

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISMENT

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DU
PARC INDUSTRIEL DE BELLARA
(WILAYA DE JIJEL)**

Présenté Par :

NOUFI OUSSAMA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr A.AMMARI	MCB	Président
Mme F.DERNOUNI	MAA	Examineur
Mme S.BELLABES	MAA	Examineur
Mr A.BOUFEKANE	MAA	Examineur
Mr D.KAHLERRAS	MCB	Promoteur

Session Juin - 2018

Dédicace

A la suite de cette étape de ma vie j'aimerais porter une pensée et me rappeler de ces personnes qui ont partagé avec moi les bons moments de ma vie mais surtout les mauvais.

Ces personnes qui m'ont aidé et soutenus sans conditions, qui m'ont aimé et cru en moi et à qui mon bonheur et ma joie reviennent de droit.

Je dédie ce modeste travail :

Avant tout à ma chère MAMAN Qui m'a soutenu, motivé et encouragé durant toutes ces années de formation.

*A mes frères ABDELKADER AMINE ABDERRAHMANE
et SOUMEYA*

qui m'ont soutenu et aidé de manière tant physique que morale

A ma chère SALIMA qui m'a encouragé pour la concrétisation de ce projet

*A mes amis : ARACH SIDAHMED,
OUSSAMA MEBARKI, MOHAMED
KHAYAT*

*A : AYYOUB BENROKIA ,MAAGBI
HOUSSEMEDDINE MOUSSAOUI
NOUREDDINE ADEM CHADER ILYES,
NOUMI ZAKARIA ,ZINANDA
ABDELOUAHIDE*

*Et aussi à : SALIMA CHAILI, YAHIA AYOUB,
BOUDRAA MOHAMED EL FATEH,
BOUZGAG ABDENACER, BENAMER
AYMEN AMIR,*

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Ma chère maman, mes frères et SALIMA pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

Mon promoteur Mre D. KAHLERAS pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à :

Mr I, ZAIBAK Mr A. AMMARI, M^{me} CHENTIN

M^{me}. DERNOUNI, Mr. ZEROUAL, Mr S. YAHIAOUI

M^{me}:HOULI, Mr:MEDDI

J'adresse également mes sincères remerciements à :

Mr A. AMMARI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury : - Mr A BOUFEKANE

- M^{me}. DERNOUNI

-Mme. S.BELLABES

qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

ملخص:

تعتبر ولاية جيجل مركزا اقتصاديا وتجاريا كبيرا خلال السنوات الأخيرة مما أدى الى انشاء مناطق صناعية وتجارية جديدة من أهمها المنطقة الصناعية الجديدة ببلارة، التي تعتبر واحدة من أكبر المشاريع الاقتصادية في الولاية.

في هذه الدراسة قمنا بوضع تصميم فعال لشبكة صرف المياه للمنطقة الصناعية الجديدة ببلارة.

الهدف منها هو تأمين النقل السريع للمياه الملوثة الى خارج المنطقة بواسطة نظام انتقائي نحو مجمع معالجة المياه المستعملة والوسط الطبيعي تماشيا مع قانون المحافظة على المحيط.

Résumé :

La wilaya de JIJEL est devenue un important centre économique et commercial, ce qui se traduit par la création de nombreuses zones industrielles et commerciales, dont la plus importante est la nouvelle zone industrielle de BELLARA connue comme l'un des plus importants projets économiques de la wilaya.

Dans cette étude, nous allons mettre en place une conception efficace du système d'assainissement de cette nouvelle zone industrielle pour assurer l'évacuation rapide de l'eau polluée en système séparatif en dehors de la zone vers la station d'épuration et le milieu naturel conformément aux exigences des lois en vigueur de l'environnement

Abstract:

The wilaya of JIJEL has become an important economic and commercial center, resulting in the creation of numerous industrial and commercial areas. The most important one is the new industrial area of BELLARA known as one of the city's substantial economic projects.

In this study, we put in place an effective design of the sanitation system to ensure the rapid evacuation of polluted water outside the zone towards the treatment plant, in a separation system .According to the requirements of the existing environmental laws

SOMMAIRE

Chapitre I Présentation générale de la zone d'étude

Introduction :	1
I.1 La situation géographique.....	1
I.2 Délimitation géographique de la zone d'étude :	1
I.3 Situation topographique	2
I-4 Situation hydrographique.....	2
I-5 Situation climatique.....	2
I.6 Aperçu géologique et structural	5
I.7 Situation hydraulique	5
I.7.1 Alimentation en eau potable.....	5
Conclusion	5

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	8
II.1 Notion d'averse.....	8
II.2 Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement.....	9
□ Analyse des données statistiques.....	9
II.3 Paramètres de la série.....	12
II.4. Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation.....	14
II.6 Calcul de l'intensité de période de retour de 10 ans	20
Conclusion :	24

