



## Département de Génie de l'Eau

### Rapport de soutenance

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

### Hydraulique

### Thème :

**Dimensionnement du réseau d'assainissement de lotissement  
Aidja (commune de Boufarik, W.Blida) et comparaison avec le  
logiciel COVADIS**

#### Réalisé par :

CHERIFI Hicham

#### Encadré par :

- Mr DAHMANI Saad
- Mr DAHMANI Hocine

Maître de conférences (IT, Univ-Bouira)  
Ingénieur d'Etat en Hydraulique (SARL AH2E)

#### Soutenu devant le jury :

- Président du jury : YAHIAOUI Abdelhalim
  - Examineur : BOUAKLINE Hanane
- Maître de conférences (IT, Univ-Bouira)  
Maître Assistant (IT, Univ-Bouira)

# *REMERCEMENT*

Au nom de Dieu le Miséricordieux.

Non pas parce que la tradition veut que cette page soit sur le terrain, mais parce que ceux que nous remercions le méritent vraiment.

Tout d'abord, nous remercions Dieu Tout-Puissant, puis nous voudrions d'abord remercier Mr.**DAHMANI Saad** qui nous a aidés avec ses conseils, et nous a donné des suggestions et des critiques pendant la période de formation, puis nous remercions Mr **DAHMANI Hocine**, le gérant de bureau, pour nous avoir accepté de diriger la formation et lui avoir donné une chance, sans oublier ma famille et surtout ma mère, que ALLAH lui donne longue vie, et mon ami **BOUDJARDA Wassim**.

Nous voudrions également exprimer nos remerciements avec des expressions au Mr **YAHIAOUI Abdel Halim** et au responsable du module, Mme **REZIG**.

Enfin, je voudrais exprimer ma gratitude à tous ceux qui soutiennent ou aident dans ce travail et à tout le personnel de l'Institut.

# *DEDICACE*

Je dédie cet humble travail aux deux personnes qui m'ont donné la vie après ALLAH, symbole de tendresse et de sacrifice, qui se sont sacrifiées pour mon bonheur et mon succès, à ma chérie mère et à mon cher père.

Je dédie mon travail, à ma grande famille, à mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

## ملخص:

الغرض من هذا العمل هو تحديد حجم شبكة الصرف الصحي لمنطقة عيجة الواقعة في بلدية بوفاريك ولاية البلدية. في هذا الصدد ، اقترحنا تخطيطاً للشبكة ، وحساب تدفقات المطر بعد الدراسة الهيدرولوجية ، وحساب التدفقات المستخدمة، وتحديد أبعاد الأنابيب ، وحساب المعلمات الهيدروليكية المختلفة للشبكة وأخيراً قمنا بمقارنة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق الحساب اليدوي مع تلك المعطاة بواسطة برنامج كوفاديس لنفس قطعة الأرض. تبلغ الشبكة التي تم الحصول عليها 850.50 متراً خطياً، بأقطار تتراوح بين 300 مم و 500 مم ، يمكن من خلالها تفريغ إجمالي تدفق يبلغ 303 لتر / ثانية مع التحقق من سرعة التنظيف الذاتي في الشبكة بالكامل تقريباً. أثبتت المقارنة مع برنامج كوفاديس صحة الحسابات التي تم إجراؤها يدوياً.

**الكلمات المفتاحية:** دراسة هيدرولوجية، قانون جالتون، منحنيات IDF، معادلة ماننغ ستريكلر، الطريقة السطحية

## Résumé :

Le but de ce travail est de dimensionner le réseau d'assainissement de la zone AIDJA située à la commune de BOUFARIK, W. BLIDA. A cet égard, nous avons proposé un tracé du réseau, calculé les débits pluviaux après étude hydrologique, calculé les débits usés, dimensionné les canalisations, calculé les différents paramètres hydrauliques du réseau et finalement nous avons confronté les résultats obtenus par calcul manuel avec ceux donnés par le logiciel COVADIS pour le même tracé. Le réseau obtenu est de linéaire de 850.50m, de diamètres des canalisations compris entre 300mm et 500mm, par lequel un flux total de 303l/s peut être évacué avec vérification de la vitesse d'auto-curage dans la quasi totalité du réseau. La comparaison avec le logiciel COVADIS a validé les calculs effectués manuellement.

**Mots clé:** étude hydrologique, ajustement, loi de GALTON (log Normal) ; formule de MANNING-STRICKLER ; la méthode rationnelle.

## Summary:

The purpose of this work is to size the sanitation network of the AIDJA area located in the municipality of BOUFARIK, W. BLIDA. In this respect, we proposed a layout of the network, calculated the rain flows after hydrological study, calculated the used flows, dimensioned the pipes, calculated the various hydraulic parameters of the network and finally we compared the results obtained by manual calculation with those given. By the COVADIS software for the same plot. The network obtained is 850.50m linear, with pipe diameters between 300mm and 500mm, through which a total flow of 303l/s can be evacuated with verification of the self-cleaning speed in almost the entire network. The comparison with the COVADIS software validated the calculations carried out manually.

**Keywords:** hydrological study, adjustment, GALTON's law (log Normal); MANNING-STRICKLER formula; the rational method.

# **Sommaire**

---

Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1

## **CHAPITRE I : Présentation du bureau d'études**

Introduction .....	2
I.1. Création d'AH2E.....	2
I.2. Les missions du bureau d'étude AH2E .....	2
I.2.1. Missions en secteur hydraulique .....	2
I.2.2. Missions en secteur Environnement .....	4
I.2.3. Missions en secteur aménagement littoral .....	4
I.3. Implantation géographique.....	4
I.4. Moyens humains .....	4
I.5. Moyens techniques .....	6
I.5.1. Matériels informatiques .....	6
I.5.2. Les logiciels .....	6
I.5.3. Moyens de locomotion.....	7
I.5.4. Matériel audiovisuel.....	7
I.5.5. Matériel topographique .....	7
Conclusion.....	7

## **CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude**

Introduction .....	8
II.1 Présentation du lotissement AIDJA .....	8
II.2 Évolution de la population .....	9
II.3 Paramètres climatiques de la région.....	10
II.3.1 Caractéristiques du climat.....	10

II.3.2	La Température .....	10
II.3.3	Ensoleillement.....	10
II.3.4	Humidité de l'air.....	11
II.3.5	Le vent .....	11
II.3.6	Evapotranspiration .....	11
	Conclusion.....	12

## **CHAPITRE III : Etude hydrologique**

	Introduction .....	13
III.1.	La période de retour .....	13
III.2.	Le temps de concentration (Tc).....	13
III.3.	Détermination de l'intensité moyenne des précipitations .....	13
III.3.1.	Calcul de l'intensité.....	17
III.4.	Les courbes Intensité-Durée-Fréquence IDF .....	18
III.4.1.	But de courbes IDF .....	19
III.4.2.	Etablissement les courbes IDF.....	19
	Conclusion.....	22

## **CHAPITRE IV : Calculs de base et évaluation des débits**

	Introduction .....	23
IV.1.	Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires .....	23
IV.2.	L'estimation de la population .....	23
IV.2.1.	Évaluation des débits .....	24
IV.2.2.	Estimation des débits des eaux usées .....	24
IV.2.2.1.	Estimation des débits des eaux usées domestiques .....	24
IV.2.3.	Evaluation des débits des eaux pluviales.....	25
IV.2.3.1.	La méthode rationnelle.....	25

IV.2.3.2. Evaluation du coefficient de ruissellement (Cr) .....	25
Conclusion.....	30

## **CHAPITRE V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement**

Introduction .....	31
V.1. Choix de diamètre .....	31
V.1.1 Équation de CHEZY .....	31
V.1.2 Formule de MANNINF-STRICKLER.....	32
V.2 Conditions d'écoulement.....	33
V.3 Détermination les paramètres hydrauliques .....	33
V.4 Dimensionnement par COVADIS.....	40
V.4.1 Les calculs hydrauliques.....	41
V.4.2 les calculs des tronçons.....	42
Conclusion .....	44
Conclusion générale .....	45
Bibliographie	
Annexes	

# Liste des figures

---

## **CHAPITRE I : Présentation du bureau d'études**

<b>Figure I. 1 : l'implantation géographique du bureau d'étude AH2E .....</b>	<b>5</b>
---	----------

## **CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude**

<b>Figure II. 1 : la zone d'étude « AIDJA » .....</b>	<b>8</b>
---	----------

## **CHAPITRE III : Etude hydrologique**

<b>Figure III. 1 : Ajustement la série par la loi de GALTON .....</b>	<b>17</b>
---	-----------

<b>Figure III. 2 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence IDF .....</b>	<b>21</b>
--	-----------

# **Liste des tableaux**

---

## CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

<b>Tableau II. 1 :</b> Evolution de la population pour la zone d'étude « lotissement AIDJA » .....	9
<b>Tableau II. 2 :</b> Températures moyennes mensuelles .....	10
<b>Tableau II. 3 :</b> Durées(en heures) moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour .....	10
<b>Tableau II. 4 :</b> Humidités relatives mensuelles en % .....	11
<b>Tableau II. 5 :</b> Vitesses du vent mensuelles en m/s .....	11
<b>Tableau II. 6 :</b> L'évapotranspiration mensuelle calculée à partir de la formule de PENMA ..	11

## CHAPITRE III : Etude hydrologique

<b>Tableau III. 1 :</b> Série pluviométrique (Station de Boufarik Code : 02129) .....	15
<b>Tableau III. 2 :</b> Identification de la station pluviométrique de BOUFARIK.....	15
<b>Tableau III. 3 :</b> Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	16
<b>Tableau III. 4 :</b> Résultats par la loi de GALTON (par logiciel HYFANPLUS) .....	18
<b>Tableau III. 5 :</b> Valeurs des intensités pour différentes périodes de retour et différents pas de référence.....	20
<b>Tableau III. 6 :</b> Paramètres de MONTANA pour chaque période de retour .....	22

## CHAPITRE IV : Calculs de base et évaluation des débits

<b>Tableau IV. 1 :</b> Le découpage des sous-bassins.....	27
<b>Tableau IV. 2 :</b> Estimation des coefficients de ruissellement .....	27
<b>Tableau IV. 3 :</b> Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour 1 <sup>er</sup> collecteur. ....	28
<b>Tableau IV. 4 :</b> Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour 2 <sup>ème</sup> collecteur.....	28
<b>Tableau IV. 5 :</b> Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour 3 <sup>ème</sup> collecteur.....	29
<b>Tableau IV. 6 :</b> Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour 4 <sup>ème</sup> collecteur.....	29
<b>Tableau IV. 7 :</b> Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour 5 <sup>ème</sup> collecteur.....	30

## CHAPITRE V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

<b>Tableau V. 1 :</b> Les coefficients de BAZIN .....	32
<b>Tableau V. 2 :</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 1 .....	35

<b>Tableau V. 3:</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 2 .....	36
<b>Tableau V. 4:</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 3 .....	37
<b>Tableau V. 5:</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 4 .....	38
<b>Tableau V.6 :</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 5 .....	39

# **Introduction générale**

## Introduction générale

Jusqu'au début du XIXe siècle, le rejet des eaux d'assainissement était mal fait et sans planification et d'une manière mauvais pour la santé. Ces eaux s'écoulaient directement dans la rue. Au mieux, il y avait des fosses pour recueillir ce qui restait de ces eaux usées. Mais une fois ces fosses remplies, il fallait les vider, mais ces fosses avaient souvent des fuites qui pouvaient contaminer les points d'eau et provoquer des épidémies.

Les eaux d'assainissement sont considérées comme une source de désagréments et un danger pour la santé publique, car elles provoquent de nombreuses maladies telles que : les maladies du foie, le paludisme, le choléra et autres maladies incurables. Cette eau déforme également la nature, répand des odeurs désagréables et gâche l'environnement. Par conséquent, il était nécessaire d'établir des systèmes d'assainissement pour évacuer ces eaux afin d'éviter les dommages.

Les réseaux d'assainissement collectent les eaux usées et les eaux pluviales à des agglomérations, puis transfèrent ces eaux aux stations de traitement si elles sont utilisées, puis les évacuent dans le milieu naturel d'une manière correcte et saine, mais si ces eaux des eaux pluviales peut être évacuée directement dans le milieu naturel d'une manière qui tient compte des exigences en matière de conservation de l'environnement et de santé publique

Dans ce contexte, l'étude d'un système d'assainissement pour le lotissement AIDJA située de la commune de Boufarik, W.BLIDA a été réalisée en tenant compte des calculs de la planification requis par ce projet afin d'éviter les dangers mentionnés précédemment. De plus, une étude comparative a été établie avec le logiciel de conception des voiries et réseaux divers COVADIS dans le but de valider la conception proposée dans ce projet de fin d'étude.

Afin de mener ce travail, les chapitres suivants sont inclus :

- la présentation du bureau d'études ; et de la zone d'étude ;
- l'étude hydrologique ;
- les calculs de base ; et les calculs hydrauliques.

## **CHAPITRE I : Présentation du bureau d'études AH2E**

---

## **Introduction**

Les ressources en eau sont un enjeu clé pour les générations futures, c'est pourquoi le Bureau de conception place la durabilité AH2E, la conservation des ressources naturelles et la protection de l'environnement au cœur de ses valeurs. AH2E, acteur de l'hydraulique, collabore de plus en plus avec ses clients publics et privés, algériens et étrangers, pour soutenir leurs idées, étudier leurs projets et assurer leur suivi. Le travail d'AH2E repose sur trois pôles d'activité : eau, développement, environnement, développement portuaire et protection côtière

### **I.1. Création d'AH2E**

Après plusieurs années d'expériences acquises respectivement au sein des bureaux d'études privés et bureaux de conseils en conception de réseaux et de gestion de l'eau en Algérie, des ingénieurs hydrauliciens ont décidé de créer leur propre bureau d'études : SARL AH2E Engineering Consultants. Leur formation est principalement axée sur la conception de réseaux hydrauliques, gestion de la ressource en eau et les techniques associées. Le bureau d'études SARL AH2E est agréé par le Ministère Des Ressources En Eau (MRE) depuis le septembre 2010 en hydraulique urbaine, hydraulique agricole et la topographie, sous le N° :17/49. AH2E a reçu en Avril 2014 l'agrément "Environnement" du Ministère de l'Aménagement du Territoire de l'Environnement (MATE) en environnement du territoire et aménagement du littoral sous le N° :14/MATE/SG/483.

