



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة غرداية

Université de Ghardaïa

N°d'enregistrement

/...../...../.....



كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

قسم الري والهندسة المدنية

Département Hydraulique et Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master

Domaine: Sciences et Technologies

Filière: Hydraulique

Spécialité: Hydraulique urbain

Nouvelle approche pour la gestion des eaux pluviales dans le milieu aride: Application à la cité des enseignants - Ghardaïa

Soutenu publiquement le/...../.....

Préparé par :

Chaib HAMZA / Mohammed El-Boukhari BELLEMCHERRAH

Devant le jury composé de:

Dr. Ouled Belkhir Cheikh	MCB	Université de Ghardaïa	Président
Mr. Boutelli Mohamed Hicham	MAA	Université de Ghardaïa	Examinateur
Dr. BOULMAIZ Tayeb	MCA	Université de Ghardaïa	Encadrant

Année universitaire 2022/2023

Remerciement

*Nous tenons en premier lieu à remercier **Allah** le tout puissant qui nous a permis de réaliser ce modeste travail*

*Nous remercions vivement mon encadreur **Dr Tayeb BOULMAIZ** d'avoir accepté d'encadrer ce travail et d'avoir surtout cru au sujet, nous le remercions pour sa compréhension, ses encouragements, son soutien moral et scientifique accordé tout au long de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude.*

Nous remercions également tous les professeurs du Département d'hydraulique et de génie civil pour leur aide dans l'ensemble de notre cursus d'études

Je remercie également mes frères, étudiants en hydraulique urbaine, promo2023

*Je dis à tout le monde, merci et **que Dieu vous récompense***

Dédicace

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à mes parents pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué ; avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance. Je ne saurais exprimer ma gratitude seulement par des mots. Qu'Allah vous récompense tous les deux
A mes chers frères A mes chères sœurs

*A mes meilleurs amis surtout **Abou Kotaiba Ossama Med Elboukhari**
Abdelmalek BOUKHARI pour leur soutien moral*

Aux êtres chers dont nous ne citons pas les noms pour leur patience et leur soutien matériel et moral.

*A mes chers enfants, le globe oculaire de son père Raihana et du cher
Abdul Rahman*

Chaib HAMZA

Dédicace

*Je dédie cet humble travail aux personnes les plus chères de l'univers, ma mère et mon père et mes frères, de **Jaber** à **Radwan**, et toute ma famille.*

*Et à mes amis **Ismail. Fatah alia hicham .Cheikh choaib . Adnan . Abderrahman .Ammar** ... tous amis et proches amis à l'école et au travail*

Et tous mes remerciements et ma gratitude à tous les enseignants que j'ai aimés de l'école primaire jusqu'à la fin de ma carrière universitaire

*Merci, **Dr TayebBoulmez***

Mohammed El-Boukhari BELLEMCHERRAH

ملخص

من بين أهم طرق إدارة مياه الأمطار الطريقة التقليدية وطريقة التقنية البديلة من أجل اختيار الطريقة الأفضل قمنا في هذه الدراسة بإجراء مقارنة بين الطريقتين مما تطلب القيام بدراسات أولية على المنطقة المدروسة مثل كمية التساقطات ومعدل الترشيح . إدارة مياه الأمطار تكون عبر إنشاء شبكة منفصلة بالنسبة للطريقة التقليدية و إنشاء أحواض ترشيح بالنسبة للتقنية البديلة بعد المقارنة بين الطريقتين بالنسبة للجانب البيئي التقنيات البديلة مهمة جدا لان معالجة المياه على الارض تخفف البنى التحتية للتجميع والمعالجة وجلب الطبيعة للمدينة عن طريق أحواض الترشيح بينما تفتقر الطريقة التقليدية لذلك لأن المعالجة تكون بعيدا عن المدينة جانب التكلفة للتقنيات البديلة لا يكاد يذكر بالمقارنة مع الطريقة التقليدية.

الكلمات المفتاحية: مياه الأمطار ، التقنية البديلة ، حوضا لترشيح ، الشبكة منفصل ، البيئة ، التكلفة

Résumé

Parmi les méthodes les plus importantes de gestion des eaux pluviales, on trouve la méthode traditionnelle et la méthode des techniques alternatives. Afin de choisir la meilleure méthode, nous avons fait une comparaison entre les deux méthodes dans cette étude, ce qui a nécessité la réalisation d'études préalables sur la zone étudiée, telles que la quantité de précipitations et le taux d'infiltration. La gestion des eaux pluviales passe par la mise en place d'un réseau séparatif pour la méthode traditionnelle et la mise en place de bassins filtrants pour la technologie alternative. Après avoir comparé les deux méthodes au regard de l'aspect environnemental, les technologies alternatives sont très importantes car le traitement de l'eau à la parcelle réduit les infrastructures de collecte et de traitement et amène la nature en ville à l'aide des bassins filtrants. Alors que la méthode traditionnelle en manque car le traitement est éloigné de la ville. L'aspect coût des technologies alternatives est négligeable par rapport à la méthode traditionnelle.

Mots clés : pluviales, technique alternative, bassin d'infiltration, réseau, séparatif, environnementale, cout.

Abstract

Among the most important methods of stormwater management are the traditional method and the method of alternative technologies. In order to choose the best method, we made a comparison between the two methods in this study, which required carrying out preliminary studies on the study area, such as the amount of precipitation and the rate of infiltration. Rainwater management involves setting up a separate network for the traditional method and setting up filter basins for the

alternative technology. After comparing the two methods with regard to the environmental aspect, the alternative technologies are very important because the treatment of water on the ground reduces the collection and treatment infrastructures and brings nature to the city through filter basins. While the traditional method lacks it because the treatment is far from the city. The cost aspect of alternative technologies is negligible compared to the traditional method.

.
Keywords: rainwater , alternative technique, infiltration basin, network, separative , environmental ,cost.

Sommaires

Résumé

Introduction Générale	12
Chapitre I.....	14
.I.1Introduction.....	15
.I.2 Historique.....	15
I.3. Objectifs d'une gestion alternative	17
I.4. Principes d'une technique alternative	18
I.4.1. Stockage restitution.....	18
.I.5 Exemples de Techniques Alternatives	20
I.5.1. Les puits d'infiltration.....	20
I.5.2. Tranchées d'infiltration ou absorbantes.....	21
I.5.3. Toitures et terrasses à réservoir.....	21
I.5.4. Les cuves de stockage	22
I.5.5. Rétention à ciel ouvert	22
I.5.6. Tranchées drainantes.....	22
I.5.7. Noues	23
I.5.8. Bassin sec.....	25
I.5.9. Bassin en eau.....	25
I.6. Conclusion.....	25
Chapitre II.....	26
II.1. Introduction	27
II.2. Situation géographique	27
II.3. Géologie de la région.....	28
II.4. Hydrogéologie de la région	29
II.4.1. Aquifère des alluvions	29
II.4.2. Aquifère du Continental Intercalaire	30
II.5. Précipitation moyenne annuelle.....	30
II.5.1. Les précipitations maximales journalières.....	31
II.6. Contexte climatique.....	32
II.7. L'évaporation	34
.II.8 Conclusion	36
Chapitre III.....	37

III.1.	Introduction	38
III.2.	Présentation de logiciels COVADIS	38
III.3.	Calcul hydrologique	39
III.3.1.	Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	40
III.3.2.	Etude statistique des précipitations maximales journalières	40
III.3.3.	Courbe IDF.....	41
III.4.	Calcul Hydraulique.....	42
III.4.1.	Méthode rationnelle.....	42
III.4.2.	Méthode superficielle.	43
III.4.2.1.	Coefficient de ruissellement	43
III.4.2.	Surface de l'aire d'influence	44
III.4.3	Calcul le débit pluvial	46
III.5.	Schéma du réseau d'évacuation les eaux pluviales	46
III.5.1.	Contrainte dans la conception du réseau d'évacuation des eaux pluviales	49
III.5.2.	Conditions d'autocurage	49
III.5.3.	Diamètres des conduites.....	49
III.6.	Conclusion	54
Chapitre IV	55
IV.1.	Introduction	56
IV.2.	Coefficient d'infiltration du sol	56
IV.3.	Test d'infiltration.....	58
IV.4.	Dimensionnement des bassins d'infiltration.....	62
IV.5.	Principes de conception du bassin d'infiltration.....	67
IV.6.	Calcul des couts de réalisation.....	70
IV.6.1.	Réseau pluvial	70
IV.6.2.	Technique alternative	71
IV.7.	Généralisation des prix	73
IV.8.	Comparaison entre les deux méthodes	74
IV.9.	Résultats de la comparaison	76
IV.10.	Conclusion	77
Conclusion générale	81

Liste des figures

Figure 1 Termes utilisé dans le domaine des techniques alternatives	15
Figure 2 Modes des Techniques Alternatives	16
Figure 3 Les interventions modifiant le cycle de l'eau	17
Figure 4 Les d'infiltration puits	20
Figure 5 Les puits d'infiltration	20
Figure 6 Précautions constructives	21
Figure 7 Tranchées drainantes	22
Figure 8 Chaussées poreuses	23
Figure 9 composants des chaussées poreuses	23
Figure 10 Noues d'infiltration	24
Figure 11 Carte géographique de Ghardaïa	27
Figure 12 Situation géographique de la région de Ghardaïa	27
Figure 13 les régions naturelle de Ghardaïa	29
Figure 14 Histogramme des cumules annuelles et pluies journalières maximales 1970-2015 (O.N.M)	31
Figure 15 Evaporation, Evapotranspiration Penman et insolation mensuelles	33
Figure 16 Evaporation mensuelle de la région de Ghardaïa.	34
Figure 17 zone scientifique de la ville de GHARDAIA	35
Figure 18 Zone d'étude	35
Figure 19 Logiciels COVADIS	38
Figure 20 Calculs topographiques	39
Figure 21 Courbe IDF de la station de Ghardaïa (1970-2015)	42
Figure 22 répartition l'aire d'étude à des zones	45
Figure 23 Schéma des tronçons	47
Figure 24 plan du réseau pluvial projeté	48
Figure 25 coefficient de Manning de différente matière (https://molecor.com/fr/calculs-hydrauliques-pour-conception-du-reseau)	50
Figure 26 abaques pour estimer les rapports des vitesses et des hauteurs de remplissage.	52
Figure 27 Principe de fonctionnement d'un infiltromètre en double anneaux	56
Figure 28 Matériel utilisé pour le test d'infiltration	57
Figure 29 Mesure du niveau d'eau après le remplissage des anneaux	58
Figure 30 les endroits des tests d'infiltration	58
Figure 31 résultat de calcul du taux d'infiltration de la zone N° 01	60
Figure 32 résultat de calcul du taux d'infiltration de la zone N° 02	60
Figure 33 Résultat de calcul du taux d'infiltration de la zone N° 03	61
Figure 34 emplacement des bassins d'infiltration	63
Figure 35 Résultats de calcul du volume de stockage du bassin N°01	65
Figure 36 Détermination du volume max de stockage et du temps d'infiltration pour le bassin N°01	65
Figure 37 Résultats de calcul du volume de stockage du bassin N°02	67
Figure 38 Détermination du volume max de stockage et du temps d'infiltration pour le bassin N°02	67
Figure 39 Arbre de laurier-rose.	67
Figure 40 utilisation des pneus usagés pour protéger les berges du bassin d'infiltration	68
Figure 41 Modèle d'un bassin d'infiltration	69
Figure 42 la surface totale de la zone scientifique de Ghardaïa	73
Figure 1 La différence entre les coûts des deux méthodes	74

Liste des tableaux

<i>Tableau N° 1 Étude statistique de précipitations maximales journalières</i>	31
<i>Tableau N 2 Températures moyennes mensuelles, minimales et maximales (ONM Ghardaïa 1990-2015)</i>	32
<i>Tableau 3 Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa (1970-2015)</i>	33
<i>Tableau 4 Intensités maximales en mm/h de durée t (h) et de période de retour T (an).</i>	41
<i>Tableau 5 valeur de coefficient de ruissellement suivant le type de surface (I=pente)(guide technique de l'assainissement)</i>	41
<i>Tableau 6 valeur de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol (guide technique de l'assainissement)</i>	43
<i>Tableau 1 Paramètre hydraulique des tronçons.</i>	44
<i>Tableau 8 Paramètre hydraulique des tronçons.</i>	53
<i>Tableau N° 9 Calcule le taux d'infiltration de la zone N° 01</i>	59
<i>Tableau N° 10 Calcule le taux d'infiltration de la zone N° 02</i>	60
<i>Tableau N° 11 Calcule le taux d'infiltration de la zone N° 03</i>	61
<i>Tableau N° 12 Valeurs des taux d'infiltration de chaque zone</i>	62
<i>Tableau N° 13 Calcule le volume de stockge du bassin N° 01</i>	64
<i>Tableau 14 Calcule le volume de stockge du bassin N° 02</i>	66
<i>Tableau N° 15 Calcule le cout de realisation pour réseau pluvial</i>	70
<i>Tableau N° 16 Calcule le cout de realisation pour les bassins d'infiltration</i>	72
<i>Tableau N° 17 Postes et fréquence d'entretien des deux méthodes</i>	75
<i>Tableau N° 18 Services écosystémiques des différents méthodes</i>	76

Introduction générale

Introduction Générale

La gestion des eaux pluviales est un enjeu majeur dans de nombreuses régions du monde. Les fortes précipitations, combinées à l'urbanisation croissante, peuvent entraîner des problèmes tels que les inondations, la pollution des cours d'eau et la détérioration des écosystèmes aquatiques. Pour faire face à ces défis, de nombreuses techniques alternatives ont émergé, offrant des approches novatrices et durables pour gérer les eaux pluviales. Les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales visent à imiter le cycle naturel de l'eau en permettant une infiltration, une rétention et une utilisation efficace des eaux pluviales là où elles tombent, plutôt que de les évacuer rapidement vers les réseaux d'égouts traditionnels. Ces approches mettent l'accent sur la conservation de l'eau, la réduction des inondations et la protection de la qualité de l'eau, tout en fournissant des avantages environnementaux supplémentaires.

Parmi les techniques alternatives les plus couramment utilisées, on trouve les jardins de pluie, les toits verts, les noues végétalisées, les bassins de rétention, les chaussées perméables et les systèmes de collecte des eaux pluviales à des fins d'irrigation ou de réutilisation. Ces méthodes favorisent l'infiltration des eaux pluviales dans le sol, permettant ainsi une recharge des nappes phréatiques et une réduction des débits de ruissellement. En plus de leurs avantages en termes de gestion des eaux pluviales, ces techniques alternatives présentent également des avantages écologiques et esthétiques.

Cette étude vise à comparer ce genre de pratique avec les réseaux de drainage de pluie, appelé aussi « tout à l'égout ». Pour y arriver, la gestion des pluies dans une petite agglomération (cité des enseignants), dans la ville de Ghardaia, a été effectuée par l'utilisation des techniques alternatives et les concepts classiques (réseau pluvial). Par la suite, une comparaison globale tenant compte du coût de réalisation et les avantages et inconvénients de chaque approche a été effectuée.

Notre travail a été organisé en quatre chapitres ainsi qu'une annexe :

Le premier chapitre de ce travail se concentre sur la dimension historique des techniques alternatives dans la gestion des eaux pluviales, en fournissant une introduction à leur développement au fil du temps. Ensuite, il aborde la définition et le mode de fonctionnement de certaines techniques alternatives bien connues, tout en soulignant les objectifs de la gestion alternative. Les avantages et les inconvénients de ces techniques sont également discutés de manière approfondie, et ce chapitre se termine par une brève conclusion mettant en évidence les principaux points abordés.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude, en mettant en évidence sa situation géographique ainsi que ses caractéristiques climatiques, géographiques et géologiques.

Introduction générale

Cette description détaillée permet de comprendre le contexte dans lequel les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales sont mises en œuvre.

Le troisième chapitre offre un aperçu introductif du programme Covadis sur lequel le travail est basé. Il aborde ensuite les règles et les cadres du compte, notamment la détermination de l'intensité moyenne des précipitations. Une étude statistique des précipitations quotidiennes maximales dans la région est également réalisée, suivie d'une discussion sur la modification de la série des précipitations en utilisant la loi du logarithme ordinaire (Galton) et la définition des courbes IDF. Le calcul hydraulique est ensuite abordé, en utilisant une méthode rationnelle, et le coefficient de ruissellement est déterminé en fonction du type de surface, de la zone d'influence de la surface et de la répartition dans la zone d'étude. Enfin, la réalisation du drainage prévisionnel des eaux pluviales et l'élaboration d'un plan de réseau sont expliquées en détail.

Le quatrième chapitre se concentre sur la technique des bassins d'infiltration, qui a été choisie comme solution privilégiée. Une mise à l'échelle de cette technique est effectuée, suivie d'une comparaison entre le drainage des eaux pluviales de manière traditionnelle et l'utilisation de la technologie alternative, en tenant compte des aspects financiers. Les résultats et les conclusions de cette comparaison sont ensuite diffusés dans le domaine scientifique. Enfin, le travail se conclut par une synthèse globale, qui reprend les principaux points abordés dans chaque chapitre. Tous les tableaux, schémas et coûts relatifs à chaque travail sont présentés dans les annexes pour une référence complète.

Chapitre N° I

Généralité sur les techniques alternatives

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

I.1. Introduction

Toute Technique Alternative de gestion des eaux de ruissellement urbain permet de remédier à l'imperméabilisation croissante du sol des villes, liée à la suppression d'espaces verts et de terre-pleins végétalisés, causant des problèmes d'inondation en aval (ou sur place) et d'éventuel déficit en alimentation de la nappe sous-jacente. Ces techniques incluent la dés-imperméabilisation, testées dans différents pays, notamment dans le cadre de concepts de « Villeéponge » (en anglais « *Sponge city* »)

Ces techniques, souvent incluses dans l'écologie urbaine ou associées à des approches de types haute qualitéenvironnementale (HQE) ont souvent aussi comme objectif de limiter la pollution de l'eau et d'améliorer l'environnementurbain et la santé.

Les eaux pluviales et de ruissellement peuvent faire l'objet de récupération et réutilisation, directement à partir des toitures ou plus en aval, pour une ou plusieurs valorisations successives. Cependant elles peuvent contenir des polluants liés à l'air ambiant ou à des hydrocarbures provenant de véhicules à moteurs thermiques. Des techniques doivent être mises en œuvre par des spécialistes et avec un suivi adéquat, de manière à éviter l'infiltration dans la nappe de polluants ou substances indésirables.

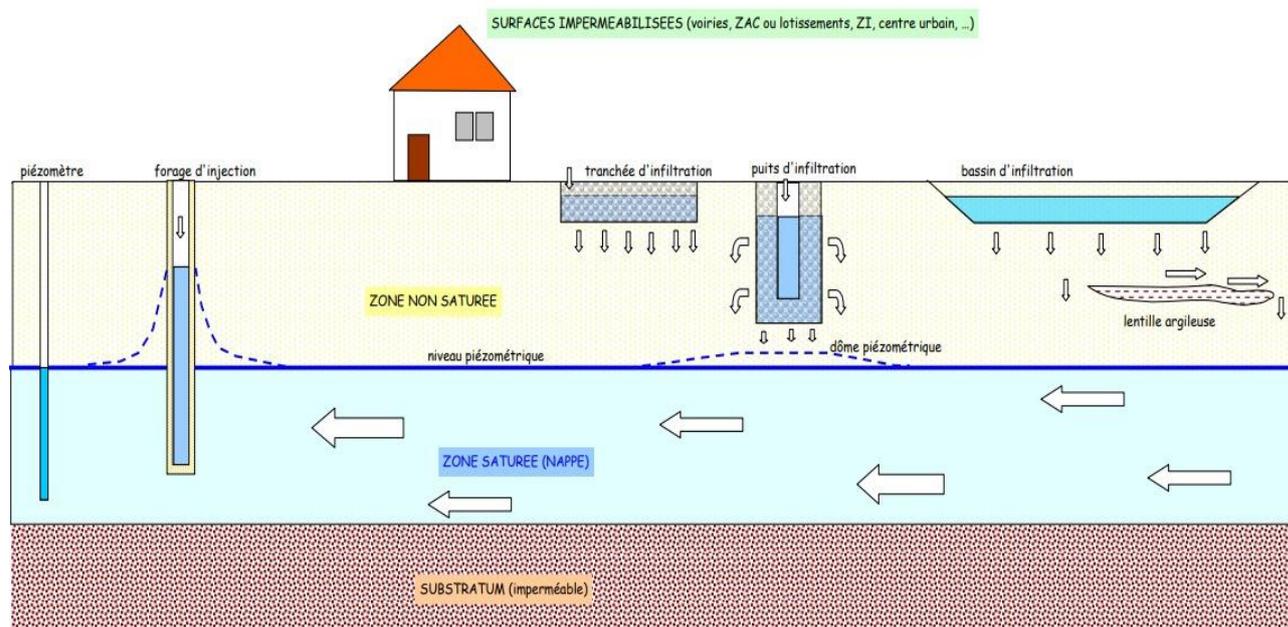


Figure1 Termes utilisé dans le domaine des techniques alternatives

I.2. Historique

Une première période débute au siècle jusqu'aux années 1970 où la place de l'eau dans la ville va être remaniée avec l'arrivée de la doctrine hygiéniste. Cette période voit l'eau comme un élément pollué et qui n'apporte que des maladies et des épidémies comme la peste et le choléra. L'eau était vue comme contaminatrice. Il y a des aménagements urbains qui vont repousser et canaliser les

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

eaux en dehors de la ville et dans des réseaux. On voit la mise en place de systèmes d'évacuation des eaux sales et pluviales, du tout à l'égout, des rues complètement pavées. Il y a une exclusion de l'eau de la ville pour rendre la ville plus propre. L'eau va prendre la forme d'un réseau, elle est placée dans un circuit artificiel pour assainir la ville.

À partir des années 1970 et 1990 on assiste à un tournant concernant la place de l'eau dans les villes.

On peut qualifier ce tournant de législatif avec plusieurs créations de lois qui réhabilitent l'eau dans les milieux urbains. On peut citer une loi très importante qui est la loi sur l'eau de 1992 mais également la création des contrats des rivières et la mise en place des Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE). Ce tournant législatif s'inscrit dans un contexte de fort accroissement urbain où les anciens réseaux deviennent inefficaces et engendrent des inondations par exemple. Ces lois et les premières techniques alternatives sont donc les premiers signes de la



Figure 2 Modes des Techniques Alternatives

réhabilitation des cours d'eau en ville. Par ailleurs, ces actions ne se font pas dans le seul souci écologique mais également dans un souci d'attractivité pour les villes, la population fait preuve d'un désir croissant de nature.[1]



Figure 3 Les interventions modifiant le cycle de l'eau

Depuis les années 2000 l'intégration de l'eau dans les villes devient un enjeu majeur de l'aménagement urbain. On peut voir un renversement dans les modes de pensée, l'eau est à penser avant l'aménagement urbain et doit faire partie intégrante de celui-ci. Aujourd'hui, c'est une gestion équilibrée de la ressource avec des critères écologiques qui prime. L'imperméabilisation des sols a dénaturé le cycle de l'eau. On voit alors apparaître, de plus en plus, le concept de *dés* imperméabilisation des sols. Cette idée de faire de la ville une ville perméable voit de nombreuses techniques alternatives à la gestion des eaux de ruissellement urbain.