Chapitre III: Calcul des éléments de base

Introduction.....	26
III .1 Différents Systèmes D'évacuation	26
III .2 Choix du système d'assainissement.....	29
III 3 Définition d'un schéma d'évacuation.....	29
III.4 Différents schémas d'évacuation.....	29
III.4.4 Schéma à Collecteur Etagé	31
III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	32
III.6 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	32
III.7 Evaluation du coefficient de ruissellement.....	33
Conclusion :	36

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

Introduction.....	38
IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées	38
IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	44
IV.4 Choix de la méthode.....	48
IV.5 Evaluation des débits d'eaux parasites:.....	54

SOMMAIRE

Chapitre V: calcul hydraulique

Introduction.....	56
V.1 .1 Conditions d'implantation des réseaux.....	56
V.1.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	56
Mode de calcul [4]	57
V.2.1 Formules d'écoulements	57
V.2.2 Mode de calcul [4]	58
V.3 Les principes de tracé des collecteurs.....	61
V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	61
Conclusion	61

Chapitre VI : Évaluation des débits à évacuer

VI.A Ouvrages principaux.....	63
VI.1.2-Choix du type de canalisations.....	66
VI.2 Les Joints	68
VI.3 Différentes actions supportées par la conduite	69
VI.3.1 Protection des conduites en béton armé	69
VI.4: Protection des conduites:.....	70
VI.5: Essais des tuyaux préfabriqués.....	70
VI.B Ouvrages annexes	71
VI.C. Ouvrages spéciaux	75
VI.2: Dimensionnement des ouvrages spéciaux.....	77
VI.2.1: Dimensionnement du bassin de rétention.....	77
VI.2.1.1: Méthode dite des pluies	78
VI.3.Calcul des stations de refoulements :	82
VI.3.1 Débits des eaux usées par stations de relevage projeté :	83
Conclusion	96

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

Introduction.....	98
VII.1: Emplacement des canalisations.....	98
VII.2: Exécution des travaux	98
VII.3 Pose des canalisations en tranchées	101
VII.4- Mise en place des conduites.....	102
VII.4.1– Assemblage des conduites:.....	102
VII.4.2–Essais sur les joints et les canalisations [10].....	103
VII.5 Réalisation des regards.....	103
VII.6 Remblaiement et compactage des tranchées	104
VII.7 Choix des engins	104

SOMMAIRE

VII.8: Devis quantitatif et estimatif [9]	107
VII.9 Sécurité de travail : [11]	126
VII.9.1 Les Causes Des Accidents :	126
VII.9.2 Les actions et conditions dangereuses :	127
VII.9.3 Organisation de La prévention des accidents du travail :[11].....	128
VII.9.4 Les équipements de la protection individuelle dans le chantier :.....	130
Conclusion :	131
Conclusion générale.....	132

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1.Coordonnées de la station Hydro climatique de Milia 4
Tableau I.2 Température moyenne mensuelle 5
Tableau I.3. Vitesses moyennes mensuelles et maximale des vents à la station de Milia.. 5

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1. Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station d'El Milia..... 11
Tableau II.2 Caractéristiques de la série 14
Tableau II.3 : les pluies maximales journalières à loi de GUMBEL 16
Tableau II.4 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL 17
Tableau II.5 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON 19
Tableau II.6 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour 10%20
Tableau II.7 : Intensités et pluies de courtes durées correspond au $T_c=15$ min (0,25h)21

Chapitre III : Calcul des éléments de base

Tableau III.1: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux28
Tableau III.2 : Surface des sous bassins de la zone d'étude.....34
Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation35
Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population35
Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....35
Tableau III.6 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....36
Tableau III.7: Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins36

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

Tableau IV.1: Donnée de base sur les différentes activités industrielles (besoin en eau) 42
Tableau IV.2 : Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque zone d'activité..... 43
Tableau IV.3 : Débits des eaux usées par collecteur 44
Tableau IV.4: évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon.....49

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau d'assainissement

Tableau VI.1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes	67
Tableau VI.2 :les surfaces drainées.....	84
Tableau VI.3débit de fuite des bassins de stockage d'eaux pluvial	84
Tableau VI.4 la capacité spécifique de stockage.....	85
Tableau VI.5les volumes totaux des bassins.....	85
Tableau VI.6 : les caractéristiques des bassins de stockage d'eau pluvial.....	85
Tableau VI.7 : Les débits totaux reçus par chaque poste de relevage.....	87

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

Tableau VII.1 : coefficient de foisonnement.....	115
Tableau VII.2: Devis Quantitatif et Estimatif des travaux.....	116

.