### **I.2. Les missions du bureau d'étude AH2E**

#### ***I.2.1. Missions en secteur hydraulique***

Les marchés ciblés sont :

- Etudes et diagnostic de réseaux d'assainissement et d'eau potable ;
- Audits diagnostics de stations d'épuration et d'usine de potabilisation ;
- Schémas Directeurs d'Assainissement et d'eau potable ;
- Etudes hydrauliques et modélisations ;

- Etudes de dépollution, traitements des eaux superficielles, modélisation de la qualité des eaux ;
- Aides à l'exploitation des stations d'épuration et des usines d'eau potable, autocontrôle, mise en place de procédures ISO ;
- Assistance à maîtrise d'ouvrage ;
- Etat des lieux et diagnostic d'ouvrages : poste de relevage, déversoirs d'orage, stations d'épuration, lagunage ;
- Etude et diagnostic de réseau d'adduction d'eau potable ;
- Etude et diagnostic de réseau anti incendie ;
- Etude et diagnostic des réseaux d'assainissement pluvial ;
- Etude et diagnostic de réseau d'assainissement ;
- Etude de faisabilité d'infiltrations des eaux pluviales ;
- Etude de faisabilité d'infiltration des eaux usées traitées ;
- Maîtrises d'œuvre pour travaux neufs ou réhabilitation ;
- Maîtrise d'œuvre complète de stations d'épuration, de bassins de dépollution des eaux pluviales, de réseaux d'assainissement, d'aménagements urbains ;
- Aménagement et captage des sources ;
- Etude du drainage infrastructures routières, voies ferrées, urbanisme ;
- Etude de protection des villes contre les inondations ;
- Etude et suivi des réseaux V.R.D ;
- Conception et réalisation de bases de données –SIG ;
- Etude du drainage des périmètres d'irrigations ;
- Etude et suivi des retenues collinaires ;
- Etude et suivi des travaux de génie rural (les forages, mares, digues...) ;
- Etude et modélisation des écoulements souterrains ;
- Etude et suivi des transferts d'eau.

Soucieuse d'élargir ses activités, le bureau d'études développe parallèlement le service Etudes Hydrauliques qui est l'activité première d'AH2E, un service Environnement qui réalise des études d'impact, des schémas d'aménagement et d'assainissement de bassin versant, un service Infrastructures – VRD qui réalise la maîtrise d'œuvre d'infrastructures linéaires : routes, voies ferrées..., un service gestion des déchets et un service Audits industriels.

### ***1.2.2. Missions en secteur Environnement***

Les marchés ciblés sont :

- Etude et Maîtrise d'œuvre de Centres d'Enfouissements Techniques ;
- Etude d'aménagement des décharges contrôlées (CET) ;
- Diagnostic de sites (potentiellement) pollués, audit, analyse des risques sanitaires, études réglementaires (impact, danger, autorisation, cessation), assistance à Maîtrise d'ouvrage de travaux de dépollution ;
- Etude d'impact sur l'environnement ;
- Etude de dépollution de sites ;
- Etude de schéma directeur de gestion des déchets domestiques et industriels.

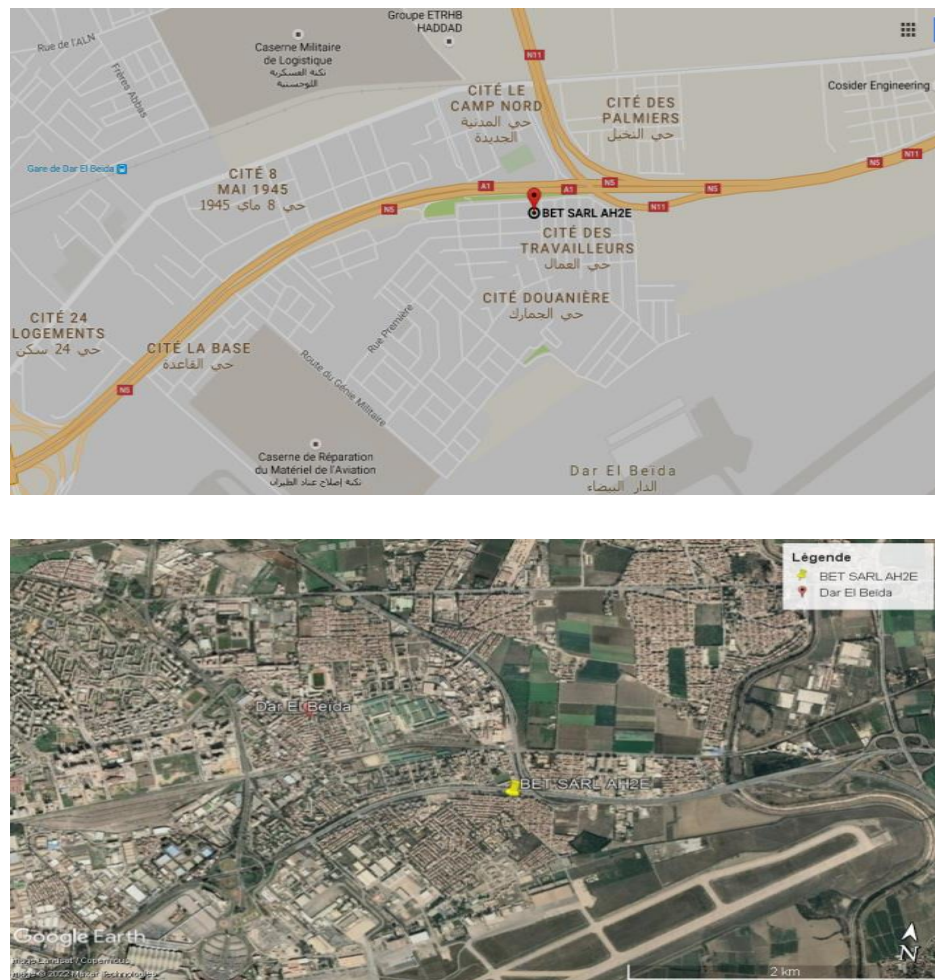
### ***1.2.3. Missions en secteur aménagement littoral***

Les marchés ciblés sont :

- Etudes d'aménagement et la protection du littoral (protection de côte, création de plages artificielles, etc....) ;
- Etudes de phénomènes hydro sédimentaires (ensablement, érosion, envasement, etc...) ;
- Etude de délimitation du domaine public maritime ;
- Etude d'élaboration des plans d'aménagement côtiers ;

## **I.3. Implantation géographique**

Afin de faciliter les contacts avec les principaux prescripteurs des collectivités en matière de gestion de ressources en eau : MRE, DRE, SEAAL, ADE et ONA, le choix de la localisation du siège social s'est porté sur la capitale Alger, à une dizaine de kilomètres de l'aéroport et à proximité de l'autoroute Est Ouest. AH2E peut mettre en avant son indépendance vis à vis d'éventuels grands groupes financiers, ou exploitants des services d'AEP et d'assainissement, ce qui garantit son objectivité par rapport aux recommandations qu'elle préconise. Sa taille modeste lui permet une grande souplesse. Et une polyvalence avérée.



**Figure I. 1** : L'implantation géographique du bureau d'étude AH2E

#### I.4. Moyens humains

Les équipes pluridisciplinaires de AH2E sont constituées de spécialistes aux compétences complémentaires, d'expériences et d'origines diverses : ingénieurs, architectes, projeteurs, dessinateurs, topographes, chargés d'études, conducteurs de travaux, urbanistes...

La société compte actuellement cinq cadres :

- ✓ Le directeur de la société : ingénieur d'état en hydraulique de l'ENSH;
- ✓ Le directeur technique : ingénieur d'état en hydraulique de l'USTHB ;
- ✓ Un ingénieur en Génie Civil;
- ✓ Deux (02) Master en ingénierie des eaux de l'USTHB ;
- ✓ Deux (02) Topographes;

- ✓ Un administrateur (Economiste).

Leurs motivations, leurs savoir-faire et leurs maîtrises complètes de la technique et des procédures administratives permettent à AH2E d'accompagner les divers clients et de participer, entre autres, à des missions d'enseignement et de formation.

## **I.5. Moyens techniques**

Le bureau d'études AH2E est équipé d'un :

### ***I.5.1. Matériels informatiques***

- 1 Réseau informatique sous WINDOWS NT avec système de sauvegarde par TRAVAN ;
- 1 Station pour cartographie informatisée, écran 21" ;
- 3 Ordinateurs portables TOSHIBA, HP, FUJITSU ;
- 6 microordinateurs HP ;
- 3 Imprimantes couleurs A4/A3 / Imprimante NB A4/A3 (10 pages/mn) ;
- 1 photocopieuse KYOCERA FC1035 (35 pages/mn) ;
- 1 Scanner à plat A/4 ;
- 1 Table traçante Design jet 510.

### ***I.5.2. Les logiciels***

- Word 2019; Excel 2019;
- Access 2010;
- AutoCAD 2000, 14;
- ARCGIS .Win Fluid;
- HYFRAN, SAP 2000;
- MAPINFO, MIKE 21/11/NET;
- Civil 3D;
- Covadis ;
- Publisher 98,

- Primavira ;
- Epanet ;
- Porteau ;
- Watercad.

### ***1.5.3. Moyens de locomotion***

- 3 Véhicules de services.

### ***1.5.4. Matériel audiovisuel***

- 1 Projecteur EPSON EB-S18 ;
- 1 Caméscope ;
- 2 Appareils photos numériques Samsung.

### ***1.5.5. Matériel topographique***

- 1 GPS 12 Garmin ;
- 1 Station topographique complète SANDING STS-750 L/R ;
- 1 Niveau de chantier complet SANDING ;
- 1 Laser distance mètre ;
- 1 Echosondeur manuelle ECHOTEST II PLASTIMO.

## **Conclusion**

Le bureau d'études AH2E est un bureau d'études privé, dirigé par l'ingénieur DAHMANI Hocine, agréé par le ministère des ressources en eau depuis Septembre 2010, situé à Dar El Beida W.Alger; leur formation principalement axée sur la conception des réseaux hydrauliques.

Ce bureau d'études a des missions différent d'un secteur à l'autre, il fait l'étude et diagnostic de réseaux d'assainissement et d'eau potable dans le secteur hydraulique ; il fait les études d'aménagement des décharges contrôlées en secteur d'environnement et il fait les études d'aménagement et la protection du littoral (protection de côte, création de plages artificielles, etc....) en secteur aménagement littoral.

## **Chapitre II : Présentation de la zone d'étude**

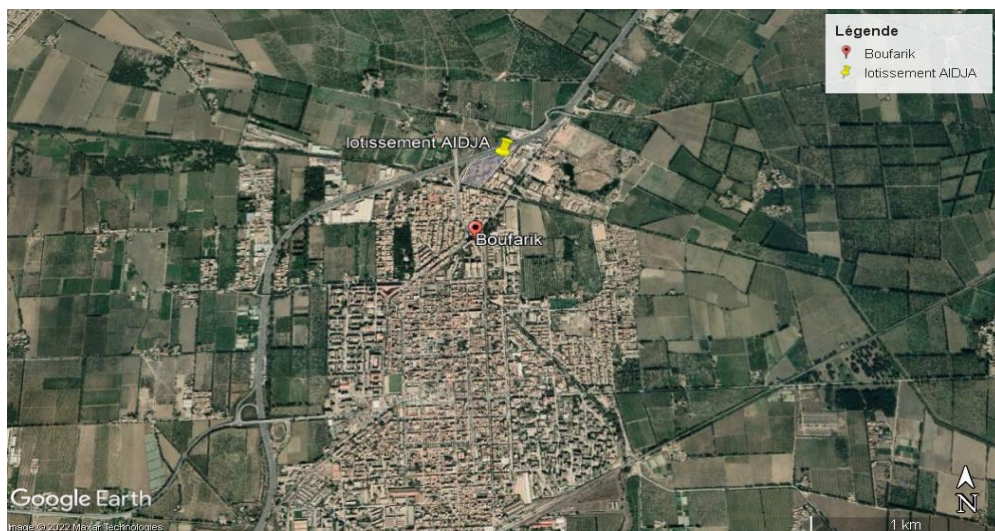
---

## Introduction

Avant d'entamer l'étude d'un un réseau d'assainissement il faut faire une étude sur le lieu pour savoir les caractéristiques de ce site et les facteurs qui peuvent affecter sur le projet.

### II.1 Présentation du lotissement AIDJA

Le lotissement AIDJA est situé à la commune de BOUFARIK au Nord-Est du chef-lieu de la wilaya de BLIDA. Le lotissement est d'une superficie estimée à 3 HA (Figure 1) et situé à 35 km au sud-ouest d'Alger et à 13 km au Nord-Est de Blida.



**Figure II. 1 :** La zone d'étude « AIDJA »

## II.2 Évolution de la population

La démarche suivante a été appliquée en vue d'aboutir aux données démographiques nécessaires aux calculs des débits des eaux usées.

Lors du recensement de 2008 effectué par l'ONS (Office National des Statistiques), la population du lotissement AIDJA a été estimée à 83 personnes avec un taux d'accroissement annuel de 2%. La population à un horizon donné est calculée grâce à la formule suivante :

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

Avec :

- P : la population à l'horizon voulu,
- Po : la population de base,
- n : nombre d'années, de l'année de base à l'horizon voulu,
- T : taux d'accroissement pris égal à 2%,

Les résultats du calcul de nombre d'habitant pour des horizons différents, sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 1 :** Evolution de la population pour la zone d'étude « lotissement AIDJA »

Horizons	2008	2018	2020	2030	2040	2050
Population de Boufarik	83	101	106	128	156	191

## II.3 Paramètres climatiques de la région

### II.3.1 Caractéristiques du climat

Nous prenons en compte dans notre étude les données de la station climatologique de Dar El Beida qui est la plus représentative de la zone d'étude. La région est caractérisée par un climat chaud en été (souvent plus de 30°C) et humide en hiver. Les mois juillet et août sont les mois les plus chauds. En hiver, les températures les plus basses enregistrées sont en moyenne de 6°C. Il existe donc de grands écarts de température entre l'hiver et l'été.

