladies.

Suite à cette ultime urgence, nous avons étudié le schéma directeur du réseau d'assainissement de l'agglomération d'Ain-Beida et proposé une solution adéquate qui répond à l'appel et cela par la mise en œuvre d'un réseau de collecte des eaux usées et pluviales selon des critères technico-économiques tout en respectant la nature du terrain et les domaines privés des citoyens.

Ce présent projet illustre une des solutions possibles pour gérer les eaux usées de cette agglomération et cela par la pose des collecteur principales et secondaire qui transporteront les rejets jusqu'à une station d'épuration futur projetée dans la zone d'étude.

CHAPITRE I :

Présentation de l'agglomération

Introduction :

L'agglomération, en étude, nécessite une rénovation de son système d'évacuation des eaux usées et pluviales. Cette étude exige des données et informations qui sont indispensables notamment du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique. Dans ce qui suit, nous allons détailler chaque étape afin de mener à bien le dimensionnement et la conception de ce projet.

I. Situation géographique de l'agglomération d'Ain-Beida :

La commune d'Ain-Beida se trouve à 6 km de son chef-lieu la ville Hammam Bouhdjar wilaya de Ain Témouchent dont elle dépend administrativement. Ain-Beida s'occupe une superficie environ 57.94 KM.

Elle compte parmi ses trois agglomérations secondaires (Ain el Beida. Hdjaria. Aurès el Meida). Cette commune est localisée au Nord de Hammam Bouhdjar, est limitée :

Au Nord : par la Sebkha d'Oran.

A l'Ouest : par la commune Hassi El Ghella.

Au Sud-Est : par la daïra de Ain Larb.



Figure I-1 : Carte géographique de l'agglomération d'AIN BEIDA

Source : google maps (2020)

II. Situation topographique :

L'étude topographique s'avère indispensable et joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement ; vu que l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire, sauf dans le cas de contre pente où le relief exige un relevage.

Le site dans sa totalité est plat et une seule classe des pentes d'environ de 0.85% a été distinguée dans le sens Est Ouest et de 1.00% dans le sens Sud Nord.

III. Situation Géologie :

La géologie de la région d'Ain Temouchent, est caractérisée par un volcanisme intense à l'ère primaire, où les coulées de basaltes prédominent. Sur ces coulées se superpose un Trias avec des argilites, des gypses, des dolomies noires, des ophites, et des blocs allogènes, puis vient de déposer des marnes de la limite Jurassique- Crétacé (Néocomien), surmontée par des marnes à silex au Sénonien supérieur. Au Tertiaire, plus précisément au Paléogène, se déposent des calcaires marneux de l'Yprésien, surmontée par une formation détritique continentale du Messénien.

Le tout est enveloppé par un Quaternaire lacustre calcaire, et des sables cimentés, notamment les argiles marneuses seront présentes, et font partie des formations meubles dans la région.

IV. Sismicité :

La région en question faisait partie de la zone à sismicité moyenne à forte, mais après l'avènement du séisme de Mercredi 22 Décembre 1999 d'une magnitude de 5.8° sur l'échelle de Richter, le commun a été classée par le groupe technique spécialisé (G.T. S) à sismicité élevée et dommages notables. Il convient donc de prendre des mesures de prévention et d'être plus vigilant dans l'application des nouvelles règles parasismiques

V. Situation Climatique :

V.1. Climat :

La commune d'Ain Beida possède un climat méditerranéen semi-aride, qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides.

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen caractérisée par :

- Une période humide et pluvieuse d'octobre à mai, avec un maximum un mois de décembre et une répartition spatiale très irrégulière.
- Une période sèche et chaude (estival) débute en fin de mois de mai à mi-octobre, avec l'absence de précipitation en été.

V.2. Température :

Les moyennes annuelles dépassent les 18°C. la moyenne des maxima observés en Août dépasse les 26°C la moyenne de maxima en janvier descend rarement au-dessous de 12°C. Les minima absolus descendent au-dessous de 0°C et les maxima absolus dépasse les 45°C. plus que les moyenne se sont encore les extrêmes qui constituent les contraintes les plus importantes. Ces contraintes sont renforcées par des réchauffements estivaux et les vents asséchants de siroco qui soufflent en moyenne 11 jours par an. L'influence maritime est faible.

Tableau I-1 : températures moyennes annuelles (2007/2016)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenne inter-annuelle (°C)
Temp (°C)	23.7	19.8	15.4	12.2	11.4	12.5	14	15.8	18.5	22.2	25	26	18

Source : ANRH ORAN

V.3. Pluviométrie :

Selon les données de la station de Hammam Bouhdjar, nous notons que les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles.

Le tableau suivant (Tableau I-2) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 27 ans (1985-2012) :

Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles (1985-2012)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
P (mm)	16.76	37.7	97.4	130.3	94.1	57.2	75.6	63.4	45.7	0.8	1	1.6	621.2

Source : ANRH Alger (2020)

L'analyse de la variation des précipitations (Tableau I-2) montre que :

- La période pluvieuse s'étale du mois de Novembre au mois de Avril ; avec une hauteur maximale de précipitation de 130.3 mm enregistrée au mois de Décembre.
- Les mois de Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; avec un minimum de précipitation de 0.8 mm au mois de Juin.

V.4. Humidité :

L'humidité de la région d'étude d'après les données de la station d'Ain Temouchent est faible en saison estivale, mais elle force en saisons pluvieuses et cela à cause des masses d'air qui sont très chargées en vapeur d'eau venant précipiter leur tribut de pluie directement sur le relief en montagne. L'humidité relative moyenne est évalué à 69%.

V.5. Vents :

Les vents dominants soufflent de l'Ouest vers l'Est et du sud-ouest vers Nord Est. Ces vents sont fréquents pendant la saison d'hiver et peuvent atteindre 80km/h. les vents continentaux chauds et sec (sirocco) venant du sud apparaissent en période d'été.

V.6. Le gel :

La région est située dans la zone Nord ou la mer est présente, ce qui signifie l'absence de gel et cela favorise le développement de certaines cultures.

V.7. L'évaporation :

Tableau I-3 : Répartition moyenne mensuelle et annuelle de l'évaporation (1950-2010)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenne inter-annual (mm)
Max. (mm)	122.2	84.3	85.5	43.8	46.8	56.7	83.9	104.9	123.4	146.3	161.7	146.1	1178.8

Source : DRE Ain Temouchent

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de 161.7 mm, le minimum est enregistré au mois de Décembre avec une valeur de 43.8 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 1178.8mm.

VI. Situation hydraulique :

VI.1 Alimentation en eau potable :

Notre région d'étude se trouve dans le bassin versant côtiers Oranais. Ce dernier est caractérisé par la présence de nombreuses infrastructures hydrique telle que les transferts à partir des systèmes Beni Bahdel et le systèmes Tafna.

VI.1 Assainissement :

L'agglomération d'Ain-Beida est assainie par un réseau fonction en système unitaire avec des canalisations en PEHD de diamètre différent allons de D300 jusqu'à D600. le transit des eaux usées pluviales et usées se fait dans la direction nord-Ouest. Selon les informations recueillies au niveau de la direction de l'hydraulique de la wilaya, le réseau en question, connaît des problèmes qui résulte du fait que le réseau actuel est sous dimensionné. Le rejet se fait au niveau de Sebkhia d'Oran qui est le plus proche au Ain -Beida.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu général sur la zone d'étude, nous avons défini les caractéristiques nécessaires du site et on a déterminé les données de base pour entamer le projet qui est le dimensionnement et la conception du réseau d'assainissement de l'agglomération d'Ain-Beida, tout en respectant les exigences de la santé publique et l'environnement.

CHAPITRE II :

Etude hydrologique

Introduction :

D'une façon générale, L'hydrologie peut se définir comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, plus précisément les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Elle s'intéresse aussi à l'estimation de ses différents flux.

Pour la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique est un volet important dont le but est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des pluies extrêmes et des averses et le choix de la période de retour, afin de protéger le réseau contre les risques des fortes crues.

I. La série des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre

La station pluviométrique de **Hamam Bouhdjar** est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Identification de la station pluviométrique de Hamam Bouhdjar :

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Hamam Bouhdjar	040415	X (km)	167.2	1970-2012 (42 ans)
		Y (km)	237.45	
		Z (m)	153	

Source : ANRH Alger (2020)

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 42 ans allant de 1970/1971 jusqu'à 2011/2012. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau II-2) :

Tableau II-4 : La série pluviométrique (station de Hammam Bouhdjar) 1970-2012

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
70-71	0	24,2	2,9	22,1	19,1	7,6	35,6	17	84,6	5,5	0	0	84,6
71-72	2,8	2,2	36,7	19,3	16,1	26,8	26,8	27,3	18,5	34,4	1,1	8,6	34,4
72-73	9,6	14,4	9,7	13,3	16,7	24,3	16,4	19,1	0,6	17,1	0	3,1	24,3
73-74	6,2	9,1	2,1	22,4	12,5	41,5	40,7	17,3	0	12,4	0	0	41,5
74-75	4,5	5,7	8,3	0	4,8	8,3	17	52,3	10,3	3,1	0	3,5	52,3
75-76	0	8,9	15,5	13,4	14,2	38,2	6,6	14,8	15,5	5,2	9,7	9,7	38,2
76-77	17,6	14,8	3,5	15,4	23,4	10,8	7,2	37,6	10,8	1,4	6,8	0	37,6
77-78	0	0	60,9	14,3	17,7	4,6	17,3	23,6	9,9	0	0	0	60,9
78-79	0	21,1	23,1	22,4	3,1	23,2	14,2	9,7	9,1	6,2	5,2	0	23,2
79-80	16,4	12,2	8,3	41,5	35,8	16,7	30,2	10,6	6,2	0	0	0	41,5
80-81	6,2	9,8	7,5	22,4	29,9	12,4	23,8	12,7	13,7	33,4	0	0	33,4
81-82	13,2	0	0	10,5	4,2	29,4	3,2	12,6	19,6	5,2	0	0	29,4
82-83	2,9	17	28,8	29,2	0	33,2	11,5	1,9	2,2	0	0	1,9	33,2
83-84	0	0	15,8	13,6	23,4	25,7	14,1	0	17,7	0	0	0	25,7
84-85	5,8	1,5	115,9	12	14,4	9,1	15,5	32,8	18,1	0	0	0	115,9
85-86	2,9	0,5	108	16,9	39,3	38,4	16,2	13,3	4,1	0	0	0	108
86-87	18	20,6	10,9	24	19,6	54,6	6,2	0	6,3	0	6,6	0	54,6
87-88	2,4	9,2	13,9	6,2	0	6,5	2,4	9,9	10,1	4,1	0	0	13,9
88-89	8,3	4,8	27,1	0	20,8	7	43	23,3	1,3	0,7	0	0	27,1
89-90	7,7	0	4,2	7,8	40,5	0	17,8	45,8	12,6	0	0	0	45,8
90-91	4,1	9,9	15,6	18,2	25,9	12,4	23,8	0	1,9	0	0	0	25,9
91-92	9,3	10,8	22,5	5,1	10,7	13	25,4	6,4	48,2	22,4	0	0	48,2
92-93	0	6,1	23,2	11,5	3,3	20,9	32,3	17,3	22	4,6	0	0	23,2
93-94	7,8	71	30,7	5,6	32,7	37,5	3,3	13,2	6,7	0	0	0	37,5
94-95	0	5,5	12,9	9,7	14,3	39,8	33,5	7,9	0	0	0	0	39,8
95-96	5,2	0,6	3,7	35,1	20,6	21,5	10,7	8,7	2,6	0	0	0	35,1
96-97	12,1	2,7	7,6	21,3	26,4	0	0	13,1	3,9	0,8	0	0	26,4
97-98	24,6	7,5	35,4	13	13,3	10,4	6,1	5,6	13,5	0	0	1	35,4
98-99	0	0	26,8	9,7	21,8	28,3	34,6	0	0	0	0	0	34,6
99-00	7,4	14,9	37,4	23,4	0	0	2,6	8,6	4,7	0	0	0	37,4
00-01	21,5	38,3	18,1	16,6	74,9	16,6	0	12,1	1,6	0	0	0	74,9
01-02	9,2	23,3	63,7	7,9	1,1	0	11,4	20,4	38,7	0	0	15,2	63,7
02-03	0	14,5	24	1,1	11,6	23,5	9,9	7,5	9,9	0	2,1	0	24
03-04	2,9	7,9	16,6	0	30,4	3,5	10,8	4,9	17,6	0,5	0	2,5	30,4
04-05	0	14,7	34,7	21,3	7,2	8,3	0	3,7	0	1,1	0	0	34,7
05-06	3,4	0	24,7	3,7	13,7	24,9	3,4	4,8	5,1	0	0	0	24,9
06-07	4,6	0	1,1	18,6	5,9	11,8	43,2	16,6	6,5	0	0	0	43,2
07-08	9,2	21,5	17,5	2,1	17,1	6,7	9,7	0	19,2	0	0	0	21,5
08-09	27,5	18,7	25,9	21,8	19,7	18,3	19,8	5,1	5,6	0	1,1	0	27,5
09-10	2,1	0	11,9	0	32,1	9,5	24,2	0	12,5	5	0	8,8	32,1
10-11	0	23	8,1	11,3	34,6	9,7	9,1	47,1	8,6	7,6	0	0	47,1
11-12	6,1	13,7	37,8	16,8	16,9	15,3	5,4	23,8	0	0	0	0	37,8
12-13	43,8	23,2	43,9	35,6	9,7	25,3	21,1	49,1	39,9	37,5	0	0	49,1

Source : ANRH Alger (2020)

II. Etude des précipitations maximales journalières :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement statistique à une loi de probabilité. Donc, il faut effectuer un ajustement adéquat à une loi théorique de la série des pluies maximales journalières afin de déterminer les intensités de pluie les plus extrêmes et d'estimer le débit de crue. Les principales étapes de l'étude sont les suivantes :

- Classer la série des $P_{\max,j}$ par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (au non dépassement).
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités de courte durée.

II.1. Caractéristiques empiriques de la série :

❖ La moyenne « $\overline{P_{\max,j}}$ » :

Avec $N = 42$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} = 57.71 \text{ mm} \quad (\text{II.1})$$

❖ L'écart-type « $\sigma_{P_{\max,j}}$ » :

Pour $N = 42$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}} = 21.2 \text{ mm} \quad (\text{II.2})$$

❖ Le coefficient de variation « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} = 0.517 \quad (\text{II.3})$$

Tableau II-3: Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombres d'années d'observation	42
Valeur maximale (mm)	115
Valeur Minimale (mm)	13
Médiane (mm)	35
Moyenne (mm)	40.9
Ecart-type (mm)	21.2
Coefficient de variation	0.517

II.2. Ajustement de la série :

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une loi donnée est efficace.