I.3. Objectifs d'une gestion alternative

Les eaux de ruissellement accumulent souvent de grandes quantités de polluants ou nutriments trop brutalement apportés aux rivières ou polluant les nappes.

Avec l'imperméabilisation croissante des villes et des zones d'activité, les pluies longues ou fortes pluies d'orages perturbent les capacités des stations d'épuration et dépassent celles des réseaux unitaires d'évacuation des eaux, et contribuent moins à l'alimentation des nappes phréatiques.

Les indices d'intégrité écologique calculés pour de nombreux cours d'eau en Amérique du Nord ont montré une altération significative des cours d'eau, voir un effondrement local des écosystèmes (collapsus écologique) partout où plus de 10 à 15 % du contexte paysager local (micro bassins hydrographiques) est imperméabilisée par l'urbanisation, les zones d'activités, les parkings, etc.).

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

Les apports en déjections (de chats, chiens, pigeons, etc.), en sels de déneigement, en fongicides relargués par les peintures murales ou encore en métaux provenant des zingeries et autres éléments d'architecture posent également des problèmes préoccupants.

Une meilleure gestion et maîtrise des « rejets urbains par temps de pluie » détérioration de la qualité des eaux, le bon état écologique des masses d'eau .

Une gestion alternative et intégrée s'appuyant sur les techniques de génie écologique, elles-mêmes valorisant les capacités naturelles d'épuration et filtration des eaux permet de ne pas devoir continuellement augmenter la capacité des réseaux unitaires, des tuyaux et des bassins de rétention en dur, qui sont sources de contraintes techniques, foncières, financières, environnementales, sociales, juridiques, de sécurité et de coûts futurs d'entretiens.

I.4.Principes d'une technique alternative

Les techniques alternatives de gestion des eaux de ruissellement sont basées sur un triple principe de fonctionnement

I.4.1. Stockage restitution

Il s'agit de stocker temporairement les eaux pluviales, en amont, pour, par un effet-tampon, ralentir et réguler les débits vers l'aval, un réseau d'assainissement, un réseau de collecte des eaux pluviales ou le milieu aquatique naturel de surface. À partir de ce débit, on dimensionne le volume à stocker en fonction de la pluie objective, en général la pluie décennale. Des objectifs de pluie plus rare (cinquantenaire ou centennale) peuvent être choisis en fonction de la sensibilité des espaces à protéger. Le débit de régulation adopté est généralement fixé à 10 l/s/ha. Il s'agit d'un bon compromis entre l'efficacité de la régulation et le prix croissant avec le volume calculé. Cependant d'autres débits de régulation peuvent être choisis lorsque l'aménagement est à l'amont d'une zone plus sensible. Les études ont montré que ce principe est très efficace pour lutter contre les inondations par débordement du réseau, mais relativement peu efficace pour lutter contre les pollutions du milieu naturel par déversement de temps de pluie. Dans certains cas, il pouvait même être néfaste à l'environnement, car une régulation du débit de fuite sur un bassin versant assaini par un réseau unitaire, pouvait en augmenter les volumes déversés dans le milieu naturel (phénomène de concomitance). Le syndicat interdépartemental d'assainissement de l'agglomération parisienne a constaté que la multiplication des ouvrages de stockage à la source, notamment dans les Hauts de Seine, avait pour conséquence de prolonger le fonctionnement de temps de pluie de la station

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

d'épuration d'Achères bien au-delà de la durée de la pluie. Cela se traduit par une baisse de la qualité d'épuration et une augmentation des pollutions de la Seine. Le volume stocké peut aussi servir de stockage temporaire avant infiltration plutôt que restitution à un réseau. Le dimensionnement se fait alors en fonction du débit d'infiltration prévu dans le sol.

I.4.1.1. Implications

Ce qui précède implique de gérer et si possible épurer l'eau au plus près de son point de chute, avec des solutions passives (ne dépendant pas de pompes, vannes, vannages et tuyaux qui risquent de se boucher, etc.), dès la toiture par exemple avec les terrasses végétalisées, ou près de la maison, avec des systèmes de noues et restauration de zones humides fonctionnelles (tels que des lagunages naturels qui épurent également l'eau, ce qui n'est pas le cas des égouts collectant les eaux pluviales). Éviter ou limiter le ruissellement, qui est un puissant facteur de pollution de l'eau et de

I.4.1.2. Avantages

- Lutte contre les inondations et les sécheresses;
- Réapprovisionnement des nappes souterraines;
- Coût réduit par rapport aux solutions classiques (tuyaux, pompes);
- Moindres rejets polluants dans le milieu naturel;
- Fiabilité (en développant des systèmes passifs et solutions éco-techniques les plus auto-entretenués possibles, par les processus éco systémiques naturels);
- Prise de conscience des citoyens sur la place de l'eau dans la ville et sur le fonctionnement du cycle de l'eau;
- Augmentation de la biodiversité favorisée par ces infrastructures incluant souvent de la végétation.

I.4.1.3. Inconvénients

Le colmatage est un des principaux problèmes de ces techniques alternatives basées sur la rétention et l'infiltration des eaux pluviales. Les eaux pluviales chargées en particules plus ou moins fines, en débris, en polluants ont tendance à se décanter, les débris vont alors se colmater à la surface des ouvrages et compromettent leur bon fonctionnement. Il est possible de s'en prémunir en installant ces infrastructures alternatives loin de l'activité humaine ou en privilégiant telle ou telle technique en fonction de l'usage qui est fait de l'espace autour de l'infrastructure (route, promenade piétonne, parking), des mesures de nettoyage ou de désengorgement préventives régulières doivent être menées, pour permettre d'assurer la pérennité des ouvrages.

Les ouvrages basés sur les techniques alternatives sont déconnectés des ouvrages classiques d'assainissement, la pollution est gérée à la source avec les risques que ça comporte. Dans le cas d'une mauvaise gestion les polluants peuvent s'infiltrer dans le sol et atteindre les nappes phréatiques, ces ouvrages alternatifs doivent donc être régulièrement surveillés afin de changer les

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

filtres à polluant pour maintenir la meilleure infiltration possible. Dans le cas des ouvrages à ruissellement direct, une couche de sable voire un géotextile, peuvent être placés sous les matériaux choisis afin de filtrer les polluants.

I.5. Exemples de Techniques Alternatives

I.5.1. Les puits d'infiltration

Les eaux de ruissellement sont collectées et acheminées vers l'ouvrage d'infiltration. Elles s'infiltrent par le fond du puits au travers d'un massif filtrant (cailloux, galets, graviers, granulats, sable...) entourés d'un géotextile.

Le puits est composé d'éléments préfabriqués de type buses perforées.

Ce type de dispositif est limité à cause des faibles capacités de stockage. Il peut être adapté à des petits bassins de collecte type habitation individuelle. Il peut également être installé en complément d'autres ouvrages type tranchée d'infiltration, noue ou bassin de rétention, permettant de limiter leur dimensionnement.[2]

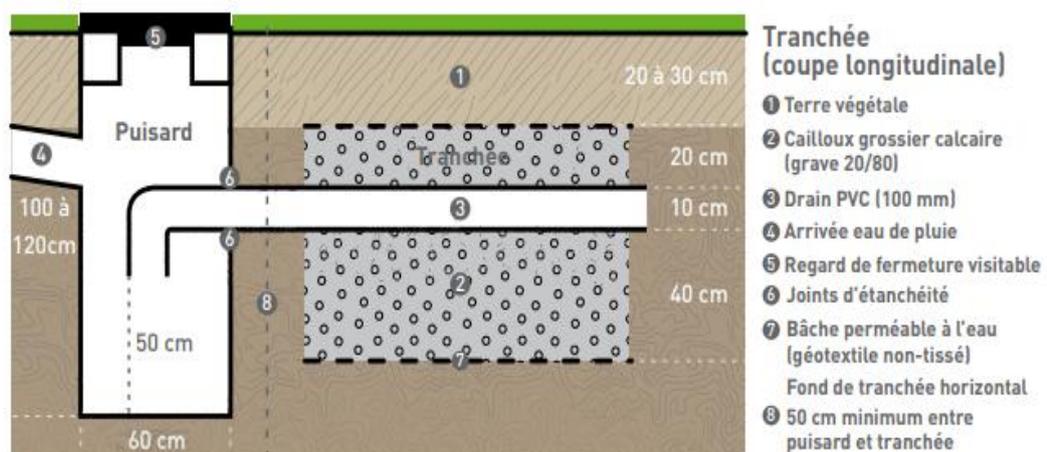


Figure 3 Les d'infiltration puits

I.5.1.1. Précautions constructives

Distance minimale de 3m par rapport aux arbres (risque d'intrusion racinaire) et de 5m par rapport aux bâtiments (humidification par capillarité) ;

Marge d'1m entre le fond du puits et le niveau haut de la nappe.

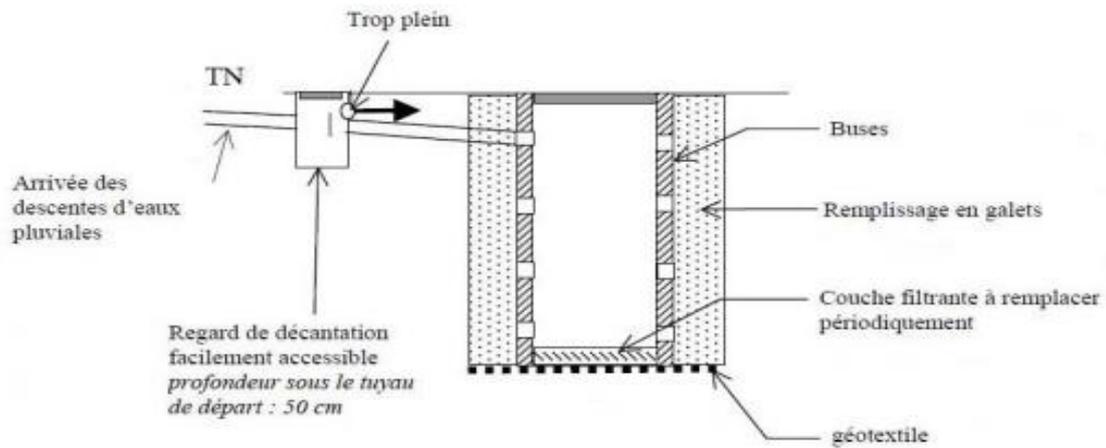


Figure 4 Les puits d'infiltration

I.5.1.2. Equipement

Regard de décantation à l'amont du puits afin de limiter les risques de colmatage ;

Accès au puits (tampon verrouillé en fonte, échellon d'accès...) ; Surverse vers un point de rejets sans risque (fossé, talweg) ;

Massif filtrant entouré d'un géotextile (remplaçable et ne devant pas modifier les vitesses d'infiltration). Suivant la pollution collectée, le massif filtrant peut-être adapté (nature et épaisseur), un départ siphoné peut être intégré afin d'éviter les départs de flottants. Précautions d'entretien : Les ouvrages doivent être visités au moins deux fois par an. Le massif filtrant doit être remplacé lorsque les temps d'infiltration sont supérieurs à 24 heures.

I.5.2. Tranchées d'infiltration ou absorbantes

L'eau de pluie est directement évacuée dans le sol par infiltration. Cette technique est applicable si la perméabilité du sol est suffisante ($K > 10^{-4}$ m/s) ou si le niveau de la nappe phréatique n'est pas au-dessus du fond de la tranchée. Elles sont équipées d'un orifice calibré vers le réseau d'eaux pluviales en cas de saturation de la nappe

I.5.3. Toitures et terrasses à réservoir

Les toitures sont dimensionnées pour supporter des charges de neige. Elles peuvent donc stocker une quantité importante de pluie. C'est le moyen de stockage le plus facile mais il n'est possible que pour des toits de faible pente. Les différents stockages s'effectuent au niveau des toitures terrasses planes (gravillonnée) et les cunettes placées longitudinalement en travers de la pente du toit. Les toitures terrasses planes ont un effet tampon important. En effet les abattements des débits de pointe sont de 30 à 70 % en fonction de l'importance des pluies. L'abattement est maximum pour les pluies brèves et intenses.

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

I.5.4. Les cuves de stockage

Pour les maisons individuelles, les communes préconisent souvent l'aménagement de cuves enterrées. Celles-ci permettent la rétention des eaux de toiture et leur évacuation dans le sol ou vers le réseau d'assainissement à l'aide d'orifices calibrés.

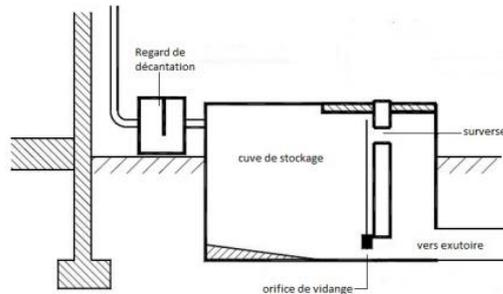


Figure 5 Précautions constructives

Enterrée ou non enterré suivant l'espace disponible et les contraintes d'exutoire.

Orifice de régulation du rejet et trop plein vers point de rejet ;

Regard de décantation à l'amont de la cuve pour limiter les dépôts ;

Accès à la cuve et aux regards (trappe) ;

Précautions d'entretien : La cuve doit être maintenue vide (orifice de régulation toujours ouvert). Si le riverain souhaite faire de la récupération d'eau, un volume complémentaire est nécessaire. Nécessité de contrôles périodiques (orifice de vidange opérationnel, dépôt...), notamment après les orages importants. Une vidange intégrale et un nettoyage sont à prévoir périodiquement (1 fois tous les deux ans à minima).

I.5.5. Rétention à ciel ouvert

Pour des surfaces actives plus importantes (cas des hangars agricoles), les eaux pluviales pourraient être dirigées vers des rétentions à ciel ouvert. Cette technique est intéressante car elle permet de soulager les collecteurs unitaires et pluviaux de la surface imperméabilisée des parcelles.

I.5.6. Tranchées drainantes

Elles doivent être situées à l'aval immédiat d'une surface imperméabilisée. Les eaux de ruissellement alimentent la tranchée par la partie supérieure maintenue poreuse (engazonnement ou revêtement perméable) ou par des avaloirs. Elles sont utilisées, après stockage provisoire, pour faciliter l'infiltration des eaux et les drainer vers un exutoire à vitesse réduite. Il faut connaître le débit de sortie admissible à l'aval de la tranchée afin de prévoir le dispositif de régulation.

L'entretien consiste à maintenir en bon état de fonctionnement les dispositifs d'injection de l'eau dans la tranchée.

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

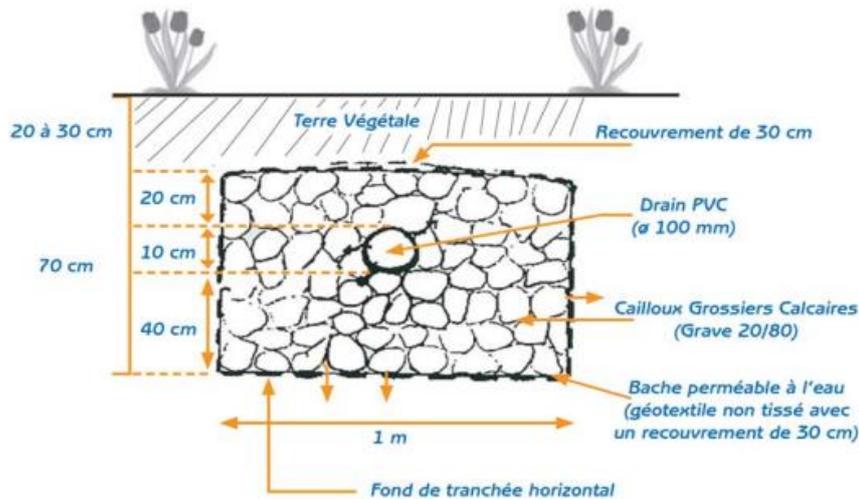


Figure 6 Tranchées drainantes

I.5.7. Noues

Il s'agit de fossés larges et peu profonds situés sur les espaces verts collectifs. La capacité de stockage est importante. Ils peuvent, soit se vidanger par le sol, soit être régulés par un dispositif à leur aval permettant une vidange. L'entretien consiste en un curage de fond, une tonte du gazon, une lutte contre la prolifération des mauvaises herbes et un entretien des ouvrages d'entrée et de sortie.[3]

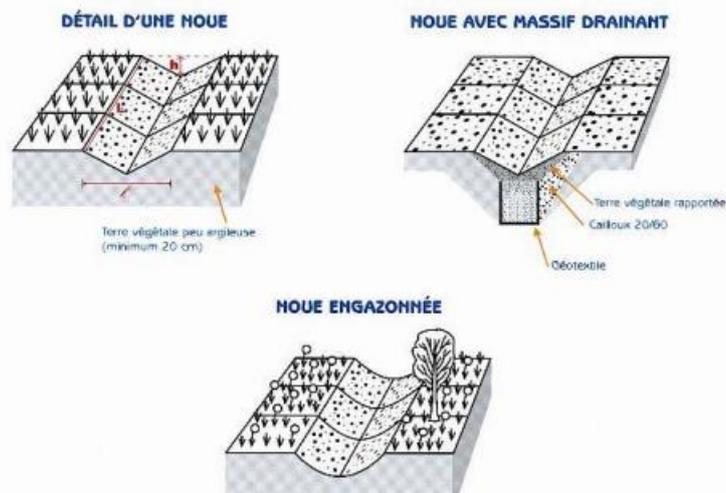


Figure 7 Chaussées poreuses

Cette solution est indiquée mais son coût élevé la confine à des secteurs fortement urbanisés et qui connaissent de gros problèmes de débordement.

Une chaussée poreuse est le résultat de la mise en place de trois couches successives de matériaux. Une couche de roulement en enrobé drainant constitue la couche superficielle. Une couche en

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

matériau drainant ou imperméable (pour des raisons de portance) forme la couche de base. Une couche de fondation en concassé (porosité de 20 à 30 %) permet de stocker l'eau de pluie.

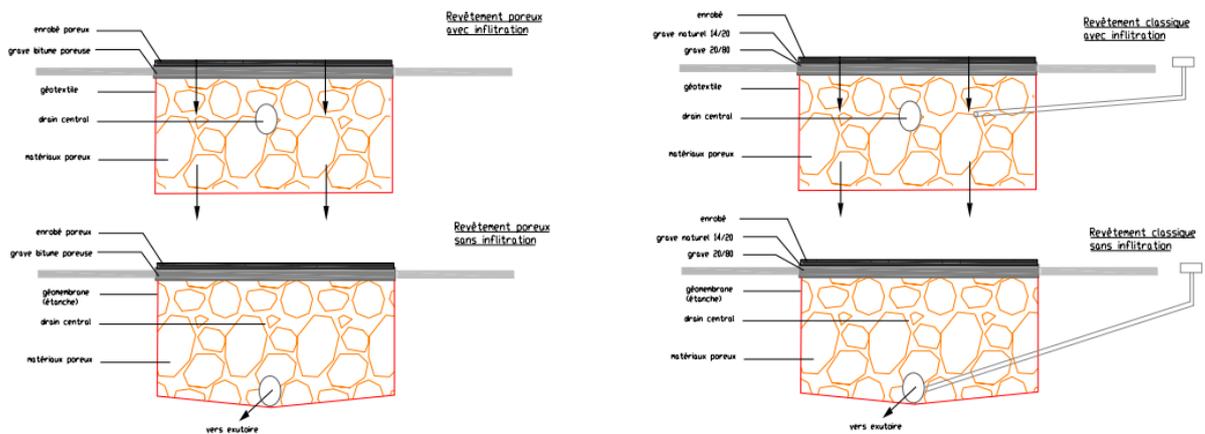


Figure 8 composants des chaussées poreuses

La couche de base permet le passage de l'eau entre la couche de roulement et la couche de fondation mais peut être également utilisée comme volume de stockage quand elle est perméable. L'eau stockée au niveau de la couche de fondation est restituée au sol par infiltration ou au réseau par des orifices calibrés. Ces structures font partie intégrante de la chaussée. Le stockage de l'eau n'impose donc pas de surépaisseur de la structure.

I.5.7.1. Noues d'infiltration

La noue d'infiltration a pour principe de recueillir et d'infiltrer l'eau de ruissellement sur place, après



Figure 9 Noues d'infiltration

son recueillement. Elle doit être conçue en accord avec le type de sol afin de permettre la meilleure infiltration possible. Lorsque ça n'est pas possible, la noue de transfert est privilégiée.

I.5.7.2. Noues de transfert

Elle a pour principe de recueillir les eaux de ruissellement et de les transférer vers l'aval, que ça soit vers un réseau d'assainissement, ou une infrastructure de drainage alternative (bassin inondable, champs inondables, ou autre). Une partie de l'eau écoulee s'infiltré lors du trajet, tout dépend du type de sol sur laquelle elle est aménagée, une partie est également évapotranspirée sur place.

Chapitre N° I Généralité sur les techniques alternatives

I.5.8. Bassin sec

Le bassin sec est vide la majeure partie du temps, il se remplit surtout lors d'éléments pluvieux d'envergure, l'eau est ensuite infiltrée ou dirigée vers un exutoire lors d'événements intenses pour éviter les débordements.

I.5.9. Bassin en eau

Le bassin en eau (ou bassin à retenue permanente) est rempli en permanence, il peut être alimenté par une source d'eau supplémentaire que les seules eaux pluviales. Il possède une fonction paysagère et peut être valorisé pour améliorer le cadre de vie des populations qui le côtoient.

I.6. Conclusion

Il est maintenant clair que les solutions alternatives sont techniquement viables et économiquement plus intéressantes dans la plupart des cas. Elle s'applique particulièrement aux eaux pluviales qui entrent en contact avec les toits ou les espaces verts, contrairement aux eaux pluviales qui entrent en contact avec les routes qui sont plus polluées et sujettes à la contamination croisée.

Il est trop tard pour répondre à la nécessité d'un accès régulier à ces réseaux pour éviter les dangers de la grêle, voire les dangers de contamination des nappes phréatiques (canaux de drainage, puits, mares).

Ces technologies permettent de réduire les flux à des coûts intéressants mais impossibles

Définition simple et acceptable de tous ces problèmes à la mise en œuvre complexe car souvent nécessaire à l'entrepreneur en complément d'autres solutions.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction

Chaque projet infrastructurel nécessite toujours des informations rigoureuses et détaillées sur la zone d'étude pour le but de connaître les propriétés du site ainsi que les facteurs et les contraintes influençant sur la réalisation du projet

II.2. Situation géographique

La Wilaya de Ghardaïa se situe au centre de la partie Nord du Sahara. Elle est issue du découpage administratif du territoire de 1984. L'ensemble de la nouvelle Wilaya dépendait de l'ancienne Wilaya de Laghouat.

Elle est caractérisée par des plaines dans le Continental Terminal, des régions ensablées, la Chebka et l'ensemble de la région centrale.