### II.3.2 La Température

**Tableau II. 2 :** Températures moyennes mensuelles (station climatologique de Dar El Beida)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tc°	11.0	11.8	12.8	14.6	17.6	21.2	24.3	25.2	23.2	19.4	15.3	12.1

Le gradient de température moyenne du mois le plus froid au mois le plus chaud varie, de 5.8°C à 31.1°C pour la région. Les mois les plus chauds correspondent à juillet et août, la température moyenne est supérieure à 30°C. Les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février. Les moyennes du mois varient de 5.8 à 6.9 °C.

### II.3.3 Ensoleillement

La durée en heures d'ensoleillement a été mesurée à la station de Dar El Beida, les moyennes mensuelles sont données par le tableau suivant :

**Tableau II. 3:** Durées(en heures) moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour(station climatologique de Dar El Beida)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Ensoleillement en heures	5.1	5.8	6.6	7.7	8.8	10.1	11.1	10.3	8.7	7.1	5.7	4.8

### II.3.4 Humidité de l'air

Dans le tableau suivant sont mentionnées les valeurs de l'humidité de l'air mensuelle.

**Tableau II. 4 :** Humidités relatives mensuelles en % (station climatologique de Dar El Beida)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité en %	74.8	72.4	71.5	72.0	70.1	69.3	66.9	66.5	67.6	70.3	71.1	73.5

### II.3.5 Le vent

Les vitesses du vent sont relativement modérées. Elles varient de 2.8 à 3.4m/s.

**Tableau II. 5:** Vitesses du vent mensuelles en m/s (station climatologique de Dar El Beida)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vent en m/s	3.2	3.4	3.4	3.3	3.0	3.2	3.1	3	2.8	2.9	2.9	3.4

### II.3.6 Evapotranspiration

L'évapotranspiration est un paramètre important du bilan hydrologique. Le tableau suivant montre la répartition mensuelle de l'évapotranspiration dans la région.

**Tableau II. 6:** L'évapotranspiration mensuelle calculée à partir de la formule de PENMAN (station climatologique de Dar El Beida)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
ETP mm	48.3	59.6	82.7	100.8	127.0	150.7	177.8	172.5	132.7	97.2	63.6	49.2	1262.1
ETP %	3.8	4.7	6,5	8	10.1	11.9	14.1	13.7	10.5	7.7	5.0	4.0	100

## **Conclusion**

L'étude de site d'un zone nous facilite d'obtenir un bon plan de travail pour réaliser et dimensionner un réseau d'assainissement pour cette zone.

Dans ce projet, on a pris les paramètres climatiques de la région de la station pluviométrique de BOUFARIK, l'office national des statistiques a également été utilisé pour estimer la population, où la population sera de 191 pour l'horizon de 50 ans.

## **Chapitre III : Etude hydrologique**

---

## Introduction

Les réseaux d'assainissement assurent une bonne évacuation des eaux pluviales pour éviter l'obstruction des canaux, et éviter les inondations. Pour cela, des études hydrologiques approfondies doivent être menées afin d'évaluer les flux pluviométriques et éviter les catastrophes et exploiter ces pluies au profit des populations. Grâce à ces études hydrologiques, on peut estimer les débits pluviaux avec lequel se fera le dimensionnement du réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

L'objectif ce chapitre est de dériver les courbes Intensité-Durée-Fréquence (coefficients de la formule de MONTANARI) qui servent aux calculs des intensités de précipitations et par la suite à l'estimation débits pluviaux dans le cas de dimensionnement manuel et au moyen du logiciel COVADIS.

### III.1. La période de retour

La période de retour représente le temps statistique entre deux répétitions d'un événement naturel d'une intensité donné. Nous la prenons souvent égale à 10 ans pour le cas de dimensionnement des réseaux d'assainissement où cette période est prise comme base de calcul.

Il est possible de dire, la période de retour est la valeur inverse de la probabilité annuelle qu'un événement se produise ou soit dépassé. Or, un événement d'une période de retour de 50 ans a 1 chance sur 50, ou une probabilité de 2%, d'être égalé ou dépassé au cours d'une année donnée. La période de retour est également connue sous le nom d'intervalle de récurrence parce qu'elle représente le délai moyen entre les occurrences d'un événement donné (BENZAID, Juin 2015).

### III.2. Le temps de concentration (Tc)

C'est le temps pris par la goutte de pluie tombée au point le plus éloigné afin d'arriver à l'exutoire.

**→Le temps de concentration choisi dans le cadre de ce projet est Tc=15min, qui correspond aux averses de durées de 15 min.**

### III.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

Dans l'étude hydrologique l'intensité est un élément très important ; par lequel on peut mettre un bon dimensionnement pour les réseaux d'égouts

L'intensité moyenne s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée  $t$  de l'averse :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{III. 1})$$

Tels que :

- $i_m$ : intensité moyenne de la pluie ( $mm/min$  ;  $mm/h$ ) ou ramenée à la surface ( $l/s/ha$ ).
- $h$ : hauteur de pluie l'averse ( $mm$ ).
- $t$ : durée de l'averse ( $h$  ou  $min$ ).

Les précipitations sont mesurées par les deux appareils de mesures fondamentaux que sont (MOKADEM, 2020) :

- Le pluviomètre : instrument de base de la mesure des précipitations liquides ou solides. Il indique la quantité d'eau totale précipitée et recueillie à l'intérieur d'une surface calibrée dans un intervalle de temps séparant deux relevés.
- Le pluviographe : instrument captant la précipitation de la même manière que le pluviomètre mais avec un dispositif permettant de connaître, outre la hauteur d'eau totale, leur répartition dans le temps, autrement dit les intensités.

✚ Afin de calculer l'intensité :

- On commence avec l'analyse de la série pluviométrique ; et on choisit la loi qui va nous aide de faire l'ajustement ;
- On calcule les paramètres de la loi choisie et on vérifie son adéquation ;
- Et on calcule la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

**Remarque :**

La période de retour choisie dans le cadre de ce projet est de 15ans pour un dimensionnement à long terme où la loi de GALTON a été utilisée pour ajuster la série pluviométrique (Tableau III. 1).

$$Q_{p\%} = e^{(\bar{x} + \sigma U_{1-1/T})} \quad (\text{III. 2})$$

Tels que :

- $Q_{p\%}$ : la pluie max journalière .
- $\bar{x}$ : le moyen.
- $\sigma$ : l'écart type.
- $U_{1-\frac{1}{T}}$ : variable reduite standard de Gauss de probabilité  $p = 1 - \frac{1}{T}$ .

**Tableau III.1:** Série pluviométrique (Station de Boufarik Code : 02129)

Année	Pjmax	Année	Pjmax
1962	38	1985	105,5
1963	141,2	1986	128
1964	51,7	1987	59,5
1965	96,9	1988	59,3
1966	44,2	1989	35,9
1967	50,9	1990	45,4
1968	44	1991	33
1969	74,6	1992	28,2
1970	138,6	1993	108
1971	59,4	1994	51,2
1972	50,2	1995	95,4
1973	105,9	1996	41,1
1974	76	1997	51,1
1975	69,6	1998	45,5
1976	46,1	1999	31,6
1977	41,1	2000	27,7
1978	36,1	2001	48,9
1979	46	2002	28,4
1980	65,3	2003	53,5
1981	46	2004	49,3
1982	33,4	2005	96,6
1983	43	2006	37,8
1984	51,9	2007	72,6

**Tableau III. 2 :** Identification de la station pluviométrique de BOUFARIK

La station de Boufarik	Code	X (Km)	Y (km)	Altitude (m)	Période d'observation
	021209	518.55	363.40	60.00	1975-2006

**Tableau III. 2:** Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Année	Pjmax	ln(Pjmax)	Année	Pjmax	ln(Pjmax)
1962	27,7	3,32	1985	50,90	3,93
1963	28,2	3,34	1986	51,10	3,93
1964	28,4	3,35	1987	51,20	3,94
1965	31,6	3,45	1988	51,70	3,95
1966	33	3,5	1989	51,90	3,95
1967	33,4	3,51	1990	53,50	3,98
1968	35,9	3,58	1991	59,30	4,08
1969	36,1	3,59	1992	59,40	4,08
1970	37,8	3,63	1993	59,50	4,09
1971	38	3,64	1994	65,30	4,18
1972	41,1	3,72	1995	69,60	4,24
1973	41,1	3,72	1996	72,60	4,28
1974	43	3,76	1997	74,60	4,31
1975	44	3,78	1998	76,00	4,33
1976	44,2	3,79	1999	95,40	4,56
1977	45,4	3,82	2000	96,60	4,57
1978	45,5	3,82	2001	96,90	4,57
1979	46	3,83	2002	105,50	4,66
1980	46	3,83	2003	105,90	4,66
1981	46,1	3,83	2004	108,00	4,68
1982	48,9	3,89	2005	128,00	4,85
1983	49,30	3,90	2006	138,60	4,93
1984	50,20	3,92	2007	141,20	4,95

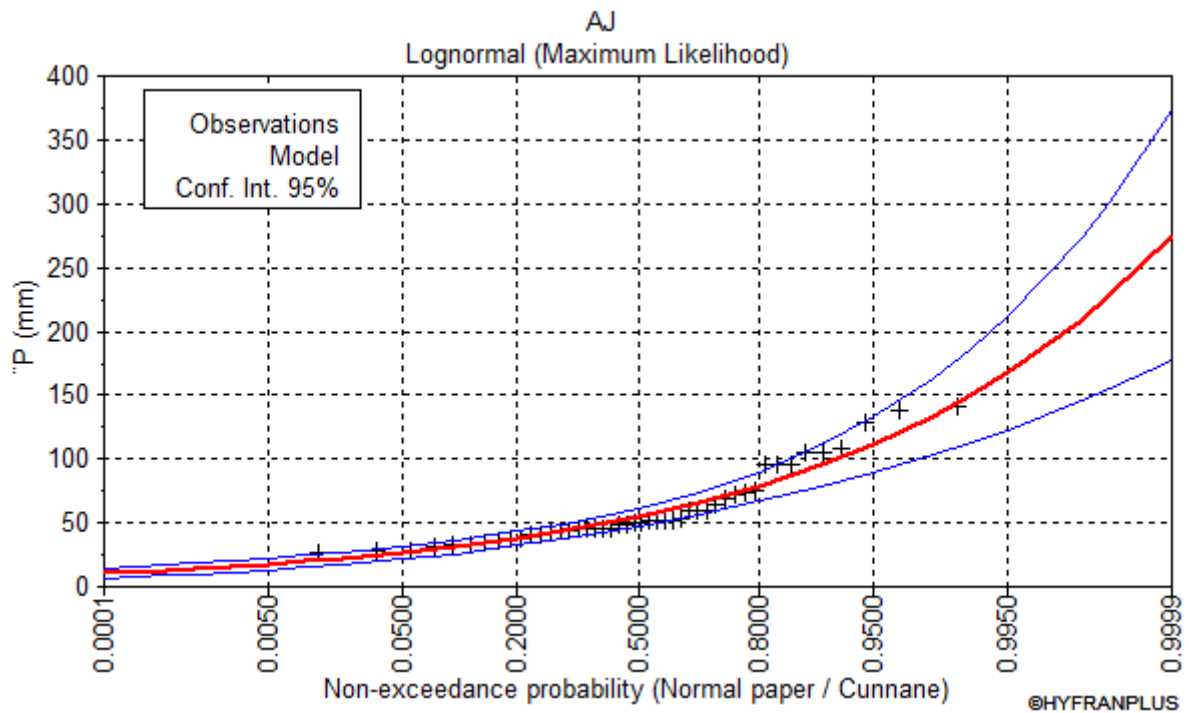


Figure III. 1 : Ajustement la série par la loi de GALTON

la somme $\ln(P_{jmax})$	184,21
le moyen $\ln(X)$	4
l'écart type $\sigma$	0,433208

→Période de retour pour 15 ans :

$$\text{Probabilité non dépassement : } p = 1 - \frac{1}{15} = 0.93$$

$$U_{0.93} = 1.48 \text{ (à lire sur la table de Gausse)}$$

$$P_{maxj} = e^{(4+0.433 \cdot 1.48)}$$

$$P_{maxj} = 103.63 \text{ mm}$$

Alors la pluie max journalière pour une période de retour de 15 ans égal 103.63 mm.

### III.3.1. Calcul de l'intensité

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t_{15min.p\%}} = I_{24.p\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III. 3})$$

Avec :

- $I_{t15 \text{ min}, p\%}$  : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;
- $I_{24, p\%}$  : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;
- $t$  : durée de l'averse en heure,  $t=0.25\text{h} = 15\text{min}$  pour une période de retour de 15ans ;
- $b$  : exposant climatique de la région  $b=0.38$  (donner par la station pluviométrique de Boufarik).

Le calcul de  $I_{24, p\%}$  se fait au moyen de la formule suivante :

$$I_{24, p\%} = \frac{P_{maxj}}{24} \quad (\text{III. 4})$$

→ donc la formule devient:

$$I_{t15 \text{ min}, p\%} = \frac{P_{maxj}}{24} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III. 5})$$

→Application numérique :

$$I_{t15 \text{ min}} = \frac{103.63}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1} = 73.16\text{mm/h.}$$

$$I_{t15 \text{ min}} = \frac{73,16}{3600} * 10000 = 203.22/\text{s/ha.}$$

**Tableau III. 3:** Résultats par la loi de GALTON (par logiciel HYFANPLUS)

T	q	X	écart	Intervalle de confiance 95%
50.0	0.9800	133	15.2	103 - 163
25.0	0.9600	117	12.0	93.2 - 140
20.0	0.9500	111	11.1	89.8 - 133
15.0	0.9333	105	9.87	85.4 - 124
10.0	0.9000	95.2	8.29	78.9 - 111

### III.4. Les courbes Intensité-Durée-Fréquence IDF

Les courbes Intensité-Durée-Fréquence expriment la relation de l'intensité moyenne maximale de la pluie (en mm/h), la durée de l'averse (en min) de cette pluie, et la période de retour de l'événement pluvieux (en années). La relation entre l'intensité, la durée et la fréquence des précipitations est étudiée et tracées par rapport à une courbe caractéristique appelée courbe Intensité-Durée-Fréquence (BENZAID, Juin 2015).