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les trois lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (Log-normal) .

II.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.4})$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln (F(x))] \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (\text{II.6})$$

❖ Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = \mathbf{16.50} \quad ; \quad x_0 = \mathbf{31.40} \text{ mm}$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	107	12.7	82.5 – 132
50	0.98	95.8	10.9	74.5 – 117
20	0.95	80.4	8.51	63.7 – 97.1
10	0.90	68.5	6.74	55.3 – 81.7
5	0.80	56.2	4.99	46.4 – 65.9

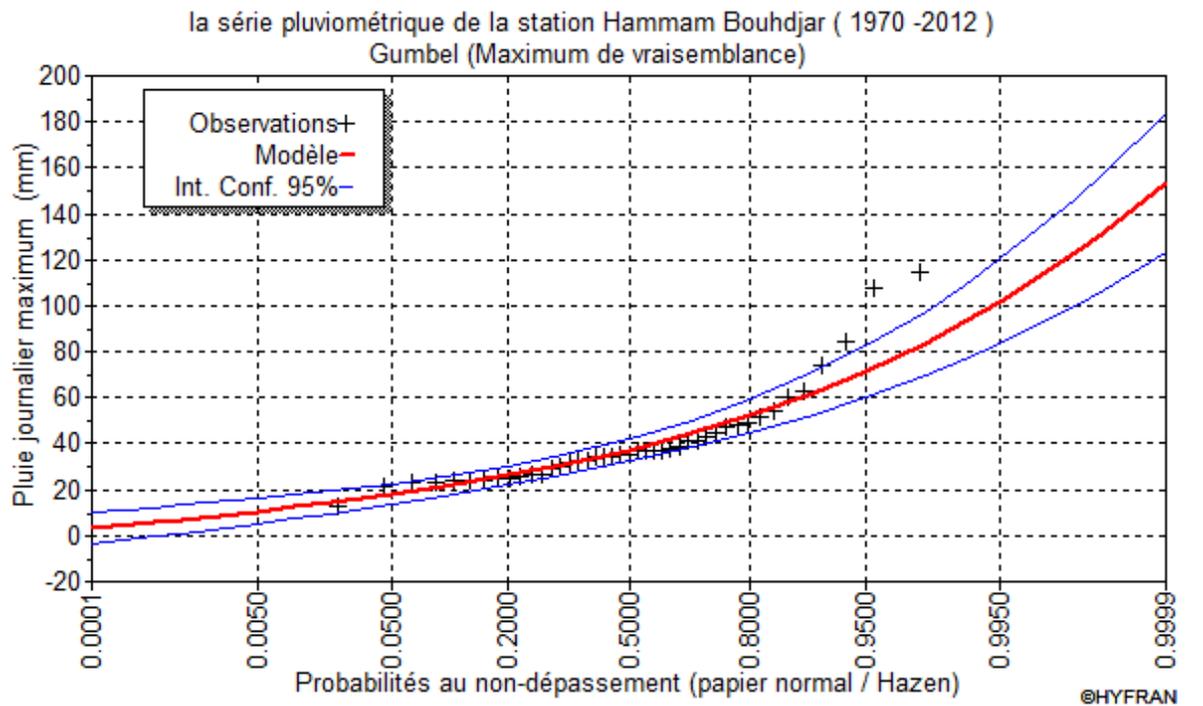


Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

II.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

❖ La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{II.8}$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \tag{II.9}$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \tag{II.10}$$

❖ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.43 \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = 3.61$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	102	13.0	76– 127
50	0.98	90.2	10.6	69.4 – 111
20	0.95	75.6	7.71	60.4 – 90.7
10	0.90	64.6	5.79	53.2 – 75.9
5	0.80	53.3	4.12	45.3 – 61.4

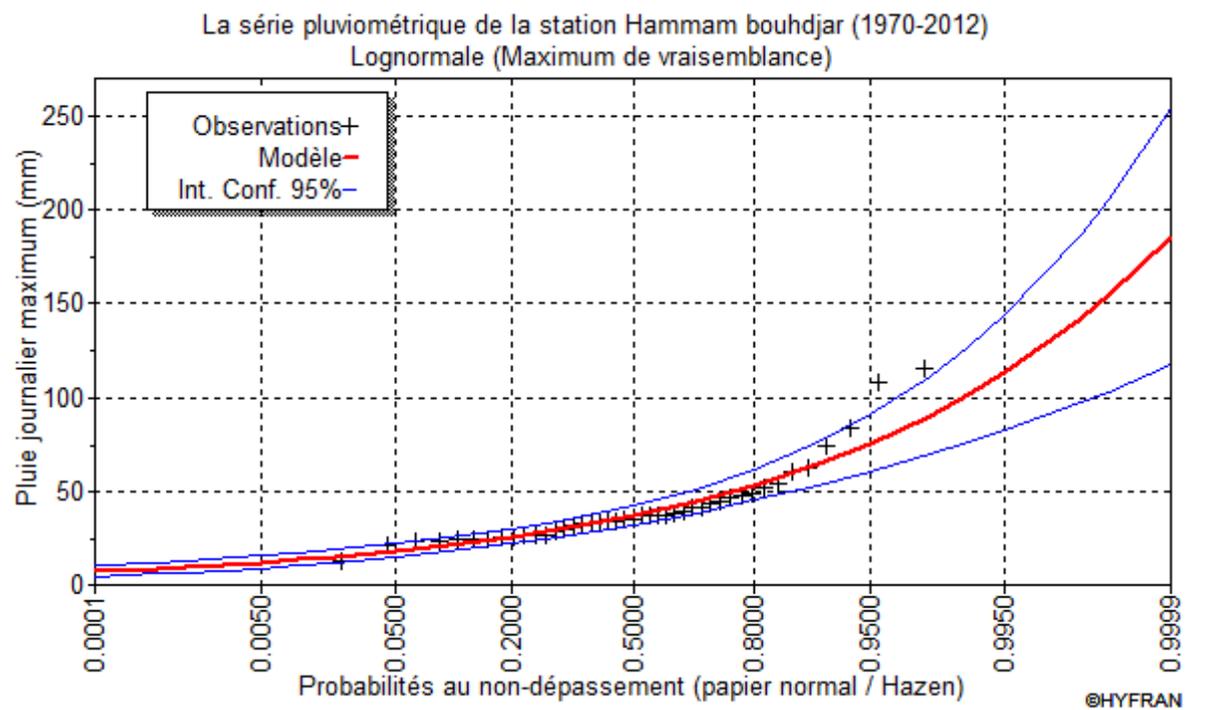


Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

II.2.3. Ajustement à la loi GEV

❖ La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{II.11}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \tag{II.12}$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- u : paramètre de position
- α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \tag{II.1}$$

❖ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u = 31.41 \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 11.84 \quad ; \quad k = 0.180464$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	116	28.2	61.0– 172
50	0.98	98.5	19.2	60.8– 136
20	0.95	78.0	11.0	56.5 – 99.4
10	0.90	64.3	6.88	50.8 – 77.8
5	0.80	51.8	4.29	34.4 – 60.2

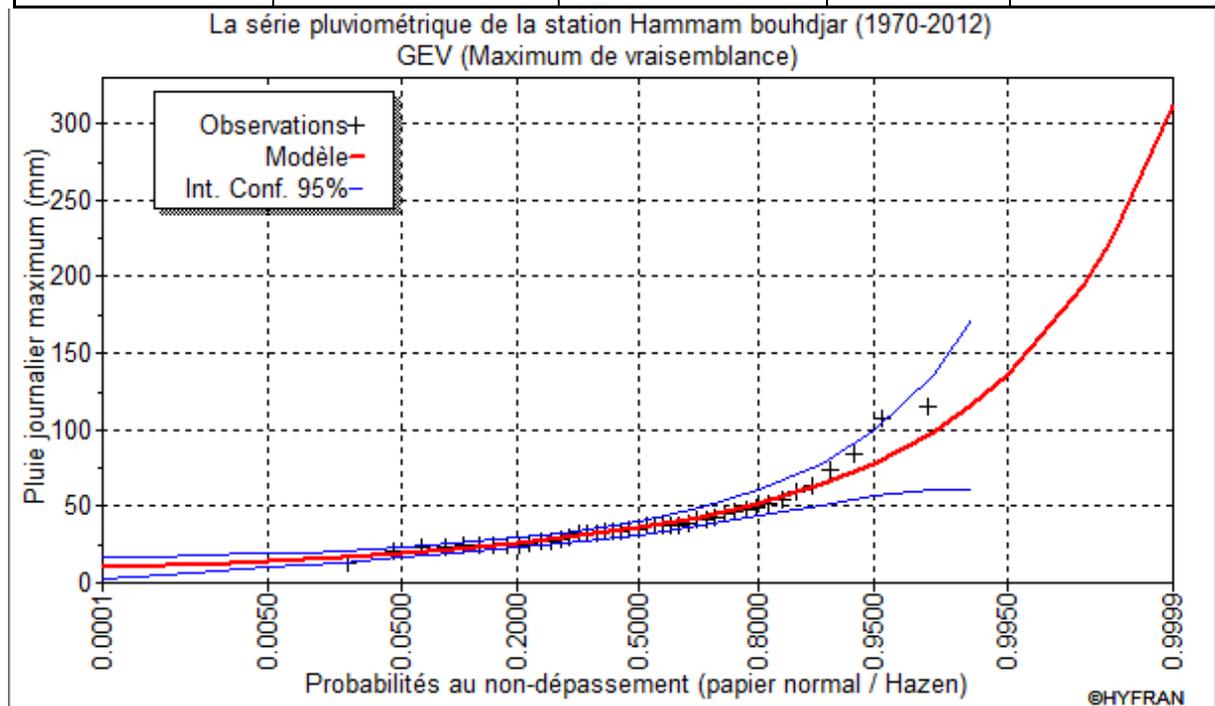


Figure II-4 : Ajustement graphique à la loi GEV

II.2.4. Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

❖ Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II-1, II-2 et II-3, on remarque que :

- La loi **Gumble** donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs négatives et autres non définies → la loi est inadéquate ; à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de **Gev** et à celle de **Galton** est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

❖ Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeur calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau II-9) comme suit :

Tableau II-7 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observation
Gev	2	5	11.21	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
Galton	2	6	7.86	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

Interprétation des résultats du test :

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois **Log-normale (Galton)** et de **Gev** sont adéquates.

❖ Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_t sont très proches pour les deux.

Cependant, comme de nombreuses études en hydrologie ont montré que la loi de Gev est la loi la plus appropriée dans le nord de l'Algérie, donc nous avons choisi la loi de **Gev**.

II.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi **Gev**.

❖ Pluies de courte durée :

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Alger, $b = 0.35$ pour notre région d'étude l'agglomération d'AIN BEIDA la commune de Hammam Bouhdjer (W. Ain Temouchent).

❖ Intensités de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « $p\%$ », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad (\text{II.3})$$

➔ Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

Tableau II-8 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
X_t	51.8 mm		64.3 mm		78.0 mm		98.5 mm		116 mm	
t (h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)
0.1	7.82	78.2	9.48	94.8	11.10	111	13.24	132.4	14.98	149.8
0.2	9.97	49.85	12.09	60.45	14.15	70.75	16.88	84.4	19.09	95.45
0.25	10.78	43.12	13.01	52.05	15.30	61.2	18.25	73	20.64	82.56
0.5	13.74	27.48	16.66	33.32	19.50	39	23.26	46.52	26.31	52.62
0.75	15.84	21.12	19.20	25.6	22.47	29.96	26.81	35.74	30.32	40.43
1	17.52	17.52	21.24	21.24	24.85	24.85	29.65	29.65	33.53	33.53
2	22.33	11.17	27.07	13.53	31.68	15.68	37.80	18.9	42.74	21.37
3	25.74	8.58	31.19	10.40	36.51	12.13	43.56	14.52	49.26	16.42
4	28.46	7.12	34.50	8.63	40.38	10.10	48.18	12.04	54.48	13.62

III. Intensité moyenne maximale :

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

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-10, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 52,05 \text{ mm/h}$$
$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{52,28 \times 10000}{3600} = 144,60 \text{ L/s/ha}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

Conclusion :

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale ; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV, et les calculs des pluies de courte durée.

$$i = 145 \frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$$

CHAPITRE III :

Calcul de base

Introduction :

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est tributaire d'une étude préliminaire qui consiste à la détermination des éléments de base afin de procéder à un dimensionnement adéquat d'un réseau d'évacuation choisi. Cette étude vise à estimer :

- Le nombre d'habitants nécessaire à l'évacuation des débits d'eaux usées domestiques et à l'estimation du régime de rejet.
- Le nombre de sous bassins adoptés qui est fonction de la structure de l'agglomération, utile pour l'estimation du débit d'eaux pluviales.
- Le coefficient de ruissellement correspondant à chaque sous bassin qui représente le paramètre fondamental pour l'estimation du débit pluvial.
- Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

I. Situation démographique :

En hydraulique urbaine, l'ingénieur doit prévoir, dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée ; pour répondre aux besoins de cette population.

A cet effet, Nous allons étudier l'évolution de la population aux différents horizons connus en l'occurrence le court, moyen et long terme.

Afin d'optimiser le réseau d'assainissement et de revoir le dimensionnement du collecteur de rejet.

- Population de l'AS Ain –Beida : 2.374 (selon l'année 2008).
- Taux d'accroissement daïra de Hammam Bouhdjar : 1.4.

Source : Dre AIN -TEMOUCHENT (DONNEES 2010)

- La population est estimée à la base de la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul ;

P_0 : Population de référence (au dernier recensement ; 2008) ;

T : taux de croissance de la population considérée ; $T=1,15\%$ d'après le service technique de la commune (**recensement** 2008) ;

n : l'écart d'années entre les deux horizons (2020/ 2050) ; $n = 30$ ans.

Tableau III-1 : Les données relatives à la population

Années	2013	2023	2050
Nombre d'habitant d'Ain EL-BEID	2545	2728	4257

II. Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :

Pour procéder au choix du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

- La nature du sol.
- La densité des habitants.
- Les courbes de niveau ; les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (talweg, oued, etc...).
- Les routes et les voiries.
- Le réseau existant.