La wilaya de Ghardaïa est limitée :

- Au Nord par la Wilaya de Laghouat (190 km)
- Au Nord Est par la Wilaya de Djelfa
- A l'Est par la Wilaya d'Ouargla (190 km)
- Au Sud par la Wilaya d'El-Menia (270 km)
- A l'Ouest par la Wilaya d'El-Bayad.[4]

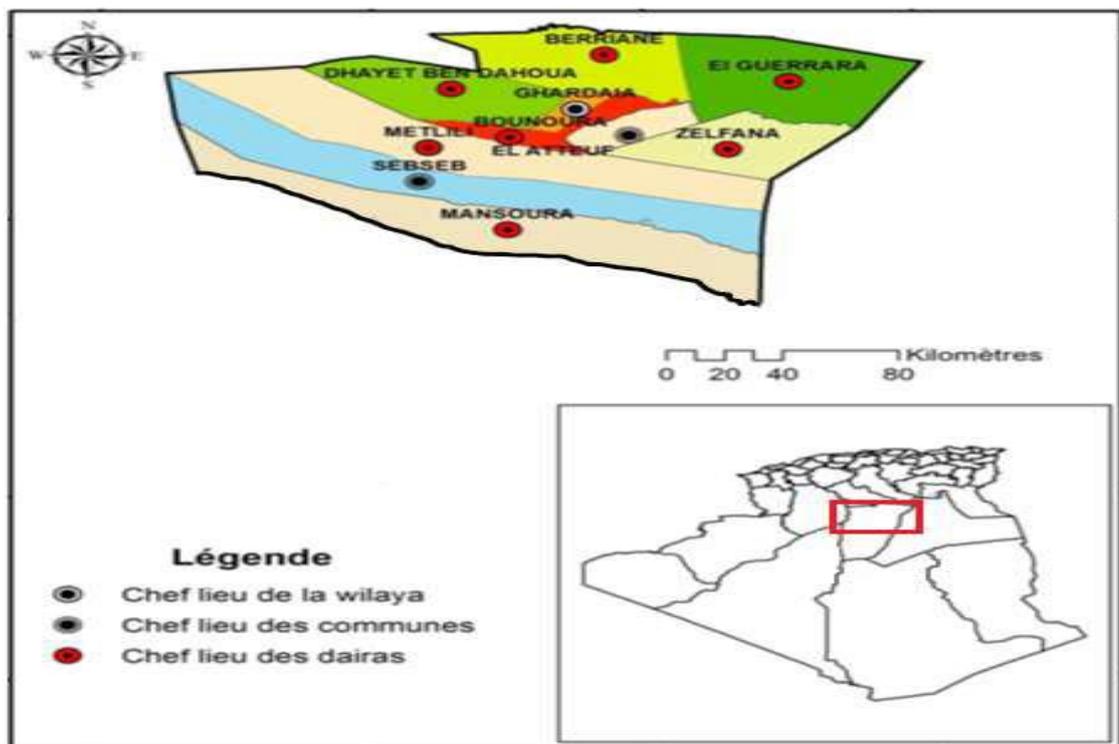


Figure 10 Carte géographique de Ghardaïa (KRAIMAT, 2019 ; modifiées)

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

Ghardaïa est une commune de la wilaya de Ghardaïa en Algérie, dont elle est le chef-lieu, située à 600 km au sud d'Alger, elle est la capitale de la vallée du Mzab.

Ghardaïa fait partie du patrimoine mondial et elle est considérée comme site touristique d'importance majeure en Algérie, de par son architecture et son histoire.

Le territoire de la commune de Ghardaïa est situé au Nord de la wilaya de Ghardaïa, et elle est la ville la plus importante de la Pentapole (cinq villes) du Mzab. Elle est située en amont de la vallée, et s'organise autour d'une colline.

II.3. Géologie de la région

La centrale de la chebka (Dorsale du M'Zab), caractérisée par un relief cisailé, ravine et serpenté d'innombrables oueds

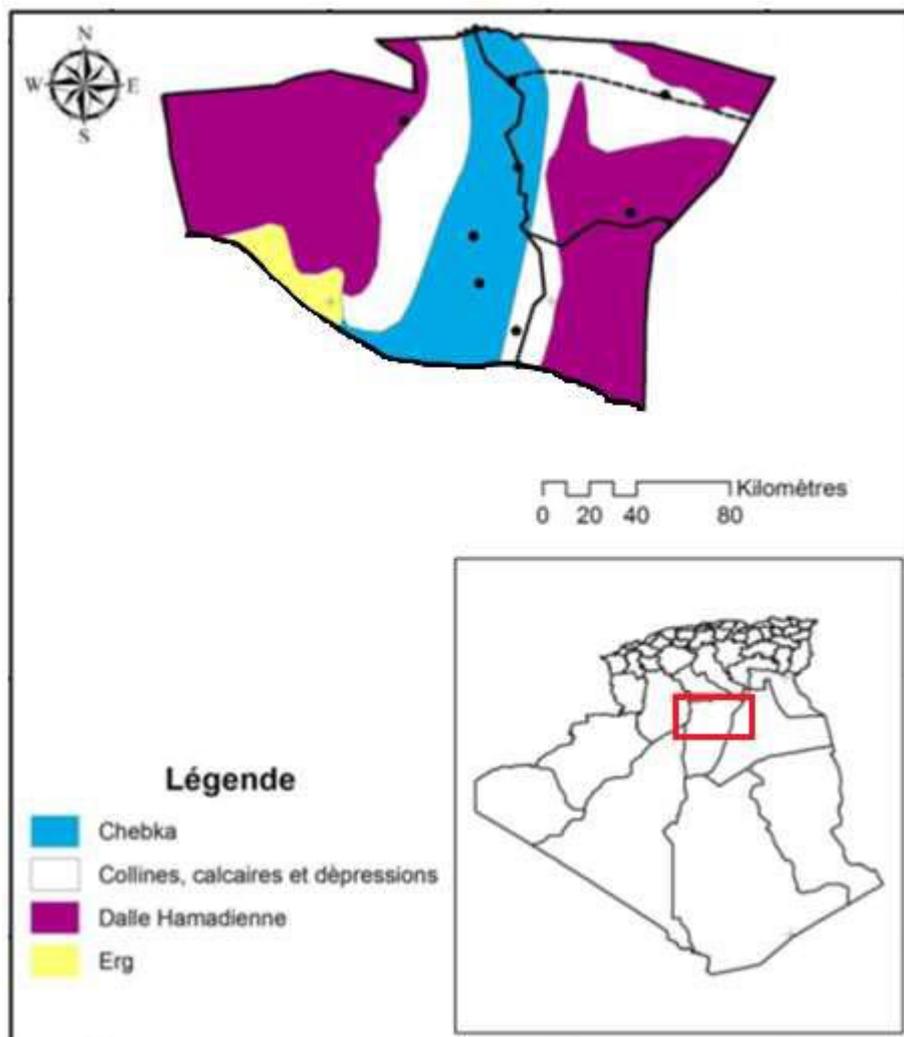


Figure 11 Situation géographique et géomorphologie de la région de Ghardaïa (KRAIMAT, 2019 ; modifiées)

La forme géologique générale de la région se compose de :

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

- Les ergs (massifs de dunes).
- Les Regs, (plaines caillouteuses).

La majorité des sols sont pierreux, Le substratum géologique est constitué de calcaires, dolomies et marnes d'âge Turonien. On distingue aussi, le long de la vallée des dépôts alluvionnaires d'âge quaternaire. Ces alluvions sont constituées de sables fins et grossiers (mêlés à des limons et des argiles), gravillons, galets consolidés. (BG- étude d'impact ENHPC1996,

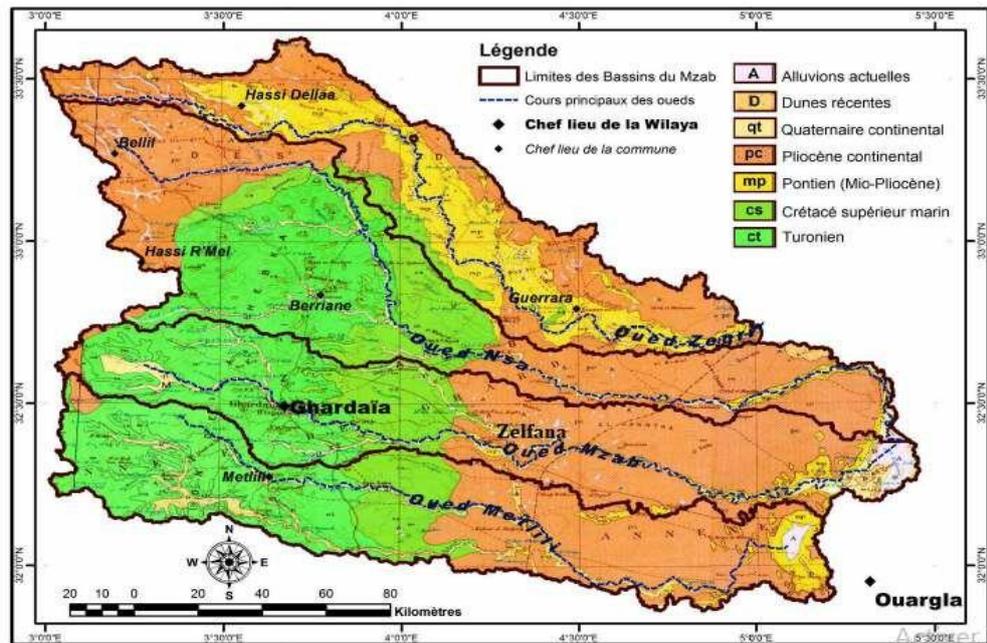


Figure 12 Carte géologique de la région de Ghardaïa (BENSLAMA, 2021).

Une nouvelle extension de la ville vient s'installer sur le plateau vers Alger (Bouhrawa) pour desservir les nouveaux projets d'urbanisme et l'activité économique dans la région.

II.4. Hydrogéologie de la région

Les formations géologiques de la région contiennent deux aquifères : l'aquifère des alluvions qui contient la nappe phréatique plus ou moins profonde, exploitée par des puits donnant de faibles débits, et en profondeur l'aquifère du continental intercalaire formation qui a pour réserve la nappe albienne qui constitue la ressource principale d'eau potable[5]

II.4.1. Aquifère des alluvions

L'aquifère des alluvions renferme la nappe phréatique qui alimentait autrefois l'Oasis. Elle était située entre 40 et 70 m de profondeur. La nappe phréatique, aujourd'hui moins sollicitée, reçoit de plus en plus d'eaux d'infiltration provenant de l'irrigation et du rejet des eaux usées fosses septiques. La pollution de cette nappe phréatique est essentiellement d'origine domestique. Cette nappe a tendance à remonter fortement. (BG-ENHPC, Etude d'impact 1996)

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

Selon une étude de la D.R.H. d'août 1994, la profondeur de la nappe n'est plus que de 20 m à l'amont (commune de Daïa) et de 2 à 10 m à l'aval (commune d'El Atteuf)[4].

La salinité est élevée, atteignant 9 à 17 % à El Atteuf. (BG-ENHPC, étude d'impact 1996)

II.4.2. Aquifère du Continental Intercalaire

Cet aquifère semi-artésien est surexploité par de nombreux forages se situent dans toute la vallée, avec la technologie moderne et les outils mis à disposition, le forage est devenu facile à faire et banale.

Mais le problème que rencontre l'Albain c'est la surexploitation qui cause le rabattement de cette dernière :

- 6,25 m entre 1956 et 1970
- 10.8 m entre 1970 et 1981
- 47 m en 2010

II.5. Précipitation moyenne annuelle

Les systèmes perturbants entraînant des précipitations sur la région sont liés, généralement, aux déplacements des fronts polaires, méditerranéens et des alizés méridionaux. Les précipitations engendrées peuvent être des importantes averses orageuses. (Dubief, 1953) A localiser la vallée du M'Zab entre l'isohyète 100 et 50 mm Conventionnellement, l'isohyète 100 mm est pris comme limite nord du domaine du désert. Le trait essentiel qui s'en dégage, une évolution latitudinale des précipitations avec une diminution du Nord vers Sud. [4]

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

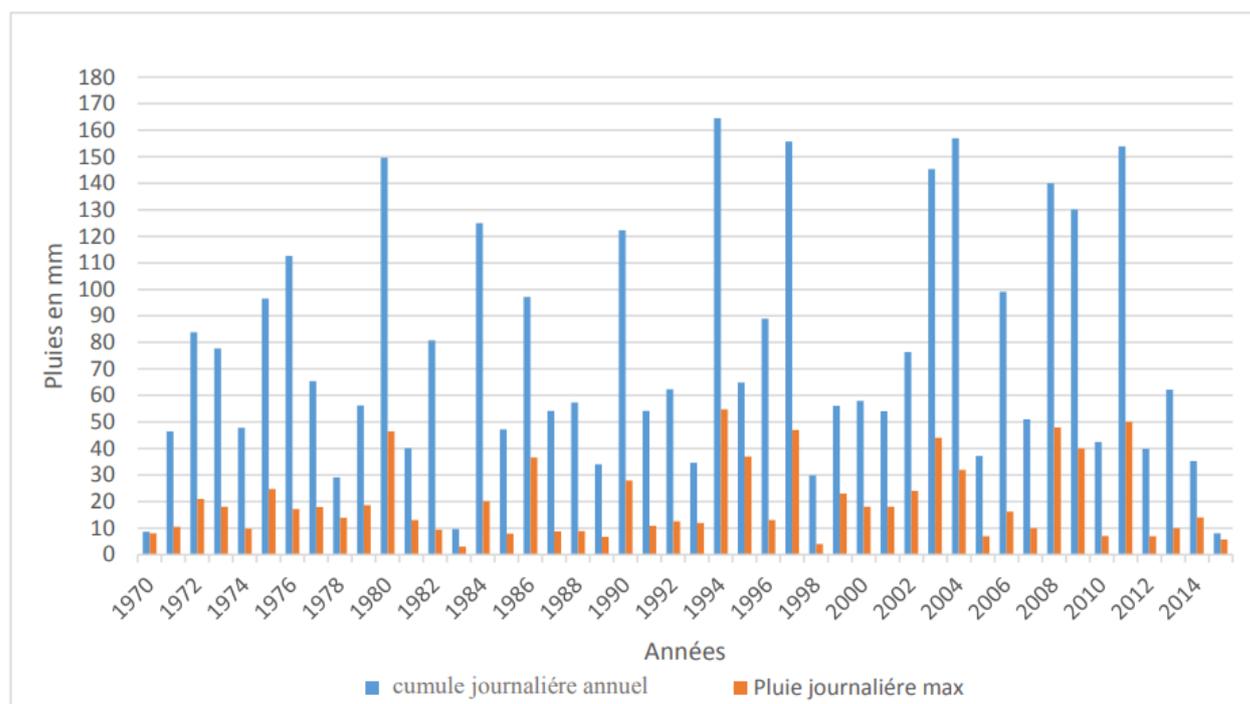


Figure 13 Histogramme des cumules annuelles et pluies journalières maximales 1970-2015 (OULED BELKHIR Cheikh 2015)

La moyenne annuelle calculée durant la période 1970-2015 est de 66 mm . Les pics les plus remarquables sont ceux de 1994 représentant l'année la plus pluvieuse de la série, et celui de 1983 qui représente l'année la plus sec (moins pluvieuse), les pics du graphique sont plutôt, hétérogènes à l'exception de certaines années présentant des volumes de précipitations annuels proches les uns des autres. Nous remarquons que les années allant de 1981 à 1991 reçoivent le même cumul annuel. La (Figure II-8) représente l'Histogramme de pluies journalières maximales dans les années de notre étude avec un cumul annuel portant sur une période de 44 ans.

II.5.1. Les précipitations maximales journalières

Dans les régions arides le caractère exceptionnel de certaines pluies tombées en 24h est très important à considérer puisqu'elles peuvent être à l'origine du ruissellement des Oueds (Pierre Michel A.R., 1996). Il s'agit des hauteurs de pluie tombées en 24 heures, de 6 heures du matin le jour jusqu'à 6 heures le lendemain $j + 1$, la hauteur étant portée au jour j . Elles peuvent être assimilées à une intensité de pluie en 24h. Plusieurs méthodes d'évaluation des crues utilisent ces hauteurs de pluie journalières qui sont donc une caractéristique importante. Ces données sont généralement plus disponibles que les intensités par intervalles de temps plus petits. (6)

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

Tableau N° 2 Étude statistique de précipitations maximales journalières(OULED BELKHIR Cheikh 2015)

Année	Pluie j maximale (mm)	Année	Pluie j maximale (mm)	Année	Pluie j maximale (mm)	Année	Pluie j maximale (mm)
1970	4	1981	13	1992	12,6	2003	44
1971	10,5	1982	9,4	1993	11,9	2004	32
1972	21	1983	3	1994	54,8	2005	7
1973	18,1	1984	20,07	1995	37	2006	16,2
1974	9,8	1985	7,87	1996	13	2007	10
1975	24,7	1986	36,6	1997	47	2008	48
1976	17,2	1987	8,8	1998	4	2009	40
1977	17,9	1988	8,9	1999	23	2010	2.8
1978	11,3	1989	6,7	2000	18	2011	50
1979	18,6	1990	27,9	2001	18	2012	10
1980	46,5	1991	10,9	2002	24	2013	5
2014				2			
2015				3			

II.6. Contexte climatique

La région de Ghardaïa est caractérisée par un climat saharien aride. Le taux des précipitations annuelles recueillies est (71.4 mm), avec une lame d'eau maximale enregistrée au mois de septembre (19.2 mm) tandis que le mois de Juillet est le plus sec (1.3 mm). La température moyenne annuelle est de l'ordre de (22.2°C), avec un maximum de (33.5°C) enregistrée au mois de Juillet.

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

Tableau N° 3Evaporation, Evapotranspiration et insolation mensuelles(ONM Ghardaïa 1990-2015)

Mois	Sp	Oc	Nv	De	Jv	Fe	Ma r	Av	Ma	Jn	Jt	At	AN
Évaporation (mm)	225	143	96	59	76	102	143	188	250	310	309	276	2178
Insolation (Nbr h/mois)	272	262	245	233	321	245	259	299	328	335	358	328	3400

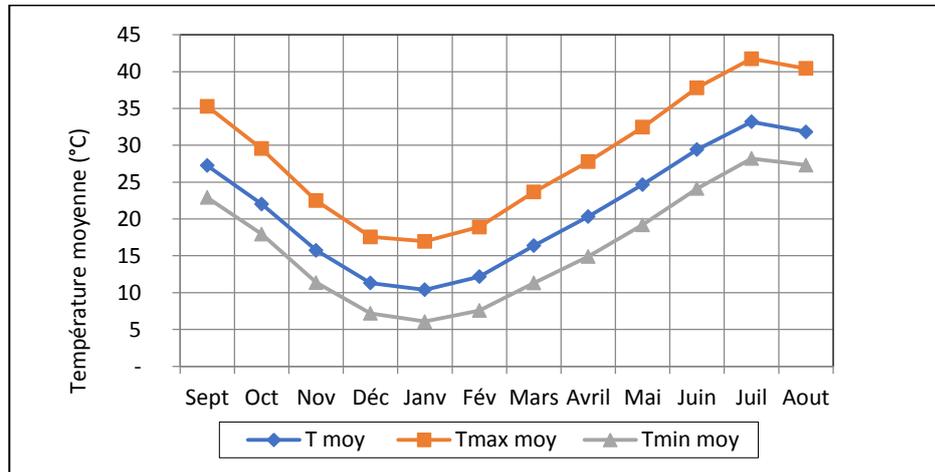


Figure 14Températures moyennes mensuelles, minimales et maximales (ONM Ghardaïa 1990-2015)

A partir des données exposées, on peut déduire les interprétations suivantes. La valeur moyenne annuelle enregistrée pour la période considérée est de 22,3 °C. La période chaude s'étend du mois de mai à octobre pendant laquelle les températures mensuelles sont supérieures à la moyenne annuelle.

La période froide commence au mois de novembre jusqu'au mois d'avril.

La température moyenne la plus basse apparaît au mois de janvier avec 10,4 °C, alors que la plus élevée se présente en juillet où elle atteint 33,2°C.

Les plus fortes amplitudes thermiques sont rencontrées en période estivale oscillant entre 13 à 15 °C. Ceci est l'une des caractéristiques du climat du domaine continental du Sahara septentrional(6)

II.7. L'évaporation

L'évaporation mesurée sous l'abri par l'évaporomètre de Piché est de l'ordre de 3110 mm/an à savoir 35 fois plus grande que la pluviométrie. Avec un maximum au mois de Juillet de l'ordre de 418 mm et un minimum de 105 mm obtenue au mois de Janvier. CES valeurs élevées sont reliées à la forte température et aux vents violents.

Tableau N°03'évaporation moyenne mensuelle de Ghardaïa (1998 -2018)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Evap (mm)	281	188	127	130	105	128	183	263	313	370	418	376

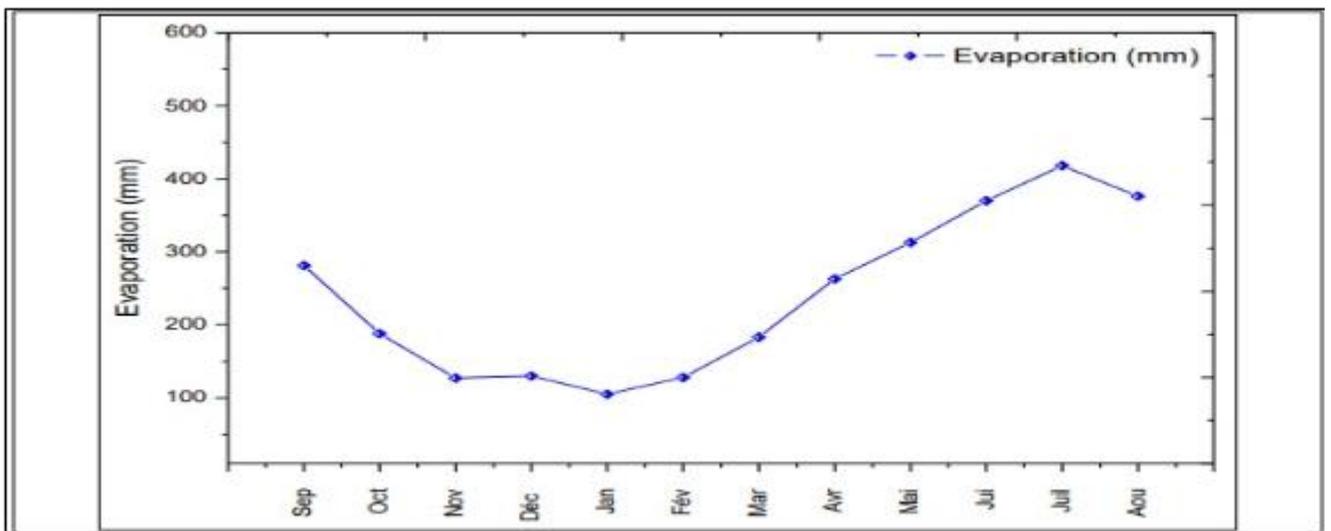


Figure 15 Evaporation mensuelle de la région de Ghardaïa.