#### III.4.1. But de courbes IDF

Les courbes IDF servent sur (BABA HAMED) :

- Dimensionnement de drainages agricoles ;
- Dimensionnement de canalisations d'évacuation des eaux pluviales ;
- Corrections de cours d'eau ;
- Dispositifs d'infiltration des eaux pluviales ;
- Dispositifs de rétention des eaux pluviales ;
- Evacuateurs de crue dans les barrages et les retenues.

#### III.4.2. Etablissement des courbes IDF

La méthodologie d'établissement des courbes IDF est constituée de trois étapes (MENASRIA, JUIN 2016) :

- Première étape : Une distribution de probabilité est ajustée à chaque échantillon de chaque durée ;
- Deuxième étape : On détermine les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour spécifiées, en utilisant la distribution ajustée ;
- Dernière étape : On modélise les courbes IDF en ajustant une équation empirique sur les quantiles estimés pour chaque période de retour au moyen des régressions non linéaires.

**Tableau III. 4:** Valeurs des intensités pour différentes périodes de retour et différents pas de référence

Durée de l'avers en (h) \ Période de retour en (ans)	0,25	0,5	1	2	3	6	12	24
10	67,37	43,48	28,52	18,56	14,43	9,39	6,11	3,95
15	73,16	47,6	31	20,15	15,94	10,2	6,75	4,39
25	82,58	53,73	34,94	22,71	17,69	11,51	7,49	4,87
50	117,8	76,64	49,87	32,44	25,23	16,42	10,68	6,95

✚ On calcule l'intensité pour différentes périodes de retour :

→ **pour période de retour 10ans:**

$$\text{Probabilité non dépassement : } p = 1 - \frac{1}{10} = 0.9$$

$$U_{0,9} = 1.29 \text{ (à lire sur la table de Gausse)}$$

$$P_{maxj} = e^{(4+0.433U_{1-1/10})}$$

$$P_{maxj} = 95.44 \text{ mm.}$$

Alors la pluie max journalière pour une période de retour de 10 ans égal 95,44 mm.

$$I_{t15min} = \frac{95.44}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1} = 67.37 \text{ mm/h.}$$

$$I_{t15min} = \frac{67.37}{3600} * 10000 = 187.16 \text{ l/s/ha.}$$

→ **pour période de retour 25ans:**

$$\text{Probabilité non dépassement : } p = 1 - \frac{1}{25} = 0.96$$

$$U_{0,96} = 1.76 \text{ (à lire sur la table de Gausse)}$$

$$Q_{p\%} = e^{(4+0.433U_{1-1/25})}$$

$$Q_{p\%} = 116.98 \text{ mm.}$$

Alors la pluie max journalière pour une période de retour de 25 ans égal 116,98 mm.

$$I_{t15min} = \frac{116.98}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1} = 82.58 \text{ mm/h.}$$

$$I_{t15min} = \frac{82.58}{3600} * 10000 = 229.40/s/ha$$

→ **pour période de retour 50ans:**

$$\text{Probabilité non dépassement : } p = 1 - \frac{1}{50} = 0.98$$

$$U_{0.98} = 2.58 \text{ (à lire sur la table de Gausse)}$$

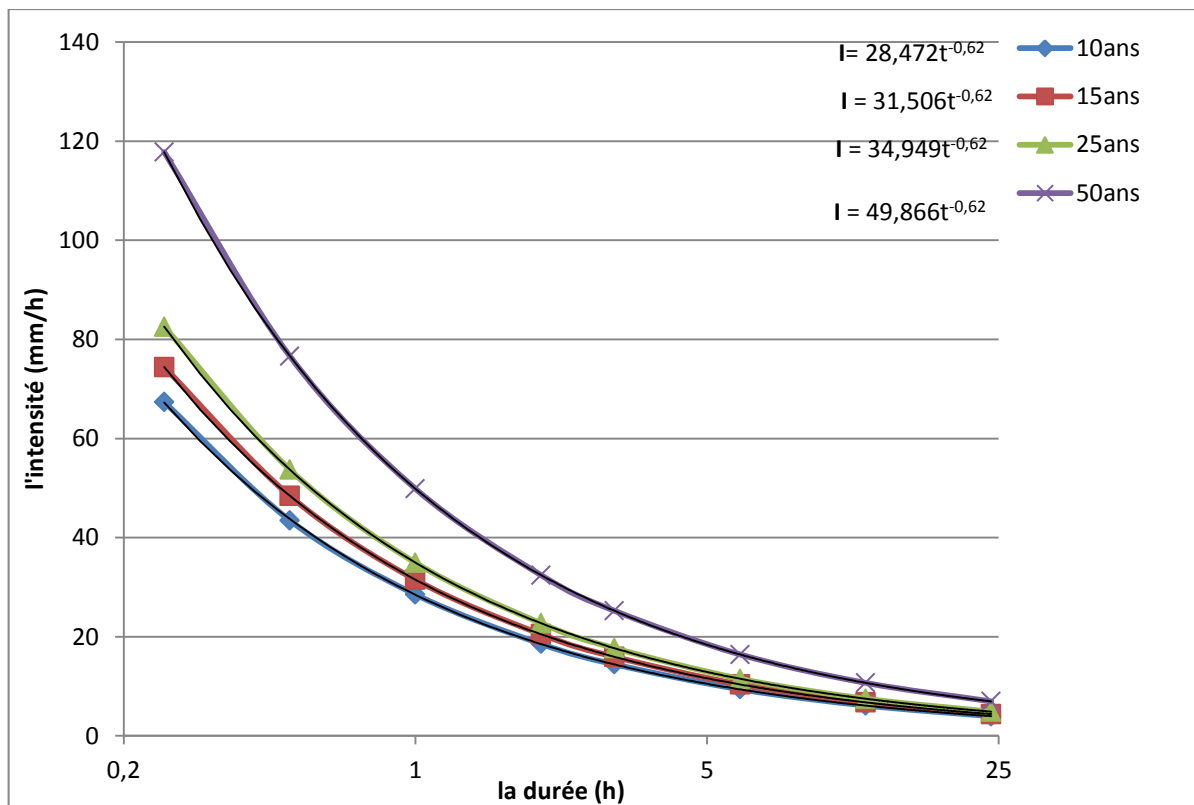
$$P_{maxj} = e^{(4+0.433U_{1-1/50})}$$

$$P_{maxj} = 166.85 \text{ mm.}$$

Alors la pluie max journalière pour une période de retour de 50 ans égal 166.85 mm.

$$I_{t15min} = \frac{166.85}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1} = 117.8 \text{ mm/h.}$$

$$I_{t15min} = \frac{117.8}{3600} * 10000 = 229.40/s/ha$$



**Figure III. 2:** Courbes intensité-durée-fréquence IDF

Les précipitations de courtes durées sont caractérisées par la loi Intensité-Durée-Fréquence (IDF) qui est représentée par une courbe exponentielle décroissante dont les coefficients  $a$  et  $b$  sont dits paramètres de Montana (relation

(III. 6)). Cette loi est très importante dans la détermination des débits de projets maximaux.

$$I = a.t^{-b} \quad \text{(III. 6)}$$

Tels que :

- I : l'intensité (mm) de pluie exprimée en mm
- « a » et « b » : les paramètres de Montana.
- t : la durée (h) de l'averse en h.

→ Pour ce projet l'intensité d'une période de retour de 15ans est :

$$I = at^{-b} = 30,96.025^{-0.620} = 73.15\text{mm/h} = 203.22 \text{ l/s/ha}$$

**Tableau III. 5 :** Paramètres de MONTANA pour chaque période de retour

Période de retour	<i>a</i>	<i>b</i>
10	28.42	0.620
15	30.96	0.620
25	34.94	0.620
50	49.86	0.620

## Conclusion

L'étude hydrologique a été menée pour déterminer l'intensité moyenne des précipitations avec modification de la loi de Galton.

L'intensité du projet prise en considération dans cette étude est celle de l'averse de 15 min avec une période de retour de 15 ans et qui est égale à **73,16 mm/h**.

Les coefficients  $a = 30.96$  et  $b = -0.620$  seront introduits dans le logiciel COVADIS pour servir aux calculs des intensités des pluies et par conséquent le calcul des débits des eaux pluviales.

## **Chapitre IV : Calculs de base et évaluation des débits**

---

## Introduction

L'évacuation des eaux des agglomérations dépend des moyens et techniques hydrauliques, en tenant compte des aspects économiques, un bon service et fonctionnement, avec réduit tout en évitant la stagnation des eaux usées dans les canaux d'égout où des catastrophes telles que les inondations et la pollution de l'environnement sont évitées. Dans ce contexte, la conception du système d'assainissement est essentielle et importante, et avant de commencer la réalisation du réseau, il y a quelques phases initiales à faire, telles que la division du bassin versant de la zone étudiée en sous-bassins ; l'estimation de la population ; l'évaluation des débits.

### IV.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

Généralement on divise la zone d'étude qui caractérisée par un bassin versant qui limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux en sous-bassins pour faciliter l'estimation de population et faciliter l'évaluation des débits. On fait le découpage de la zone nous volons étudiée en sous-bassins élémentaires selon les critères suivants (GERARD, Juillet,2015) :

- La nature des sols ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et les voiries existantes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

### IV.2. L'estimation de la population

La formule la plus utilisée pour l'estimation de la population d'avenir est la formule de la croissance géométrique basée sur la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad (\text{IV. 1})$$

Pour ce projet, le nombre d'habitants à l'horizon **2050 = 191 hab.**

### IV.3.1. *Évaluation des débits*

On réalise les réseaux d'assainissements des agglomérations pour évacuer deux (02) grandes types des eaux :

1. **Les eaux pluviales** avec quantité importante ;
2. **Les eaux usées** provenant par les maisons (les eaux usées domestiques), les usines (les eaux industrielles) et les services publics.

### IV.3.2. *Estimation des débits des eaux usées*

Les débits d'eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement aux pointes actuelles et/ou futures qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, en système unitaire, en veillant à respecter les conditions d'auto curage (l'Instruction technique, décembre 2017).

#### IV.3.2.1. *Estimation des débits des eaux usées domestiques*

Le rejet de l'eau utilisée par le citoyen ne dépasse pas 80%, donc on peut dire que le coefficient de rejet est  $C_r = 0,8$ .

#### *Evaluation du débit moyen journalier :*

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante (MOKADEM, 2020):

$$Q_{\text{moy usé}} = Crj \left( \frac{D \cdot Pn}{24.3600} \right) \quad (\text{IV. 1})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy usé}}$ : Le débit moyen journalier rejeté (l/s).
- $Crj$ : coef des rejets qui égale à 0,8.
- $D$ : la dotation égale à 150 (l/hab.j).
- $Pn$ : nombre d'abitant calculé par la relation précédente (V.1).

#### *Evaluation du débit de pointe :*

$$Q_{\text{pte usée}} = Kp \cdot Q_{\text{moy usée}} \quad (\text{IV. 2})$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad \text{si} \quad Q_{moy.j} \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{moy.j} < 2,8 \text{ l/s}$$

### IV.3.3. *Evaluation des débits des eaux pluviales*

Les eaux pluviales sont un élément important dans la conception du système d'assainissement en raison de la grande quantité considérée comme dangereuse pour l'environnement. Il existe de nombreuses façons et méthodes d'évaluer les débits d'eau de pluie. Deux méthodes sont fréquemment utilisées :

- **La méthode rationnelle.**
- **La méthode superficielle.**

#### IV.3.3.1. **La méthode rationnelle**

C'est la méthode la plus ancienne, la plus couramment utilisée, et facilement applicable pour des agglomérations de petites surfaces. Cette méthode consiste à estimer le débit à partir le découpage des bassins versant en secteurs limités par les lignes isochrones, elle est connue aussi sous le nom « méthode de LLOYD DAVIS ». C'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains a faible surface (<10 ha). La méthode est définie sous la forme (BENDIDA, 2020) :

$$Q = \frac{1}{360} \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad \text{(IV. 3)}$$

Avec :

- Q: le débit pluviale ( $m^3/s$ ).
- Cr: Coefficient de ruissellement des pluies.
- i: intensité moyenne des pluies (mm/h).
- A: superficie d'apports de chaque sous bassin (ha).

### IV.3.3.2. Evaluation du coefficient de ruissellement (Cr)

Le coefficient de ruissellement (Cr) est : le volume d'eau obtenu après ruissellement en surface sur le volume d'eau tombé sur cette même surface.

$$Cr = \frac{V_{\text{ruisselle}}}{V_{\text{totale}}}$$

Si le bassin versant comporte des surfaces (S1, S2,.....Sn) dont les coefficients de ruissellement sont (C1, C2.....Cn), on calcule un coefficient de ruissellement pondéré comme suite (BABA HAMED, 2021) :

$$Cr = \frac{Cr1.S1 + Cr2.S2 + \dots + Crn.Sn}{S1 + S2 + \dots + Sn} = \frac{\sum_{i=1}^n Cri.Si}{\sum_{i=1}^n Si}$$

Il varie dépend des facteurs comme (GERARD, Juillet,2015) :

- L'urbanisation du site ;
- La topographie du terrain ;
- La perméabilité des sols ;
- La présence ou non de végétation ;
- La nature de la surface des sols.