➔ Concernant ce projet, on va découper le site en **15** sous bassin.

III. Système d'évacuation des eaux :

III.1. Les différents systèmes d'assainissement :

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses ;
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles s'il y'a lieu. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

III.1.1. Le système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. Ce dernier est généralement pourvu de déversoir permettant, en cas d'orage, le rejet direct d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

Ce système est intéressant pour sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

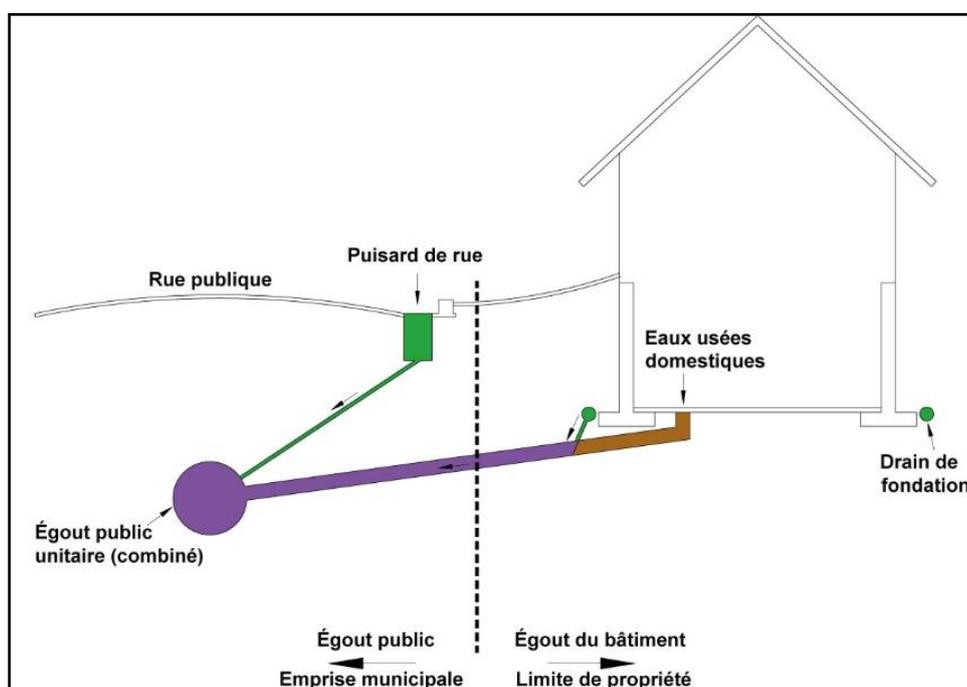


Figure III-5 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : www.gatineau.ca (2020)

Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important
----------------------------------	--

Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - Encombrement réduit du sous-sol. - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - Pas de faux branchement.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable. - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - Apport de sable important à la station d'épuration. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - Eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Source : Office International de l'eau (2000)

III.1.2. Le système séparatif :

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- **Réseau des eaux pluviales** : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est-à-dire les pointes pluviales. Il suit la ligne de plus grande pente pour déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proche et afin d'augmenter la vitesse d'écoulement. Son tracé dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement
- **Réseau d'eaux usées** : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente adéquate pour l'écoulement. Le tracé du réseau des eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités à drainer.

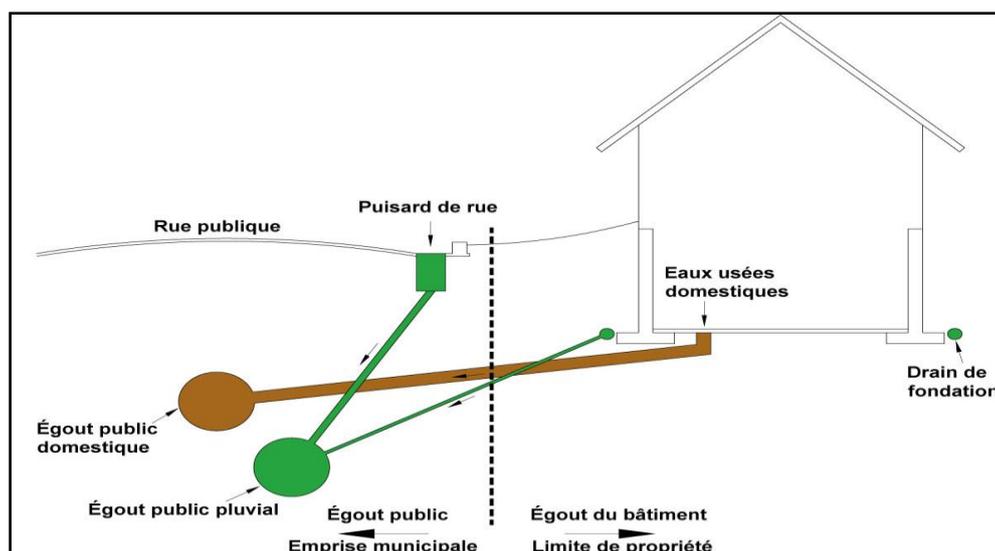


Figure III-6 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source : www.gatineau.ca (2020)

Tableau III-3 : Avantages et inconvénients du système séparatif

<p>Domaine d'utilisation privilégié</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
<p>Avantages</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants. - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, ...)
<p>Inconvénients</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
<p>Contraintes d'exploitation</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...).

Source : Office International de l'eau (2000)

III.1.3. Le système pseudo-séparatif :

Ce système repose sur une collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

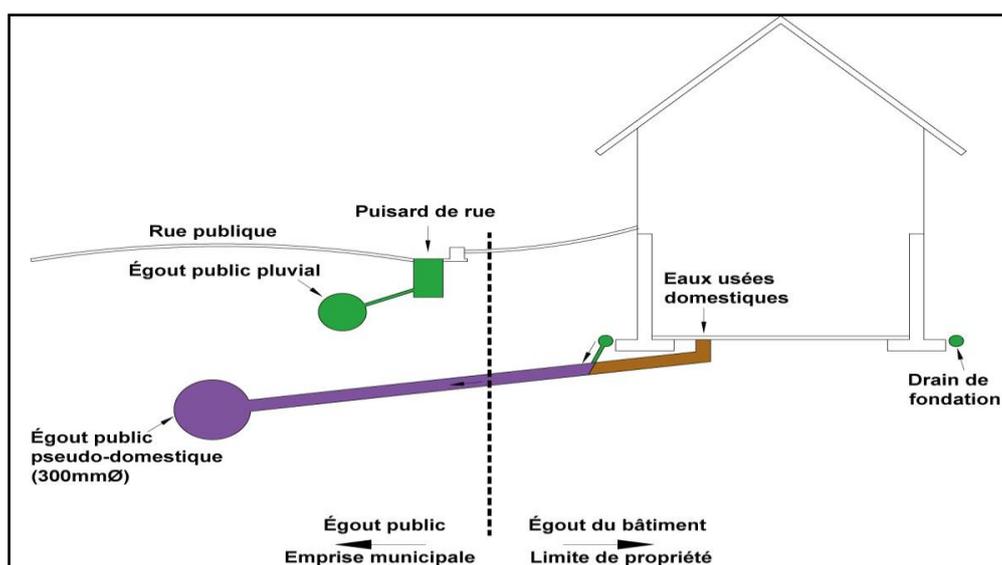


Figure III-7 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

Source : www.gatineau.ca (2020)

III.1.4. Système mixte :

Dans ce type, une partie de la zone est assainie par un réseau unitaire et l'autre partie par le système séparatif. Il est appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont les débits de l'extension ne pourraient être supportés par le réseau ancien.

III.1.5. Système autonome :

C'est un système individuel non raccordé à un réseau public (assainissement non-collectif). Ce système est utilisé dans les sites ruraux où on rencontre une faible densité d'habitations (espaces isolés et entités individuelles), ce qui rend la mise en place des réseaux publics très coûteuse.

III.2. Le choix du système d'assainissement :

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

- L'aspect technique et Les conditions locales (la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, les points de rejet, la répartition des masses d'habitations, etc...).
- S'il s'agit d'une extension du réseau (il faut tenir compte du système existant).
- L'aspect économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations et de pompage des eaux usées.
- Les considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc...).

➔ Pour notre projet, on va adopter le **système unitaire**, pour les raisons suivantes :

- Il est moins encombrant par rapport aux autres systèmes.
- Ne présente pas des faux branchements.
- Conception simple.

IV. Schéma d'évacuation des eaux :

IV.1. Les différents schémas d'assainissement :

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

IV.1.1. Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

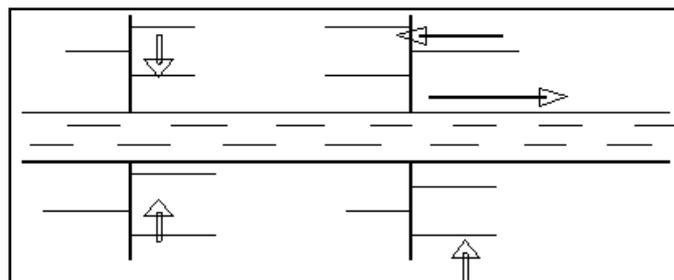


Figure III-8 : Schéma perpendiculaire

IV.1.2. Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

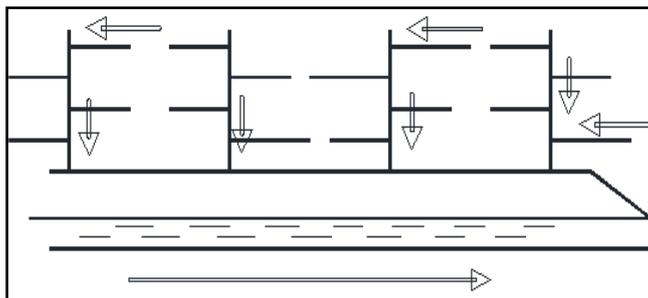


Figure III-9 : Schéma par déplacement latéral

IV.1.3. Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

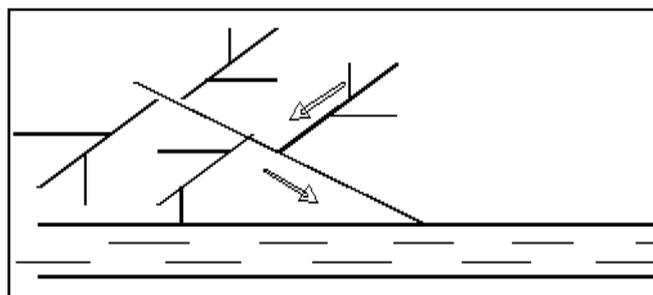


Figure III-10 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

IV.1.4. Schéma par zones étagées :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

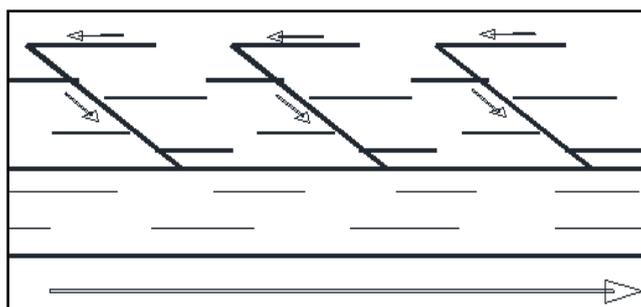


Figure III-11 : Schéma par zones étagées

IV.1.5. Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

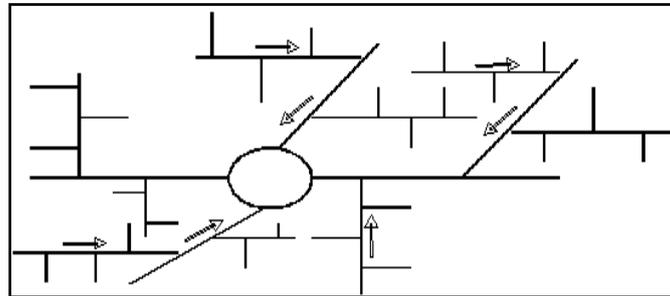


Figure III-12 : Schéma radial

IV.2. Le choix du schéma d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à desservir.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

➔ Pour notre projet, nous adaptons un schéma par **déplacement latéral**.

V. Le coefficient de ruissellement :

V.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol.
- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité de la pluie.

- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L'humidité de l'air.

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

➤ **En fonction du type d'occupation du sol :**

Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		C _r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

➤ **En fonction de la catégorie d'urbanisation :**

Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	C _r
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)

➤ **En fonction de la densité de population :**

Tableau III-6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C _r
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)

➤ **En fonction de la nature de la surface :**

Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	C _r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
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 : Polycopie P^e SALAH BOUALEM

V.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

➔ Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	Surface : A (ha)	C _r
01	3,03	0,31
02	2,77	0,30
03	2,63	0,34
04	3,23	0,35
05	3,53	0,38
06	5,45	0,53
07	2,73	0,28
08	2,40	0,35
09	2,28	0,25
10	5,88	0,34
11	1,60	0,29
12	2,54	0,27
13	5,97	0,40
14	4,77	0,42
15	5,79	0,40
	54,6	

VI. Calcul de la population pour chaque surface élémentaire :

A défaut de connaître le nombre exact du nombre d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

VI.1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A}$$

Avec

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique : $C_{rp} = \frac{49,878}{75} = 0,38$ **$C_{rp} = 0,38$**

VI.2 Calcul de la densité partielle :

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A}$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha)

VI.3 Calcul du nombre d'habitant de chaque surface élémentaire :

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Avec :

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Tableau III-9 Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	Surface : A (ha)	Nombre d'habitants
01	3,03	141
02	2,77	125
03	2,63	134
04	3,23	170
05	3,53	210
06	5,45	132
07	2,73	120
08	2,40	126
09	2,28	90
10	5,88	300
11	1,60	75
12	2,54	110
13	5,97	357
14	4,77	400
15	5,79	446
	54,6	4257

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir les différents éléments de base qui sont nécessairement utiles pour l'élaboration des prochains chapitres notamment pour le calcul hydraulique des ouvrages formant le système d'évacuation qui sera projeté. Afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération :

Le système adopté est le système unitaire avec un schéma par déplacement latérale la détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, ainsi que le nombre d'habitants.

CHAPITRE IV :

Estimation des débits à évacuer

Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminées loin de l'agglomération afin d'éviter toute contamination par des maladies à transmission hydrique.