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

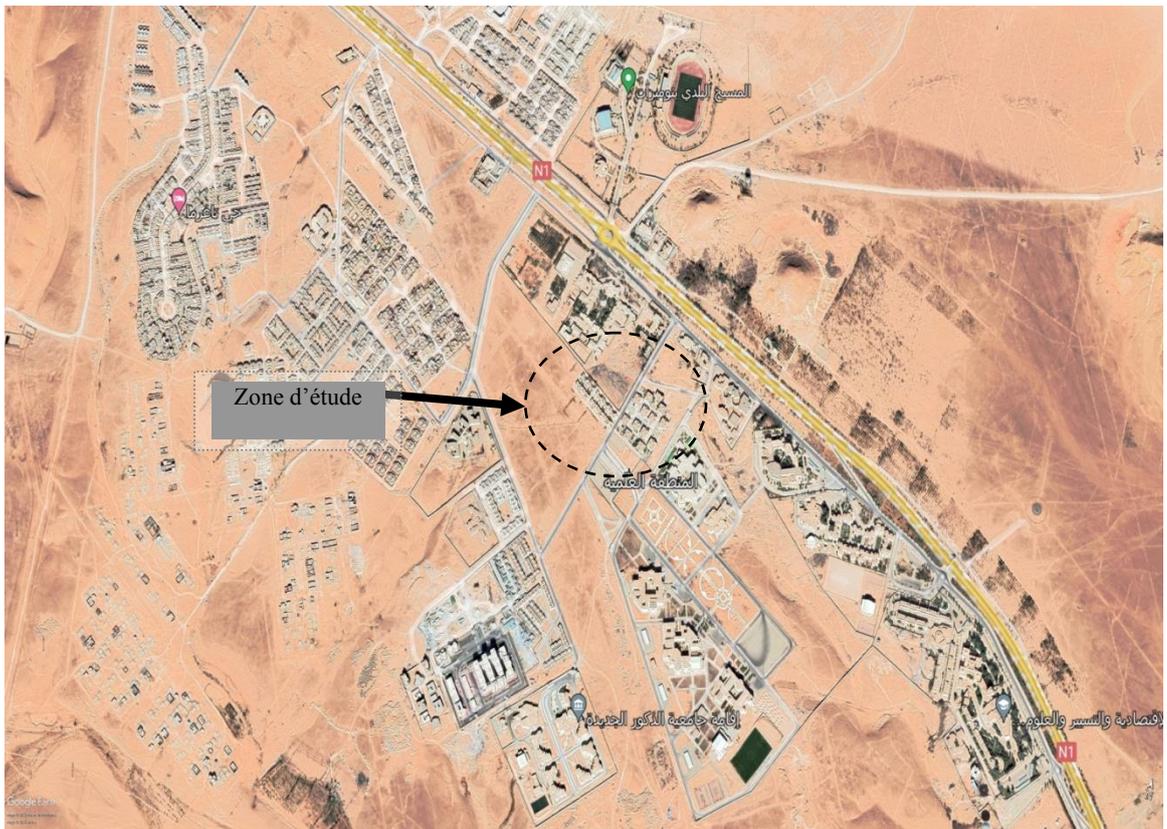


Figure 16 zone scientifique de la ville de GHARDAIA



Figure 17 Zone d'étude

Le quartier résidentiel se compose de 70 logements. Par estimation le nombre d'habitant est de nombre des logements *tol=70 x5 =350 habitants (tol : taux d'occupation par logements =05)[6].

Chapitre N° II Présentation de la zone d'étude

II.8. Conclusion

Notre zone d'étude fait partie parmi les régions arides et semi-arides. Elle est située à 14 km du centre ville de Ghardaia et se trouve dans les massifs calcaires du val de M'ZAB se caractérisant par 4 couches géologiques : Quaternaire, Touranien, Cénomane, Albien. Le climat de la région est connu par son aridité marquée notamment par la faiblesse et l'irrégularité des précipitations (max 16mm) d'une part, et des fortes températures dépassent 30°C pendant le mois de Juin (max moy 32.93°C) et juillet (max moy 34.69°C) d'autre part. Cette aridité n'est pas causée seulement par le manque de pluies, mais aussi par une forte évaporation qui constitue l'un des facteurs climatiques majeurs actuels qui règnent dans la région à partir de ces hautes températures et faibles précipitations (avec une moyenne de 66 mm) acquièrent un climat saharien hyper aride de notre zone d'étude.

Chapitre III

Conception et dimensionnement du réseau pluvial

III.1. Introduction

La multiplication des inondations dans les villes est indiscutablement liée à la densification de la ville. La mise en place de réseaux séparatifs, séparant ainsi les eaux usées et les eaux pluviales, a permis de soulager les réseaux unitaires qui transportaient à la fois les eaux pluviales et les eaux usées. De ce fait, les réseaux spécifiques d'eaux pluviales ont été dimensionnés de façon à supporter des débits plus importants qu'auparavant.

Dans ce chapitre, nous avons calculé les diamètres des canalisations en tenant compte les conditions et les normes d'écoulement ainsi qu'en fonction de ce qui est disponible sur le marché.

Pour la projection du réseau pluvial, nous avons utilisé le logiciel COVADIS dont la description a été inclus dans ce chapitre.

III.2. Présentation de logiciels COVADIS

Covadis est un logiciel édité par la société Géomédia à Brest (29). Il fonctionne avec AutoCAD 3D. Il est destiné aux bureaux d'études et entreprises de travaux publics, aux Géomètres, Topographes, Services techniques de Mairies, Communautés de communes,



Figure 18 Logiciels COVADIS

Plusieurs fonctions de calcul existent dans le logiciel Covadis (Figure 1), dont :

- Lecture des carnets de terrain des appareils topographiques,
- Calcul de polygones,
- Calculs des points rayonnés,
- Interprétation d'une géocodification

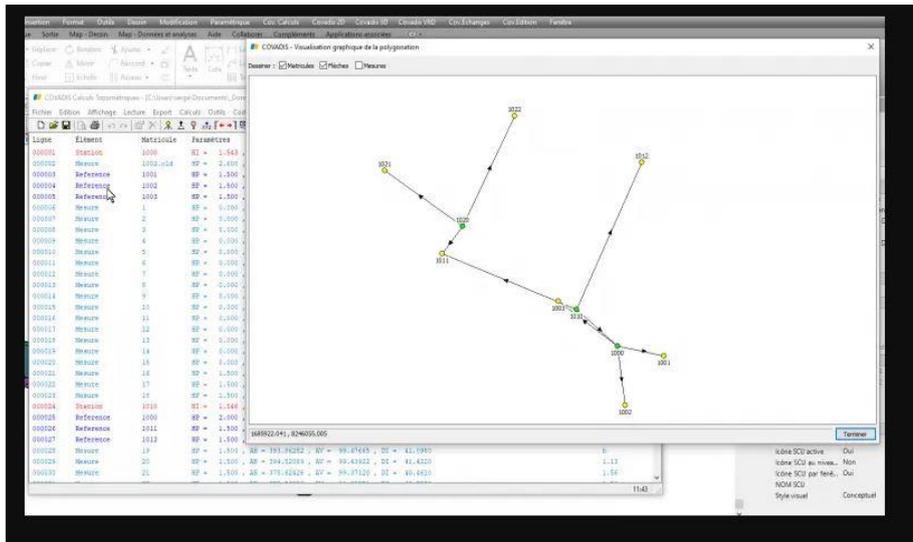


Figure 19 Calculs topographiques

Dans le logiciel Covadis, on trouve un module pour la Voirie et Réseaux Divers (VRD), qui englobe :

- Le module multi-plateformes : Calcul des cubatures générées par des plateformes de différentes natures (bassin, bâtiments, voiries, trottoirs, ...)
- Les fonctions de Projet routier par profil type : Mètres d'un projet de voirie mono-axe par l'application de profils en travers types le long d'un axe de profil en long
- Le module Réseaux humides et secs : quantitatifs de terrassement et de tuyaux ou réseaux nécessaires à un projet VRD

Covadis rajoute à AutoCAD un ensemble de menus et de barres d'outils qui s'intègrent parfaitement à l'interface du logiciel de DAO. Il est recommandé de connaître les fonctionnalités de base d'AutoCAD avant d'aborder une formation Covadis. En effet, celui-ci manipule et crée des objets AutoCAD ce qui permet de communiquer avec vos clients et fournisseurs au format DWG même s'ils n'ont pas Covadis.[7].

III.3. Calcul hydrologique

Afin de réaliser une étude hydrologique il est nécessairement de faire une enquête préalable pour objet de fournir les informations suivantes :

- Quel est le devenir des eaux de ruissellement pluviales recueillies ?
- Comment limiter tout risque de dommage par inondations ?
- Est-il possible de choisir une solution alternative mieux adaptée, plus économique que lamise en place de canalisations.

L'étude porte sur :

- La connaissance du terrain et des pratiques du voisinage,
- La connaissance du fonctionnement hydrologique du bassin (pluviométrie, localisation des écoulements des débits attendus, topographie, taux d'imperméabilisation),
- L'existence et la capacité de l'exutoire (débit maximum de rejet),
- La recherche des zones où il est possible d'infiltrer ou de prévoir des équipements de rétention (perméabilité des sols et sous-sols, propriétés mécaniques du sol sous l'influence de l'eau, fluctuation de la nappe, risque de pollution de la nappe),
- La qualité des eaux de ruissellement (si rejet dans un milieu naturel de bonne qualité).

III.3.1. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation pour une durée «T» et une fréquence «F» il faut :

1. Analyser les données pluviométriques.
2. Faire choisir la loi qui ajuster les résultats.
3. Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Et finalement, obtenir la valeur de l'intensité moyenne de précipitations.

III.3.2. Etude statistique des précipitations maximales journalières

Les précipitations sur la zone de Ghardaïa (qui est une partie de Sahara Septentrionale) sont toujours lieu sous forme des pluies. Ces dernières sont caractérisées par leur faible importance quantitative et les pluies torrentielles sont rares.

Elles sont liées aux perturbations soudano-sahariennes ou sahariennes. Cette insuffisance de pluies sahariennes est accompagnée d'une irrégularité très marquée du régime pluviométrique et d'une variabilité interannuelle considérable, ce qui accentue la sécheresse. (Dubief, 1953).

Après l'étude d'observation enregistrée entre 1970 et 2015, la précipitation journalière maximale été conclue à 54.8mm. [4]

Table 4 Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa (1970-2015)

Année	Pluie j max (mm)						
1970	4	1981	13	1992	12,6	2003	44
1971	10,5	1982	9,4	1993	11,9	2004	32
1972	21	1983	3	1994	54,8	2005	7
1973	18,1	1984	20,07	1995	37	2006	16,2
1974	9,8	1985	7,87	1996	13	2007	10
1975	24,7	1986	36,6	1997	47	2008	48
1976	17,2	1987	8,8	1998	4	2009	40
1977	17,9	1988	8,9	1999	23	2010	2,8
1978	11,3	1989	6,7	2000	18	2011	50
1979	18,6	1990	27,9	2001	18	2012	10
1980	46,5	1991	10,9	2002	24	2013	5
						2014	2
						2015	3

III.3.3. Courbe IDF

La courbe IDF est une relation entre l'intensité moyenne maximale i de pluie (mesurée en mm/h), la durée de référence ou résolution (ou durée d'agrégation) de cette pluie (mesurée en minutes) et la période de retour de l'événement pluvieux T (mesurée en années).

Dans ce présent travail, nous avons utilisé les courbe IDF des résultats trouvé par Dr.OuledBelkhir Cheikh (2015) et qui sont montré dans le (Tableau N5) et la (Figure N21)

Tableau5 Intensités maximales en mm/h de durée t (h) et de période de retour T (an).

Durée de L'averse (h)	Période de retour (an)						
	2	5	10	20	50	100	1000
0,25	9,23	15,39	19,49	25,13	33,34	40,01	67,19
0,5	6,31	10,51	13,31	17,17	22,77	27,33	45,89
0,78	4,85	8,09	10,24	13,21	17,52	21,02	35,31
1	4,31	7,18	9,09	11,72	15,55	18,66	31,35
2	2,94	4,90	6,21	8,01	10,62	12,75	21,41
4	2,01	3,35	4,24	5,47	7,26	8,71	14,62
6	1,61	2,68	3,39	4,38	5,81	6,97	11,70
12	1,10	1,83	2,32	2,99	3,97	4,76	7,99
24	0,75	1,25	1,58	2,04	2,71	3,25	5,46

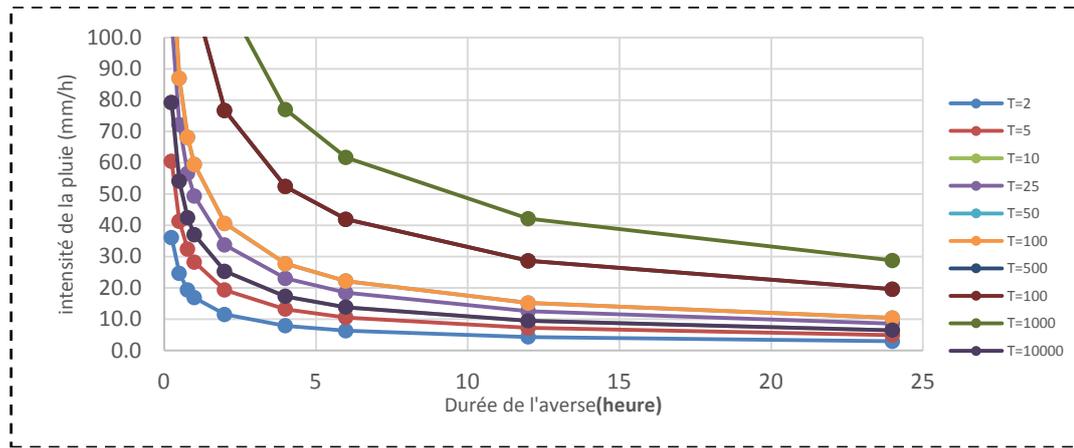


Figure 20 Courbe IDF de la station de Ghardaïa (1970-2015)

III.4. Calcul Hydraulique

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite l'étape initiale c'est la détermination des débits des eaux pluviales à évacuer.

Les eaux pluviales comprennent les eaux de pluies et les eaux de drainage Le problème de l'évacuation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait l'objet de nombreuses études théoriques, on peut citer deux méthodes principales d'évacuation des débits pluviaux :

- ❖ Méthode rationnelle.
- ❖ Méthode superficielle.

III.4.1. Méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

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 « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (m^3/s) \quad (III.4)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (m^3/s)

Cr : coefficient de ruissellement

A : surface de l'aire d'influence (ha)

i : intensité de précipitation (mm/h)

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin. $\alpha = 1$ [8]

III.4.2.Méthode superficielle.

L'inconvénient majeur de la méthode rationnelle réside dans l'estimation souvent laborieuse des temps de concentration. De plus cette méthode ne tient pas compte de la distribution spatiale des précipitations (variations de l'intensité) et surtout de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant. L'aménagement proposé par l'ingénieur CAQUOT vers 1940 permet de tenir compte de ces deux derniers facteurs et de s'affranchir de l'estimation de t_c . Cette méthode dite « superficielle » est fondée sur la conservation des volumes mis en jeu dans le ruissellement. Elle a ensuite été améliorée par le groupe de travail chargé d'élaborer les instructions INT 77, notamment par M. Desbordes de l'université de Montpellier.[8]

III.4.2.1. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement C_r est à déterminer comme un facteur de contraction du débit. Aussi, dans l'application de la méthode rationnelle, C_r doit être évalué le plus justement possible, car il doit englober de nombreux paramètres comme la perméabilité des sols, l'influence de topographie et l'urbanisation du bassin, etc.

Suivant les types de sols ou d'occupation des sols, on pourra se référer aux valeurs fournies à titre indicatif dans les tableaux III.6 et les valeurs données au tableau III.7 sont considérées sans aucune mesure compensatoire pour limiter la génération des débits pluviaux. [4]

Tableau 6 valeur de coefficient de ruissellement suivant le type de surface (I=pente)(guide technique de l'assainissement)

Nature de la surface	Le coefficient de ruissellement C_r
Pavage, chaussées Revêtues, pistes ciment	$0.70 \leq C_r \leq 0.95$
Toitures et terrasses	$0.70 \leq C_r \leq 0.95$
Sols imperméables avec végétation :	
$I < 2\%$	$0.13 \leq C_r \leq 0.18$
$2\% \leq I \leq 7\%$	$0.18 \leq C_r \leq 0.25$
$I > 7\%$	$0.25 \leq C_r \leq 0.35$
Sols perméables avec végétation :	
$I < 2\%$	$0.05 \leq C_r \leq 0.10$
$2\% \leq I \leq 7\%$	$0.10 \leq C_r \leq 0.15$
$I > 7\%$	$0.15 \leq C_r \leq 0.20$

Tableau 7 valeur de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol (*guide technique de l'assainissement*)

Nature de la surface	Le coefficient de ruissellement Cr
Commercial	$0.70 \leq Cr \leq 0.95$
Résidentiel :	
Lotissement	$0.30 \leq Cr \leq 0.50$
Collectif	$0.50 \leq Cr \leq 0.75$
Habitat dispersé	$0.25 \leq Cr \leq 0.40$
Industriel	$0.50 \leq Cr \leq 0.80$
Parc et jardin public	$0.05 \leq Cr \leq 0.25$
Terrains de spot	$0.10 \leq Cr \leq 0.30$
Terrains vagues	$0.05 \leq Cr \leq 0.15$
Terrains agricoles :	
Drainées	$0.05 \leq Cr \leq 0.13$
Non drainées	$0.03 \leq Cr \leq 0.07$

III.4.3. Surface de l'aire d'influence

Notre zone d'étude est une surface de 32183 m² (A= 3.218 hectares)

Pour déterminée notre exutoire on choisir le point le plus bas situé sur la limite de notre aire

Selon la distribution des logements, on peut deviser cette aire en trois zones (figure III.22)



Figure 21 répartition l'aire d'étude à des zones

Zone 1 : $A_1 = 0.9691 \text{ ha} = 9691 \text{ m}^2$.

Zone 2 : $A_2 = 0.9470 \text{ ha} = 9471 \text{ m}^2$.

Zone 3 : $A_3 = 1.3022 \text{ ha} = 13022 \text{ m}^2$.

Pour déterminée l'intensité maximale de pluie onchoisit :

La durée de pluie $t = 0.25 \text{ h}$.

Le période de retour $T = 10 \text{ ans}$.

Donc $i = 19.49 \text{ mm/h} = 19.49 \times 10^{-3} / 3600 = 5.41 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ (tableau III.5)

D'après le tableau III.6 le coefficient de ruissellement dépend de la nature de surface.

$0.70 \leq Cr \leq 0.95$ on prend $Cr = 0.85$.

III.4.4 Calcul le débit pluvial

Dan chaque zone :

$$Q_1 = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A_1 = 1 \times 0.85 \times 19.49 \times (10^{-3}/3600) \times 0.9691 \times 10^4 = 0.0446 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_2 = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A_2 = 1 \times 0.85 \times 19.49 \times (10^{-3}/3600) \times 0.9470 \times 10^4 = 0.0436 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_3 = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A_3 = 1 \times 0.85 \times 19.49 \times (10^{-3}/3600) \times 1.3022 \times 10^4 = 0.0599 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Dan chaque tronçon :

✓ Tronçon N° 01 (N1-N2) :

$$Q_{\text{tronçon N°01}} = Q_1 = 0.0446 \text{ m}^3/\text{s}.$$

✓ Tronçon N° 02 (N2-N3) :

$$Q_{\text{tronçon N°02}} = Q_1 + Q_2 = 0.0842 \text{ m}^3/\text{s}.$$

✓ Tronçon N° 03 (N4-N3) :

$$Q_{\text{tronçon N°03}} = Q_3 = 0.0599 \text{ m}^3/\text{s}.$$

✓ Tronçon N° 04 (N3-N5) :

$$Q_{\text{tronçon N°04}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 0.1481 \text{ m}^3/\text{s}.$$

III.5. Schéma du réseau d'évacuation les eaux pluviales

La schématisation du réseau d'évacuation est basée d'une part sur la répartition des logements

des voiries et d'autre part sur les courbes de niveau, et l'exutoire.

A l'aide de logiciel AUTOCAD, on établit le réseau ci-dessous

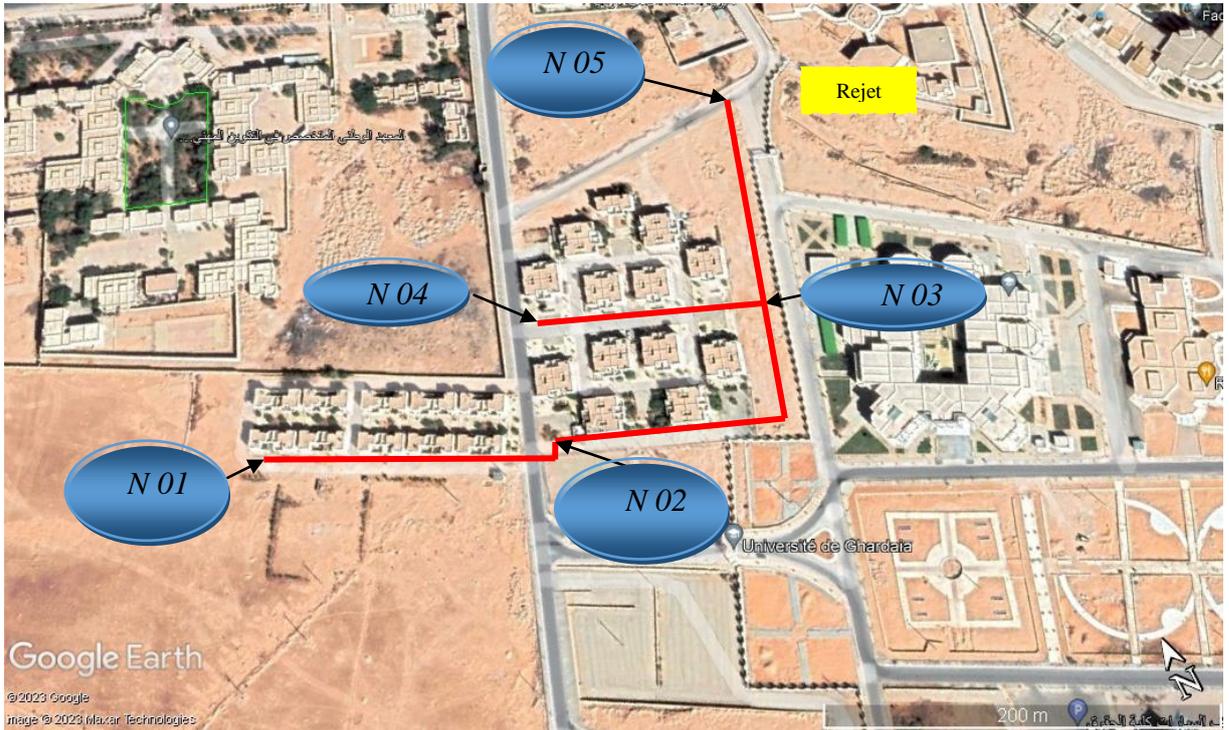


Figure 22 Schéma des tronçons

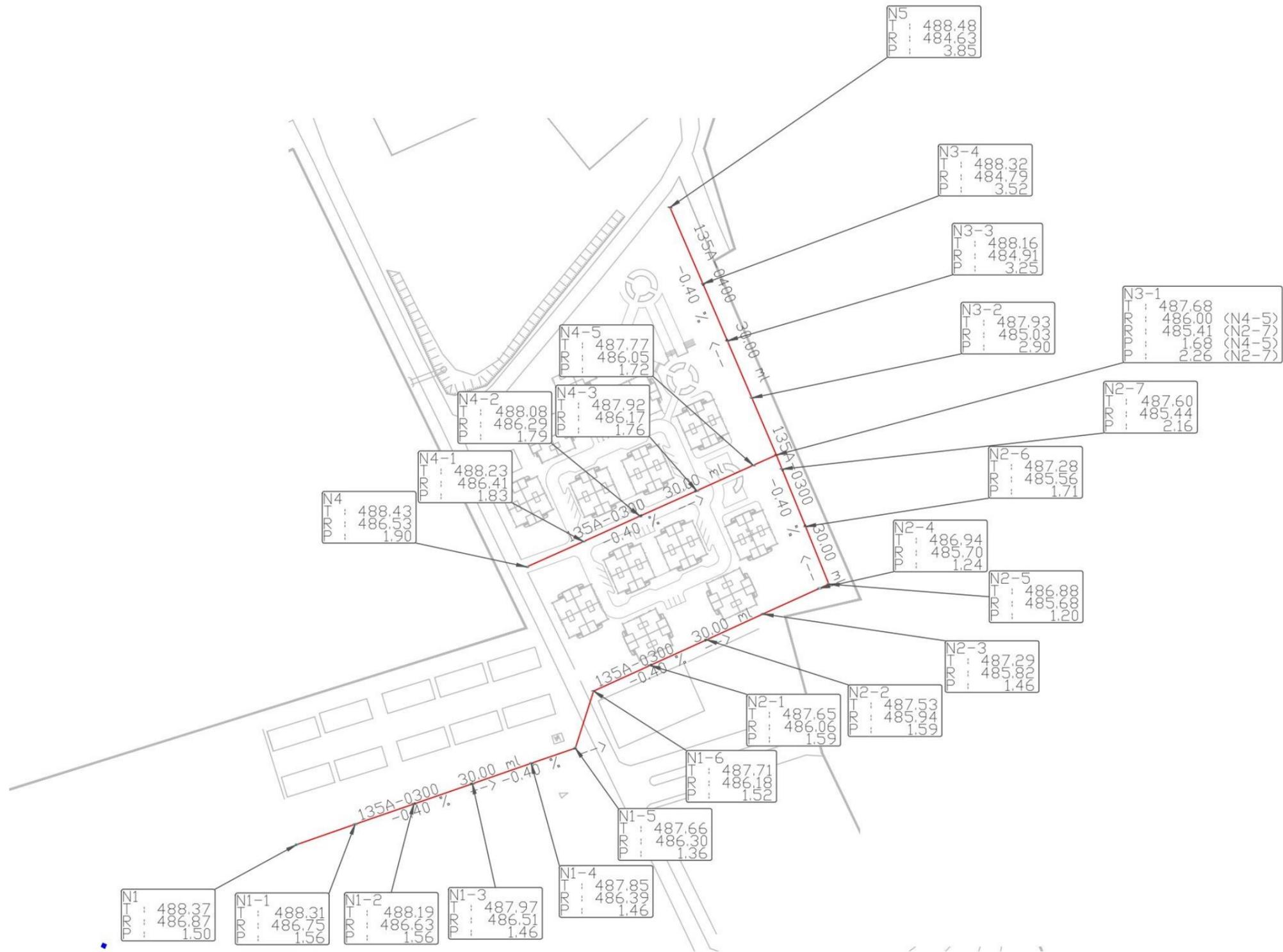


Figure 23 plan du réseau pluvial projeté

III.5.1. Contrainte dans la conception du réseau d'évacuation des eaux pluviales

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- Diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- Pente minimum: 0,003 m/m

Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.