Liste des figures

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de La wilaya de Jijel (Ech 1/100000)	2
Figure I.2: Situation géographique de la ville d'El Milia (carte d'état-major de JIJEL)	3
Figure I.4 : Image satellitaire représente la zone d'étude.....	4

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1 : courbe d'ajustement de la série selon la loi de Gumble	17
Figure II.2 : courbe d'ajustement à la loi GALTON	19
Figure II.3: Courbe intensité-durée-fréquence de 0,1.....	22
Figure II.4: Courbe intensité-durée-fréquence de 0,1.....	22

Chapitre III: Calcul des éléments de base

Figure III.1 : Réseau unitaire.....	26
Figure III.2 : Réseau séparatif.....	26
Figure III.3 : Réseau pseudo séparatif.....	27
Figure III.4 : schéma perpendiculaire	31
Figure.III.5 : Schéma par déplacement latéral	31
Figure.III.6 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	32
Figure.III.7 : schéma à collecteur étagé	32
Figure III.8 schéma type radial	32

Chapitre IV : Évaluation des débits à évacuer

Figure IV.1 : Plan de zoning.....	41
-----------------------------------	----

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau d'assainissement

Figure VI-1 : composition chimique de conduite en PVC	68
Figure VI-2 : joint rocla	71
Figure VI-3 : Joint à Collet	72

Liste des figures

Figure VI-5 : Vue en 3D des caniveaux et la bouche d'égout avec décantation.....	76
Figure VI-6 : bouche d'égout a accès latérale ou accès sur le dessus	77
Figure VI. 7: exemple d'un regard simple	78
Figure VI.8 : courbe fréquentiel de pluie	78
Figure VI.9 : emplacement des stations de refoulement	86

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

Figure VII.1 Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite.....	106
Figure.VII.2 le Pipeleers (pose de la canalisation)	108
Figure.VII.3 : Bulldozer.....	110
Figure VII.4 : pelle équipée en rétro	111
Figure VII.5 : Chargeur	112
Figure VII.6 Compacteur.....	113
FigureVII.7 : Organisation de La prévention des accidents du travail.....	136
Figure VII.8 : équipements de la protection individuelle.....	139

Listes des planches

Planche N° 1 : Plan de masse avec tracé du réseau d'assainissement projeté.

Planche N° 2 : Profil en long du collecteur principal des eaux usée -F-.

Planche N° 3 : Profil en long des conduites de refoulement des eaux usée.

Planche N° 4 : Profil en long des collecteurs principaux d'eaux pluviales.

Planche N° 5 : Plan de S R 1 ,Plan type de regard de visite, Plan type de bouche d'égout.

Liste des annexes

Annexe 01 : Le coefficient de Strickler pour différents types de matériaux.

Annexe 02 : dimensionnement Des collecteurs des eaux usées et calcul des paramètres hydrauliques de chaque tronçon.

Annexe 03 : dimensionnement Des collecteurs des eaux pluviales et calcul des paramètres hydrauliques de chaque tronçon.

Annexe 04 : évaluation du volume des bassins de retenue (méthodes des volumes).

Chapitre I :
Présentation générale
de la zone d'étude

Introduction :

L'étude du site constitue une importance primordiale et prépondérante dans l'élaboration de n'importe quel projet hydraulique. Dans un projet d'assainissement, les caractéristiques de la ville sont à prendre en considération parce qu'elles représentent un facteur déterminant et décisif dans le choix de la variante à élaborer (relief, climat, structure de l'agglomération...). C'est pour cela que pour la bonne exécution des travaux et le bon fonctionnement du système d'évacuation une opération de recherche et de collecte des données dans différents exécutifs et administrations devance les autres phases du travail à élaborer.

I.1 Délimitation géographique de la zone d'étude :

La présente étude concerne le parc industriel de BELLARA se trouve à l'Est de la ville de MILIA, dans le Sud-Est de la wilaya de JIJEL. Elle est limitée par la route nationale RN.27 à l'Est et au Nord, ainsi que le chemin de wilaya CW.38 à l'Ouest et au Sud.



Figure I.3 : Image satellitaire non traitée représente la zone d'études (mars, 2018)

I.2 Situation topographique

❖ Relief

La région d'El-Milia se caractérise par un relief montagneux très accidenté, les montagnes occupent 82 % de la superficie totale, marqué par une couverture végétale très abondante et un réseau hydrographique très escarpé. (Wikipédia)

En plus de sa situation hydrographique de la zone franche de BELLARA, la morphologie du terrain du Parc est caractérisée par un terrain plat limité à l'Est et au Sud par l'Oued El Kébir qui est caractérisé par un lit d'Oued major très large et peu profond, et à l'Ouest par une série de montagne de près de 400 mètres de dénivelées avec plusieurs affluents d'Oued El Kébir. Donc le Parc industriel de BELLARA se trouve dans une zone potentiellement inondable.