Donc du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

I. Origine et nature des eaux à évacuer :

I.1. Les eaux usées :

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

I.1.1. Les eaux usées domestiques :

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable et les facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

I.1.2 Les eaux usées des services publics :

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

I.1.3. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines la quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation)
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

- **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

I.1.4. Les eaux parasites :

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Mauvaise pose de canalisation ;
- Mauvais raccordement entre les conduites concernant les joints ;
- Fissuration du collecteur qui est due au tassement créé par les véhicules circulants.
- Les racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme) ces dernières soulèvent les collecteurs en le fissurant au niveau des lèvres pour absorber ;
- Absence de bouche d'égout sélectives près des stations de lavage.

- La remontée de la nappe donne des variations de cotes de la génératrices inférieures du collecteur ce qui induit au déboisement niveau des emboitements=>intrusion des eaux parasites.

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées les recommandations préconisent de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

I.2. Les eaux pluviales :

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle ; du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

II. Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable.

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

II.1. Débits des eaux usées domestiques :

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

II.1.1. Débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

Le débit moyen journalier rejeté est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

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

Source : DRE (W. Ain temouchent)

- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.1.2. Débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe. Ce dernier est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.6})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.7})$$

→ Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-5: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	N _{hab}	K _r	D (L/j/hab)	Q _{moy,j} ^{dom} (L/s)	K _p	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{dom} (m ³ /s)
01	141	0,8	150	0,1958	3	0,5875	0,0006
02	125	0,8	150	0,1736	3	0,5208	0,0005
03	134	0,8	150	0,1861	3	0,5583	0,0006
04	170	0,8	150	0,2361	3	0,7083	0,0007
05	210	0,8	150	0,2917	3	0,8750	0,0009
06	132	0,8	150	0,1833	3	0,5500	0,0006
07	120	0,8	150	0,1667	3	0,5000	0,0005
08	126	0,8	150	0,1750	3	0,5250	0,0005
09	90	0,8	150	0,1250	3	0,3750	0,0004
10	300	0,8	150	0,4167	3	1,2500	0,0013
11	75	0,8	150	0,1042	3	0,3125	0,0003
12	110	0,8	150	0,1528	3	0,4583	0,0005
13	357	0,8	150	0,4958	3	1,4875	0,0015
14	400	0,8	150	0,5556	3	1,6667	0,0017
15	446	0,8	150	0,6194	3	1,8583	0,0019

II.2. Débits des eaux usées des établissements publics :

L'évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'utilisateur.

II.2.1. Débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} = \frac{K_r \times D_{\text{éq}} \times N_u}{86400} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- N_u : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- $D_{\text{éq}}$: dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'utilisateur à un autre.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.2.2. Débit de pointe :

On est appelé à déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics.

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{\text{éq}} = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- $Q_p^{\text{éq}}$: débit de pointe des eaux usées publiques (L/s).
- $Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.10})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.11})$$

➔ Les débits des eaux usées des équipements publics à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° de surface élément	Equipement	S (m ²)	Unité de mesure	N _u	D _{éq} (L/j/unité)	Q _{moy,j} ^{éq} (L/s)	K _p	Q _p ^{éq} (L/s)
02	Ecole primaire	2010	Élève	150	10	0,014	3	0,042
04	Mosquée	3353	Fidèle	730	40	0,270	3	0,810
05	Unité de parpaing	42457	Fonctionnaire	530	30	0,147	3	0,441
06	Société de remplissage de Gaz	3171	Fonctionnaire	380	30	0,105	3	0,315
10	Ecole primaire	3801	Élève	410	10	0,038	3	0,114
	Stade	3003	Vestiaire	500	30	0,139	3	0,417
15	CEM	3088	Élève	450	30	0,125	3	0,375

II.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, et en l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées.

→ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire

N° SB	A (ha)	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{éq} (L/s)	Q _t ^{EU} (L/s)	Q _t ^{EU} (m ³ /s)
01	3,03	0,5875	-	0,5875	0,0006
02	2,77	0,5208	0,060	0,5808	0,0006
03	2,63	0,5583	-	0,5583	0,0006
04	3,23	0,7083	0,810	1,5183	0,0015
05	3,53	0,8750	0,441	1,3160	0,0013
06	5,45	0,5500	0,315	0,8650	0,0009
07	2,73	0,5000	-	0,5000	0,0005

08	2,40	0,5250	-	0,5250	0,0005
09	2,28	0,3750		0,3750	0,0004
10	5,88	1,2500	0,759	2,0090	0,0020
11	1,60	0,3125	-	0,3125	0,0003
12	2,54	0,4583	-	0,4583	0,0005
13	5,97	1,4875	-	1,4875	0,0015
14	4,77	1,6667	-	1,6667	0,0017
15	5,79	1,8583	0,350	2,2333	0,0022

III. Estimation des débits des eaux pluviales :

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée intéresse le dimensionnement d'un ouvrage appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, on considère différentes méthodes pour l'évaluation du débit pluvial, dont nous citons :

- La méthode rationnelle.

III.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A » caractérisée par un coefficient de ruissellement « C_r ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épiceutre et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

III.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

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

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.13})$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

III.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Ainsi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant est constant.

III.1.4. Temps de concentration :

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

➤ t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

➤ t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.

➤ t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

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

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

III.1.5. Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse. La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...).

III.2. Choix de la méthode :

Nous avons choisi la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins ; des superficies inférieures à 10 ha.

III.3. Calcul des débits pluviaux :

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer :

N° de surface élémentaire	A (ha)	C _r	α	I (L/s/ha)	Q ^{EP} (L/s)	Q ^{EP} (m ³ /s)
1	3,03	0,31	1	145	136,20	0,136
2	2,77	0,3	1	145	120,50	0,120
3	2,63	0,34	1	145	129,66	0,130
4	3,23	0,35	1	145	163,92	0,164
5	3,53	0,38	1	145	194,50	0,195
6	5,45	0,53	1	145	418,83	0,419
7	2,73	0,28	1	145	110,84	0,111
8	2,4	0,35	1	145	121,80	0,122
9	2,28	0,25	1	145	82,65	0,083
10	5,88	0,34	1	145	289,88	0,290
11	1,6	0,29	1	145	67,28	0,067
12	2,54	0,27	1	145	99,44	0,099
13	5,97	0,4	1	145	346,26	0,346
14	4,77	0,42	1	145	290,49	0,290
15	5,79	0,4	1	145	335,82	0,336

Tableau IV-6 : débit total de chaque sous bassin à évacuer :

N° de surface élémentaire	Débit usé m3/s	Débit pluvial m3/s	Débit total m3/s
1	0,0006	0,136	0,1368
2	0,0006	0,120	0,1211
3	0,0006	0,130	0,13026
4	0,0015	0,164	0,16542
5	0,0013	0,195	0,1958
6	0,0009	0,419	0,41973
7	0,0005	0,111	0,11134
8	0,0005	0,122	0,1223
9	0,0004	0,083	0,08305
10	0,002	0,290	0,29188
11	0,0003	0,067	0,06758
12	0,0005	0,099	0,09994
13	0,0015	0,346	0,34776
14	0,0017	0,290	0,29219
15	0,0022	0,336	0,33802

Conclusion :

Dans ce chapitre, La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification du débit à évacuer. Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales.

D'après les valeurs des débits obtenues, nous constatons que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

CHAPITRE V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite. Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement consiste à dimensionner les ouvrages de ce dernier tout en respectant les normes d'écoulement.

Un réseau d'assainissement devrait assurer, du point de vue sanitaire :

- L'évacuation rapide des eaux usées hors des habitations.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

I. Principe de conception d'un système d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma :

- **Les collecteurs** : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
 - Pentes.
- **Les regards** : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Côtes.

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage.

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Q_{ps} ».

II. Mode de dimensionnement des canalisations :

II.1. Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad (\text{V.18})$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m³/s).
- S_m : section mouillée (m²).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (\text{V.19})$$

Avec :

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.20})$$

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²).
- P_m : le périmètre mouillé (m).

II.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{V.21})$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.22})$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.23})$$

❖ **Procédé de calcul :**

1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q_t}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.24})$$

Avec :

- D_{cal} (m) ; Q_t (m³/s) ; I (m/m).

Où :

$$Q_t = Q_{\text{eu}} + Q_{\text{pl}},$$

Avec :

- Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.
- Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluvial.

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».

4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique $R_h = D_N/4$; on a :

$$v_{\text{ps}} = K \times \left(\frac{D_N}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.25})$$

Avec :

- v_{ps} (m/s) ; D_N (m) ; I (m/m)

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{\text{ps}} = v_{\text{ps}} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{V.26})$$

Avec :

- Q_{ps} (m³/s) ; v_{ps} (m/s) ; D_N (m)

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{\text{ps}}} \quad (\text{V.27})$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (\text{V.28})$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses.

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{V.12})$$

Avec :

r_H : rapport des hauteurs.

II.3. Formule de BAZIN :

Le coefficient de Chézy est donné, à son tour, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{V.13})$$

Où :

- γ : un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportée

II.3.1. Réseau unitaire :

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Ainsi, le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris $\gamma = 0.46$; le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 60 \times R_h^{1/4} \quad (\text{V.14})$$

Alors, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit :

$$v = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad (\text{V.15})$$

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.16})$$

II.3.2. Les abaques de Bazin :

Les abaques, illustrés dans l'annexe, ont été établis à la base de la formule de Chézy-Bazin. Pour tenir compte de la nature de l'effluent, la nature de la canalisation et du type de joint ; le coefficient « K » de la formule de Manning-Strickler a été pris $K = 90$. Ils sont construits pour le débit à pleine section avec $R_h = D_n/4$.

- Les abaques 1, (2-a) et (2-b) sont utilisés pour simplifier les calculs :
 - Abaque 1 : pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire :
 - Abaque 2-a : pour les canalisations circulaires.
 - Abaque 2-b : pour les canalisations ovoïdes.
- Les nomogrammes (3-a) et (3-b) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage :
 - Abaque 3-a : pour les ouvrages circulaires.
 - Abaque 3-b : pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

❖ Procédé de calcul :

1- A l'aide de l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) :

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « D_N », la vitesse à pleine section « v_{ps} » et le débit à pleine section « Q_{ps} » d'où on peut déterminer le rapport des débits « r_Q » en utilisant la relation (V.10).

2- D'après l'abaque (3-a) ou (3-b) :

En connaissant le rapport des débits « r_Q », on peut tirer le rapport des vitesses « r_v » et le rapport des hauteurs « r_H » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H » par les relations (V.11) et (V.12).

III. Conditions d'auto curage :

Un réseau d'assainissement doit être auto-curé, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1- Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $v \geq 0.6$ m/s.

2- Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $v \geq 0.3$ m/s.

Ces limites sont respectées avec :

- $v_{ps} = 1 \text{ m/s}$; pour une section circulaire.
($r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$)
- $v_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$; pour une section ovoïde.

IV. Normes d'écoulement et d'implantation :

VI.1. Canalisations :

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'auto curage ; la pente minimale est de 0.5%.
- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- Il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s (la limite correspondante a été tracée sur les abaques).

V. Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V : Calculs du réseau projeté (collecteur principale et secondaire) :

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m³/s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m³/s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
Réseau EP1														
F1-F2	50,8	1,1	0,035	204	300	0,36	0,91	0,41	124	1,26	0,098	1,22	0,9	vérifié
F2-F3	53,46	0,88	0,22	422	500	0,64	1,06	0,57	287	1,86	0,345	1,76	0,99	vérifié
F3 -F4	51,77	1,6	0,22	379	400	0,86	1,13	0,72	287	2,29	0,254	2,02	1,33	vérifié
F4 - F5	47,32	1,91	0,255	386	400	0,91	1,14	0,74	297	2,54	0,281	2,23	1,45	vérifié
F5 - F6	51,58	1,1	0,38	497	500	0,98	1,14	0,79	397	2,24	0,386	1,97	1,1	vérifié
F6 - F7	72,7	1,47	0,38	471	500	0,85	1,13	0,71	354	2,56	0,446	2,27	1,27	vérifié
F7 - F8	62,07	0,65	0,38	549	600	0,79	1,11	0,67	401	1,89	0,483	1,71	1,11	vérifié
F8 - F9	57,76	1,68	0,482	502	600	0,62	1,05	0,57	339	2,9	0,776	2,74	1,58	vérifié
F9 - F10	66,54	0,57	0,626	678	800	0,92	1,14	0,75	524	2,01	0,682	1,77	1,26	vérifié
F10 - E11	57,88	0,59	0,665	693	800	0,98	1,14	0,79	551	2,01	0,682	1,77	1,25	vérifié
F11 - F12	54,3	0,77	0,034	215	300	0,411	0,94	0,447	134	1,1	0,083	1,17	0,76	vérifié
F12- F13	58	1,01	0,068	265	300	0,36	0,92	0,42	187	1,14	0,068	1,34	0,87	vérifié
F13 - F8	73,7	0,72	0,102	329	400	0,59	1,05	0,55	220	1,14	0,172	1,37	0,89	vérifié
F14 - F15	46,47	1,05	0,048	231	300	0,33	0,9	0,4	149	1,37	0,097	1,37	0,89	vérifié
F15 - F16	66,64	1,13	0,096	299	300	0,99	1,14	0,80	241	1,51	0,097	1,37	0,92	vérifié
F16 - F7	50,13	1,08	0,096	300	300	0,99	1,14	0,80	241	1,5	0,097	1,37	0,9	vérifié
F17 - F18	25,42	1,05	0,042	220	300	0,43	0,96	0,46	139	1,31	0,097	1,37	0,89	vérifié
F18 - F19	52,63	1,05	0,042	220	300	0,43	0,96	0,46	139	1,31	0,097	1,37	0,98	vérifié
F19- F5	68,41	1,27	0,063	247	300	0,59	1,05	0,55	165	1,57	0,106	1,5	0,98	vérifié
F20 - F21	60,82	0,8	0,035	216	300	0,64	1,06	0,58	135	1,12	0,084	1,19	0,78	vérifié
F21 - F22	70,01	0,8	0,07	280	300	0,83	1,12	0,70	209	1,34	0,084	1,19	0,78	vérifié
F22 - F2	78,7	1,22	0,105	301	400	1,01	1,14	0,82	245	1,68	0,104	1,47	1,16	vérifié