La hauteur de recouvrement minimal à 1m en dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

Regard de visite tous les 80m au maximum pour permettre un hydro-curage des réseaux ou une visite par caméra[8].

Regard à chaque changement de pente ou de direction.

Vitesse maximum : 4m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

III.5.2. Conditions d'autocurage

Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60$ m/s

(Quand $rQ=Q/QPS=0,1$; $rV=V/VPS=0,55$ donc on vérifiera que $VPS \geq 1$ m/s)

Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0,30$ m/s

Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes[9]

III.5.3. Diamètres des conduites

Le choix des diamètres est lié principalement avec le débit et la pente choisie dans la conception du réseau qui a été effectué en respectant les contraintes ci-dessous. On a pu fixer une pente de 0.4% sur tous les tronçons du réseau.

Le diamètre est calculé par la formule de Manning suivante :

$$D_{cal} = \left[\frac{Q}{K \cdot \pi \cdot 4 \cdot \frac{5}{3} \cdot \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} = \left[\frac{Q}{K \cdot 0.3117 \cdot \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} (m) \quad III.5 \quad [10] \text{②}$$

Avec :

D_{cal} : Diamètre calculé en m.

Q : Débit du tronçon en m^3/s .

I : Pente de conduite.

K : Coefficient de Manning ($K = \frac{1}{n}$). (pour conduite PVC neuf K=120)

Matériau	Prandtl-Colebrook		Hazen-Williams		Manning	
	k (mm)		c		n	
	Neuve	En service	Neuve	En service	Neuve	En service
Fonte ductile	0,03	0,2	130	100	0,012	0,017
Béton	0,3	3,0	140	110	0,013	0,017
Acier	0,03	0,1	120	90	0,008	0,011
Polyéthylène	0,005	0,03	150	140	0,007	0,009
PRFV	0,03	0,06	110	100	0,009	0,010
PVC	0,002	0,003	150	140	0,007	0,009
PVC-BO	0,003	0,007	150	140	0,007	0,009

Figure 24 coefficient de Manning de différente matière (<https://molecor.com/fr/calculs-hydrauliques-pour-conception-du-reseau>)

❖ Le débit à plein Q_{ps} section est donc :

$$Q_{ps} = K \cdot 0.3117 (D_{com})^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad (III.6)$$

Avec :

D_n : Diamètre normalisé en m.

❖ La vitesse de pleine section V_{ps} est donnée par la relation :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D_{com}^2} (m/s) \quad (III.7)$$

❖ La vitesse d'écoulement $V_{écou}$:

Le calcul de la vitesse d'écoulement est déterminé par l'équation :

$$r_V = \frac{V_{écou}}{V_{ps}} \quad (III.8)$$

r_V : Rapport de vitesse

❖ La hauteur d'écoulement H :

Le calcul de la vitesse d'écoulement est déterminé par l'équation :

$$r_H = \frac{H}{D} \quad (III.9)$$

r_V : Fraction de la hauteur de remplissage.

Les rapports r_V et r_H et déterminer par la méthode graphique (figure III.5)

Tout d'abord on calcule le rapport du débit r_Q :

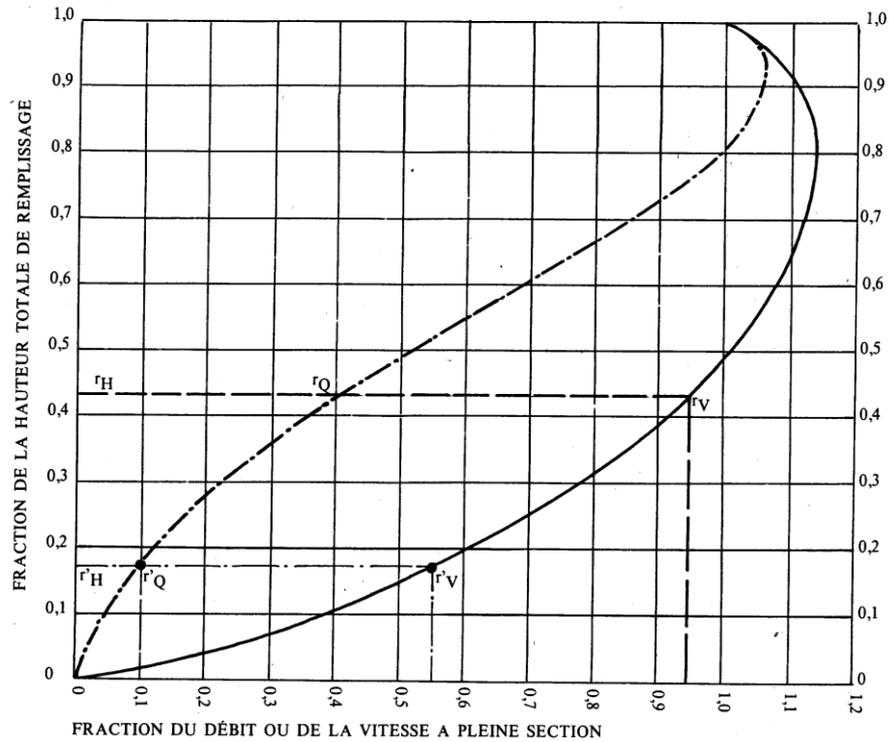
$$r_Q = \frac{Q_{pluv}}{Q_{ps}} \quad III.10$$

Et ensuite en détermine les rapports r_V et r_H .

Enfin en calcule les vitesses des écoulements et les hauteurs de remplissage

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.

Figure 25abaque pour estimer les rapports du vitesses et du hauteurs de remplissage.

❖ La vitesse d'auto-curage V_{auro} :

La vitesse d'auto-curage est donnée par la relation :

$$V_{auto} = 0.55xV_{ps} \quad III.11$$

Pour la vérification des vitesses d'auto-curage et hauteurs de remplissage on a

➤ $V_{auto} \geq 0.6 \text{ ms} \quad III.12$

➤ $(20\% \text{ de } D) \leq H \leq (80\% \text{ de } D) \quad III.13$

Tableau 8 Paramètre hydraulique des tronçons.

Tronçon	Pente	Q_{total} (m ³ /s)	K	D cal (m)	Dn (m)	Rh (m)	$Q_{p.s}$ (m ³ /s)	$V_{p.s}$ (m/s)	rQ	rH	rV	H (m)	V écol (m/s)	V auto (m/s)	Vérification 20%*D≤H≤80%*D
1	0.004	0.0446	120	0.23	0.30	0.0750	0.0954	1.35	0.467	0.46	0.98	0.138	1.323	0.743	0.06≤0.138≤0.24
2	0.004	0.0882	120	0.29	0.30	0.0750	0.0954	1.35	0.924	0.74	1.13	0.222	1.526	0.743	0.06≤0.222≤0.24
3	0.004	0.0599	120	0.25	0.30	0.0750	0.0954	1.35	0.628	0.57	1.07	0.171	1.445	0.743	0.06≤0.171≤0.24
4	0.004	0.1481	120	0.35	0.40	0.1000	0.2055	1.64	0.721	0.62	1.09	0.248	1.783	0.900	0.08≤0.248≤0.32

III.6. Conclusion

Le dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux pluviales est une étape peu complexe basée sur les connaissances hydrauliques du concepteur et les données collectées du site.

L'évaluation des débits a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer. Ces débits incluent uniquement les débits des eaux pluviales.

Après les résultats obtenus sur le tableau précédent nous remarquons que :

- ✓ La vitesse d'auto-curage est entre 0.74m/s et 0.9 m/s
- ✓ La hauteur de remplissage est entre 0.13m et 0.24 m.

Donc les conditions de vérification sont remplies.

Notre réseau est dimensionné avec des conduites circulaires en PVC dont les diamètres sont de 0.3m et 0.4 m et une pente de 0.4 %.

Chapitre VI

Dimensionnement de la technique alternative

IV.1. Introduction

Le but de cette étude est de calculer le volume maximal possible à atteindre un bassin pour retenir l'eau de pluie pour une période de retour donnée et conclusion le volume du réservoir et taux de décharge. Après avoir calculé la taille des réservoirs et estimé le coût total de deux méthodes de gestion des eaux pluviales, nous effectuons une comparaison entre les deux méthodes et choisissons la meilleure méthode.

IV.2. Coefficient d'infiltration du sol

Parmi les paramètres les très importantes dans notre étude est le coefficient d'infiltration du sol. Pour le calculer on utilise l'infiltromètre à double anneaux qui est un instrument simple utilisé pour déterminer l'infiltration de l'eau du sol. La capacité d'infiltration est définie comme la quantité d'eau, par surface et unité de temps, qui pénètre dans le sol. Cette capacité est calculée sur la base des résultats des mesures.

Le but est de déterminer la baisse du niveau d'eau dans la bague intérieure au cours d'un certain intervalle.

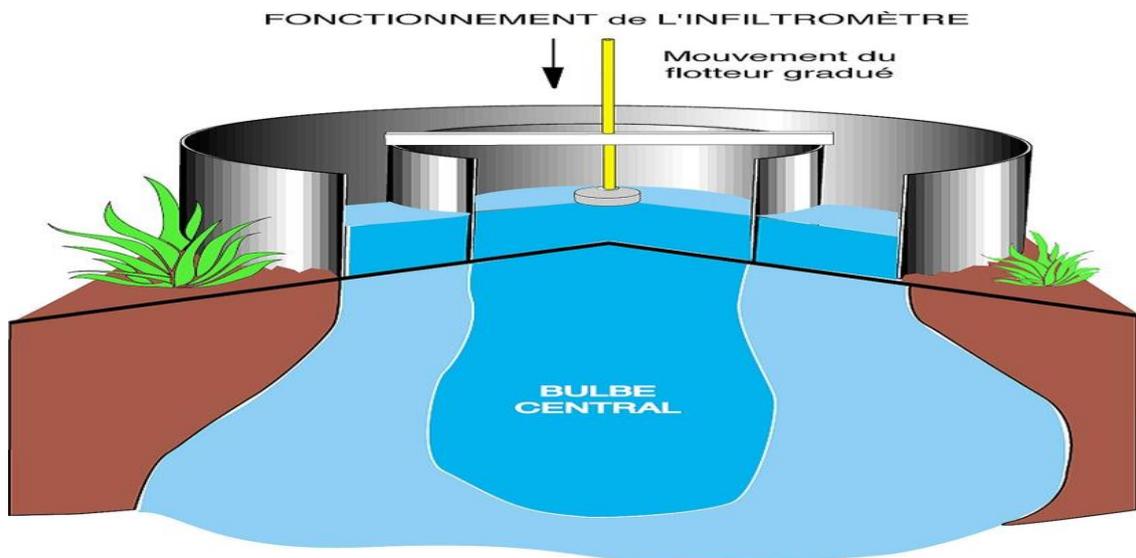


Figure 26 Principe de fonctionnement d'un infiltromètre en double anneaux

L'infiltromètre à double anneau est adapté à presque tous les types de sol, à l'exception des sols de colmatage, des sols pierreux ou des sols de fortes pentes.

Voici une liste du matériel utilisé pour le test d'infiltration :

1. Deux tubes en PVC (Diamètre de 160 mm et 300 mm) ;
2. Marteau ;
3. Ruban de mesure (ruban de 3m) ;

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

4. Chiffon ;
5. Morceau de bois ;
6. Bidon de 20 litres ;
7. Chronomètre ;
8. Carnet pour marquer les mesures.



Figure 27 Matériel utilisé pour le test d'infiltration

Le protocole suivi pour réaliser le test est le suivant :

- Les deux anneaux sont enfoncés de 3 à 5cm dans le sol à l'aide de marteau et de morceau de bois pour une bonne répartition des masses.
- Puis remplis d'eau jusqu'à une hauteur de 30cm environ. (On Placer une éponge ou un vieux tissu pendant le remplissage afin de ne pas altérer le sol avec le remplissage).
- Le niveau de l'anneau extérieur est maintenu au même niveau que dans l'anneau intérieur. La mesure de hauteur d'eau se fait dans l'anneau intérieur à pas de temps régulier (continuer les mesures jusqu'à obtenir des valeurs constantes.)
- Retirer les anneaux.



Figure 28 Mesure le niveau d'eau après le remplissage des anneaux

IV.3. Test d'infiltration

Le principe de l'essai est basé sur la mesure de la descente du niveau d'eau sur une surface prédéfinie et circulaire pendant une durée déterminée. Les résultats de l'essai s'expriment donc par la valeur du coefficient de perméabilité (K en m/s) à partir de la variation du niveau d'eau (H en centimètre) dans l'anneau central en fonction du temps (t en minutes).

On effectue par la suite la moyenne des résultats pour en déduire la perméabilité (K). La feuille Excel fournie d'obtenir une valeur moyenne de K et donc la perméabilité à retenir pour chacun des essais réalisés.[11]

Nous avons divisé la zone d'étude en trois parties (Figure N°04) et donc l'expérience a été répétée dans ces trois endroits.

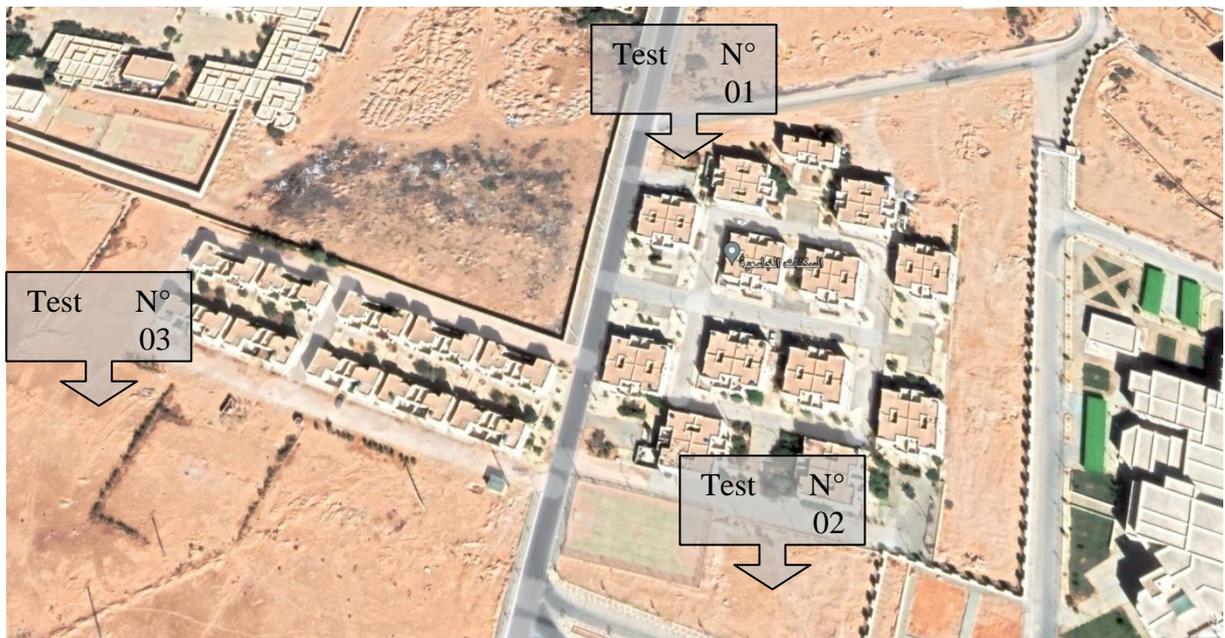


Figure 29 les endroits des tests d'infiltration

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

Test d'infiltration N°01 :

Coordonnées du site :

X = 32°39'30.09"N.

Y = 3°76'59.606"E

Niveau d'eau à t=0 min, H=31 cm

Tableau N° 9 Calcule le taux d'infiltration de la zone N° 01

Temps (min)	Hauteur d'eau (cm)	Profondeur d'infiltration cumulée (cm)	Intervalle de temps (min)	Profondeur incrémentielle dans l'intervalle (cm)	Taux d'infiltration (cm/h)
1	29.8	1.2	1	1.2	72
2	29.5	1.5	1	0.3	18
3	29.2	1.8	1	0.3	18
4	28.9	2.1	1	0.3	18
5	28.7	2.3	1	0.2	12
6	28.5	2.5	0.6	0.2	20
7	28.4	2.6	1	0.1	6
8	28.3	2.7	1	0.1	6
9	28.1	2.9	1	0.2	12.00
10	28	3	1	0.1	6.00
11	27.8	3.2	1	0.2	12
12	27.7	3.3	1	0.1	6
13	27.6	3.4	1	0.1	6.00
14	27.4	3.6	1	0.2	12

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

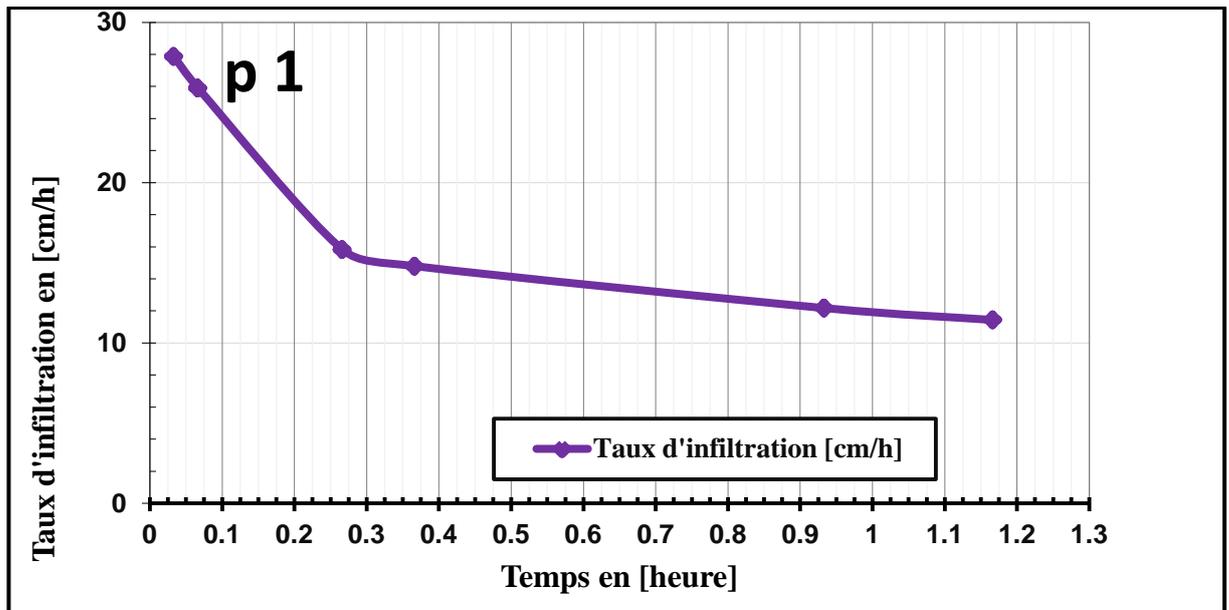


Figure 30 résultat de calcul le taux d'infiltration de la zone N° 01

Test d'infiltration N°02 :

Coordonnées du site :

X = 32°39'14.77"N.