I-3 Situation hydrographique

Le parc industriel de BELLARA est situé dans l'un des bassins hydrographiques les plus importants de l'Algérie, le bassin versant du RHUMEL - KEBIR. Il est traversé par l'Oued El Kébir, sur lequel sont implantés les barrages de BENI-HAROUN au Sud à environ 20 Km de la zone (en amont) et de BOUSSIABA à environ 9 Km au Nord Est.

I-4 Situation climatique

Le climat de la région d'El-Milia est celui de la Méditerranée caractérisé par un été chaud et un hiver doux et parfois agité, le climat est très humide.

Pour une estimation climatique convenable, nous avons choisi la station pluviométrique existante qui convient mieux pour notre aire d'étude, nous avons pris les données de la station d'El Milia.

Tableau I.1 : caractéristique de la station d'El Milia

Nom station :	El Milia
Code station	10 07 06
X	6°17'7.53"E
Y	36°45'2.44" N
Z	100 m

Source ANRH(Alger)

I.4.1 Pluviométrie

La pluviométrie est l'un des facteurs les plus importants pour le dimensionnement du réseau d'assainissement parce qu'elle participe par la majorité du débit.

Les pluies dans notre aire d'étude sont concentrées sur une partie de l'année (d'Octobre à Avril) et les précipitations sont intenses de Novembre à Février quant au mois de Juin, Juillet et Août sont absents ou faibles.

Les observations à la station d'El Milia nous fournissent d'une part les totaux mensuels utiles pour la lame d'eau moyenne inter annuel et d'autre part les pluies maximales journalières annuelles très intéressantes pour l'étude des crues.

Tableau. I.2 : Précipitation moyennes mensuelles à la station d'El Milia

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	max	Annuel
2002 - 2003	77.2	40.6	234.7	255.9	372.0	135.4	36.6	139.3	15.5	0.0	0.0	7.5	70.5	1314.7
2003 - 2004	59.7	49.4	80.4	294.9	127.8	48.2	65.3	120.9	80.5	88.8	0.0	0.0	67.7	1015.9
2004 - 2005	83.9	25.1	284.1	238.6	221.3	216.2	76.2	109.6	7.7	0.0	0.0	2.2	91.3	1264.9
2005 - 2006	17.5	13.1	101.0	192.1	178.7	129.5	49.9	15.0	27.4	4.0	0.0	3.9	53.7	732.1
2006 - 2007	41.0	32.6	33.6	263.7	16.8	73.6	210.6	53.7	9.0	31.0	0.0	3.5	63.3	769.1
2007 - 2008	45.3	130.1	137.2	139.3	20.7	33.5	170.3	18.2	60.0	0.0	6.4	0.0	46.9	761.0
2008 - 2009	37.4	25.1	133.4	150.3	219.6	97.9	48.6	131.4	30.1	0.0	0.0	20.2	55.7	894.0
2009 - 2010	189.8	150.4	139.7	136.7	148.4	40.6	66.9	41.1	77.5	12.8	0.0	0.0	90.7	1003.9
2010 - 2011	23.4	173.6	103.8	110.8	67.1	247.1	71.1	70.9	46.3	29.8	0.0	0.0	88.3	943.9
2011- 2012	0.0	205.7	78.5	150.5	74.5	299.9	52.0	124.9	0.0	0.0	0.0	10.2	95	996.2

Source ANRH d'Alger

I.5.1 Température

Le climat de la ville d'El Milia (zone de BELLARA) et ces environs subit par sa situation géographique, la double influence de la mer et de la montagne, il subit pratiquement les mêmes variations que les zones côtières. Le caractère essentiel du climat est de type méditerranéen, avec une saison humide et froide en hiver, sèche et chaude en été.

Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles à la station d'El Milia

Température °C	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	Annuel
Moyenne	23.75	23.40	14.79	12.36	13.35	13.67	12.76	17.12	18.57	23.24	25.40	26.79	18.77
Max	34.50	38.70	25.40	19.60	20.00	26.60	23.00	28.40	32.60	36.50	36.40	38.70	30.03
Min	16.70	14.50	6.70	4.20	6.00	6.00	6.80	10.00	10.20	12.00	17.30	19.50	10.83

Source ANRH d'Alger (année 2018)

I.5.2 Vent

Le maximum de force des vents est au cours de l'hiver et le minimum est à la fin de l'été, avec des directions EST-NORD EST à NORD-NORD WEST. La vitesse moyenne annuelle des vents est de 1.8 à 2.6 m/s.

Tableau I.3 : Vitesses moyennes des vents.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	moy
Vitesse (km/h)	7.344	7.128	7.776	9.324	8.784	8.028	7.99	7.74	6.66	6.48	7.236	7.488	7.56

Source ANRH d'Alger (année 2018)

I.5.4 Humidité relative

Il est à noter que l'humidité relative est un élément climatique très important dans le cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et le couvert végétal.