F23 - F24	68,84	0,9	0,035	211	300	0,38	0,93	0,43	131	1,17	0,089	1,27	0,82	vérifié
F24 - F25	62,27	0,75	0,07	295	300	0,63	1,05	0,57	232	1,17	0,073	1,03	0,75	vérifié
F25 - F10	57,11	0,8	0,105	334	400	0,87	1,13	0,72	226	1,42	0,17	1,35	0,91	vérifié
Réseau EP2														
E1 - E2	29,97	1	0,027	200	300	0,29	0,87	0,36	109,14	1,15	0,094	1,33	0,87	vérifié
E2 - E3	35,84	1,12	0,027	200	300	0,29	0,87	0,36	109,14	1,15	0,094	1,4	0,93	vérifié
E3 - E4	38,79	3,05	0,071	219	300	0,51	1	0,51	138	2,23	0,165	2,33	1,51	vérifié
E4 - E5	51,77	2,9	0,089	240	300	0,55	1,03	0,53	159	2,33	0,161	2,27	1,42	vérifié
E5 - E6	60,56	1,21	0,164	356	400	0,74	1,09	0,64	254	1,93	0,223	1,78	1,16	vérifié
E6 - E7	63,95	0,7	0,164	395	400	0,97	1,14	0,78	312	1,54	0,17	1,35	0,88	vérifié
E7 - E8	59,25	0,62	0,164	404	500	0,89	1,13	0,74	336	1,45	0,16	1,27	0,96	vérifié
E8 - E9	48,76	0,7	0,296	493	500	0,96	1,14	0,78	389	1,78	0,308	1,57	1,02	vérifié
E9 - E10	52,61	0,5	0,296	525	600	0,70	1,08	0,61	368	1,61	0,423	1,5	0,97	vérifié
E10 - E11	49,37	0,7	0,296	493	500	0,94	1,14	0,77	389	1,78	0,308	1,57	1,02	vérifié
E11 - E12	36,50	0,75	0,961	756	800	0,96	1,14	0,78	572	2,51	1,11	2,22	1,44	vérifié
E12 - E13	52,64	0,68	1,143	822	1000	0,59	1,05	0,55	550	2,56	1,93	2,45	1,6	vérifié
E13 - E14	67,44	0,68	1,143	822	1000	0,59	1,05	0,55	550	2,56	1,93	2,45	1,6	vérifié
E14 - D14	69,79	0,91	1,159	784	800	0,66	1,07	0,59	614	2,77	1,223	2,43	1,85	vérifié
E19 - E18	59,4	1,35	0,012	200	300	0,11	0,65	0,22	68	1	0,11	1,55	1,01	vérifié
E18 - E17	64	1,08	0,012	200	300	0,22	0,80	0,31	71	0,9	0,098	1,39	0,9	vérifié
E17 - E16	62,84	1,12	0,022	200	300	0,22	0,80	0,31	95	1,13	0,1	1,41	0,92	vérifié
E16 - E15	49,03	1,14	0,022	200	300	0,22	0,80	0,31	95	1,13	0,1	1,42	0,93	vérifié
E15 - E12	36,61	1,6	0,052	218	300	0,43	0,96	0,46	138	1,63	0,121	1,71	1,1	vérifié
E22 - E23	56,33	1,1	0,027	200	300	0,5	1	0,5	106	12	0,99	1,4	0,91	vérifié
E23 - E5	52,81	1,2	0,057	268	300	0,73	1,09	0,64	191	1,2	0,078	1,1	0,95	vérifié
E24 - E25	64,81	0,65	0,06	273	300	0,7	1,08	0,62	199	1,21	0,07	1,1	0,7	vérifié
E25 - E8	71,26	0,67	0,12	268	300	0,73	1,09	0,64	191	1,03	0,067	0,77	0,71	vérifié

E28 - E27	51,58	1,4	0,01	200	300	0,98	1,14	0,81	363	1,19	0,084	1,04	1,03	vérifié
E26 - E3	60,11	1,33	0,05	265	300	0,71	1,08	0,62	187	1,08	0,07	0,99	1	vérifié
E20 - E21	51,47	0,8	0,01	200	300	0,98	1,14	0,81	363	1,19	0,084	1,04	0,78	vérifié
Réseau EP3														
D1 - D2	40,87	1,51	0,16	339	400	0,64	1,06	0,58	231	2,1	0,25	1,99	1,29	vérifié
D2 - D3	35,18	1,47	0,189	362	400	0,77	1,10	0,66	263	1,15	0,246	1,96	1,27	vérifié
D3 - D4	36,93	1,63	0,189	355	400	0,73	1,09	0,63	253	2,24	0,259	2,06	1,34	vérifié
D4 - D5	68,58	1,66	0,257	397	400	0,98	1,14	0,79	317	2,36	0,262	2,08	1,35	vérifié
D5 - D6	43,6	1,71	0,257	397	400	0,98	1,14	0,79	318	2,37	0,263	2,08	1,37	vérifié
D6 - D7	38,56	0,95	0,257	441	500	0,72	1,08	0,62	312	1,98	0,359	1,83	1,02	vérifié
D7 - D8	54,53	0,63	0,257	476	500	0,94	1,14	0,77	335	1,8	0,292	1,49	0,97	vérifié
D8 - D9	64,18	0,78	0,257	458	500	0,79	1,11	0,67	468	1,65	0,325	1,66	1,08	vérifié
D9 - D10	30,15	1,23	0,455	521	600	0,69	1,07	0,60	363	2,52	0,664	2,35	1,53	vérifié
D10 - D11	69,59	1,09	0,495	550	600	0,79	1,11	0,67	404	2,45	0,625	2,21	1,44	vérifié
D11 - D'11	45,88	1,17	0,525	555	600	0,81	1,12	0,68	411	2,55	0,648	2,29	1,49	vérifié
D'11 - D12	45,88	1,1	0,525	561	500	0,84	1,13	0,70	420	2,5	0,628	2,22	1,44	vérifié
D12 - D13	37	1,08	0,545	571	600	0,88	1,14	0,72	433	2,5	0,622	3,23	1,43	vérifié
D13 - D14	56,03	2,33	0,569	502	600	0,57	1,03	0,54	340	3,4	0,914	2,12	1,17	vérifié
D16 - D17	37,93	1	0,045	300	300	0,74	1,09	0,64	192	0,94	0,061	0,86	0,87	vérifié
D17 - D18	45,09	1	0,031	300	300	0,51	1	0,51	152	0,86	0,061	0,86	0,87	vérifié
D18 - D1	49,25	1	0,034	300	300	0,56	1,03	0,53	160	0,88	0,061	0,86	0,87	vérifié
D20 - D21	50	2,07	0,055	260	300	0,63	1,05	0,58	173	1,3	0,087	1,24	1,25	vérifié
D21 - D1	48,4	1	0,141	407	500	0,76	1,1	0,65	294	1,28	0,185	1,17	1,05	vérifié
D22 - D2	30,39	1	0,023	266	300	0,38	0,93	0,43	128	0,8	0,061	0,86	0,87	vérifié
D23 - D4	32,32	2,49	0,038	276	300	0,4	0,94	0,44	131	1,28	0,096	1,36	1,37	vérifié
D24 - D4	30,58	2,52	0,038	287	300	0,39	0,94	0,44	131	1,28	0,096	1,36	1,38	vérifié
D28 - D27	43	1	0,041	277	300	0,67	1,07	0,6	181	0,92	0,061	0,86	0,87	vérifié

D30 - D29	44,51	1	0,065	350	400	0,48	0,99	0,49	196	1,06	0,134	1,07	0,87	vérifié
D27 - D29	35	1	0,129	394	400	0,96	1,14	0,79	315	1,22	0,134	1,07	1,05	vérifié
D31 - D32	37,11	1	0,131	397	400	0,98	1,14	0,8	321	1,22	0,134	1,07	1,05	vérifié
D32 - D9	32,47	1	0,265	442	500	0,65	1,06	0,59	352	1,54	0,409	1,45	1,22	vérifié
D33 - D34	35	1	0,04	258	300	0,66	1,07	0,59	178	0,92	0,061	0,86	0,87	vérifié
D34 - D35	40,78	1	0,064	387	400	0,48	0,99	0,49	195	1,05	0,134	1,07	0,87	vérifié
D35 - D10	22,2	1	0,045	260	300	0,74	1,09	0,64	192	0,94	0,061	0,86	0,87	vérifié
D10 - D11	45,13	1	0,063	387	400	0,47	0,98	0,48	193	1,05	0,134	1,07	0,87	vérifié
D44 - D45	21,58	1	0,018	250	300	0,3	0,87	0,37	112	0,75	0,061	0,86	0,87	vérifié
D11 - D12	43,16	1	0,071	270	300	0,53	1,01	0,52	207	1,08	0,134	1,07	0,87	vérifié
D40 - D12	33,71	1	0,04	200	300	0,66	1,07	0,59	178	0,92	0,061	0,86	0,87	vérifié
D41 - D13	32,29	1	0,022	245	300	0,36	0,92	0,42	125	0,79	0,061	0,86	0,87	vérifié
D36 - D37	38	1	0,133	399	400	0,99	1,14	0,81	326	1,22	0,134	1,07	1,05	vérifié
D37 - D11	26,37	1	0,183	385	400	0,99	1,14	0,81	365	1,33	0,185	1,17	1,05	vérifié
D39 - D40	31,42	1	0,227	484	500	0,92	1,13	0,75	377	1,43	0,248	1,26	1,22	vérifié
D42 - D41	44,93	1	0,031	200	300	0,51	1	0,51	152	0,86	0,061	0,86	0,87	vérifié
Réseau EP4														
G1 - G2	51,26	1,87	0,162	327	400	0,58	1,04	0,54	218	2,3	0,287	1,08	1,43	vérifié
G2 - G3	50,15	2,06	0,162	221	400	0,56	1,03	0,53	212	2,39	0,291	2,32	1,51	vérifié
G3 - G4	79,13	2,15	0,162	318	400	0,54	1,03	0,52	210	2,42	0,298	2,37	1,51	vérifié
G4 - G5	73,26	1,06	0,201	3334	400	0,96	1,14	0,78	311	1,89	0,209	1,66	1,08	vérifié
G5 - G6	72,14	0,62	0,201	439	500	0,74	1,09	0,64	309	1,56	0,285	1,07	1,08	vérifié
G6 - G'6	34,88	0,99	0,201	399	400	0,99	1,14	0,80	322	1,83	0,202	1,61	1,05	vérifié
G'6 - G7	48,25	0,81	0,201	415	500	0,6	1,1	0,6	278	1,78	0,331	1,77	1,08	vérifié
G7 - G8	62,26	0,63	0,245	468	500	0,84	1,13	0,70	350	1,6	0,292	1,49	0,83	vérifié
G8 - G9	76,24	0,5	0,245	489	500	0,55	1,02	0,53	382	1,51	0,26	1,33	0,86	vérifié

G9 - G10	42	0,5	0,418	686	800	0,66	1,06	0,59	473	1,35	0,638	1,27	0,97	vérifié
G11 - G12	32,56	1,54	0,04	238	300	0,53	1,01	0,52	155	1,08	0,075	1,07	1,08	vérifié
G12 - G1	46,77	1	0,054	398	400	0,4	0,95	0,44	176	1,01	0,134	1,07	0,87	vérifié
G13 - G1	33,26	1,54	0,04	238	300	0,53	1,01	0,52	155	1,08	0,075	1,07	1,08	vérifié
G14 - G13	46,46	1	0,054	355	400	0,4	0,95	0,44	176	1,01	0,134	1,07	0,87	vérifié
G15 - G14	46	1	0,056	367	400	0,42	0,96	0,45	180	1,02	0,134	1,07	0,87	vérifié
G16 - G15	45,89	1	0,086	380	400	0,64	1,06	0,58	233	1,13	0,134	1,07	0,87	vérifié
G17 - G16	42,42	1,51	0,04	239	300	0,54	1,02	0,52	156	1,07	0,075	1,06	1,08	vérifié
G18 - G4	41,49	1,54	0,07	292	300	0,93	1,14	0,76	229	1,21	0,075	1,07	1,05	vérifié
G19 - G4	38,74	0,73	0,1	325	400	0,47	0,99	0,48	242	1,06	0,212	1,08	0,9	vérifié
G20 - G21	32,95	1,48	0,04	240	300	0,54	1,02	0,52	157	1,07	0,074	1,05	1,05	vérifié
G21 - G22	45,28	1,54	0,05	258	300	0,66	1,07	0,6	179	1,14	0,075	1,07	1,05	vérifié
G22 - G23	35,62	1,54	0,06	276	300	0,8	1,11	0,67	202	1,18	0,075	1,07	1,05	vérifié
G23 - G24	31,12	1,54	0,04	238	300	0,53	1,01	0,52	155	1,08	0,075	1,07	1,05	vérifié
G24 - G25	46,22	1	0,05	236	300	0,37	0,93	0,42	169	0,99	0,134	1,07	0,87	vérifié
Réseau EP5														
R1 - R'2	50,69	2,15	0,134	289	300	0,90	1,14	0,74	222	2,22	0,138	1,96	1,27	vérifié
R'2 - R3	47,09	1,32	0,134	317	400	0,77	1,10	0,66	208	1,89	0,233	1,86	1	vérifié
R2 - R3	42,19	1,83	0,03	200	300	0,24	0,82	0,33	99	1,48	0,128	1,8	1,17	vérifié
R3 - R4	43,58	0,92	0,164	375	400	0,84	1,13	0,70	281	1,74	0,195	1,55	1,01	vérifié
R4 - R5	42,12	0,81	0,164	384	400	0,98	1,14	0,79	318	2,37	0,263	2,08	0,95	vérifié
R5 - R6	39,94	0,69	0,164	396	400	0,72	1,08	0,62	314	1,53	0,169	1,34	0,87	vérifié
R6 - R7	54,86	0,65	0,165	401	500	0,94	1,14	0,77	265	1,55	0,297	1,51	0,95	vérifié
R7 - R8	56,22	0,74	0,185	409	500	0,56	1,03	0,53	305	1,45	0,265	1,35	1,05	vérifié
R8 - R9	58,46	0,52	0,185	521	600	0,69	1,07	0,60	363	2,52	0,664	2,35	0,88	vérifié
R9 - R10	57,15	0,51	0,495	634	800	0,79	1,11	0,67	404	2,45	0,625	2,21	1,2	vérifié