Y = 3°76'56.421"E

Niveau d'eau à t=0 min, H=31 cm

Tableau N° 10 Calcul le taux d'infiltration de la zone N° 02

Temps (min)	Hauteur d'eau (cm)	Profondeur d'infiltration cumulée (cm)	Intervalle de temps (min)	Profondeur incrémentielle dans l'intervalle (cm)	Taux d'infiltration (cm/h)
0.5	28.7	2.3	0.5	2.3	276
1	27.5	3.5	0.5	1.2	144
1.5	26.5	4.5	0.5	1	120
2	25.4	5.6	0.5	1.1	132
2.5	24.4	6.6	0.5	1	120
3	23.5	7.5	0.6	0.9	90
3.5	22.7	8.3	0.5	0.8	96
4	21.8	9.2	0.5	0.9	108
4.5	21	10	0.5	0.8	96
5	20.3	10.7	0.5	0.7	84
5.5	19.6	11.4	0.5	0.7	84
6	18.8	12.2	0.5	0.8	96
6.5	18.6	12.4	0.5	0.2	24
7	17.5	13.5	0.5	1.1	132

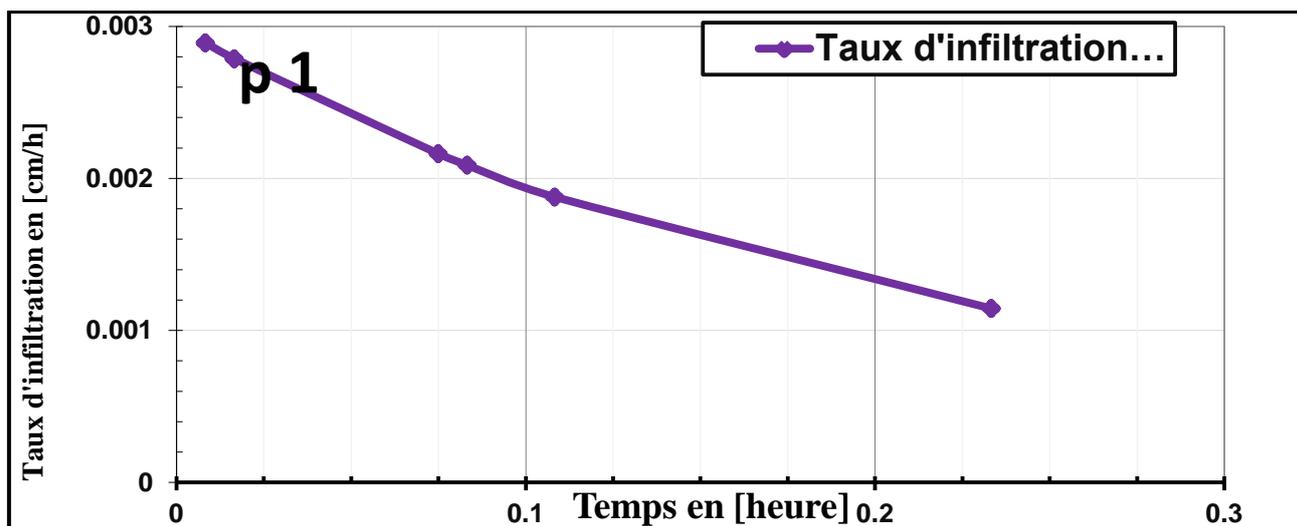


Figure 31 résultat de calcul le taux d'infiltration de la zone N° 02

Test d'infiltration N°03 :

Coordonnées du site :

X = 32°39'23.352"N.

Y = 3°76'31.791"E

Niveau d'eau à t=0 min H=31 cm

Tableau N° 11 Calcul le taux d'infiltration de la zone N° 03

Temps (min)	Hauteur d'eau (cm)	Profondeur d'infiltration cumulée (cm)	Intervalle de temps (min)	Profondeur incrémentielle dans l'intervalle (cm)	Taux d'infiltration (cm/h)
0.5	29.8	1.2	0.5	1.2	144
1	29.3	1.7	0.5	0.5	60
1.5	28.9	2.1	0.5	0.4	48
2	28.5	2.5	0.5	0.4	48
2.5	28	3	0.5	0.5	60
3	27.6	3.4	0.6	0.4	40
3.5	27.4	3.6	0.5	0.2	24
4	27	4	0.5	0.4	48
4.5	26.6	4.4	0.5	0.4	48
5	26.4	4.6	0.5	0.2	24
5.5	26.2	4.8	0.5	0.2	24
6	25.7	5.3	0.5	0.5	60
6.5	25.4	5.6	0.5	0.3	36
7	25	6	0.5	0.4	48

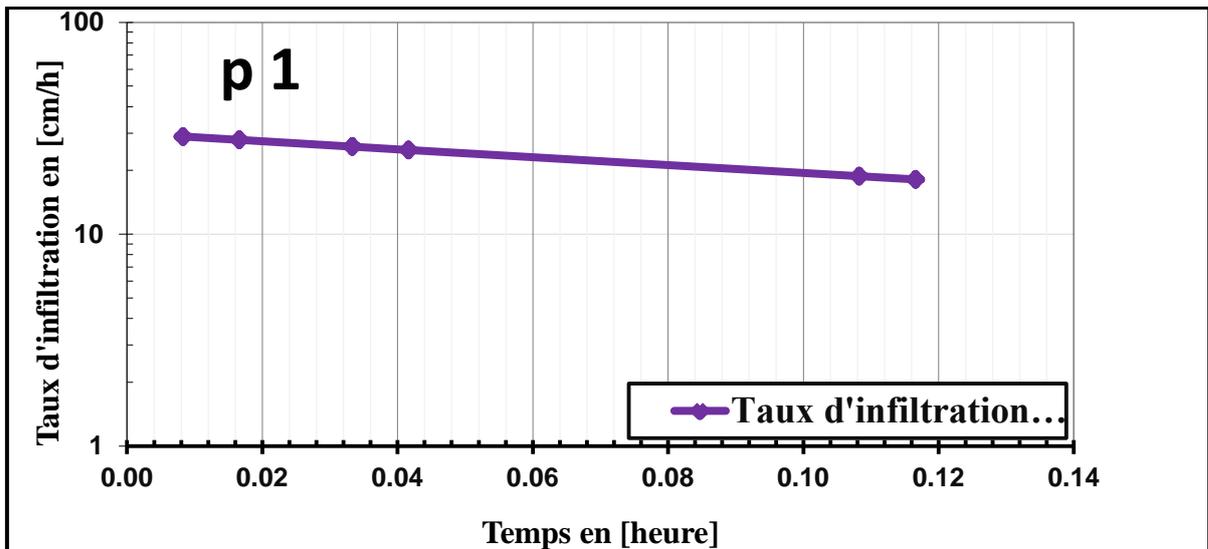


Figure 32 Résultat de calcul le taux d'infiltration de la zone N° 03

On prend la valeur minimale (cas défavorable) de taux d'infiltration pour les trois essais

Tableau N° 12 Valeurs des taux d'infiltration de chaque zone

N° d'essai	Taux d'infiltration K (cm/h)
01	11.43
02	11.43
03	18.13

IV.4. Dimensionnement des bassins d'infiltration

Avant de dimensionner les bassins d'infiltration, il faut poser les hypothèses suivantes

- Le débit d'entrée commence à t= 0 min et augmente avec le temps jusqu'à atteindre un pic au milieu du temps de précipitation, puis diminue jusqu'à zéro.
- Il n'y a aucun débit de ruissellement entrant au bassin d'infiltration (juste le débit pluvial).
- Le débit d'infiltration est constant commence à t=0 min.

Donc le volume de stockage du bassin d'infiltration est égale à la différence entre le débit d'entrée et le débit d'infiltration.

Pour déterminer le volume max de stockage il faut calculer le débit de fuite dans le bassin d'infiltration

N.B : pour déterminer le débit de fuite, il est indispensable de fixer la surface de l'ouvrage d'infiltration en fonction de la disponibilité de la place. Cette surface est peut-être prise arbitrairement au départ puis peut-être déterminée par réitération successive en fonction des dimensions finales de l'ouvrage.

$$D_f = K \times S_v \dots \dots \dots (IV.1)$$

D_f : Débit de fuite en (m^3/s .)

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

K : Perméabilité de sol en(m/s.)

S_v : Surface vertical du bassin en (m^2).

$$S_v = 2x(Lxp + lxp) \dots \dots \dots (IV.2) [12] \text{ [2]}$$

L : Longueur du bassin en m.

l : Largeur du bassin en m.

p : Profondeur du bassin en m.

On choisit de réaliser deux bassins d'infiltration pour gérer les eaux pluviales

Un bassin pour la zone N°01 et un bassin pour les zones N° 02 et N° 03



Figure 33 emplacement les bassins d'infiltration

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

❖ Bassin N° 01

$$K = 18 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$Q_{1\text{pluvial}} = 0.0446 \text{ m}^3/\text{s.}$$

La durée de pluie $t=0.25\text{h}=15\text{min}$.

Pour la réalisation de se bassin on propose les dimensions suivantes.

09 m de longueur, 3.5m de largeur et 0.5 m de profondeur.

$$\text{La surface verticale du bassin est } S_{v01} = 2 \times (09 \times 0.5 + 3.5 \times 0.5) = 12.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Le volume du bassin } V_{b01} = 9 \times 3.5 \times 0.5 = 15.75 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc le débit de fuite } D_f = 18 \times 10^{-5} \times 12.5 = 0.00225 \text{ m}^3/\text{s} = 2.2551/\text{s}$$

Pour déterminer le volume de stockage nous avons rempli le tableau suivant

Tableau N° 13 Calcule le volume de stockge du bassin N° 01

Temps [min]	Qe			Qs		Diff (V de stockage)
	[l/s]	[l/min]	[m3/min]	[l/min]	[m3/min]	
1	1	60	0.06	37.5	0.0375	0.0225
2	3	180	0.18	37.5	0.0375	0.165
3	10	600	0.6	37.5	0.0375	0.7275
4	17	1020	1.02	37.5	0.0375	1.71
5	24	1440	1.44	37.5	0.0375	3.1125
6	31	1860	1.86	37.5	0.0375	4.935
7	38	2280	2.28	37.5	0.0375	7.1775
8	44	2640	2.64	37.5	0.0375	9.78
9	38	2280	2.28	37.5	0.0375	12.0225
10	31	1860	1.86	37.5	0.0375	13.845
11	24	1440	1.44	37.5	0.0375	15.2475
12	17	1020	1.02	37.5	0.0375	16.23
13	10	600	0.6	37.5	0.0375	16.7925
14	3	180	0.18	37.5	0.0375	16.935
15	1	60	0.06	37.5	0.0375	16.9575
16	0	0	0	37.5	0.0375	16.92
17	0	0	0	37.5	0.0375	16.8825

Après le tableau on trace :

- 1) La courbe $Q_e=f(t)$ et $Q_s=f(t)$.

Avec :

Q_e est le débit entrant dans le bassin (Q pluvial) en m^3/min

Q_s est le débit sortant de bassin (Q fuite) en m^3/min .

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

t est le temps en min.

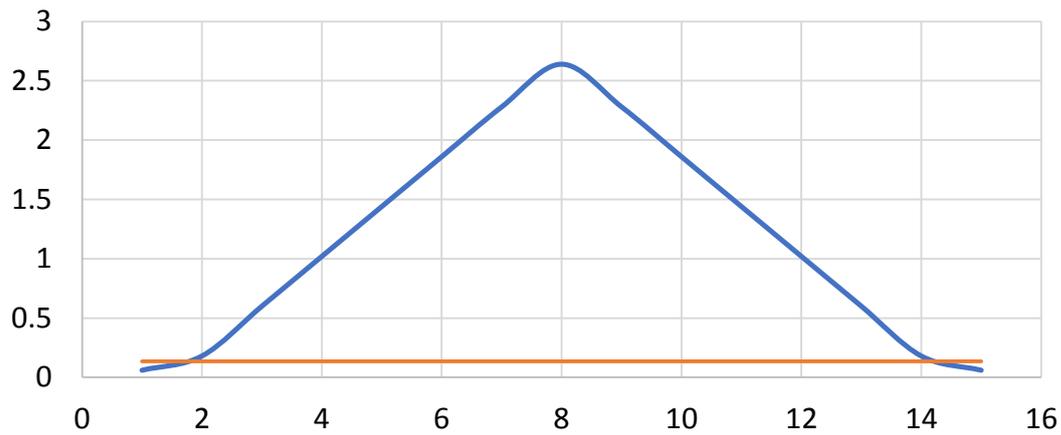


Figure 34 Résultats de calculi le volume de stockage du bassin N°01

Le courbe $V=f(t)$

Avec

V est volume de stockage en m^3

t est le temps en min.

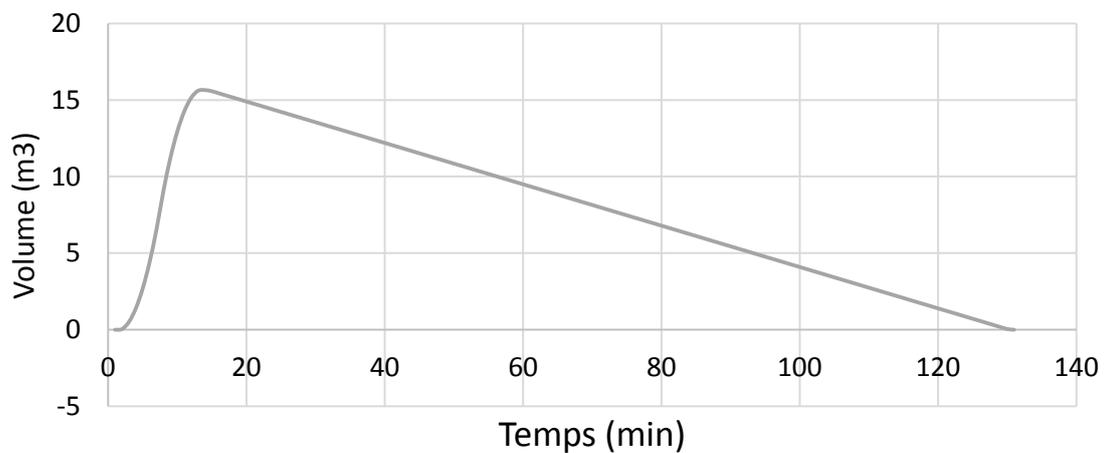


Figure 35 Détermination le volume max de stockage et le temps d'infiltration pour le bassin N°01

On observe sur le courbe que le volume maximal de remplissage est $V_{max} = 15.64 m^3$ et le volume de notre ouvrage est de $V_{b01} = 15.75 m^3$

Le temps d'infiltration est de $t = 131 \text{ min} = 02 \text{ h et } 11 \text{ min}$.

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

❖ Bassin N° 02

De même manier en détermine le dimensionnement du bassin N° 02

$$K = 14 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$Q_{2pluvial} = Q_2 + Q_3 = 0.0436 + 0.0599 = 0.1035 \text{ m}^3/\text{s.}$$

La durée de pluie $t=0.25\text{h}=15\text{min.}$

Les dimensions proposes de se bassin son.

12 m de langueur, 07 m de largeur et 0.8 m de profondeur.

$$\text{La surface verticale du bassin est } S_{v02} = 2x(12 \times 0.8 + 7x0.8) = 30.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Le volume du bassin } V_{b02} = 12 \times 7 \times 0.8 = 67.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc le débit de fuite } D_f = 14 \times 10^{-5} \times 30.4 = 0.00425 \text{ m}^3/\text{s} = 4.256 \text{ l/s}$$

Pour déterminer le volume de stockage nous avons rempli le tableau suivant

Tableau 14 Calcule le volume de stockge du bassin N° 02

Temps [min]	Qe			Qs		Diff (V de stockage)
	[l/s]	[l/min]	[m3/min]	[l/min]	[m3/min]	
1	1	60	0.06	255.36	0.25536	0
2	62.5	3750	3.75	255.36	0.25536	3.49464
3	69.5	4170	4.17	255.36	0.25536	7.40928
4	76.5	4590	4.59	255.36	0.25536	11.74392
5	83.5	5010	5.01	255.36	0.25536	16.49856
6	90.5	5430	5.43	255.36	0.25536	21.6732
7	97.5	5850	5.85	255.36	0.25536	27.26784
8	103.5	6210	6.21	255.36	0.25536	33.22248
9	97.5	5850	5.85	255.36	0.25536	38.81712
10	90.5	5430	5.43	255.36	0.25536	43.99176
11	83.5	5010	5.01	255.36	0.25536	48.7464
12	76.5	4590	4.59	255.36	0.25536	53.08104
13	69.5	4170	4.17	255.36	0.25536	56.99568
14	62.5	3750	3.75	255.36	0.25536	60.49032
15	1	60	0.06	255.36	0.25536	60.29496
16	0	0	0	255.36	0.25536	60.0396
17	0	0	0	255.36	0.25536	59.78424

Après le tableau on trace :

- 1) La courbe $Q_e=f(t)$ et $Q_s=f(t)$.

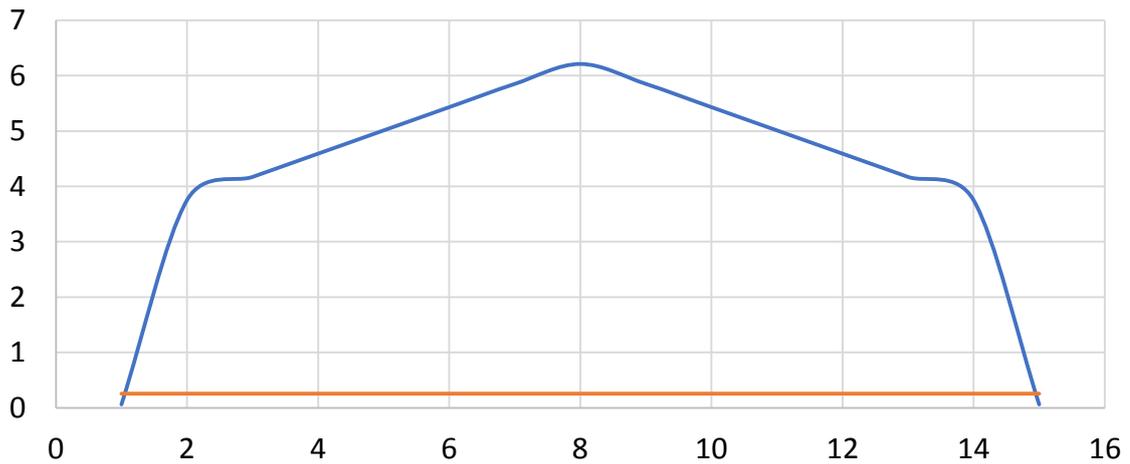


Figure 36 Résultats de calcul le volume de stockage du bassin N°02

2) Le courbe $V=f(t)$

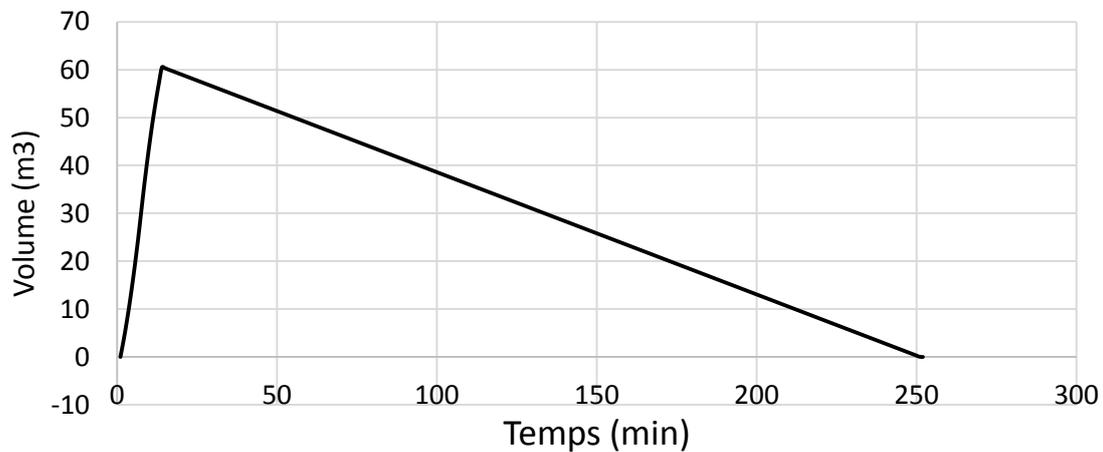


Figure 37Determination le volume max de stockage et le temps d'infiltration pour le bassin N°02

D' après les courbes on observe :

Le volume maximal de stockage $V_{max} = 64.49 m^3$

Le temps d'infiltration $t = 252 \text{ min} = 04 \text{ h et } 12 \text{ min}$

IV.5. Principes de conception du bassin d'infiltration

Plusieurs méthodes pour la réalisation de l'étanchéité peuvent être employées : (cailloux grossiers posés sur l'étanchéité jouent le rôle de filtre de la pollution).

Les végétaux plantés doivent supporter des périodes de submersion et des périodes sèches telles que le laurier-rose.

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative



Figure 38Arbre de laurier-rose.

Il faut limiter les implantations de plantes invasives de type Renouée du Japon qui conduisent à l'obstruction des équipements, et éviter la présence d'arbres caduques. Les prairies sont résistantes et demandent peu d'entretien.

Utilisation des pneumatiques usagés entiers pour protéger les berges du bassin ou broyés comme un massif filtrant.



Figure 39 utilisation les pneu usagé pour protéger les berges du bassin d'infiltration

Les pentes de l'ouvrage doivent être faibles (3 m en longueur pour 1 m en hauteur)

Pour éviter le colmatage prématuré de l'ouvrage, il faut éviter le tassement du fond lors des travaux et procéder au décompactage une fois les terrassements terminés ;

Le compactage des berges doit également être évité afin de conserver leur capacité d'infiltration. Celle-ci peut être favorisée par l'installation de massifs drainants.[13]

L'entretien d'un bassin sec se résume à l'entretien d'un espace vert dans le cas d'un bassin sec engazonné ou planté, ou simplement au balayage dans le cas d'un bassin sec revêtu. Il est utile de prévoir l'accès d'engins pour l'entretien des bassins secs.

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

Le bassin sec est un lieu privilégié pour permettre le développement de la biodiversité. Un fauchage tardif plutôt qu'une tonte régulière est généralement recommandée notamment afin de permettre le développement de zones refuges (herbes hautes). En fonction de l'utilisation du dispositif, si le bassin sec est, par exemple, utilisé pour le jeu, la tonte régulière sera nécessaire.

Un bassin sec demande un entretien régulier classique comme un espace vert :

- Tonte ou fauchage régulier des rives engazonnées : fauchage 2x/an, tonte 20x/an,
- Arrosage des végétaux lors des sécheresses,

Ramassage des éventuels feuilles et débris (qui risquent de colmater la surface d'infiltration).

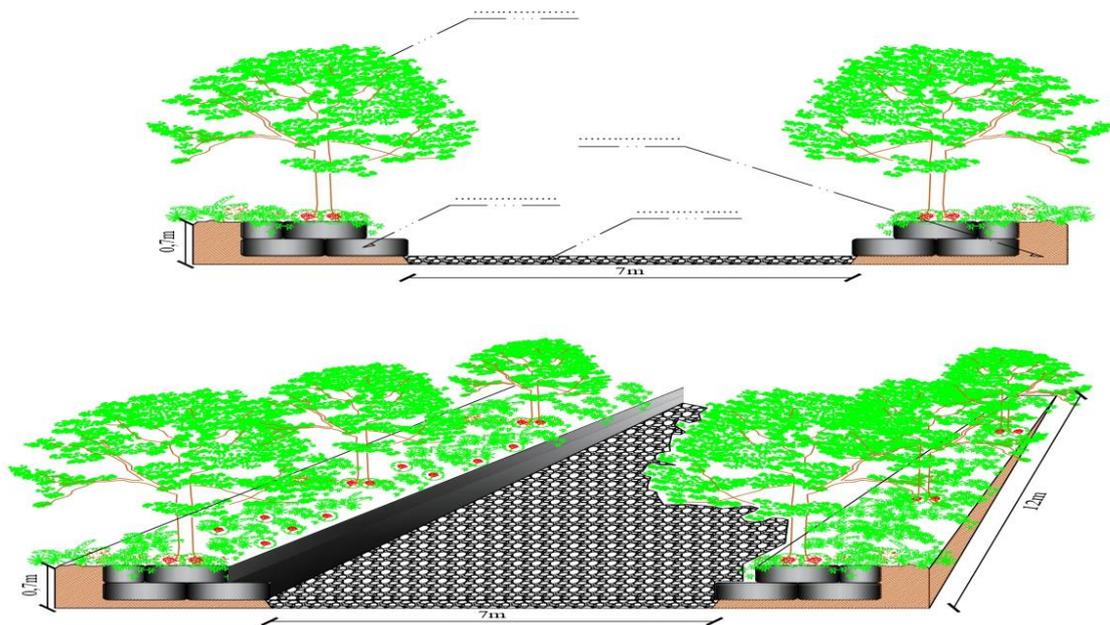


Figure 40 Modèle d'un bassin d'infiltration

Par ailleurs, il importe de veiller à :

- ✓ Evacuer les dépôts de boues de décantation lorsque leur quantité est telle qu'elle induit une modification du volume utile de rétention. Heureusement, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes de boues générés sont très faibles.