#### V.4.2.3.1. Validité de la méthode rationnelle

On utilise cette méthode pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha), le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

**Tableau IV. 1:** Le découpage des sous-bassins

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m <sup>3</sup> /s)	Période de retour T (ans)
SB1	1,42	50	0,007	280	0,0004	15
SB2	1	35	0,3	120	0,0003	15
SB3	1,04	27	0,01	100	0,0001	15
SB4	0,578	27	0,2	180	0,0001	15

**Tableau IV. 2 :** Estimation des coefficients de ruissellement

	$S_{\text{toiture}} (m)$	$C_r$ toiture	$S_{\text{terrain}} (m)$	$C_{r_{\text{terrain}}}$	$C_{rm}$
SB1	10100	0,75-0,9	4000	0,13-0,17	0,50
SB2	3562		6438		0,35
SB3	2120		8344		0,27
SB4	1480		4320		0,25

**Tableau IV. 3 :** Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour le 1<sup>er</sup> collecteur

	R amont	R aval	nbr hab à l'horizon 50ans	dot (l/s/j)	Crj	Quse, moy (l/s)	Kp	Quse, pte (m <sup>3</sup> /s)	S (ha)	i (mm/h)	Cr	Qpl(m <sup>3</sup> /s)	QT(m <sup>3</sup> /s)
COL1	R1	R2	87	150	0.8	0,121	3	0,0004	1,42	73,16	0,5	0,144	0,144
	R2	R3											
	R3	R4											
	R4	R5											
	R5	R6											
	R6	R7											
	R7	R8											

**Tableau IV. 4 :** Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour le 2<sup>ème</sup> collecteur

	R amont	R aval	nbr hab à l'horizon 50ans	dot (l/s/j)	Crj	Quse, moy (l/s)	Kp	Quse, pte (m <sup>3</sup> /s)	S (ha)	i (mm/h)	Cr	Qpl(m <sup>3</sup> /s)	QT(m <sup>3</sup> /s)
COL2	R1	R2	70	150	0.8	0,097	3	0,0003	1	73,16	0,35	0,072	0,072
	R2	R3											
	R3	R4											

**Tableau IV. 5:** Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour le 3<sup>ème</sup> collecteur

	R amont	R aval	nbr hab à l'horizon 50ans	dot (l/s/j)	Crj	Quse, moy (l/s)	KP	Quse, pte (m <sup>3</sup> /s)		S (ha)	i (mm/h)	Cr	Qpl(m <sup>3</sup> /s)	QT(m <sup>3</sup> /s)
COL3	R13	R14	17	150	0.8	0,024	3	0,0001		1,04	73,16	0,27	0,057	0,057
	R14	R15												
	R15	R16												
	R16	R12												

**Tableau IV. 6 :** Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour le 4<sup>ème</sup> collecteur

	R amont	R aval	nbr hab à l'horizon 50ans	dot (l/s/j)	Crj	Quse, moy (l/s)	Kp	Quse, pte (m <sup>3</sup> /s)		S (ha)	i (mm/h)	Cr	Qpl(m <sup>3</sup> /s)	QT (COL4+COL3+COL2) (m <sup>3</sup> /s)
COL4	R12	R17	17	150	0,8	0,024	3	0,0001		0,58	73,16	0,25	0,029	0,158
	R17	R18												
	R18	R19												
	R19	R20												
	R20	R8												

**Tableau IV. 7 :** *Evaluation des débits des eaux usées et pluviales pour le 5<sup>ème</sup> collecteur*

	R amont	R aval	QT (col4+col1)(m <sup>3</sup> /s)
COL5	R8	R21	0,302
	R21	R22	
	R22	R23	
	R22	R23	
	R23	R24	
	R24	R25	

## Conclusion

Dans ce chapitre, les calculs de base ont été établis en raison de son importance pour faire un bon dimensionnement. Il est trouvé que ce réseau se caractérise par :

- Le débit total des eaux usées : 0.9 l/s ;
- Le débit total des eaux pluviales : 302,75 l/s ;

Après cette étape on peut faire les calculs hydrauliques du réseau et ses différents tronçons.

**Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau  
d'assainissement**

---

## Introduction

Après les calculs de base, on vient pour faire le calcul des paramètres hydrauliques du réseau dans le but de déterminer les diamètres des conduites. On peut aussi connaître les vitesses d'écoulement, vérifier l'auto-curage des canalisations et calculer les autres paramètres.

### V.1 Choix de diamètres

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement se fait à surface libre, et on peut trouver le débit véhiculé par les conduites en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V.S$$

Avec :

- Q : le débit transité dans la canalisation (m<sup>3</sup>/s).
- V : la vitesse d'écoulement (m/s).
- S : section mouillée à pleine section (m<sup>2</sup>).

#### V.1.1 Équation de CHEZY

Cette formule est utilisée pour calculer la vitesse d'un écoulement, elle est formulée par la manière suivante :

$$V = C.\sqrt{R.I}$$

Avec :

- R : le rayon hydraulique qui est le rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé,  $R_h = \frac{S_{mouillée}}{P_{mouillée}}$
- I : la pente hydraulique (m/m)
- C : coefficient de CHEZY,  $C = \frac{87}{1 + \frac{\sigma}{\sqrt{R}}}$

Avec :

$\sigma$  : Coefficient de BAZIN dépend sur la nature de la canalisation.

**Tableau V. 1 :** Les coefficient de BAZIN dépend sur la nature de la canalisation (REZIG, 2021)

TYPE	Nature des parois	$\sigma$ (m <sup>1/2</sup> )
<b>1</b>	- Enduit de ciment lisse Planches soigneusement rabotées Tôles lisses bien jointoyées (béton lisse, PVC, ...)	<b>0,06</b>
<b>2</b>	Même parois que le 1 , mais moins soignées Revêtement en pierres taillées	<b>0,16</b>
<b>3</b>	Béton sans enduit Maçonnerie ordinaire Dépôt de boues ou des végétations de mousse sur les parois	<b>0,46</b>
<b>4</b>	- Canaux en terre unis sans végétation	<b>0,85</b>
<b>5</b>	Canaux en terre revêtus d'herbre Rivières à cour irréguliers, sans végétation	<b>1,30</b>
<b>6</b>	- Canaux en terre avec végétation puissante ou avec érosion et atterrissement irréguliers	<b>1,75</b>

### V.1.2 Formule de MANNING-STRICKLER

$$V = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

- V : la vitesse d'écoulement (m/s)
- Rh : le rayon hydraulique (m)
- I : la pente (m/m)
- K : coefficient de rugosité de MANNING-STRICKLER. Il varie selon le type de matériaux. K=80 pour les collecteurs en PVC. K=70 pour les collecteurs en béton.

Les calculs sont effectués à pleine section, donc Rh devient :

$$R_h = \frac{\pi \cdot r^2}{2 \cdot \pi \cdot r} = \frac{r}{2} = \frac{D}{4}$$

La relation de débit s'écrit comme suit :

$$Q = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

On déduit le diamètre :

$$D = \left[ \frac{Q}{K \cdot I^{1/2} \cdot \pi \cdot \left(\frac{1}{4}\right)^{5/3}} \right]^{3/8}$$

Ou bien

$$D = \left[ \frac{Q \cdot 4^{5/3}}{K \cdot I^{1/2} \cdot \pi} \right]^{3/8}$$

Les diamètres normalisés des canalisations sont : (REZIG, 2021)

O300; O350; O400; O450; O500; O600; O700; O800; O900; O1000; O1200; O1400...

## V.2 Conditions d'écoulement

L'écoulement en assainissement est gravitaire, et il faut prendre en compte quelques hypothèse comme : (REZIG, 2021)

- l'écoulement permanent uniforme à surface libre ;
- La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

$$V_{min} = 0,6 \rightarrow Q_{min} \approx \frac{1}{10} Q_{pls.}$$

$$V_{min} = 0,3 \rightarrow Q_{min} \approx \frac{1}{100} Q_{pls.}$$

Donc, le but de la vérification d'auto-curage est d'assurer que les matières solides ne stagnent pas au fond de la canalisation.

- $V_{max} = 4$  à  $5\text{ m/s}$  pour éviter l'abrasion des tuyaux ;
- la pente varie entre 0,3% et 5% ;
- le diamètre minimale est 300 mm afin d'éviter les risques d'obstruction.

## V.3 Détermination des paramètres hydrauliques

Les paramètres hydrauliques qui on doit déterminer sont :

- le rapport des débits  $rQ$  ;  $rQ = \frac{Q}{Q_{ps}}$
- le rapport des vitesses  $rV$  ;  $rV = \frac{V}{V_{ps}}$
- le rapport de hauteur  $rH$  ;  $rH = \frac{H}{D}$

Ces rapports nous renseignent sur les caractéristiques de l'écoulement, telle que la vitesse et la hauteur de remplissage.

Avec :

*Qps: le débits à pleine section.*

*Vps: la vitesse à pleine section.*

En fonction du  $rQ$ , et à l'aide les annexes 1 et 2 on déduit,  $rV$  et  $rH$ .

- La vitesse d'écoulement  $V$  :  $V = rV \times Vps$
- La hauteur de remplissage  $H$  :  $H = rH \times D$

**Tableau V. 2:** Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 1

	R amont	R aval	Qpl(l/s)	Quse(l/s)	QT(l/s)	penne I	I <sup>1/2</sup>	D <sup>8/3</sup> (m)	D calculé (mm)	D normalisé(int) (mm)	Dn (ext, mm)	Type de matériaux	D normalisé (m)
<b>COL1</b>	R1	R2	144	0,363	145	0,008	0,089	0,065	359	387	400	PVC	0,387
	R2	R3	144	0,363	145	0,008	0,089	0,065	359	387	400	PVC	0,387
	R3	R4	144	0,363	145	0,008	0,089	0,065	359	387	400	PVC	0,387
	R4	R5	144	0,363	145	0,008	0,089	0,065	359	387	400	PVC	0,387
	R5	R6	144	0,363	145	0,008	0,089	0,065	359	387	400	PVC	0,387
	R6	R7	144	0,363	145	0,008	0,089	0,065	359	387	400	PVC	0,387
	R7	R8	144	0,363	145	0,008	0,089	0,065	359	387	400	PVC	0,387

	R amont	R aval	Vps(m/s)	Qps(l/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H(mm)	rQmin	rVmin	Vmin	conditin auto-curage
<b>COL1</b>	R1	R2	1,51	177	0,82	1,11	0,68	1,674	263,160	0,002	0,18	0,3	oui
	R2	R3	1,51	177	0,82	1,11	0,68	1,674	263,160	0,002	0,18	0,3	oui
	R3	R4	1,51	177	0,82	1,11	0,68	1,674	263,160	0,002	0,18	0,3	oui
	R4	R5	1,51	177	0,82	1,11	0,68	1,674	263,160	0,002	0,18	0,3	oui
	R5	R6	1,51	177	0,82	1,11	0,68	1,674	263,160	0,002	0,18	0,3	oui
	R6	R7	1,51	177	0,82	1,11	0,68	1,674	263,160	0,002	0,18	0,3	oui
	R7	R8	1,51	177	0,82	1,11	0,68	1,674	263,160	0,002	0,18	0,3	oui

**Tableau V. 3:** Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 2

	R amont	R aval	Qpl(l/s)	Quse (l/s)	Q(l/s)	penne I	I <sup>1/2</sup>	D <sup>8/3</sup> (m)	D calculé(m)	D normalisé(mm)	Dn (ext, mm)	Type de matériaux	D projeté (m)
COL2	R9	R10	71,9	0,3	72	0,008	0,089	0,032	0,276	289	300	PVC	0,289
	R10	R11	71,9	0,3	72	0,008	0,089	0,032	0,276	289	300	PVC	0,289
	R11	R12	71,9	0,3	72	0,008	0,089	0,032	0,276	289	300	PVC	0,289

	R amont	R aval	Vps(m/s)	Qps(l/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(mm)	rQmin	rVmin	Vmin	conditin auto-curage
COL2	R9	R10	1,24	81,38	0,887	1,13	0,73	1,40	210,97	0,004	0,24	0,3	oui
	R10	R11	1,24	81,38	0,887	1,13	0,73	1,40	210,97	0,004	0,24	0,3	oui
	R11	R12	1,24	81,38	0,887	1,13	0,73	1,40	210,97	0,004	0,24	0,3	oui

**Tableau V. 4:** Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 3

	R amont	R aval	Qpl(l/s)	Quse	Q(l/s)	penne I	I <sup>1/2</sup>	D <sup>8/3</sup> (m)	D calculé(mm)	D normalisé INTER (mm)	Dn (ext, mm)	Type de matériaux	D projeté (m)
COL3	R13	R14	57,065	0,1	57,165	0,008	0,089	0,026	253	289	300	PVC	0,289
	R14	R15	57,065	0,1	57,165	0,008	0,089	0,026	253	289	300	PVC	0,289
	R15	R16	57,065	0,1	57,165	0,008	0,089	0,026	253	289	300	PVC	0,289
	R16	R12	57,065	0,1	57,165	0,008	0,089	0,026	253	289	300	PVC	0,289

	R amont	R aval	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	R <sub>q</sub>	R <sub>v</sub>	R <sub>h</sub>	V(m/s)	H(mm)	r <sub>Qmin</sub>	r <sub>Vmin</sub>	V <sub>min</sub>	conditin auto-curage
COL3	R13	R14	1,24	81	0,702	1,08	0,62	1,34	179	0,001	0,14	0,2	non
	R14	R15	1,24	81	0,702	1,08	0,62	1,34	179	0,001	0,14	0,2	non
	R15	R16	1,24	81	0,702	1,08	0,62	1,34	179	0,001	0,14	0,2	non
	R16	R12	1,24	81	0,702	1,08	0,62	1,34	179	0,001	0,14	0,2	non

→

**On observe que l'autocurage dans ce collecteur n'est pas vérifié, par ce qu'il draine un sous bassin de faible densité de population.**