R10 - R11	61,33	0,57	0,525	635	800	0,81	1,12	0,68	411	2,55	0,648	2,29	1,26	vérifié
R11 - R122	44,93	0,56	0,525	637	800	0,84	1,13	0,70	463	1,93	0,637	1,76	1,25	vérifié
R12 - G25	43,02	0,6	0,525	621	800	0,88	1,14	0,72	433	2,5	0,722	1,88	1,29	vérifié
G1 - R1	51,9	0,64	0,01	200	300	0,57	1,03	0,54	64	0,6	0,295	1,5	0,7	vérifié
Collecteur de rejet														
D14 - R14	57,78	0,73	2,92	1154	1200	0,58	1,03	0,54	885	3,26	3,248	2,87	1,87	vérifié
R14- R15	33,54	0,4	2,92	1291	1500	0,67	1,07	0,59	893	2,63	4,369	2,47	1,38	vérifié
R15 - R16	53,26	0,93	2,92	1102	1200	0,58	1,04	0,55	811	3,6	3,666	3,24	2,11	vérifié
R16 - R17	46,34	0,65	2,92	1179	1200	0,95	1,14	0,77	926	3,08	3,065	2,71	1,76	vérifié
R17 - R18	41,46	0,52	2,92	1229	1500	0,62	1,05	0,57	821	2,93	4,97	2,81	1,83	vérifié
R18 - R19	46,26	0,5	2,92	1238	1500	0,60	1,05	0,55	831	2,89	4,873	2,76	1,86	vérifié
R19 - R20	52,28	0,54	2,92	1221	1500	0,67	1,07	0,6	812	2,98	5,065	2,87	1,86	vérifié
R20 - R21	62,89	0,57	2,92	1208	1500	0,56	1,03	0,53	798	3,04	5,203	2,94	1,91	vérifié
R21 - R22	57,84	0,51	2,92	1229	1500	0,62	1,05	0,57	821	2,93	4,97	2,81	1,81	vérifié
R22 - R23	55,91	0,53	2,92	1221	1500	0,67	1,07	0,6	812	2,98	5,065	2,87	1,85	vérifié
R23 - R24	47,94	0,57	2,92	1208	1500	0,56	1,03	0,53	798	3,04	5,203	2,94	1,92	vérifié
R24- R25	60,96	0,67	2,92	1172	1200	0,94	1,14	0,76	914	3,13	3,111	2,75	1,79	vérifié
R25 - R26	52,16	1,02	2,92	1083	1200	0,91	1,13	0,75	783	3,72	3,839	3,39	2,21	vérifié
R26 - R27	57,16	1,11	2,92	1066	1200	0,97	1,14	0,8	796	3,83	4,005	3,54	2,3	vérifié
R27 - R28	55,01	0,53	2,92	1221	1500	0,67	1,07	0,6	812	2,98	5,065	2,87	1,85	vérifié
R28 - R29	51	0,81	2,92	1131	1200	0,97	1,14	0,8	853	3,42	3,421	3,02	1,97	vérifié
R29- R30	50,76	0,91	2,92	1102	1200	0,58	1,04	0,55	811	3,6	3,666	3,24	2,08	vérifié
R30 - R31	55,34	1,19	2,92	1053	1200	0,82	1,12	0,69	740	3,95	4,147	3,67	2,38	vérifié
R31 - R32	52,12	0,64	2,92	1179	1200	0,95	1,14	0,77	926	3,08	3,065	2,71	1,75	vérifié
R32 - R33	57,24	0,9	2,92	1109	1200	0,51	1	0,5	821	3,56	3,606	3,19	2,08	vérifié
R33 - R34	61,81	0,9	2,92	1109	1200	0,51	1	0,5	821	3,56	3,606	3,19	2,08	vérifié
R34 - R35	36,48	1,26	2,92	1037	1200	0,57	1,03	0,54	719	4,03	4,08	3,82	2,45	vérifié

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales.

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'auto curage sont admissibles.

CHAPITRE VI :

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie.
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification ;(odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

Afin d'accomplir au mieux ses objectifs, le réseau d'assainissement se compose de plusieurs ouvrages dont on distingue :

- Les ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau tels : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

I. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux représentent tous les éléments nécessaires à l'évacuation de l'effluent hors du réseau d'assainissement, entre autres les canalisations et les joints.

I.1. Les canalisations :

Ce sont les éléments principaux du système d'évacuation, présentés sous diverses formes :

- Les conduites circulaires : définies par leurs diamètres nominaux en mm.
- Les conduites ovoïdes : désignées par leurs hauteurs intérieures en cm.

➔ Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.

I.2. Formes et sections de conduites :

- Conduites circulaires : les conduites à section circulaire sont désignées par leurs diamètres nominaux en mm.

- Conduites ovoïdes : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

I.3. Critères du choix de conduite :

Pour faire le choix des différents types de conduite, on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs due au remblai.

I.4. Types de matériaux :

I.4.1. Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de conduites pour évacuer les eaux usées industrielles.

I.4.2. Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de la série « assainissement » du type sans emboitement. Le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit antiacide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm. Les longueurs utiles varient de 0,5 à 5 m.

❖ Joints :

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboitement. On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

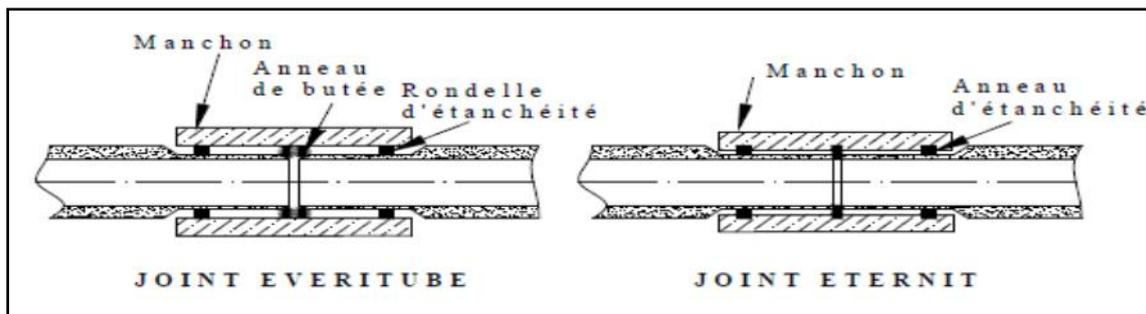


Figure VI-13 : Joints sur tuyaux en amiante ciment

I.4.3. Conduite en grès :

Les conduites sont livrables en longueur utiles de 1,0 m ; 1,5 m et 2,0 m. l'essai à l'épreuve d'étanchéité s'effectue :

- Soit sous une pression de 1 bar pendant 30 mn.
- Soit sous une pression de 3 bars pendant 30 sec.

La résistance à l'écrasement se calcule par la relation suivante : $P(\text{da N/m}) = \frac{\text{la charge maximale d'essai}}{\text{longueur et la durée de l'action}}$.

❖ Joints :

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

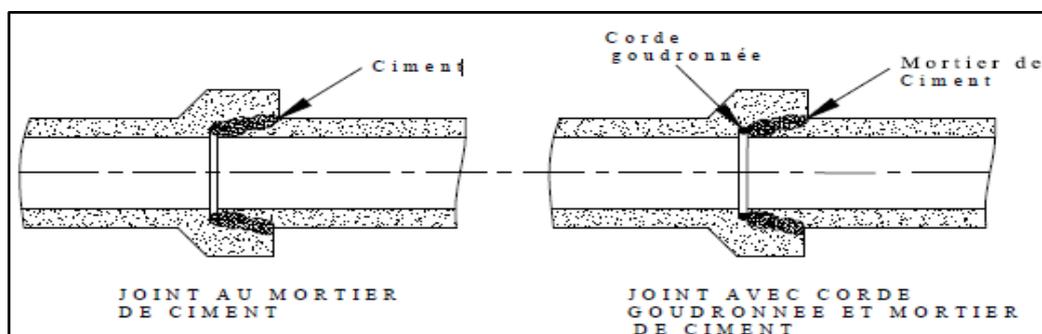


Figure VI-14 : Joints sur tuyau en grès

I.4.4. Conduite en matière plastique :

Les conduites en plastique sont résistantes à la corrosion inertes et stables vis-à-vis de nombreux réactifs chimiques. On peut distinguer :

- Les conduites en matières thermodurcissables.

- Les conduites en matières thermoplastiques.
- ❖ **Joints :** Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

I.4.5. Conduite en béton armé :

❖ **Nature du matériau :**

L'armature formant la conduite en béton armé se compose de :

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices.

❖ **Fabrication :**

On dispose de trois procédés de fabrication :

- La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
 - Vibrateurs fixe ou mobiles.
 - Table vibrante.
 - Noyau vibrant.
- La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.
- Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

❖ **Joints :**

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint à 1/2 emboitement.
 - Joint à coller.
 - Joint plastique.
 - Joint type Rocla.
 - Joint torique.
- ➔ Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :
- Etanchéité primordiale.
 - Résistance attaques chimiques.
 - Bonne résistance mécanique.

- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national.

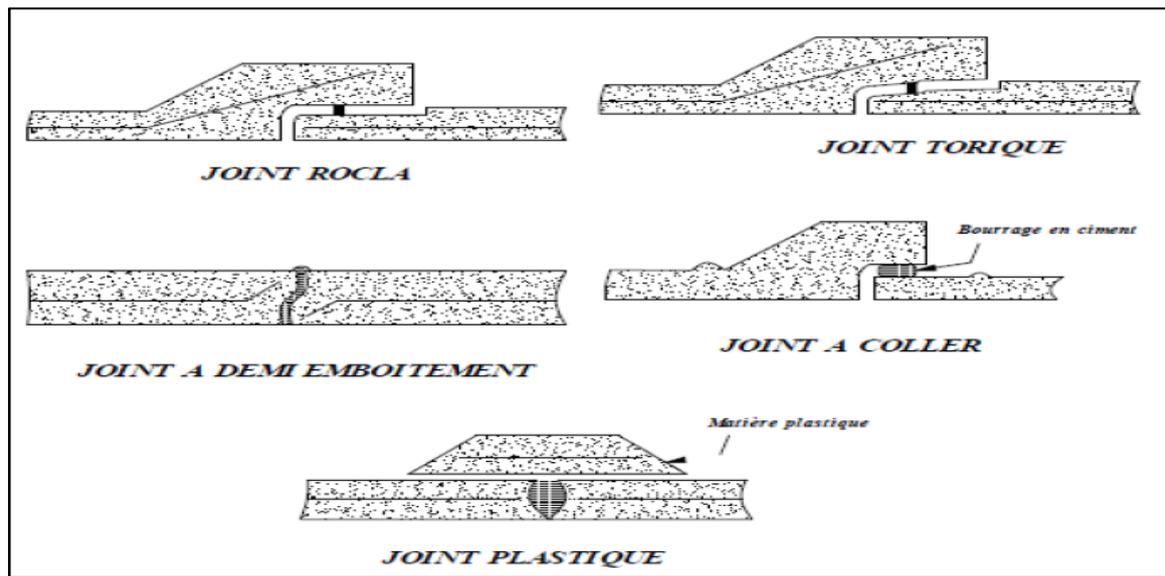


Figure VI-15 : Joints sur tuyaux en béton

→ Pour notre projet, nous avons choisi ce type pour les conduites, vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité.
- Bonne résistance mécanique.
- Bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Disponibilité sur le marché national.

I.5. Les essais de conduites préfabriqués :

Pour assurer le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, de nombreux essais s'imposent notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

I.5.1. Essai à l'écrasement :

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

I.5.2. Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

- A l'usine : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier : Un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau : effectué pendant 30 min pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 - L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
 - L'essai à l'air sous pression : sous pression d'un bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0.5 bar durant 3 minutes, pour les conduites circulaires.

I.5.3. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La destruction du béton commence par la baisse de PH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être alternées.

I.6. Les remèdes :

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Remèdes hydrauliques.
- Remèdes Chimiques.

I.7. Pose de canalisation :

I.7.1. Les conditions de pose :

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.

- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, Vieilles maçonneries, ...) qui constituent des tasseaux naturels .

I.7.2. Les modes de pose :

Le mode de pose des canalisations diffère selon la nature du terrain.

❖ Terrain normale :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable de 10 ou 20 cm.

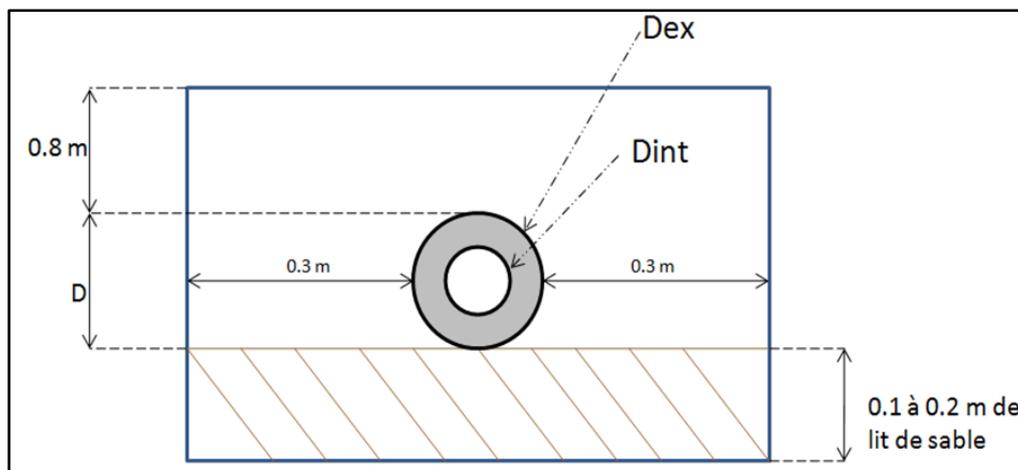


Figure VI-16 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

❖ Mauvais terrain :

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

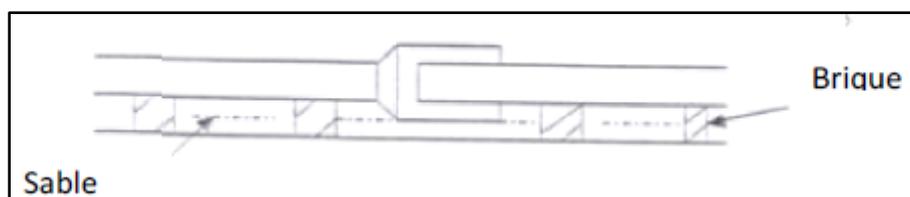


Figure VI-17 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain

❖ Terrain très mauvais :

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagé au fond de la tranchée.