Le curage ne sera donc que tous les 5 à 10 ans environ. L'extraction des décantations est réalisée par voie hydraulique ou à sec (pompage, balayage, pelletage, etc.). Leur évacuation peut se faire vers un dispositif de traitement pour une filière de valorisation ou, suivant leur composition, vers un dépôt définitif. Une analyse de la qualité des boues permettra de préciser la filière de valorisation.

- ✓ Curer régulièrement les orifices d'arrivée et d'évacuation à débit régulé ou par surverse.
- ✓ Renover partiellement ou complètement du bassin au terme de sa durée de vie (liée en général au colmatage de sa surface et/ou de son enrochement)[14].

IV.6. Calcul des coûts de réalisation

Pendant la période de notre recherche on a contacté la direction d'hydraulique de waliya D'El Meniaa et aussi des entreprises spécialiser dans la réalisation des réseaux d'assainissement pour nous fournir les prix unitaires des articles pour réaliser ces types de projets les prix sont indiquer sur les tableaux qui suit (Tableau N°14 et N°15)

IV.6.1. Réseau pluvial

Pour les calculs des devis de réseau pluvial on utilise l'interface devis sur logiciel Covadis, on obtienne le (Tableau14).

Tableau N° 15 Calcule le cout de réalisation pour réseau pluvial

COVADIS METRES - BORDEREAU				
Article	Quant.	Unités	PU.V. HT	Prix TTC
EP				
Canalisation EP				
Fourniture et pose des canalisations de diamètre 300	496.058	ml	4.000	2.381.078.40
Fourniture et pose des canalisations de diamètre 400	130.218	ml	7.000	1.093.831.20
Regard EP				
Regards REG-600	24		80.000	2.304.000.00
Travaux de génie civil				
Terrassements				
Protection contre les éboulements				
Surface de blindage	2570.686	m ²	1.000	3.084.823.20
Tranchées				
Volume de fouille	2016.405	m ³	1.000	2.419.686.00
Enrobage et lit de pose				
Volume de lit de pose	95.989	m ³	400	46.074.72
Volume d'enrobage	498.457	m ³	400	239.259.36
Remblais et apports				
Volume de remblai	1342.96	m ³	600	966.931.20
Travaux préparatoires				

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

Installation du chantier	1.00		70.000.00	84.000.00
Piquetage, implantation, sondage	1.00		100.000.00	120.000.00
TOTAL				12.739.684.08

Donc le prix totale la réalisation du réseau pluvial est de douze millions sept cent trente-neuf mille et six cent quatre-vingt-quatre dinars Algérienne et 08 centimes c'est-à-dire un milliard deux cent soixante-treize millions neuf cent soixante-huit mille quatre cents huit centimes.

IV.6.2. Technique alternative

Pour la réalisation des deux bassins d'infiltration on propose :

1. Clôturer les bassins avec des pneus pleins usagés pour protéger leurs bords contre les chutes.
2. Culture de lauriers roses autour des bassins (un arbre chaque 03 mètre) afin de maintenir la cohésion du sol et de réduire les insectes (moustiques par exemple).
3. Couvrir le fond des bassins avec du gravier (taille 08/15) pour créer une couche filtrante (20 cm)

1) Volume de remblai

Le volume de remblai est égal à la somme des volumes des deux bassins.

$$V_{remblai} = V_{b01} + V_{b02} = 15.75 + 67.2 = 82.95 \approx 83 \text{ m}^3$$

2) Volume du gravie

Le volume du gravie égal la surface miroir (surface horizontale) du deux bassins x l'épaisseur du massif filtrante.

$$S_{H \text{ total}} = S_{H1} + S_{H2}$$

$$S_{H1} = \text{largeur} \times \text{longueur} = 9 \times 3.5 = 31.5 \text{ m}^2$$

$$S_{H2} = \text{largeur} \times \text{longueur} = 12 \times 7 = 84 \text{ m}^2$$

$$S_{H \text{ total}} = 31.5 + 84 = 115.5 \text{ m}^2$$

$$V_{Gravier} = S_{H \text{ total}} \times e_{Gravier} = 115.5 \times 0.2 = 23.1 \text{ m}^3$$

3) Pneumatiques usages

On propose que les pneus en vauliser c'est le 16 pouces (205 / 45 R 16).

Les dimensions sont

Le diamètre = 0.591 m.

Le périmètre = 1.856m

La largeur = 205 mm = 0.205m [15]

La surface du pneu dont nous avons besoin dans le calcul est

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

$$S_{pneus} = \frac{\text{le périmètre} \times \text{la largeur}}{2} = \frac{1.856 \times 0.205}{2} = 0.19 \text{ m}^2$$

Et la surface vertical total du deux bassins est

$$S_{v \text{ total}} = S_{v01} + S_{v02} = 12.5 + 30.4 = 42.9 \approx 50 \text{ m}^2$$

Donc le nombre des pneus total est

$$n_{pneu} = \frac{S_{v \text{ total}}}{S_{pneu}} = \frac{50}{0.19} = 263.15 \approx 264 \text{ pneus}$$

4) Nombre des arbres de lauriers roses

Le nombre des arbres est le périmètre total du des deux bassins divisé par trois $n_{arbres} = \frac{P_{total}}{3}$

Le périmètre total du des deux bassins est

$$P_{total} = P_{01} + P_{02} = 2 \times (9 + 3.5) + 2 \times (12 + 7) = 63 \text{ m}$$

Donc le nombre total des arbres du laurier rose est

$$n_{arbres} = \frac{63}{3} = 21 \text{ arbres.}$$

Le calcul du devis de technique alternative est détaillé sur le tableau suivant

Tableau N° 16 Calcule le cout de realisationour les bassins d'infiltration

Article	Quant.	Unités	PU.V. HT	Prix TTC
volume de remblai	83	m ³	1.000	99.600.00
Fourniture de gravier 08/15	23.1	m ³	2.000	55.440.00
Fourniture des pneumatique usages	264	un	300	95.040.00
Fourniture des arbres de laurier rose	21	un	200	5.040.00
Travaux préparatoires				
Installation du chantier	1.00	un	70.000.00	84.000.00
Pose de gravier	23.1	m ³	1.000.00	27.720.00
Pose les pneumatiques usages	264	un	200.00	63.360.00
pose les arbres de laurier rose	21	un	150.00	3.780.00
TOTAL				433980.00

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

Le prix totale la réalisation des deux bassins d'infiltration est de quatre cent trente-trois mille neuf cent quatre-vingts dinars Algérienne c'est-à-dire quarante-trois millions et trois cent quatre-vingt-dix-huit mille centimes.

IV.7. Généralisation des prix

Pour généralise les couts de deux méthodes de gestion les eaux pluviales on a calculé la surface totale de zone scientifique à l'aide d'une image de google

La surface de la zone d'étude.

$$S_{zone\ étudie} = 32184\ m^2 = 3.21\ ha$$

La surface totale de la zone scientifique

$$S_{zone\ scientifique} = 2686088\ m^2 = 268.60\ ha$$



Figure 41 la surface totale de la zone scientifique de Ghardaia

1) Pour la method conventionnelle

Le cout de réalisation le réseau pluvial pour la zone d'étude est

$$Prix_{01} = 12.739.684.08\ DA$$

Donc le cout de réalisation d'un réseau pluvial pour la zone scientifique est

$$Prix_{total} = \frac{12.739.684.08 \times 2686088}{32184} = 1.063.258.530\ DA$$

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

Un milliard soixante-trois millions deux cent cinquante-huit mille cinq cent trente dinars algériennes C'est-à-dire cent six milliards trois cent vingt-cinq millions huit cent cinquante-trois mille centimes.

2) Pour la technique alternative

Le cout de réalisation des bassins d'infiltration pour la zone d'étude est

$$Prix_{01} = 433.980.00 DA$$

Donc le cout de réalisation des bassins d'infiltration pour la zone scientifique est

$$Prix_{total} = \frac{433.980 \times 2686088}{32184} = 36.220.124 DA$$

Trente-six millions deux cent vingt mille cent vingt-quatre dinars algériennes c'est à dire trois milliards six cent vingt-deux millions douze mille quatre cents centimes.

IV.8. Comparaison entre les deux méthodes

La comparaison entre les deux méthodes de gestion les eaux pluviales est basées sur le cout de réalisation, l'entretien et l'aspect environnemental.

a) Coût de réalisation

Pour l'investissement sont pris en compte les coûts liés à :

- la collecte et au transport : fourniture et pose des collecteurs et des regards, branchements des lots
- l'infiltration : réalisation deux bassins d'infiltration à ciel ouvert, enherbé.

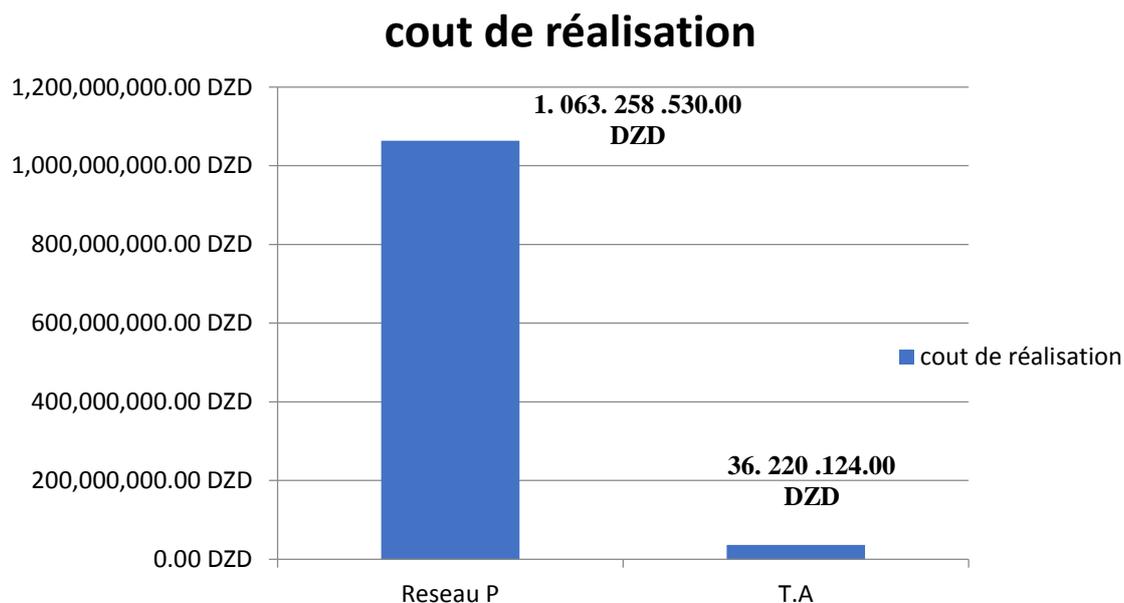


Figure 42 La différence entre les couts des deux méthodes

b) Entretien

Pour l'entretien, les fréquences d'entretien approuvées sont indiquées dans le tableau ci-dessous. C'est donc à noter que ces fréquences tiennent compte du fait que l'étude de cas couvre un domaine scientifique nécessitant plus d'entretien que les lieux publics.

Tableau N° 4 Postes et fréquence d'entretien des deux méthodes

Postes d'entretien	Fréquences	
	Méthode conventionnel	Technique alternative
Curage des collecteurs	02 /an	0
Réfection partielle suite à accidents	01 /an	01 /an
Entretien courant del'espacevert	0	0 2/an
Entretien propreté manuel (ramassage Déchets...)	02/ans	03/ans
Entretien courant bassin d'infiltration (Propreté, fauche, tonte, débroussaillage, clotûre)	0	06 jours /ans
Curage bassin + traitement	0	Tous les 10 ans

c) Aspect environmental

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

En plus de comparer les coûts de ces différents modes de gestion des eaux pluviales, il faut réfléchir aux services écosystémiques que ces modes procurent. En effet, il semble nécessaire Tenez-en compte lorsque vous envisagez de comparer les coûts autant que vous pouvez apporter un avantage indirect a une valeur économique, même si elle ne peut pas être quantifiée par une approche simple. Les services écosystémiques identifiés sont présentés, accompagnés d'une évaluation de leur valeur selon les méthodes dans le tableau ci-dessous

Tableau N° 5 Services écosystémiques des différents méthodes

Services rendus	Méthode conventionnel	Technique alternative
Lutte contre les ilots de chaleur	0	++
La présence d'espaces verts (bien être)	0	++
Surface espaces verts, support potentiel de biodiversité	0	++
Recharge nappe (impact quantitatif)	0	++
Gestion des événements pluvieux extrêmes	+	++
Intégration paysagère	0	+++
Protection de la nappe vis-à-vis des pollutions (impact qualitatif)	+	++
Gestion des pollutions accidentelles	0	++
Adaptabilité du site à l'évolution (travaux sur voirie)	+	++

IV.9. Résultats de la comparaison

En termes de coût de réalisation, les bassins d'infiltration présentent un fort intérêt par rapport au réseau pluvial. Les coûts de réalisation, sont presque 30 fois plus importants en méthode conventionnel.

Au niveau de l'entretien, la méthode la plus favorable est celui de réseau pluvial. En effet, les bassins d'infiltration requièrent l'intervention régulière pour la tonte (estimée à 6 jours/an) et le ramassage manuel des déchets, ce qui représente un coût supérieur à celui du curage des collecteurs (estimé à 2%/an) et du bassin d'infiltration (estimé nécessaire tous les 10 ans). On peut toutefois souligner que source type d'espace, les opérations d'entretien sont souvent moins fréquentes. La méthode conventionnelle présente un coût d'entretien important dans la mesure où il cumule l'entretien du système de gestion des eaux pluviales.

En terme environnemental la gestion des eaux pluviales « à la source » apporte plus de services que la méthode conventionnelle, notamment du fait :

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

- De la présence de la végétation associée aux noues (lutte contre les îlots de chaleur, bien être, biodiversité).
- De la gestion des eaux pluviales « en surface », qui contribue fortement à la culture du risque (on voit le cheminement de l'eau lorsqu'il pleut donc on connaît les zones à risque) et qui facilite la gestion des pollutions accidentelles, qui sont visibles.
- De la présence d'ouvrages de gestion « à la source » (les bassins) à la place des collecteurs, qui contribuent à la protection de la nappe en limitant la pollution des eaux de ruissellement par lessivage et en favorisant l'abattement de la pollution par filtration.

Par ailleurs ces ouvrages sont plus facilement remaniables pour modifier la configuration de l'aménagement (évolution du site). Ils apportent également certains des services, qui sont liés à la présence d'espaces verts (bien être biodiversité)

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre on permet d'identifier, de détailler et de comparer les coûts de deux méthodes de gestion des eaux pluviales.

Elle montre qu'en terme de coût global (réalisation + entretien), le scénario avec une gestion des eaux pluviales « à la source » par des bassins d'infiltration paysagés est plus avantageux que celui avec une gestion des eaux pluviales conventionnel, par un réseau enterré aboutissant à un exutoire. Cet avantage est principalement lié à la différence de coût d'investissement (presque 30 fois plus élevé que celui des bassins). Il se confirme si on prend en compte la valeur des services écosystémiques apportés par la technique alternative comme :

- ✓ Contribuer à la recharge des nappes phréatiques
- ✓ Réduction des inondations.
- ✓ Retour de la biodiversité en ville.
- ✓ Atténuation des îlots de chaleur urbains.
- ✓ Améliorer la qualité de vie et le paysage urbain.
- ✓ Adaptation au changement climatique.
- ✓ Evacuation la pollution des eaux pluviales des couches superficielles du sol.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'évacuation des eaux pluviales est l'un des éléments les plus importants sur lesquels repose la gestion des villes et des agglomérations urbaines, car il repose sur plusieurs méthodes, dont la méthode traditionnelle, qui repose principalement sur la mise en place d'un réseau pour évacuer l'eau loin des lieux de pluie. Ce réseau est soit mélangé aux eaux usées (unitaire), soit séparatif.

L'autre méthode d'évacuation des eaux pluviales est la méthode des techniques alternatives où la pluie est déversée sur le sol

Dans ce travail, nous avons comparé les deux méthodes

Tout d'abord, un réseau de drainage séparatif a été construit, ainsi que la parcelle correspondante pour notre zone d'étude (cité des enseignants), dans laquelle les flux de précipitations sont évalués par le ratio de la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans. Topographie favorisant l'écoulement de l'eau par gravité avec des pentes de 0,4% facilitant la pose des canalisations vers l'exutoire.

Deuxièmement : la construction de deux bassins d'infiltration à proximité de la zone d'étude

Troisièmement, en calculant le coût des deux projets et en généralisant le coût à la superficie totale de la zone scientifique de Ghardaïa.

Après la comparaison, nous remarquons que la méthode des techniques alternatives est la meilleure façon de gérer les eaux pluviales pour plusieurs raisons, notamment

- 1) La grande différence de coût d'achèvement entre les deux méthodes est d'environ 30 fois inférieure à la méthode classique, ce qui réduit l'infrastructure dans la région
- 2) D'un point de vue environnemental,

Fournir plus de services que la manière traditionnelle, notamment pour les raisons suivantes :

- Présence de végétaux associés aux bassins filtrants (lutte contre les îlots de chaleur, bien-être, biodiversité).

De la gestion des eaux pluviales « en surface », qui contribue fortement à la culture du risque (on voit le cheminement de l'eau lorsqu'il pleut donc on connaît les zones à risque) et qui facilite la gestion des pollutions accidentelles, qui sont visibles.

Chapitre N° VI Dimensionnement de la technique alternative

- Existence des ouvrages d'évacuation des eaux pluviales "en amont" (bassins d'infiltration) à la place des collecteurs, ce qui contribue à la protection du niveau de la nappe phréatique

En réduisant la pollution des eaux de ruissellement par infiltration et en favorisant la dépollution des eaux.

De plus, ces travaux sont plus facilement retravaillés pour modifier la configuration du développement (évolution du site).

Il fournit également certains services liés à la présence d'espaces verts
Contribuer à diffuser la politique de développement durable en recyclant les matériaux usagés et en réduisant la consommation de ressources naturelles

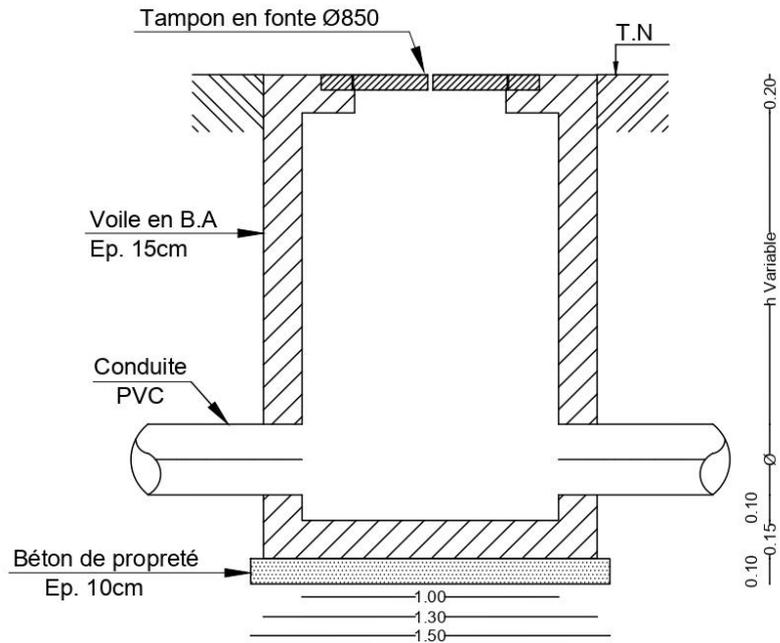
Bibliographie

- [1] symasol, gestion des eaux pluviales :guide pour la mise en oeuvre de techniques alternatives, juin 2016.
- [2] «wikydro.developpement-durable.gouv.fr,» [En ligne].
- [3] Les techniques alternatives en assainissement pluvial : descriptif et exemples de réalisation.
- [4] L. B. e. M. GUENDAFE, Vulnérabilité aux inondations des quartiers de Ghardaïa et l'impact des ouvrages de rétention amont sur la régim hydrologique de vallée du M'zab, 2018.
- [5] «www.u-picardie.fr,» juillet 2006. [En ligne].
- [6] D. T. BOULMAIZ, *Cours hydraulique appiquer*, 2021.
- [7] S. RICHARD, «<https://www.afipl.com/covadis/>,» GstarCAD et ZwCad, 21 04 2023. [En ligne].
- [8] R. BENKADJA, *Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'ouled sidi brahim, et la gestion à l'aide d'un SIG*, Université Mohamed Boudiaf, 2016.
- [9] K. B. e. Damien, le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomerations.
- [10] D. M. H. BOUTELLI, Cours D'assainissement 3eme licence Hydraulique Urbain.
]
- [11] MAYERFrancois, Fiche_n5_-_Essai_Double-anneau_FR.pdf, 2021.
- [12] E. S. u. P. Jean CHARGIER, Guide à l'attention des concepteurs pour la gestion des eaux pluviales sur le territoire du grand Lyon version 2., lyon -france: communauté urbaine de lyon , 2007.
- [13] L. S. d. d. l. V. d. l. Sud(SIAVOS)FICHE, N°1 : BASSIN D'INFILTRATION.
- [14] *LE BASSIN SEC – COMPARAISON DE MESURES ALTERNATIVES POUR LA GESTION DES EAUX DE PLUIE A L'ECHELLE DE LA PARCELLE– FICHE INFORMATIVE « MESURES COMPENSATOIRES »*, 2010.
- [15] «<https://www.toutcalculer.com/automobile/dimension-pneu.php#calcul>,» mai 2023. [En ligne].
- [16] «wikipedia.org/wiki/Technique_alternative_de_gestion_des_eaux_de_ruissellement_urbain,» 19 avril 2023. [En ligne].
- [17] C. OULED BELKHIR, 2015.