- Le mois le plus humide est le mois de Janvier avec 79% ;
- Le mois le moins humide est le mois d'Août avec 62%.

I.6 Aperçu géologique et structural :

La wilaya de Jijel s'étend sur deux grands domaines géologiques, un domaine, Situé au Nord (dit domaine interne), correspondant aux formations cristallophylliennes du socle kabyle et sa couverture sédimentaire et un domaine situé au Sud (dit domaine externe), correspondant aux séries type flysch et aux séries telluriennes.

Dans la wilaya de Jijel, le domaine interne, s'étend sur environ 80 Km le long du littoral méditerranéen, entre le massif d'El-Aouana à l'Ouest et les massifs d'El-Milia -Oued Z'hor à l'Est et sur une largeur d'environ 30 Km.

I.7 Situation hydraulique**I.7.1 Alimentation en eau potable**

La commune d'El Milia (zone de BALLARA) est alimentée à partir du barrage de Boussiaba de capacité de 120 Hm³. Et des eaux souterraines (les forages).

En plus de son implantation sur l'une des plus importantes nappes phréatiques de la wilaya en l'occurrence celle d'oued El Kebir, le site de Bellara est déjà doté de deux forages de 25 l/s chacun. il pourra être alimenté également à partir du barrage de Boussaiba.

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue climatique, géologique, topographie hydrologique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II :

Etude hydrologique

Introduction

D'une façon générale, l'hydrologie peut se définir comme la science qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Ainsi que l'estimation de ses différents flux.

L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine (production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales.

Au niveau du domaine de la conception des réseaux d'assainissement, l'étude hydrologique est une phase inévitable dont le but principal est de déterminer l'intensité moyenne maximale, d'après l'étude des averses qui revêt une importante capitale en Hydrologie, dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales reçu par un bassin versant donné.

Dans ce chapitre on s'intéressera aux études de précipitations et étude de crues

II.1 Notion d'averse

Les averses sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique ; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

Les averses les plus dangereuse sont les orages car elles sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit et généralement très charger.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps. [4]

II.1.2 Choix de la période de retour

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans.

Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix d'une période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

II.1.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales des pluies qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

I_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- ❖ Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- ❖ Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- ❖ Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation. [2]

II.2 Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement**❖ Analyse des données statistiques**

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique d'El Milia dont le code est : 10 07 06 et de coordonnées Lambert.

X = 819,3 Km.

Y = 389,7 km.

Z = 100 m.

Sur une période de fonctionnement de 1979 à 2012 fournie par l'ANRH d'Alger. L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 33 ans

Tableau II.1 Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station d'El Milia en (mm)

année	sept	Oct	nov	dec	jan	fev	Mar	avr	mai	juin	juil	Ao ut	max	Total
1979-1980	24,8	27,3	42,1	46,5	30,5	27,6	30,8	28,3	37,3	0,5	0	0	46.5	735,8
1980-1981	17,3	50,6	59,4	92,8	29	52,4	40,8	29,9	23	19,6	0	47,5	92.8	1082,1
1981_1982	0	27,5	25,2	51,7	42,4	43,4	48,2	20,8	17,3	6	0	0	51.7	860,7
1982-1983	7,5	112	75	86	11,3	42	88,1	7,2	12,2	0	0	4,8	112	751,1
1983-1984	23,9	43,8	30,6	44,8	103,2	112,3	56	21,7	31,9	0	0	0	112.3	861
1984 – 1985	77.5	112	5.6	13.3	66.5	21	114	13.2	5.9	3.8	0	0	114	432.8
1985 – 1986	59.5	11.3	22.1	16	102.6	39.1	37.8	8.3	4.6	2.5	0	0	102.6	303.8
1986 – 1987	23.5	37.1	37.5	34.6	38.3	38	19.4	21.6	45.1	0	17.5	0	45.1	312.6
1987 – 1988	18.4	16	27.5	8.7	25	26.5	26.4	38.9	10.2	4.1	0	0	38.9	201.7
1988 – 1989	25.5	0.6	17.5	52.2	35.2	51.7	32.5	32.1	1.2	5.1	0.3	8.2	52.2	262.1
1989 – 1990	17.3	74.2	58	29.7	30.8	0	26.4	24.2	25.6	1.2	1.7	4.8	74.2	293.9
1990 – 1991	0	20.4	43.2	122.3	20.5	24.7	37.3	14.6	24	3.9	0	0	122.3	310.9
1991 – 1992	12.2	41	19.5	8	27.8	22.2	28.5	36.7	45	29.7	6.7	0	45	277.3
1992 – 1993	2.3	29.4	11.2	80.9	32.4	9.4	28.8	50.8	14.4	0	0	0	80.9	259.6
1993 – 1994	11.8	38.5	22.5	73	27.7	46.5	0	20	10.5	0	0	0	73	250.5
1994 – 1995	24.5	38.3	7.9	57.7	30.5	12.9	44.4	21	2.1	7.8	0	6.6	57.7	253.7
1995 – 1996	24.2	12.5	10.4	29	19.9	59.9	21.6	34.5	31.8	7.4	1.8	2.2	59.9	255.2