➔ Pour notre projet, nous avons choisi le type de pose de canalisation dans un terrain ordinaire, vu que le terrain est plat.

II. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation. Les ouvrages Annexes sont à considérés selon deux types distincts :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

II.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux, sont les ouvrages courants, qui sont indispensable en amont ou au cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents.

On les divise en trois catégories :

II.1.1. Les branchements particuliers :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement
 - Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- ➔ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

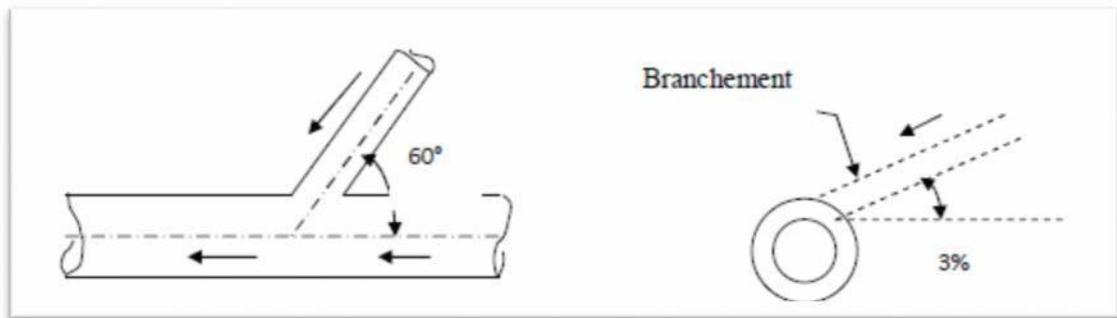


Figure VI-18 : Exemple d'un branchement simple

II.1.2. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout, appelés aussi regard de chaussée. Elles servent pour l'absorption du ruissellement d'eau pluvial vers le collecteur, et sont placées tous les 50 m.

Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption par le bas), soit dans la chaussée (absorption par le haut).

On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique** : Ce type de bouche d'égout, permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit au moyen d'un siphon, soit directement par sur verse au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique** : Afin d'évacuer l'eau, un entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton** : Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.
- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné** : Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.
- **La bouche d'égout à grille seule** : Les bouches d'égout à grille seule, s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

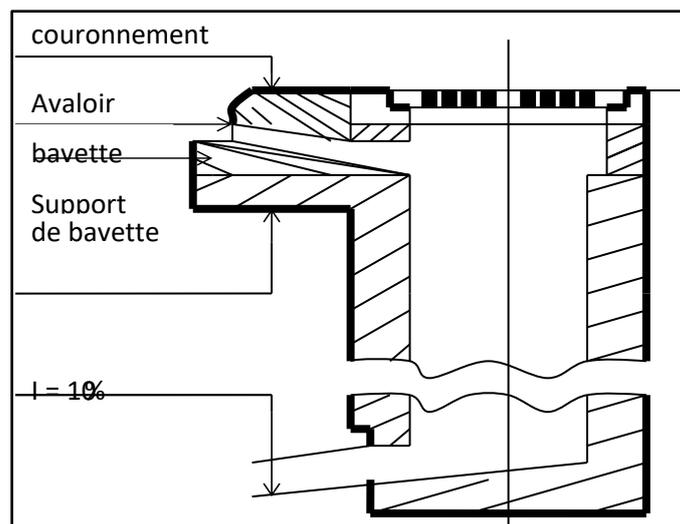


Figure VI-19 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

II.1.3. Les regards :

Les regards sont des dispositifs donnant accès à l'ensemble du système d'assainissement, et à cet effet, permettent de contrôler et d'entretenir ce dernier plus facilement.

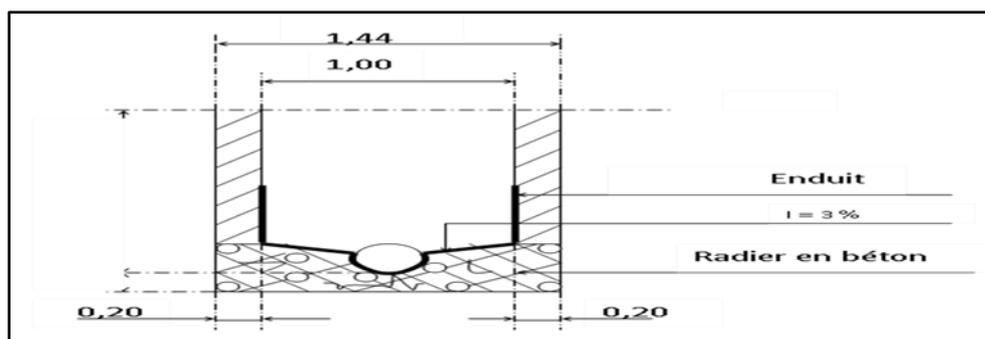


Figure VI-20 : Exemple d'un regard simple

❖ Fonctions :

Dans le système d'assainissement le regard a quatre fonctions principales, il permet de :

- Réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).
- Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment.
- Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement.
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement.

❖ Emplacement :

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonctions.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.

❖ Types de regards :

Les types de regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain, ainsi que du système d'évacuation, donc on distingue :

- **Regard de visite :** ce sont des regards installés tous les 30 à 50 m le long du collecteur. Leurs dimensions sont fonction du diamètre à utiliser. Ils servent d'accès à l'intérieur du collecteur en cas d'entretien et de réparation.
- **Regard de ventilation :** La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- **Regards simples de jonction :** Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :
 - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
 - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
 - Une absence de reflux d'eau par temps sec.
 - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.
- **Regard de chute :** Ces regard sont utilisés en cas de fort pente et son très utiles pour la gestion de réseau ; la distance entre regards est variable :
 - De 30 à 50 m en terrain accidenté.
 - De 50 à 80 m en terrains plats.
- **Les regards de toboggan :** ces regards sont utilisés en cas d'exhaussement des remous.
- **Les regards latéraux :** ils sont places latéralement par rapport à l'axe du collecteur, lorsque le diamètre est important.
- **Les regards doubles :** sont utilisé dans le cas d'un système séparatif, recevant la conduite d'eau pluvial et la conduite d'eau usées.

→ Dans notre projet, on va baser sur les regards de jonction et de visite qui sont utilisées dans les terrains plats, Avec une ou deux regards de chute.

II.2. Les ouvrages spéciaux :

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau. Mais dans certains cas, leur présence s'avère indispensable tel le déversoir d'orage.

Conclusion :

Pour exploiter au mieux un réseau d'assainissement est garantir sa durabilité, il est judicieux de l'équiper d'ouvrages nécessaires qui contribuent à son bon fonctionnement ; ces ouvrages sont choisis en se basant sur le paramètre technico-économique ; pour qu'ils puissent montrer aucune difficulté à remplir leurs rôles. Dès lors on a créé plusieurs types de systèmes ainsi que d'un large choix concernant le matériau, qui s'adaptent aux différentes contraintes de la zone du projet.

CHAPITRE VII :

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possible les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par la partie théorique et ensuite la partie pratique.

Dans le but de rechercher la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet, on s'est principalement basé sur l'organisation de chantier qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige dans l'exécution ; en imposant un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire de réalisation, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

I. Les étapes de réalisation du projet :

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

I. 1. Exécution des travaux :

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées ;

I.2. Manutention et stockage des conduites :

I.2.1. Manutention :

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol

I.2.2. Stockage :

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

I.3. Décapage de la terre végétale :

C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

I.4. Exécution des tranchées et des fouilles des regards :

Le fond de fouille doit être arasé à la pente du projet, en évitant le remaniement, et en respectant les largeurs minimales des tranchées par mesure de sécurité.

I.5. Aménagement du lit de sable :

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme le montre la figure ci-dessous :

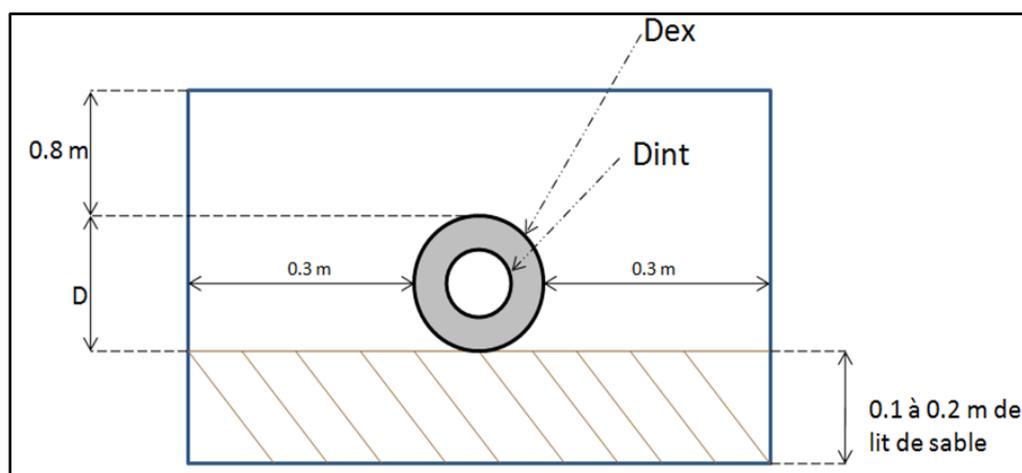


Figure VII-21 : Pose du lit de sable

I.6. Emplacement des piquets :

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

I.7. Pose des canalisations :

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier que :

- La décente du tuyau se fait dans une fouille blindée
- Les surfaces des abouts doivent être débarrassés.
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

I.8. Assemblage des canalisations :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

I.9. Essai d'étanchéité :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange des deux.

I.10. Exécution des regards :

Les regards ont généralement une forme cubique, leurs dimensions varient en fonction des profondeurs des tranchées. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

I.11. Réalisation des branchements :

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principale (généralement un regard)
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

I.12. Remblayage et compactage :

Pour assurer la protection de la canalisation, et la transmission des charges, on doit effectuer un remblayage avec un matériau similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

I. Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

- **Les engins de chargement :**
 - Les chargeuses.
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les pelles mécaniques.
- **Les engins de transport :**
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les dumpers.
 - Les motos basculeurs.
 - Les véhicules utilitaires.
- **Les engins de mise en place des matériaux :**
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

Pour le décapage :

Le décapage est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stockée afin d'être éventuellement réutilisée lors de l'aménagement du terrain. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour les aménagements extérieurs.

Nous utilisons la niveleuse sur les terrains facile à décapé, elle est le meilleur engin adopter à ce type de travaux ; et on utilise le « Bulldozer » dans les terrains difficiles.

❖ Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que

Le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

❖ Pour le remblaiement des tranchées :

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.

- Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.
- Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

❖ Pour le compactage :

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur a rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en font.

II. Détermination des différents volumes des travaux :**III.1. Volume du décapage de la couche végétale :**

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.29})$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

III.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.30})$$

Tel que :

- V_{d} : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VII.31})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}/4) \times L \quad (\text{VII.32})$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.5. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.33})$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}}) \quad (\text{VII.34})$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- V_{cond} : volume de conduite (m^3).

III.7. Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad (\text{VII.35})$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VII.36})$$

Avec :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

III. Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII-9 : Devis quantitatif et estimatif du projet :

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage à grande masse	m ³	2142	140	299 880,00
2	Déblai de tranchée	m ³	19 889	250	4 972 250,00
3	Pose lit de sable, e=10cm	m ³	1071	1500	1 606 500,00
4	Remblai de la tranchée	m ³	10327	200	2 065 400,00
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	9562	300	1 912 400,00
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé				
	Ø300mm	ml	164	2600	426 400,00
	Ø400mm	ml	1075	3800	4 085 000,00
	Ø500mm	ml	879	5200	4 570 800,00
	Ø600mm	ml	1179	6500	7 663 500,00
	Ø800mm	ml	1105	10000	11 050 000,00
	Ø1000mm	ml	448	12000	5 376 000,00
	Ø1200mm	ml	524	15000	7 860 000,00
	Ø1500mm	ml	940	18000	16 920 000,00
C	Construction :				
1	Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon en fonte de:				
	Profondeur de 1 à 3 m	U	138	80000	11 040 000,00
	Profondeur de 3 à 6 m	U	5	150000	750 000,00
	Total (HT) :				80 598 130,00
	T.V.A (19%)				15313644,70
	Total (T.T.C)				95 911 774,70

Conclusion :

Pour conclure, on peut dire que l'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à **95 911 774,70 DA**

Conclusion générale

Pour conclure ce travail, nous pouvons dire que dans ce mémoire, nous avons conçu un système d'évacuation des eaux usées et pluviales (Agglomération d'AIN-Beida) vers un exutoire afin de protéger la santé publique et l'environnement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 145 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées évacuées vers la station d'épuration futur projetée dans la zone d'étude.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publiques vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de la zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 15 sous-bassins, choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle.

Les diamètres varient de 300 jusqu'à 600 mm en PVC et de 800 jusqu'à 1500 mm en béton armé.

Du côté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de **95 911 774,70 DA**.