Annexes

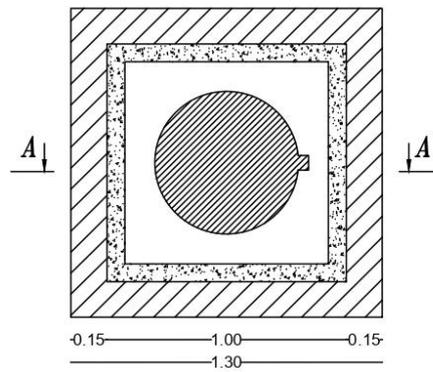
Coupe d'un regard pour réseau d'eaux pluviales

Coupe A-A



Coffrage

Vue en plan



Profile en travers du réseau d'évacuation les eaux pluviales

Tronçon : N1-N1-1

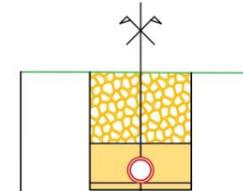


Profil dessiné par Covadis

Echelle des longueurs : 1/100

Echelle des altitudes : 1/100

- Remblai : 1.52 m²
- Enrobage : 0.74 m²
- Lit de pose : 0.15 m²



PC : 483.00 m

Altitudes TN	488.34	488.33	488.33
Distances à l'axe TN	-1.737	0.000	1.737
Altitudes Fouille	488.34	488.33	488.33
Distances à l'axe Fouille	-1.737	0.000	1.737
Altitudes Enrobage	486.73	486.63	486.73
Distances à l'axe Enrobage	-0.737	0.000	0.737
Altitudes Lit de pose			
Distances à l'axe Lit de pose			
Altitudes Fondation	488.34	486.63	488.33
Distances à l'axe Fondation	-0.737	0.000	0.737

Profil en long du tronçon N ° 01

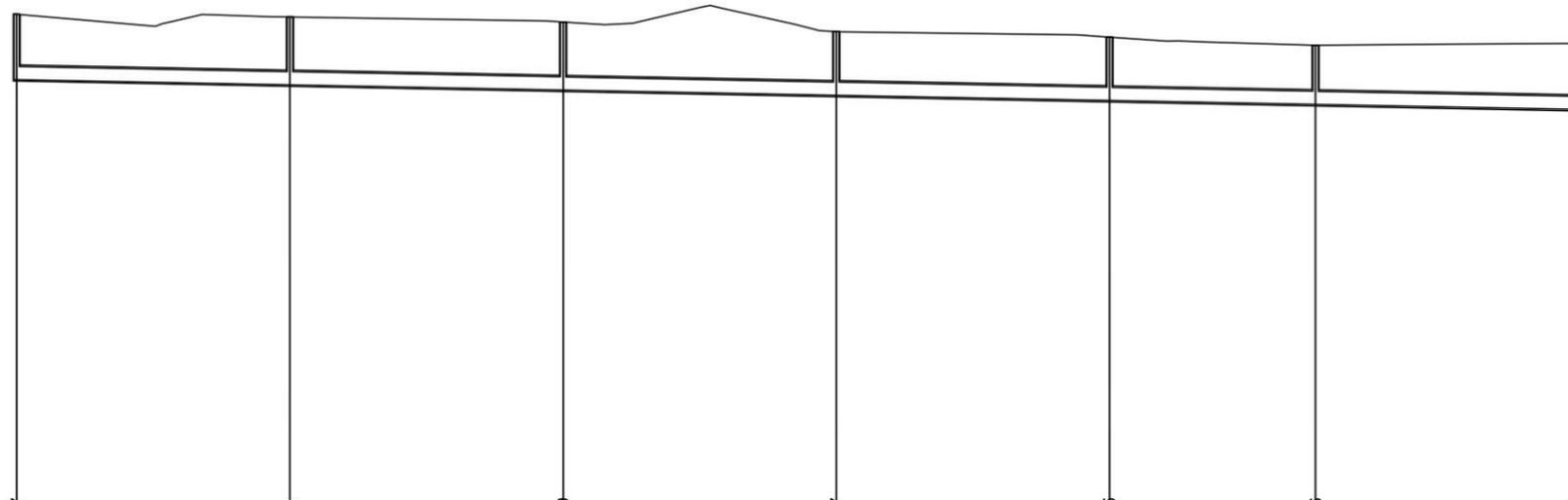


Profil dessiné par Covadis

Profil entre les noeuds N1-N1-6

Echelle en X : 1/500

Echelle en Y : 1/100



PC : 477.00 m									
Cotes Terrain Naturel	488.37	488.34	488.19	487.97	487.85	487.66	487.74		
Numéros des regards	N1	N1-1	N1-2	N1-3	N1-4	N1-5	N1-6		
Cotes fil d'eau	486.87	486.75	486.63	486.51	486.39	486.30	486.18		
Profondeurs fil d'eau	1.50	1.56	1.56	1.46	1.46	1.36	1.52		
Distances partielles		30.000	30.000	30.000	30.000	22.626	28.897		
Distances cumulées	0.000	30.000	60.000	90.000	120.000	142.626	171.523		
Pentes (m/m)				-0.004					
Alignements en plan			142.926			126.94	29.197		
Dimensions et Matériaux				135A-0300					

Date : 29/05/2023

Profil en long du tronçon N ° 02

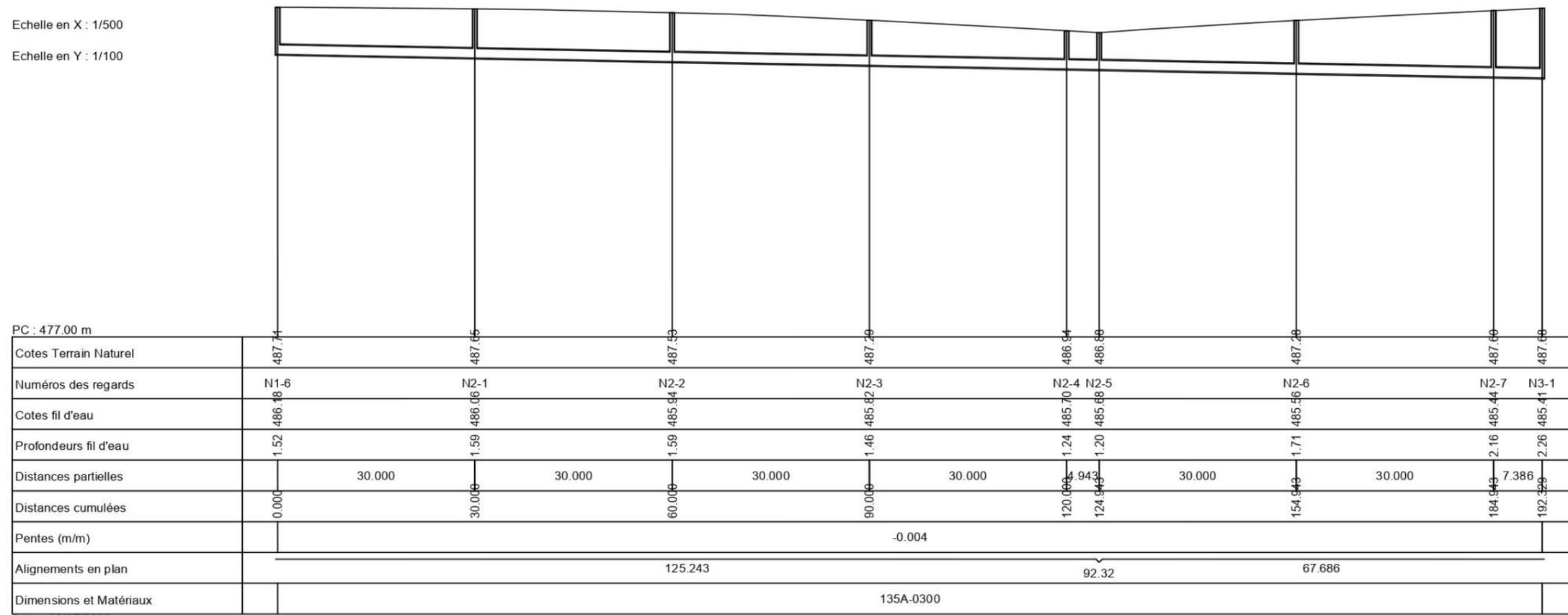


Profil dessiné par Covadis

Profil entre les noeuds N1-6-N3-1

Echelle en X : 1/500

Echelle en Y : 1/100



Date : 29/05/2023

Profil en long du tronçon N ° 03

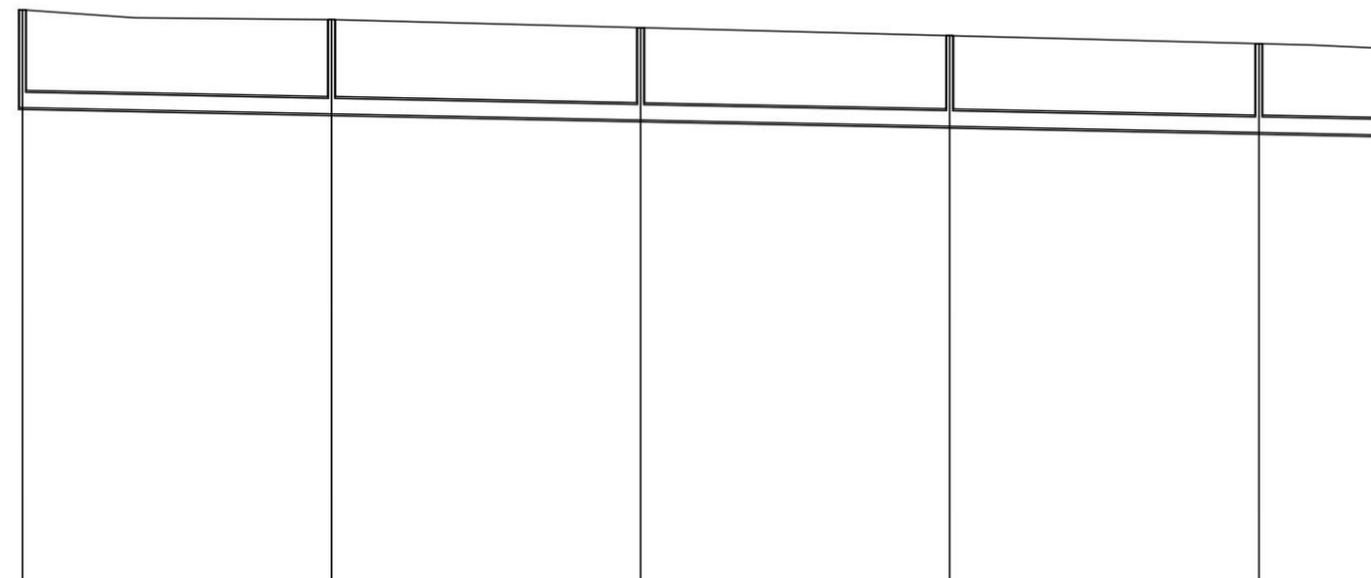


Profil dessiné par Covadis

Profil entre les noeuds N4-N3-1

Echelle en X : 1/500

Echelle en Y : 1/100



PC : 477.00 m						
Cotes Terrain Naturel	488.43	488.23	488.08	487.92	487.77	487.68
Numéros des regards	N4	N4-1	N4-2	N4-3	N4-5	N3-1
Cotes fil d'eau	486.53	486.41	486.29	486.17	486.05	486.00
Profondeurs fil d'eau	1.90	1.83	1.79	1.76	1.72	1.68
Distances partielles		30.000	30.000	30.000	30.000	12.202
Distances cumulées	0.000	30.000	60.000	90.000	120.000	132.202
Pentes (m/m)			-0.004			
Alignements en plan			132.802			
Dimensions et Matériaux			135A-0300			

Date : 29/05/2023

Profil en long du tronçon N ° 04

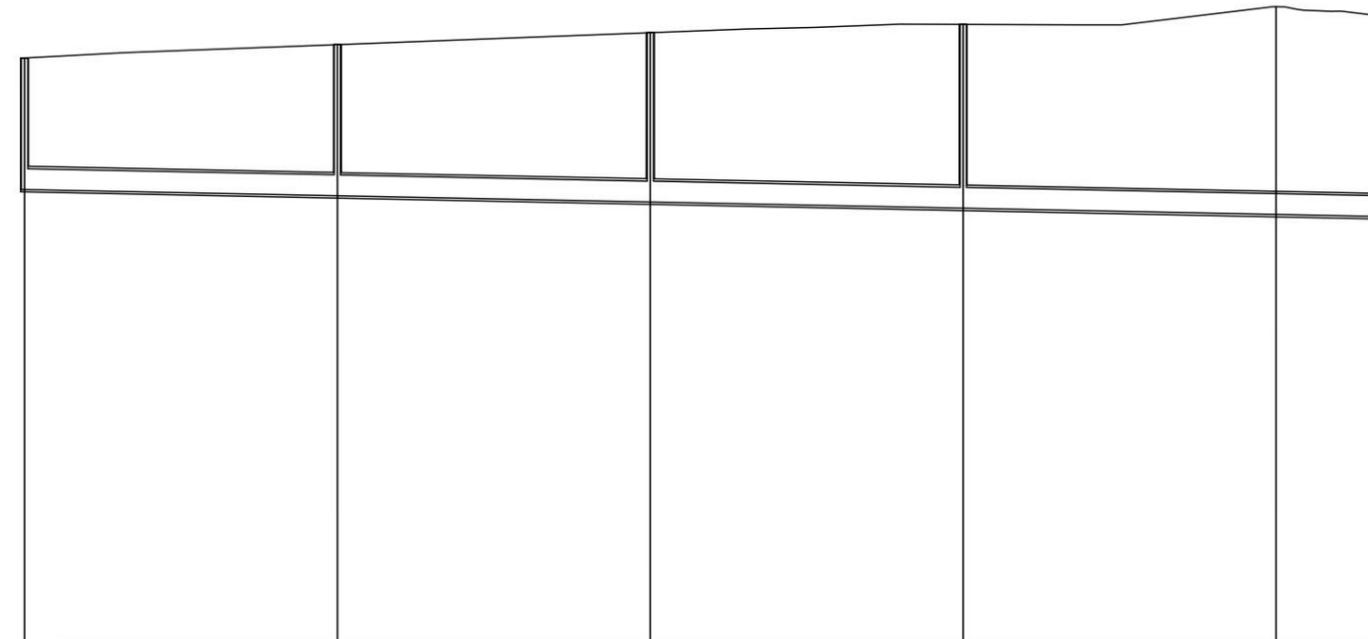


Profil dessiné par Covadis

Profil entre les noeuds N3-1-N5

Echelle en X : 1/500

Echelle en Y : 1/100



PC : 476.00 m

Cotes Terrain Naturel	487.68	487.93	488.16	488.32	488.66	488.48
Numéros des regards	N3-1	N3-2	N3-3	N3-4	N3-5	N5
Cotes fil d'eau	485.15	485.03	484.91	484.79	484.67	484.63
Profondeurs fil d'eau	2.52	2.90	3.25	3.52	3.99	3.85
Distances partielles		30.000	30.000	30.000	30.000	10.217
Distances cumulées	0.000	30.000	60.000	90.000	120.000	130.217
Pentes (m/m)			-0.004			
Alignements en plan			130.817			
Dimensions et Matériaux			135A-0400			

Date : 29/05/2023

Nom	Nœud	Canalisation
-----	------	--------------

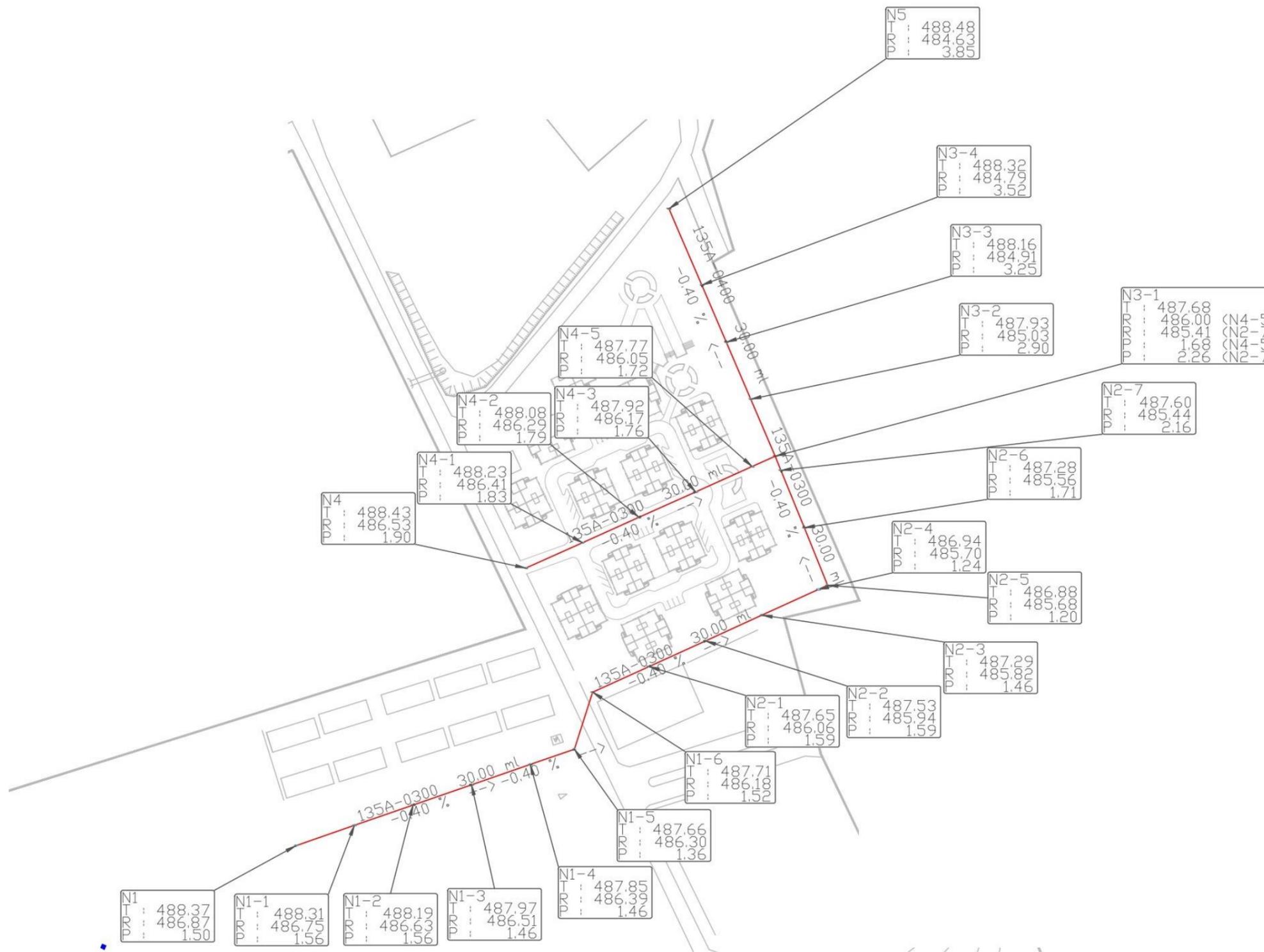


Tableau de détail du

	Nom	Regard	Z TN	Z fil d'eau entrée	Z fil d'eau sortie	Profondeur max	Recouvrement	Diamètre de tuyau	Longueur	Pente (%)	Recouvrement mini
Tronçon N°01	N1	REG-600	488.370	486.870	486.870	1.500	1.163				
								135A-0300	30.000	-0.400	0.952
	N1-1	REG-600	488.307	486.750	486.750	1.558	1.221				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.221
	N1-2	REG-600	488.192	486.630	486.630	1.562	1.225				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.126
	N1-3	REG-600	487.973	486.510	486.510	1.463	1.126				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.120
	N1-4	REG-600	487.846	486.390	486.390	1.457	1.120				
							135A-0300	22.626	-0.400	1.024	
N1-5	REG-600	487.660	486.299	486.299	1.361	1.024					
							135A-0300	28.897	-0.400	1.024	
N1-6	REG-600	487.708	486.183	486.183	1.524	1.187					

tronçon N° 01

Tableau de détail du tronçon N° 02

Nom	Nœud						Canalisation				
	Nom	Regard	Z TN	Z fil d'eau entrée	Z fil d'eau sortie	Profondeur max	Recouvrement	Diamètre de tuyau	Longueur	Pente (%)	Recouvrement mini
Tronçon N°02	N1-6	REG-600	487.708	486.183	486.183	1.524	1.187				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.187
	N2-1	REG-600	487.654	486.063	486.063	1.590	1.253				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.248
	N2-2	REG-600	487.529	485.943	485.943	1.585	1.248				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.126
	N2-3	REG-600	487.286	485.823	485.823	1.463	1.126				
								135A-0300	30.000	-0.400	0.903
	N2-4	REG-600	486.943	485.703	485.703	1.240	0.903				
								135A-0300	4.943	-0.400	0.862
	N2-5	REG-600	486.882	485.684	485.684	1.199	0.862				
								135A-0300	30.000	-0.400	0.862
	N2-6	REG-600	487.278	485.564	485.564	1.714	1.377				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.377
N2-7	REG-600	487.600	485.444	485.444	2.156	1.819					
							135A-0300	7.386	-0.400	1.819	
N3-1	REG-600	487.676	485.414	485.153	2.524	1.925					

Tableau de détail du tronçon N° 03

Nom	Nœud							Canalisation			
	Nom	Regard	Z TN	Z fil d'eau entrée	Z fil d'eau sortie	Profondeur max	Recouvrement	diamètre du tuyau	Longueur	Pente (%)	Recouvrement mini
Tronçon N° 03	N4	REG-600	488.426	486.526	486.526	1.900	1.563				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.451
	N4-1	REG-600	488.231	486.406	486.406	1.825	1.488				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.454
	N4-2	REG-600	488.077	486.286	486.286	1.791	1.454				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.419
	N4-3	REG-600	487.922	486.166	486.166	1.756	1.419				
								135A-0300	30.000	-0.400	1.384
	N4-5	REG-600	487.767	486.046	486.046	1.721	1.384				
								135A-0300	12.202	-0.400	1.343
	N3-1	REG-600	487.676	485.997	485.153	2.524	1.343				

Tableau de détail du tronçon N° 04

Nom	Noeud							Canalisation			
	Nom	Regard	Z TN	Z fil d'eau entrée	Z fil d'eau sortie	Profondeur max	Recouvrement	Diamètre de tuyau	Longueur	Pente (%)	Recouvrement mini
Tronçon N°04	N3-1	REG-600	487.676	485.997	485.153	2.524	1.235				
								135A-0400	30.000	0.400	2.079
	N3-2	REG-600	487.933	485.273	485.273	2.660	2.215				
								135A-0400	30.000	-0.400	2.215
	N3-3	REG-600	488.162	485.153	485.153	3.010	2.565				
								135A-0400	30.000	-0.400	2.565
	N3-4	REG-600	488.317	485.033	485.033	3.285	2.840				
								135A-0400	30.000	-0.400	2.840
	N3-5		488.659	484.913	484.913	3.747	3.302				
								135A-0400	10.217	-0.400	3.162
	N5	REG-600	488.479	484.872	484.872	3.607	3.162				

Tableau de propriétés des regards

N°	Nom	Regard	Z TN	Z fil d'eau bas	Profondeur max
1	N1	REG-600	488.370	486.870	1.500
2	N1-1	REG-600	488.307	486.750	1.558
3	N1-2	REG-600	488.192	486.630	1.562
4	N1-3	REG-600	487.973	486.510	1.463
5	N1-4	REG-600	487.846	486.390	1.457
6	N1-5	REG-600	487.660	486.299	1.361
7	N1-6	REG-600	487.708	486.183	1.524
8	N2-1	REG-600	487.654	486.063	1.590
9	N2-2	REG-600	487.529	485.943	1.585
10	N2-3	REG-600	487.286	485.823	1.463
11	N2-4	REG-600	486.943	485.703	1.240
12	N2-5	REG-600	486.882	485.684	1.199
13	N2-6	REG-600	487.278	485.564	1.714
14	N2-7	REG-600	487.600	485.444	2.156
15	N4	REG-600	488.426	486.526	1.900
16	N4-1	REG-600	488.231	486.406	1.825
17	N4-2	REG-600	488.077	486.286	1.791
18	N4-3	REG-600	487.922	486.166	1.756
19	N4-5	REG-600	487.767	486.046	1.721
20	N3-1	REG-600	487.676	485.153	2.524
21	N3-2	REG-600	487.933	485.273	2.660
22	N3-3	REG-600	488.162	485.153	3.010
23	N3-4	REG-600	488.317	485.033	3.285
24	N5	REG-600	488.479	484.872	3.607