Source ANRH Alger

Tableau II.1 (Suite) Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station d'El Milia en (mm)

1996 – 1997	11.1	46.5	16.5	58.3	29.2	28.5	12.5	16	10.5	12.6	5.5	2.5	58.3	249.7
1997 – 1998	34	82.9	35.8	28	34.6	33.6	24.3	37.2	50.7	8	0	31	82.9	400.1
1998 – 1999	28.5	11.5	67.5	25.5	34	26.5	28.6	17.9	9.4	1.5	0	2.1	67.5	253.0
1999 – 2000	8	8.4	19	67.7	25	15.5	12.6	7.3	63.1	17	0	4	67.7	247.6
2000 – 2001	0	19.8	35.5	33.5	72	26.7	17.7	27.3	9.6	0	0	0	72	242.1
2001 – 2002	10.2	8.5	19.1	44.5	31.8	44.4	7	17	6.6	9.2	25.7	25.3	44.5	249.3
2002 - 2003	51.8	11.5	50	70.5	58.4	29.4	9.4	53.8	6.4	0	0	7.5	70.5	348.7
2003 - 2004	18.7	13.3	23.9	40.7	23.4	19.7	20	39	23.4	67.7	0	0	67.7	289.8
2004 - 2005	42	10.2	91.3	54.6	52.5	39.6	24.7	30.2	7.7	0	0	1.5	91.3	354.3
2005 - 2006	5.5	5.1	29.4	53.7	36.1	41.5	16.9	8.3	14.5	4	0	3.4	53.7	218.4
2006 - 2007	12.9	13.7	23.3	63.3	6.3	30	33.5	12.2	4	24.5	0	3.2	63.3	226.9
2007 - 2008	27.3	46.9	31.9	26	11.1	15.7	45.2	11.6	24.3	0	6.4	0	46.9	246.4
2008 - 2009	12.8	20	55.7	37.4	40	17.6	16.8	42.1	27	0	0	17.3	55.7	286.7
2009 - 2010	90.7	86.8	45.7	36.8	30	17.1	16	23.5	35.2	8.5	0	0	90.7	390.3
2010 - 2011	16.4	48.8	36.4	46.6	22.5	88.3	23.7	22	26.6	12.1	0	0	88.3	343.4
2011 - 2012	0	59.9	30.1	34.7	95	70.4	24	17	47	12	0	0	95	390.1

Source ANRH Alger

II.3 Paramètres de la série

La somme des précipitations maximales journalières (X_i) durant 33 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=33} P_{\max,j} = 2397.1\text{mm}$$

Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} = 72.63 \text{ mm} \quad (\text{II.2})$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 33 ans)

Ecart type σ_x :

Pour N >30 ans on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=28} (X_i - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=28} (X_i - 72.63)^2}{33}} \quad (\text{II.3})$$

DONC :

$$\sigma_x = 23.2$$

Le coefficient de variation Cv :

$$Cv = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} = \frac{23.2}{72.63} \quad (\text{II.4})$$

Donc : **$Cv = 0.3194$**

Exposant climatique

Selon les études régionales de l'ANRH (Agence Nationale Des Ressources Hydraulique d'Alger) ; On a **b=0.46**.

Tableau II.2 : Caractéristiques de la série

Avec N=33 ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=28} X_i$	2397mm
la moyenne des Pmax j en (mm)	$P_{\max, j} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n}$	72.63 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour n 30 ans	$\sigma_X = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}} \right]$	23.2 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.3194
L'exposant climatique :	b=0.46 (donné par l'ANRH d'Alger)	

II.3.1 Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéité et de stationnarité sont réunies. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égaux.

Il faut comparer les estimations des deux lois : Si ces estimations sont différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

En Assainissement les deux lois généralement utilisées sont :

A. La loi de GUMBEL ou loi log normale.

B. La loi de GALTON.

II.4. Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation

II.4.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.7})$$

$$\text{Tel que : } y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (\text{II.8})$$

Avec y : Variable réduite de GUMBEL

α, x_0 : Coefficients d'ajustement estimés par :

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \quad (\text{II.9})$$

$$X_0 = X - \frac{1}{\alpha} Y \quad (\text{II.10})$$

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMBEL

x_0 : ordonnée à l'origine (paramètre de position) en (mm)

x : précipitation maximale journalière (mm)