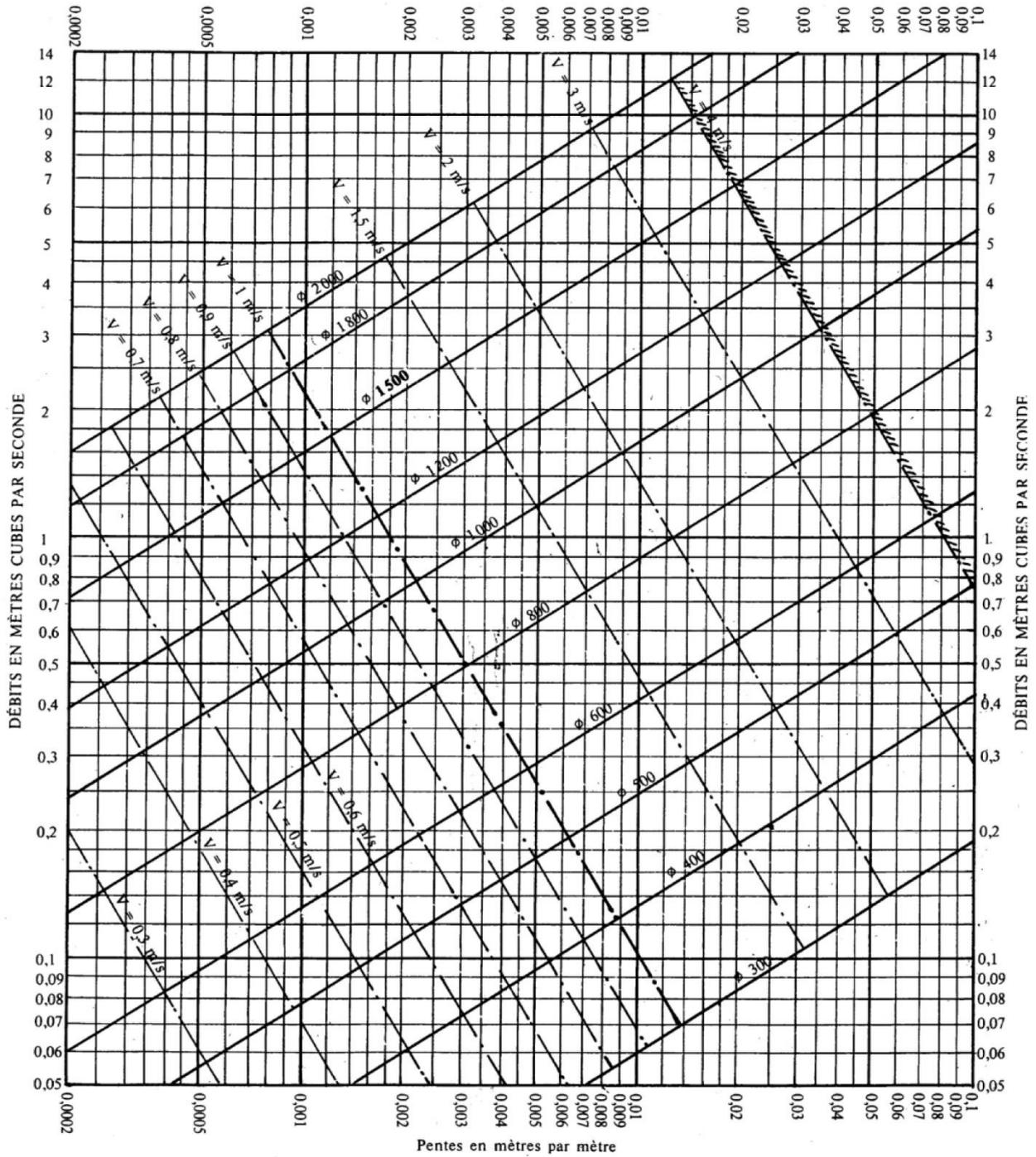
Références bibliographiques

- 1- Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- 2- Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- 3- Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.
- 4- Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.
- 5- Instruction Technique, 1977. « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations ». Imprimerie nationale, Paris.
- 6- Kerloc'h B. et Maelstaf D., 1983. « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». C.E.T.E, nord Picardie.
- 7- Satin M. *et al.*, 2006. « Guide technique de l'assainissement (3^e édition) ». Le Moniteur, Paris.
- 8- Chelghoum R., 2018. « Diagnostic du Réseau d'Assainissement de la Commune d'EL FEDJOUJ (W.AIN TEMOUCHENT) ». Mémoire de fin d'étude. Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- 9- Djaziri R., 2018. « Dimensionnement du réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BATNA Hamla trois (W. BATNA) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.
- 10- Brahim S., 2016. « Dimensionnement du réseau d'assainissement POS sud-est (W.AIN TEMOUCHENT) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.
- 11- Azari S., 2019. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.

Annexe

ABAUQUE 2-a

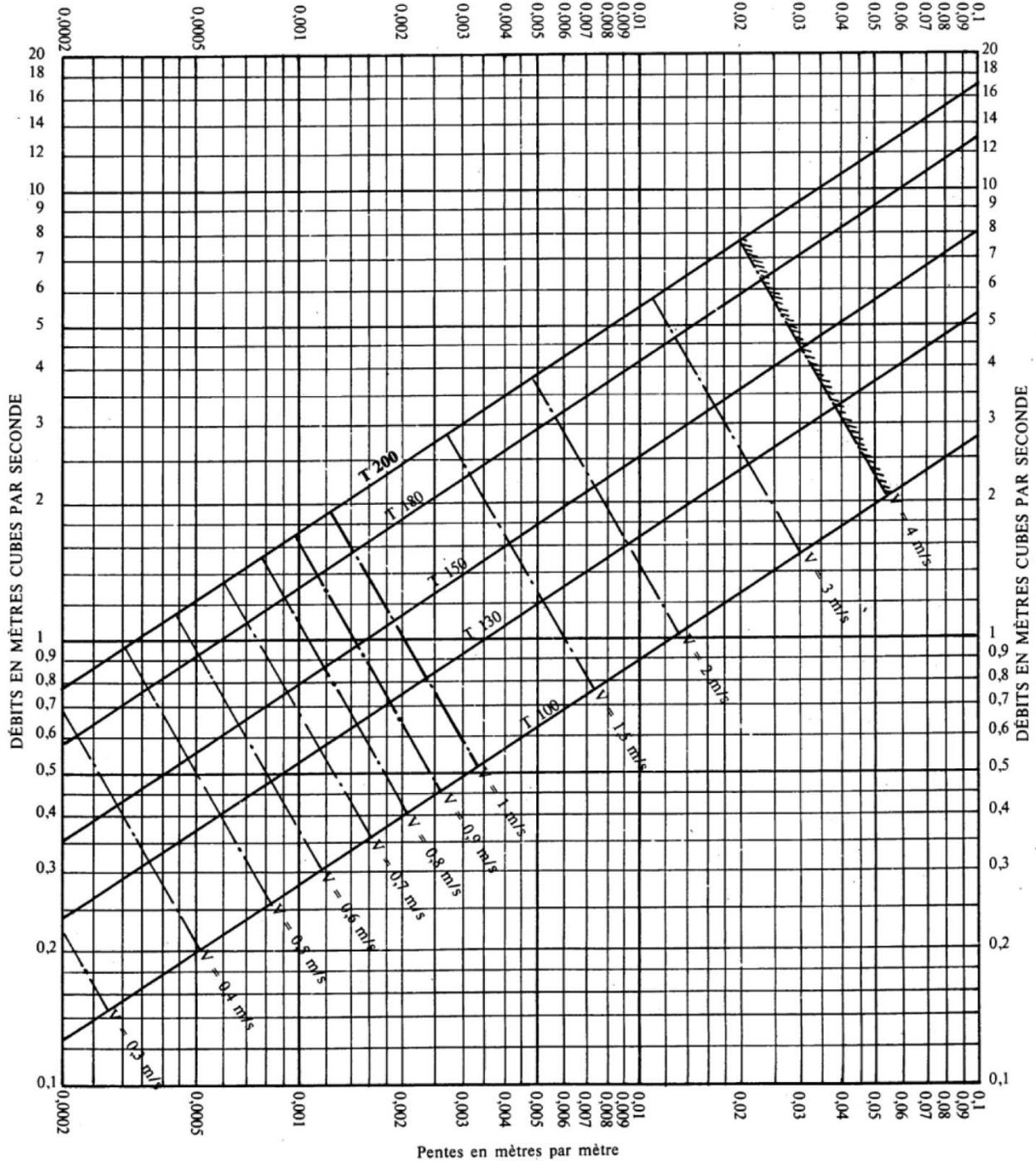
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)

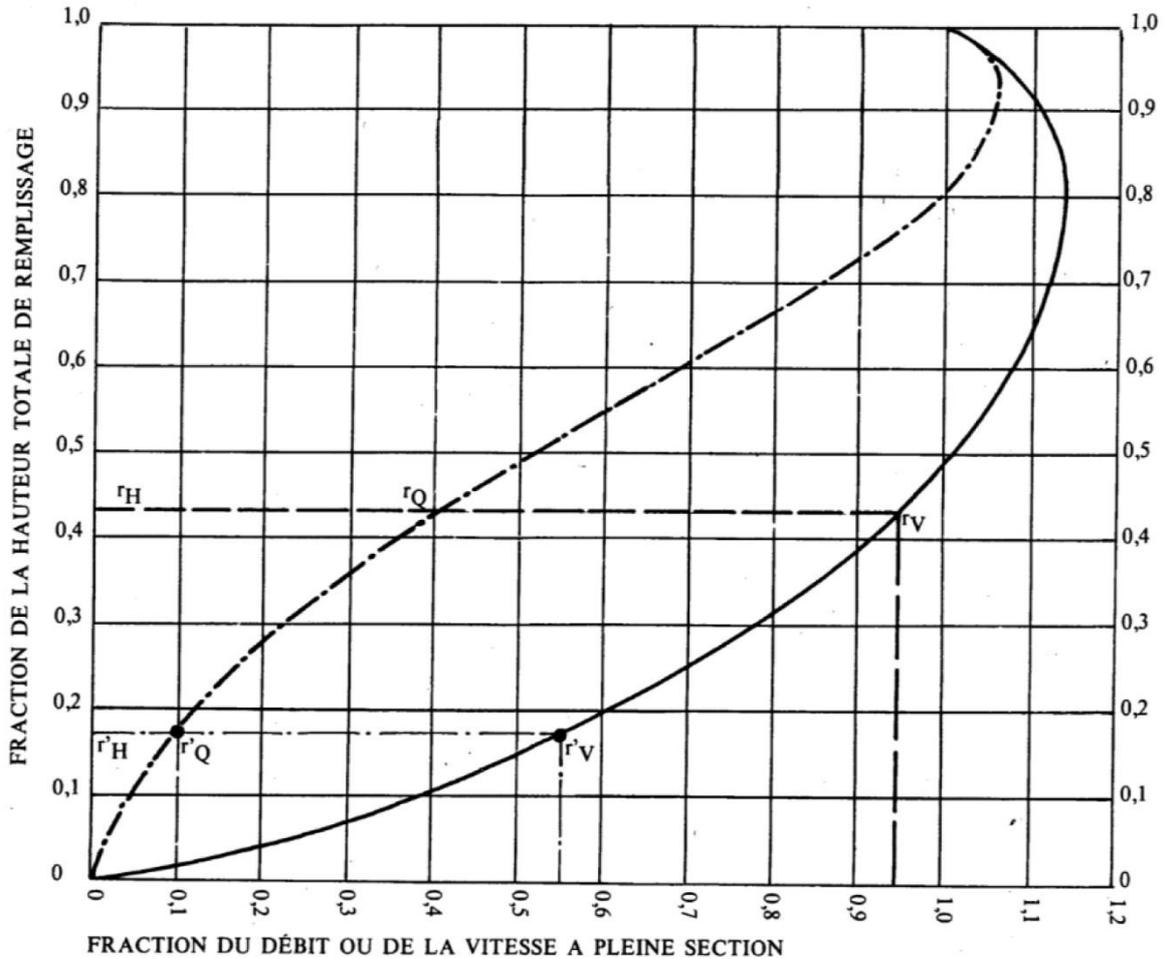


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

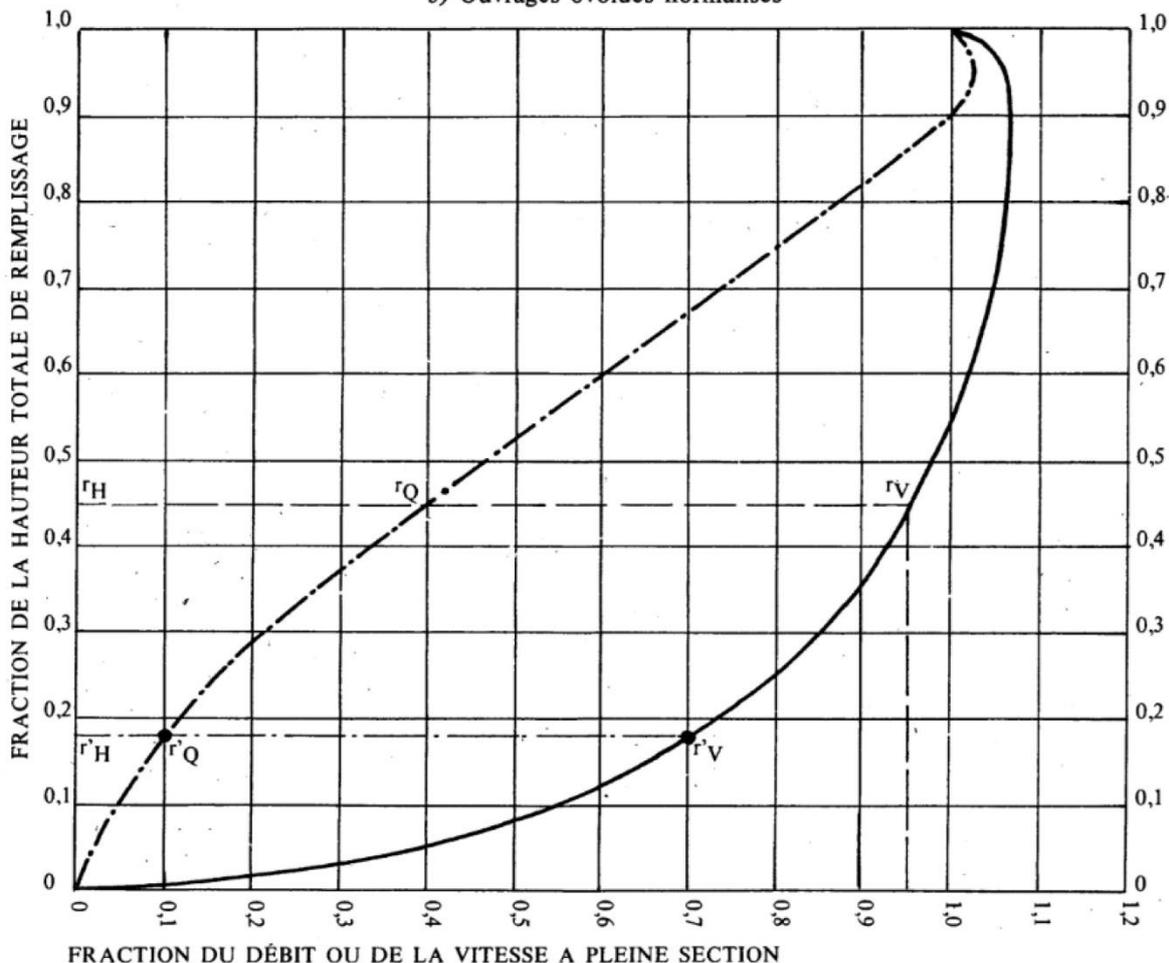
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ABAQUE 3-b

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,45$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,70$ et $r'_H = 0,18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,03$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,07$) est obtenue avec $r_H = 0,90$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.