**Tableau V. 5** : Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 4

	R amont	R aval	Qpl(l/s)	Quse	Q(l/s)	pente I	I <sup>1/2</sup>	D <sup>8/3</sup> (m)	D calculé(mm)	D normalisé(mm)	Dn (ext, mm)	Type de matériaux	D projeté (m)
COL4	R12	R17	158	0,461	158,93	0,008	0,089	0,071	371	387	400	PVC	0,387
	R17	R18	158	0,461	158,93	0,008	0,089	0,071	371	387	400	PVC	0,387
	R18	R19	158	0,461	158,93	0,008	0,089	0,071	371	387	400	PVC	0,387
	R19	R20	158	0,461	158,93	0,008	0,089	0,071	371	387	400	PVC	0,387
	R20	R8	158	0,461	158,93	0,008	0,089	0,071	371	387	400	PVC	0,387

	R amont	R aval	Vps (m/s)	Qps(l/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(mm)	rQmin	rVmin	Vmin	conditin auto-curage
COL4	R12	R17	1,51	177	0,896	1,13	0,74	1,70	286	0,0026	0,22	0,3	oui
	R17	R18	1,51	177	0,896	1,13	0,74	1,70	286	0,0026	0,22	0,3	oui
	R18	R19	1,51	177	0,896	1,13	0,74	1,70	286	0,0026	0,22	0,3	oui
	R19	R20	1,51	177	0,896	1,13	0,74	1,70	286	0,0026	0,22	0,3	oui
	R20	R8	1,51	177	0,896	1,13	0,74	1,70	286	0,0026	0,22	0,3	oui

**Tableau V.6** : Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques du collecteur 5

	R amont	R aval	Qpl(l/s)	Quse	Q(l/s)	penne I	I <sup>1/2</sup>	D <sup>8/3</sup> (m)	D calculé(mm)	D normalisé(int)(mm)	Dn (ext, mm)	Type de matériaux	D normalisé (m)
COL5	R8	R21	302,76	0,82	303,6	0,01	0,100	0,1218106	454	489	500	PVC	0,489
	R21	R22	302,76	0,82	303,6	0,01	0,100	0,1218106	454	489	500	PVC	0,489
	R22	R23	302,76	0,82	303,6	0,01	0,100	0,1218106	454	489	500	PVC	0,489
	R22	R23	302,76	0,82	303,6	0,01	0,100	0,1218106	454	489	500	PVC	0,489
	R23	R24	302,76	0,82	303,6	0,01	0,100	0,1218106	454	489	500	PVC	0,489
	R24	R25	302,76	0,82	303,6	0,008	0,089	0,1361884	473	489	500	PVC	0,489

	R amont	R aval	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	R <sub>q</sub>	R <sub>v</sub>	R <sub>h</sub>	V(m/s)	H(mm)	rQ <sub>min</sub>	rV <sub>min</sub>	V <sub>min</sub>	conditin auto-curage
COL5	R8	R21	1,97	370	0,821	1,11	0,68	2,19	333	0,002	0,18	0,4	oui
	R21	R22	1,97	370	0,821	1,11	0,68	2,19	333	0,002	0,18	0,4	oui
	R22	R23	1,97	370	0,821	1,11	0,68	2,19	333	0,002	0,18	0,4	oui
	R22	R23	1,97	370	0,821	1,11	0,68	2,19	333	0,002	0,18	0,4	oui
	R23	R24	1,97	370	0,821	1,11	0,68	2,19	333	0,002	0,18	0,4	oui
	R24	R25	1,76	331	0,918	1,13	0,74	1,99	362	0,002	0,18	0,3	oui

#### **V.4 Dimensionnement par COVADIS**

Dans le but de valider notre conception, nous avons utilisé le logiciel COVADIS (intégré avec le logiciel AutoCAD). COVADIS est un programme qui fonctionne en conjonction avec AutoCAD. Il s'agit d'une application de topographie, de terrassement et d'infrastructure VRD développée par GEOMEDIA spécifiquement pour les géomètres, les bureaux d'études, les sociétés de BTP et les collectivités.

Les résultats de dimensionnement en utilisant le logiciel COVDIS sont les suivants :

V.4.1 Les calculs hydrauliques

Réseau calculé : DIMEN AIDJA - Calcul des débits par Rationnelle et des diamètres par Manning-Strickler - Matériau : PVC si Diam <= 600mm, sinon BA-135A

Tonçon	Débit d'assainissement (m³/s)	Diamètre théorique (mm)	Collecteur		Pente (%)	V=Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'équation Ab 5					V Qps/10	Plaine section		Comentaires / Expertise
			Nom	Section (m²)			rQ	rV	rH	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
N1 - N2	0.144	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.22	0.81	1.11	0.68	265	1.68	0.83	1.51	0.177	OK
N2 - N3	0.144	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.22	0.81	1.11	0.68	265	1.68	0.83	1.51	0.177	OK
N3 - N4	0.144	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.22	0.81	1.11	0.68	265	1.68	0.83	1.51	0.177	OK
N4 - N5	0.144	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.22	0.81	1.11	0.68	265	1.68	0.83	1.51	0.177	OK
N5 - N6	0.144	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.22	0.81	1.11	0.68	265	1.68	0.83	1.51	0.177	OK
N6 - N7	0.144	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.22	0.81	1.11	0.68	265	1.68	0.83	1.51	0.177	OK
N7 - N8	0.144	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.22	0.81	1.11	0.68	265	1.68	0.83	1.51	0.177	OK
N9 - N10	0.072	289 CR8-0300	0	0.066	0.80	1.09	0.88	1.13	0.73	210	1.40	0.68	1.24	0.081	OK
N10 - N11	0.072	289 CR8-0300	0	0.066	0.80	1.09	0.88	1.13	0.73	210	1.40	0.68	1.24	0.081	OK
N11 - N12	0.072	289 CR8-0300	0	0.066	0.80	1.09	0.88	1.13	0.73	210	1.40	0.68	1.24	0.081	OK
N13 - N14	0.057	289 CR8-0300	0	0.066	0.80	0.86	0.70	1.08	0.61	178	1.34	0.68	1.24	0.081	OK
N14 - N15	0.057	289 CR8-0300	0	0.066	0.80	0.86	0.70	1.08	0.61	178	1.34	0.68	1.24	0.081	OK
N15 - N16	0.057	289 CR8-0300	0	0.066	0.80	0.86	0.70	1.08	0.61	178	1.34	0.68	1.24	0.081	OK
N16 - N12	0.057	289 CR8-0300	0	0.066	0.80	0.86	0.70	1.08	0.61	178	1.34	0.68	1.24	0.081	OK
N12 - N17	0.158	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.34	0.89	1.13	0.73	284	1.70	0.83	1.51	0.177	OK
N17 - N18	0.158	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.34	0.89	1.13	0.73	284	1.70	0.83	1.51	0.177	OK
N18 - N19	0.158	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.34	0.89	1.13	0.73	284	1.70	0.83	1.51	0.177	OK
N19 - N20	0.158	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.34	0.89	1.13	0.73	284	1.70	0.83	1.51	0.177	OK
N20 - N8	0.158	387 CR8-0400	0	0.118	0.80	1.34	0.79	1.11	0.67	261	1.87	0.93	1.69	0.198	OK
N8 - N21	0.297	489 CR8-0500	0	0.188	1.00	1.58	0.80	1.11	0.68	332	2.19	1.08	1.97	0.370	OK
N21 - N22	0.297	489 CR8-0500	0	0.188	1.00	1.58	0.80	1.11	0.68	332	2.19	1.08	1.97	0.370	OK
N22 - N23	0.297	489 CR8-0500	0	0.188	1.00	1.58	0.80	1.11	0.68	332	2.19	1.08	1.97	0.370	OK
N23 - N24	0.297	489 CR8-0500	0	0.188	1.00	1.58	0.80	1.11	0.68	332	2.19	1.08	1.97	0.370	OK
N24 - N25	0.297	489 CR8-0500	0	0.188	0.80	1.58	0.90	1.13	0.74	362	1.99	0.97	1.76	0.331	OK

Aucune erreur détectée.

Quitter

V.4.2 Les calculs des tronçons

Réseau calculé : DIMEN AIDJA - Calcul des débits par Rationnelle et des diamètres par Manning-Strickler - Matériau : PVC si Diam <= 600mm, sinon BA-13SA

Canalesation	Nœuds		Cotes (m)				Ht chute (m)	Profondeur FE (m)	Tronçon	
	Amont	Aval	TN	FE entrée	FE sortie	Piezo			Collecteur	Perte (%)
DIMEN AIDJA - 1	N1	N2	32.97	30.98	30.98	31.25	1.98	CR8-0400	0.80	40.00
	N2	N3	33.66	30.66	30.66	30.93	3.00	CR8-0400	0.80	40.00
	N3	N4	33.35	30.34	30.34	30.61	3.01	CR8-0400	0.80	40.00
	N4	N5	33.55	30.02	30.02	30.29	3.53	CR8-0400	0.80	40.00
	N5	N6	33.31	29.70	29.70	29.97	3.61	CR8-0400	0.80	40.00
	N6	N7	33.22	29.38	29.38	29.65	3.84	CR8-0400	0.80	40.00
	N7	N8	33.17	29.06	29.06	29.33	4.11	CR8-0400	0.80	40.00
	N8		33.00	28.74	28.59	28.92	4.26		0.80	40.00
						0.16				<b>280.00</b>
DIMEN AIDJA - 2	N9	N10	33.00	31.71	31.71	31.98	1.29	CR8-0300	0.80	40.55
	N10	N11	33.75	31.38	31.38	31.59	2.37	CR8-0300	0.80	40.70
	N11	N12	33.70	31.06	31.06	31.27	2.64	CR8-0300	0.80	36.11
	N12		32.65	30.77	30.04	30.32	1.88		0.80	
						0.73				<b>117.37</b>
DIMEN AIDJA - 3	N13	N14	32.64	30.85	30.85	31.14	1.79	CR8-0300	0.80	21.29
	N14	N15	32.60	30.68	30.68	30.97	1.92	CR8-0300	0.80	14.33
	N15	N16	32.50	30.57	30.57	30.85	1.99	CR8-0300	0.80	40.00
	N16	N12	32.65	30.25	30.25	30.53	2.40	CR8-0300	0.80	26.07
			32.65	30.04	30.04	30.32	2.61		0.80	

DIMEN AJDJA - 3	N13		32.64	30.86	30.86	31.14	1.79	CR8-0300	0.80	117.37
	N14		32.60	30.88	30.88	30.97	1.92	CR8-0300	0.80	21.29
	N14		32.60	30.88	30.88	30.97	1.92	CR8-0300	0.80	14.33
	N15		32.50	30.57	30.57	30.85	1.93	CR8-0300	0.80	40.00
	N15		32.50	30.57	30.57	30.85	1.93	CR8-0300	0.80	26.07
	N16		32.65	30.25	30.25	30.53	2.40	CR8-0300	0.80	101.69
DIMEN AJDJA - 4	N12		32.65	30.04	30.04	30.32	2.61	CR8-0400	0.80	40.00
	N17		32.70	29.72	29.72	30.00	2.98	CR8-0400	0.80	40.00
	N17		32.70	29.72	29.72	30.00	2.98	CR8-0400	0.80	40.00
	N18		32.75	29.40	29.40	29.68	3.35	CR8-0400	0.80	40.00
	N18		32.75	29.40	29.40	29.68	3.35	CR8-0400	0.80	40.00
	N19		32.85	29.08	29.08	29.36	3.77	CR8-0400	0.80	40.57
DIMEN AJDJA - 5	N19		32.85	29.08	29.08	29.36	3.77	CR8-0400	0.80	16.52
	N20		32.97	28.75	28.75	29.04	4.22	CR8-0400	1.00	177.09
	N20		32.97	28.75	28.75	29.02	4.22	CR8-0400	1.00	29.35
	N8		33.00	28.59	28.59	28.92	4.41	CR8-0500	1.00	40.00
	N8		33.00	28.59	28.59	28.92	4.41	CR8-0500	1.00	40.00
	N21		33.00	28.30	28.30	28.63	4.70	CR8-0500	1.00	25.31
Total	N21		33.00	28.30	28.30	28.63	4.70	CR8-0500	1.00	174.66
	N22		31.80	27.90	27.90	28.23	3.90	CR8-0500	1.00	850.80
	N22		31.80	27.90	27.90	28.23	3.90	CR8-0500	1.00	40.00
	N23		31.78	27.50	27.50	27.83	4.28	CR8-0500	1.00	40.00
	N23		31.78	27.50	27.50	27.83	4.28	CR8-0500	1.00	40.00
	N24		31.70	27.10	27.10	27.46	4.60	CR8-0500	0.80	25.31
Total	N24		31.70	27.10	27.10	27.46	4.60	CR8-0500	0.80	174.66
	N25		31.63	26.89	26.89	27.26	4.74	CR8-0500	0.80	850.80

## Conclusion

Dans ce chapitre on a fait les calculs hydraulique, et on a vérifié les résultat par logiciel COVADIS.

A partir des tableaux ci-dessus, on remarque que les diamètres calculés des collecteurs varient entre 300 mm et 500 mm avec des pentes minimales et maximale  $I$  variant de 0,8% et 1% respectivement.

L'auto-curage est vérifié dans les canalisations, sauf un tronçon et ceci due au débit usé faible causé par la faible densité de population, car la zone d'étude est une zone d'activités. Les résultats du calcul manuel qu'on a établi sont très proches aux résultats aboutis par le logiciel Covadis, ce qui valide le calcul effectué et le dimensionnement proposé.

# **Conclusion générale**

---

## Conclusion générale

Ce projet vise de faire un dimensionnement du réseau d'assainissement de la zone d'activités AIDJA située à la commune de Boufarik, W.Blida, afin d'évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

Dans notre étude, on a tenu en compte des exigences globales de la santé et de l'environnement de cette zone pour un horizon de 50 ans. Pour atteindre les objectifs de cette étude.