Cette variable x (précipitations maximales journalières) est exprimée en fonction de la variable réduite y par l'équation de la droite de Gumbel. [2]

$$P_{\max, j, p\%} = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0$$

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(y)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, ..., n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.13})$$

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observations(28)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

y = - ln (-ln (F(y))) **Tableau II.3** variable réduite de GUMBEL

N° d'Ordre (m)	P max; j (mm)	$F (m) = \frac{m - 0 . 5}{n}$	Y = - Ln (-Ln (F(x)))
1	38.9	0,0152	-1,4326
2	44.5	0,0455	-1,1285
3	45	0,0758	-0,9479
4	45.1	0,1061	-0,8081
5	46.5	0,1364	-0,6894
6	46.9	0,1667	-0,5832
7	51.7	0,1970	-0,4853
8	52.2	0,2273	-0,3931
9	53.7	0,2576	-0,3049
10	55.7	0,2879	-0,2193
11	57.7	0,3182	-0,1355
12	58.3	0,3485	-0,0527
13	59.9	0,3788	0,0297
14	63.3	0,4091	0,1123
15	67.5	0,4394	0,1956
16	67.7	0,4697	0,2802
17	67.7	0,5000	0,3665
18	70.5	0,5303	0,4552
19	72	0,5606	0,5469
20	73	0,5909	0,6423
21	74.2	0,6212	0,7422
22	80.9	0,6515	0,8476
23	82.9	0,6818	0,9597
24	88.3	0,7121	1,0803
25	90.7	0,7424	1,2112
26	91.3	0,7727	1,3555
27	92.8	0,8030	1,5170
28	95	0,8333	1,7020
29	102.1	0,8636	1,9200
30	112	0,8939	2,1882
31	112.3	0,9242	2,5411
32	114	0,9545	3,0679
33	122.6	0,9848	4,1820

Tableau II.4: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (années)	Probabilité (q)	$P_{max j}$ (mm)	Écart type	Intervalle de confiance 95%
10.0	0.9000	103	8.44	86.4 – 119

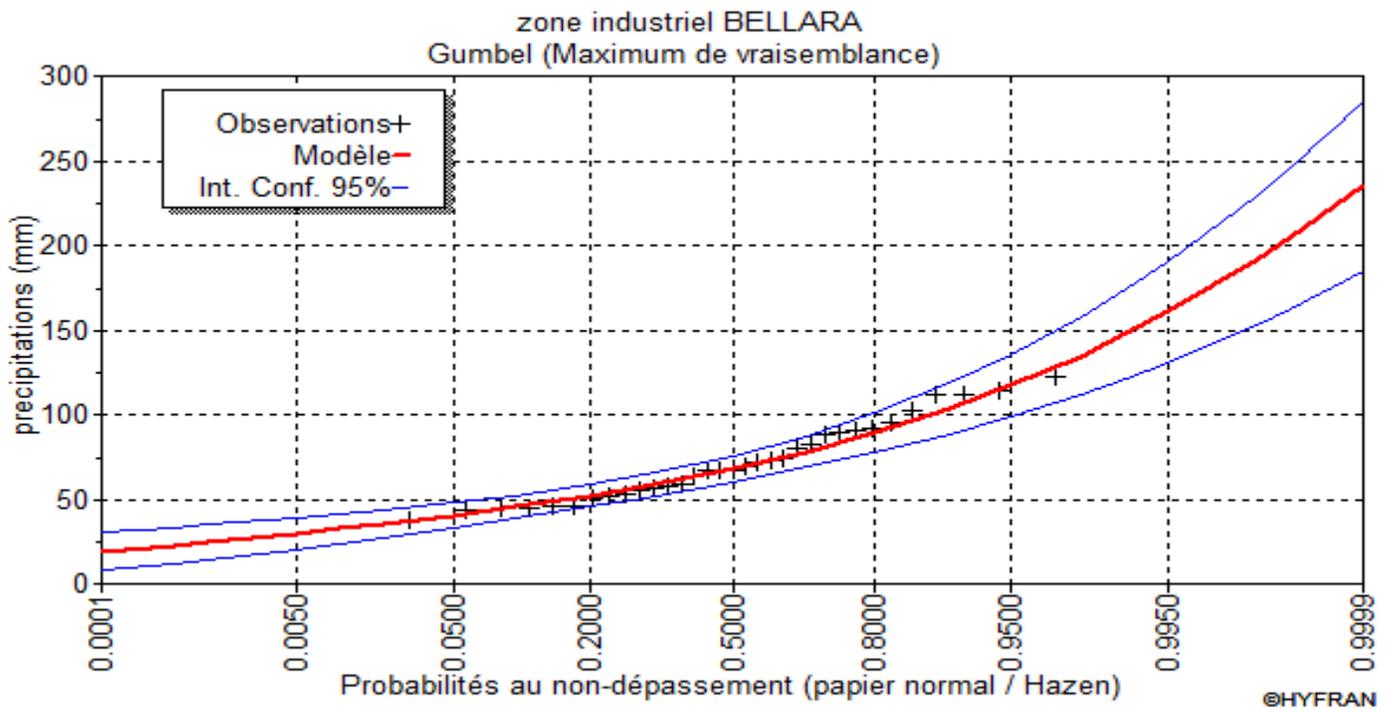


Figure II.1 : Courbe d'ajustement a loi de Gumbel (Méthode des moments)