Pour établir ce réseau il fallait un linéaire égal 850,80m, de diamètres variant entre 300mm et 500mm, avec une pente variant entre 0.8% et 1%, où ce réseau est divisé en 5 cinq collecteurs tels que :

- Le collecteur 1: 280m avec un diamètre de 400mm ;
- Le collecteur 2: 117,4m avec un diamètre de 300mm ;
- Le collecteur 3: 101,7m avec un diamètre de 300mm ;
- Le collecteur 4: 177,1m avec un diamètre de 400mm ;
- Le collecteur 5 :174,7m avec un diamètre de 500mm.

, et cela pour collecte un débit total égal 304 l/s, où le débit total des eaux usées égal 0.9 l/s, et le débit total des eaux pluviales égal 303 l/s.

A la fin, la comparaison des résultats du calcul manuel avec le logiciel COVADIS a montré un rapprochement très significatif, ce qui valide la conception proposée et confirme les résultats des calculs effectués.

## **Bibliographie**

- BENDIDA, A. (2020). Polycopie pédagogique Assainissement. Béchar: Université TAHRI Mohamed.
- BENZAID, B. (2015). Mémoire de Master:ETABLISSEMENT DES COURBES IDF ET DE LA PLUIE DE PROJET POUR LE BASSIN DE GUELMA. l'Université de Guelma.
- BABA HAMED, S. Polycopié de cours Assainissement urbain Dimensionnement et exploitation des réseaux d'assainissement. Département d'Hydraulique: Université des Sciences et de la Technologie d'Oran.
- MOKADEM, M. (2020). Polycopie de cours;. Assainissement Urbain et initiation au logiciel « COVADIS assainissement ».
- GERARD, K. (2015). Guide pratique des VRD et aménagements extérieurs. EYROLLES.
- HOMCI, S., & TOUATI, A. (2016). Mémoire fin d'étude Master:ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT ET STATION DE RELEVAGE A LA CITE MOUDJAHIDINE OUEST DANS LACOMMUNE D'EL-OUED. Université Echahid Hamma Lakhdar: El Oued.
- L'instruction technique, 7. (2017). Mémento technique-Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées. réalisé par le groupe de travail « Révision de l'Instruction technique 77/284 ».

# **Annexes**

Annexe 1 :

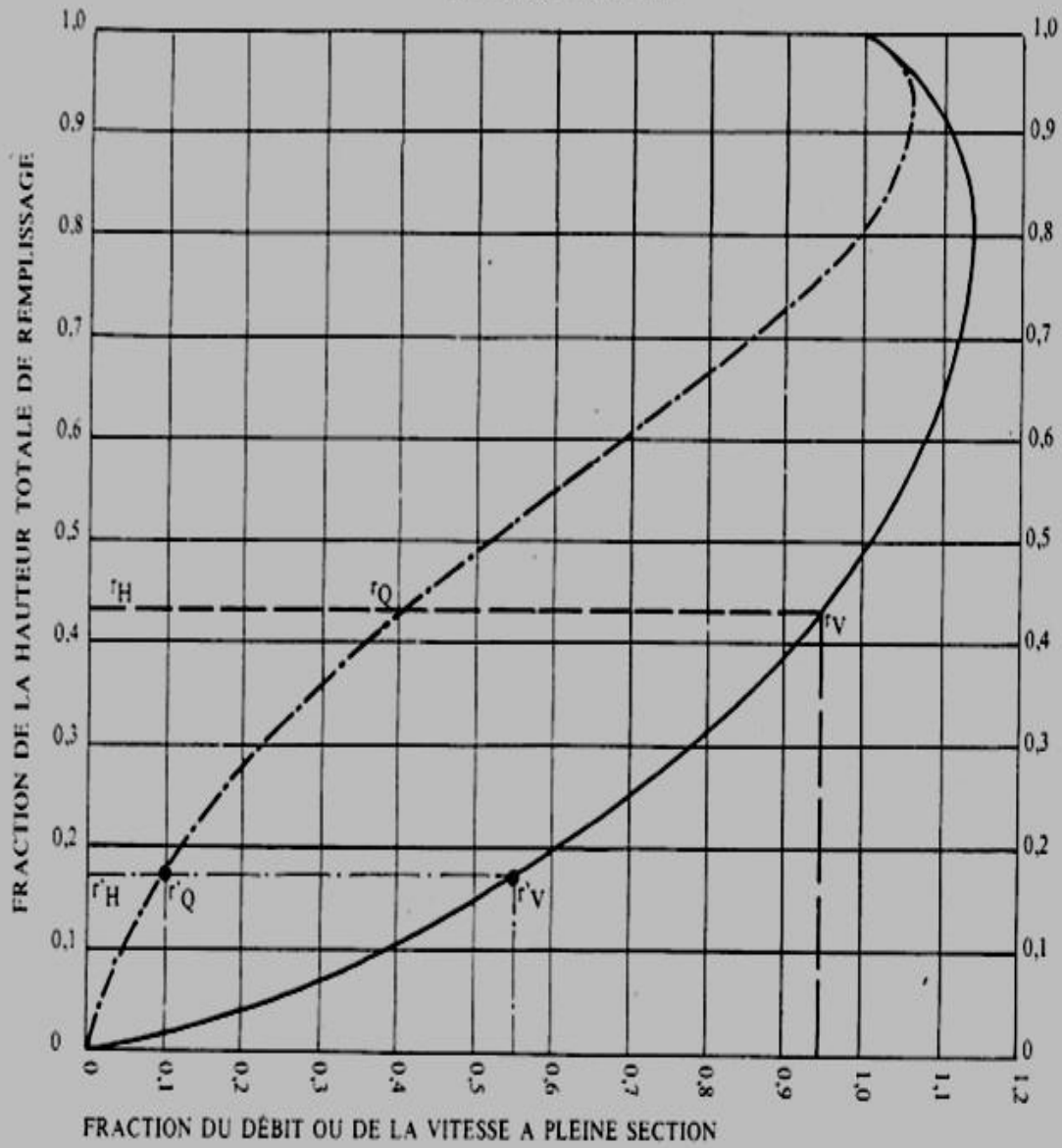
Instruction de technique 1977

CANALISATIONS CIRCULAIRES PARTIELLEMENT REMPLIES							
H/D	TETA	0/QFS	V/VPS	S/SPS	L/D	R0/D	RFR
0.02	0.2838	0.001	0.14	0.005	0.280	0.013	0.151
0.04	0.4027	0.003	0.22	0.013	0.392	0.026	0.167
0.06	0.4949	0.007	0.29	0.024	0.475	0.039	0.210
0.08	0.5735	0.013	0.35	0.037	0.543	0.051	0.228
0.10	0.6435	0.021	0.40	0.052	0.600	0.064	0.241
0.12	0.7075	0.031	0.45	0.068	0.650	0.075	0.251
0.14	0.7670	0.042	0.50	0.085	0.694	0.087	0.260
0.16	0.8230	0.056	0.54	0.103	0.733	0.099	0.266
0.18	0.8763	0.071	0.58	0.122	0.768	0.110	0.272
0.20	0.9273	0.088	0.62	0.142	0.800	0.121	0.276
0.22	0.9764	0.106	0.65	0.163	0.828	0.131	0.279
0.24	1.0239	0.126	0.68	0.185	0.854	0.142	0.281
0.26	1.0701	0.148	0.72	0.207	0.877	0.152	0.283
0.28	1.1152	0.171	0.75	0.229	0.898	0.161	0.284
0.30	1.1593	0.196	0.78	0.252	0.917	0.171	0.284
0.32	1.2025	0.222	0.80	0.276	0.933	0.180	0.284
0.34	1.2451	0.249	0.83	0.300	0.947	0.189	0.283
0.36	1.2870	0.277	0.86	0.324	0.960	0.198	0.281
0.38	1.3284	0.307	0.88	0.349	0.971	0.206	0.279
0.40	1.3694	0.337	0.90	0.374	0.980	0.214	0.277
0.42	1.4101	0.368	0.92	0.399	0.987	0.222	0.274
0.44	1.4505	0.400	0.94	0.424	0.993	0.229	0.271
0.46	1.4907	0.433	0.96	0.449	0.997	0.237	0.268
0.48	1.5308	0.466	0.98	0.475	0.999	0.243	0.264
0.50	1.5708	0.500	1.00	0.500	1.000	0.250	0.260
0.52	1.6108	0.534	1.02	0.525	0.999	0.256	0.255
0.54	1.6509	0.568	1.03	0.551	0.997	0.262	0.250
0.56	1.6911	0.603	1.05	0.576	0.993	0.268	0.245
0.58	1.7315	0.637	1.06	0.601	0.987	0.273	0.239
0.60	1.7722	0.672	1.07	0.626	0.980	0.278	0.233
0.62	1.8137	0.706	1.08	0.651	0.971	0.282	0.227
0.64	1.8546	0.740	1.09	0.676	0.960	0.286	0.221
0.66	1.8965	0.773	1.10	0.700	0.947	0.290	0.214
0.68	1.9391	0.806	1.11	0.724	0.933	0.293	0.207
0.70	1.9823	0.837	1.12	0.748	0.917	0.296	0.200
0.72	2.0264	0.868	1.13	0.771	0.898	0.299	0.192
0.74	2.0715	0.898	1.13	0.793	0.877	0.301	0.184
0.76	2.1176	0.926	1.14	0.815	0.854	0.302	0.175
0.78	2.1652	0.953	1.14	0.837	0.828	0.304	0.166
0.80	2.2143	0.977	1.14	0.858	0.800	0.304	0.157
0.82	2.2653	1.000	1.14	0.878	0.768	0.304	0.148
0.84	2.3186	1.021	1.14	0.897	0.733	0.304	0.138
0.86	2.3746	1.039	1.14	0.915	0.694	0.303	0.127
0.88	2.4341	1.054	1.13	0.932	0.650	0.301	0.116
0.90	2.4981	1.066	1.12	0.948	0.600	0.298	0.104
0.92	2.5681	1.073	1.12	0.963	0.543	0.294	0.091
0.94	2.6467	1.076	1.10	0.976	0.475	0.289	0.077
0.96	2.7389	1.071	1.09	0.987	0.392	0.283	0.061
0.98	2.8578	1.057	1.06	0.995	0.280	0.274	0.041
1.00	3.1416	1.000	1.00	1.000	0.000	0.250	0.000

Annexe 2 :

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

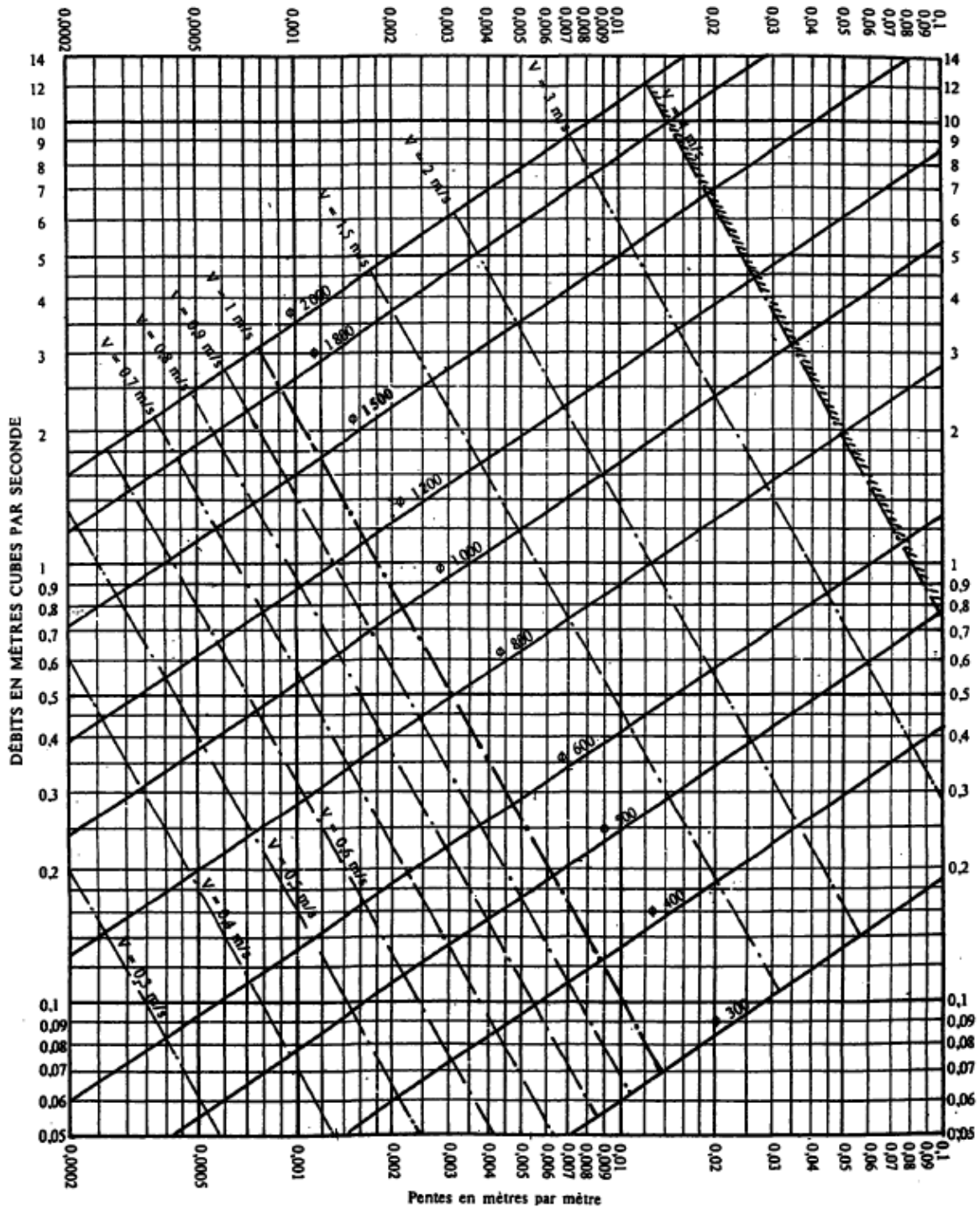
a) Ouvrages circulaires

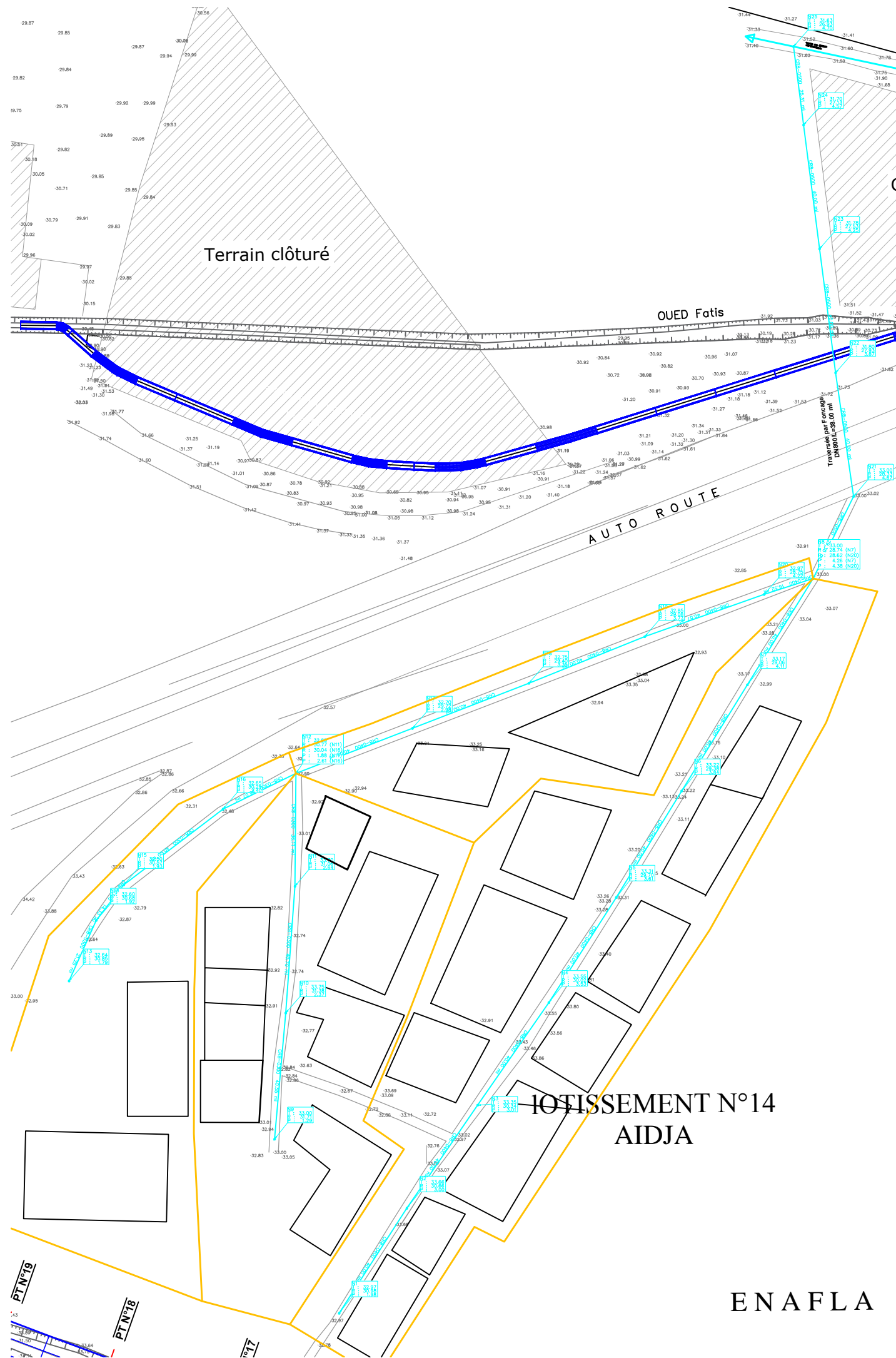


Annexe 3 :

ABAQUE Ab. 4 a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires)

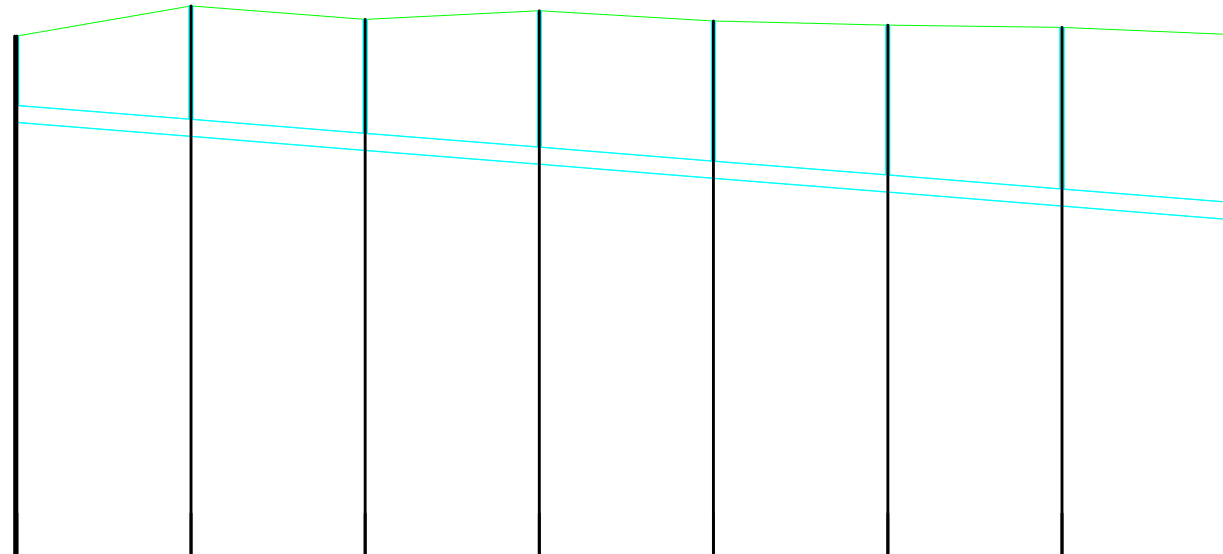






Profil dessiné par Covadis  
 Profil entre les noeuds N1-N8

Echelle en X : 1/1000  
 Echelle en Y : 1/100



PC : 21.00 m

Cotes Terrain Naturel	22.97	23.66	23.35	23.55	23.31	23.22	23.17	23.00				
Numéros des regards	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8				
Cotes Projet	23.06	23.06	23.34	23.02	23.70	23.38	23.06	23.71				
Profondeurs Projet	1.08	1.00	2.01	3.53	3.61	3.84	4.11	4.29				
Distances partielles		40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000				
Distances cumulées	0.000	40.000	80.000	120.000	160.000	200.000	240.000	280.000				
Pentes (Projet)					-0.01 m/m							
Alignements en plan		40.400	178.35	40.000	179.70	40.000	177.91	40.000	179.91	40.000	179.79	80.400
Dimensions et Matériaux						CR8-0400						

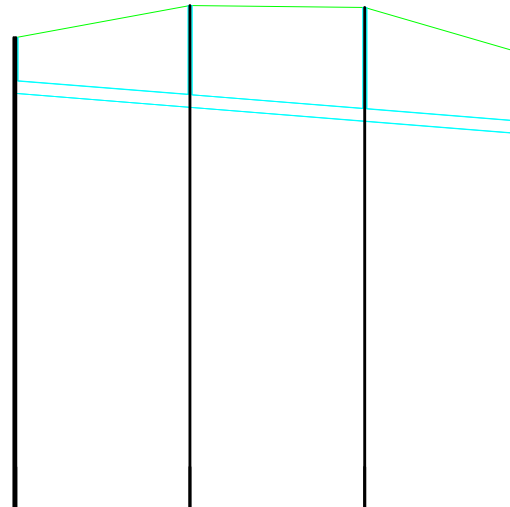


Profil dessiné par Covadis

Profil entre les noeuds N9-N12

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 22.00 m

Cotes Terrain Naturel	23.00	23.75	23.70	23.65
Numéros des regards	N9	N10	N11	N12
Cotes Projet	23.71	23.38	23.06	22.77
Profondeurs Projet	0.29	0.37	0.64	0.88
Distances partielles		40.550	40.704	36.112
Distances cumulées	0.000	40.550	81.254	117.367
Pentes (Projet)		-0.01 m/m		
Alignements en plan		40.550	179.12	40.704
			176.38	36.512
Dimensions et Matériaux		CR8-0300		

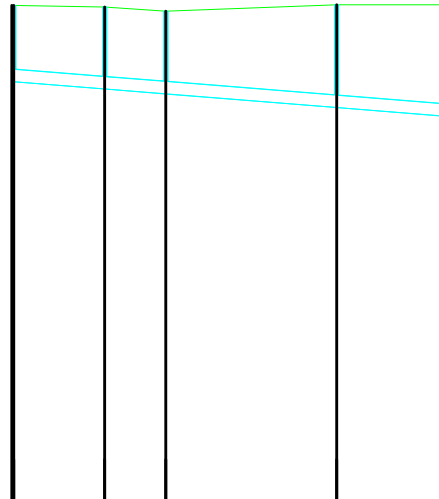


Profil dessiné par Covadis

Profil entre les noeuds N13-N12

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 21.00 m

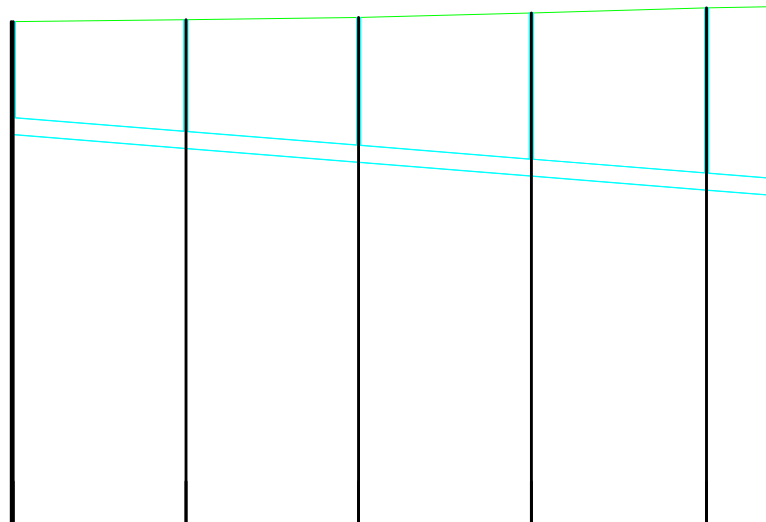
Cotes Terrain Naturel	32.84	32.80	32.50	32.85	32.85
Numéros des regards	N13	N14	N15	N16	N12
Cotes Projet	30.85	30.68	30.37	30.35	30.04
Profondeurs Projet	1.79	1.92	1.93	2.40	2.61
Distances partielles		21.290	14.328	40.000	26.072
Distances cumulées	0.000	21.290	35.618	75.618	101.690
Pentes (Projet)		-0.01 m/m			
Alignements en plan		21.690	14.328	40.000	26.472
Dimensions et Matériaux		168.34	165.18	168.68	
		CR8-0300			



Profil dessiné par Covadis  
 Profil entre les noeuds N12-N8

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



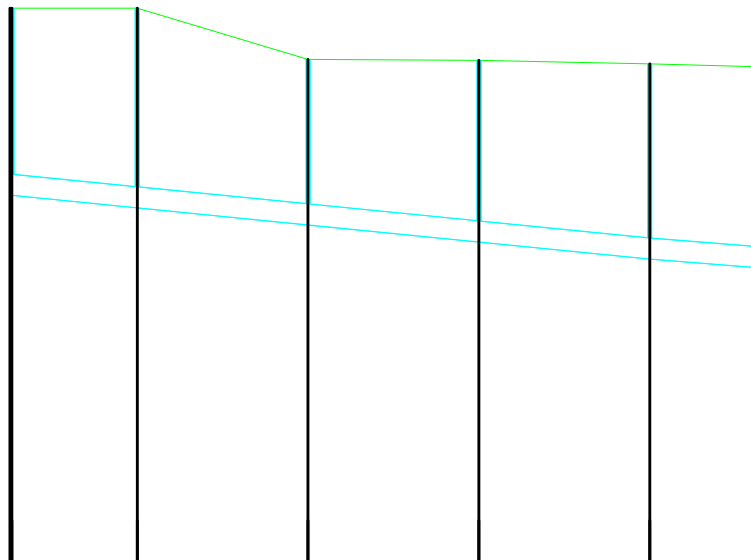
PC : 21.00 m

Cotes Terrain Naturel	32.65	32.70	32.75	32.85	32.97	33.00
Numéros des regards	N12	N17	N18	N19	N20	N8
Cotes Projet	30.04	29.72	29.40	29.08	28.75	28.62
Profondeurs Projet	2.61	2.98	3.35	3.77	4.22	4.38
Distances partielles		39.999	40.000	40.000	40.566	16.521
Distances cumulées	0.000	39.999	79.999	119.999	160.565	177.087
Pentes (Projet)		-0.01 m/m				
Alignements en plan		40.399	180.00	40.000	179.26	40.000
				177.60	40.566	178.27
Dimensions et Matériaux		CR9-040				



Profil dessiné par Covadis  
 Profil entre les noeuds N8-N25

Echelle en X : 1/1000  
 Echelle en Y : 1/100



PC : 20.00 m

Cotes Terrain Naturel	33.00	33.00	31.80	31.78	31.70	31.63
Numéros des regards	N8	N21	N22	N23	N24	N25
Cotes Projet	28.62	28.33	27.93	27.53	27.13	26.93
Profondeurs Projet	4.38	4.67	3.87	4.25	4.57	4.70
Distances partielles		29.346	40.000	40.000	40.000	25.313
Distances cumulées	0.000	29.346	69.346	109.346	149.346	179.659
Pentes (Projet)		-0.01 m/m				-0.01 m/m
Alignements en plan		29.746	40.000	80.000	179.56	25.713
Dimensions et Matériaux		145.43	178.96	80.000	179.56	
				CR8-0500		