II.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.15})$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III.16})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique. [2]

a) Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et σ
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{III.17})$$

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 4.216mm$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0.2996 \text{ mm}$$

L'équation totale devient :

$$\ln P\% = 4.216 + u * 0.299$$

$$u=1.28 \Rightarrow P_{\text{maxj},10\%} = 90.805 \text{ mm}$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\text{maxj},10\%} \Rightarrow p [82.2 < 90.805 < 116] = 95\%$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GALTON » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (années)	Probabilité (q)	$P_{\text{max j}}$ (mm)	écart type	Intervalle de confiance 95%
10	0.9000	104	7.81	88.6-119

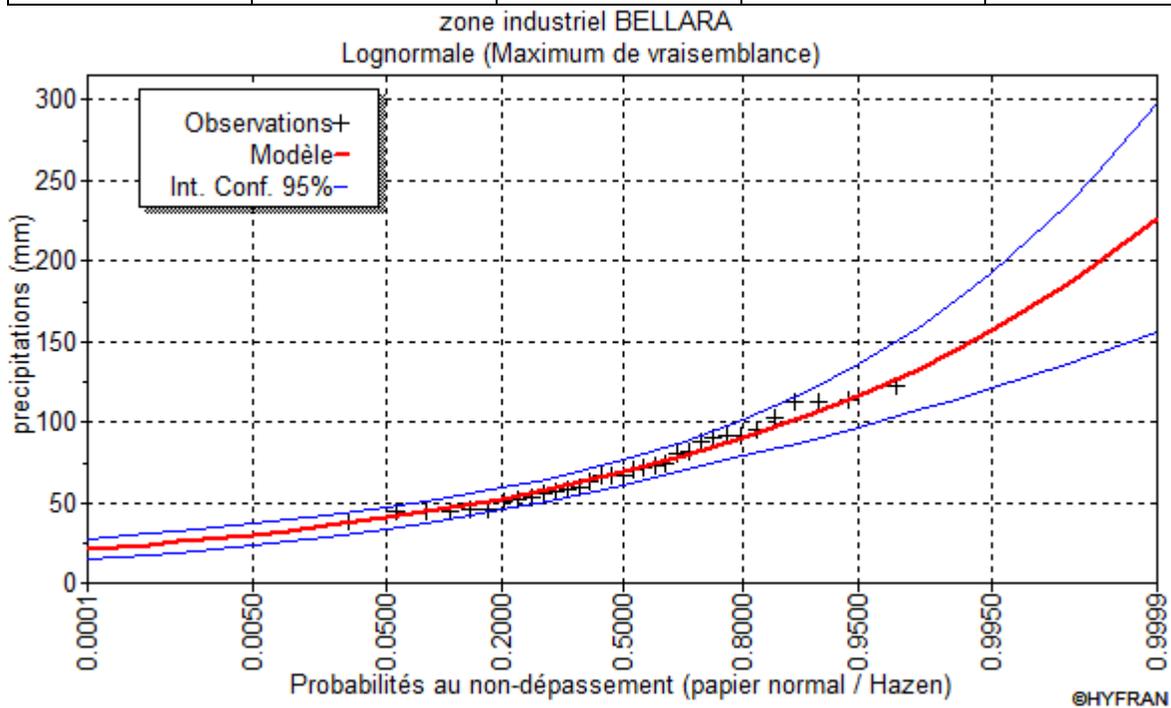


Figure II.2 courbe d'ajustement à la loi GALTON

II.5 Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)

Selon le test de khi carré effectuée sur le logiciel de Hyfran on a obtenu le résultat suivant

The screenshot shows a software window titled "#10 : Gumbel (Maximum de vraisemblance)". The window has four tabs: "Résultats", "Graphiques", "Adequation", and "Caractéristiques". The "Adequation" tab is active. The interface contains the following fields and results:

- Nom du test : Test du Khi carré
- Projet : E:\logiciels\HYFRAN\haricana.hyf
- Titre : zone industriel BELLARA
- Hypothèses:
 - H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel
 - H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel
- Résultats:

Résultat de la statistique :	$X^2 = 2.64$
p-value	$p = 0.7558$
Degrés de liberté :	5
Nombre de classes :	8
- Conclusion:

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Figure II.7: test de khi carrée pour la série ajuster selon la loi de Gumbel

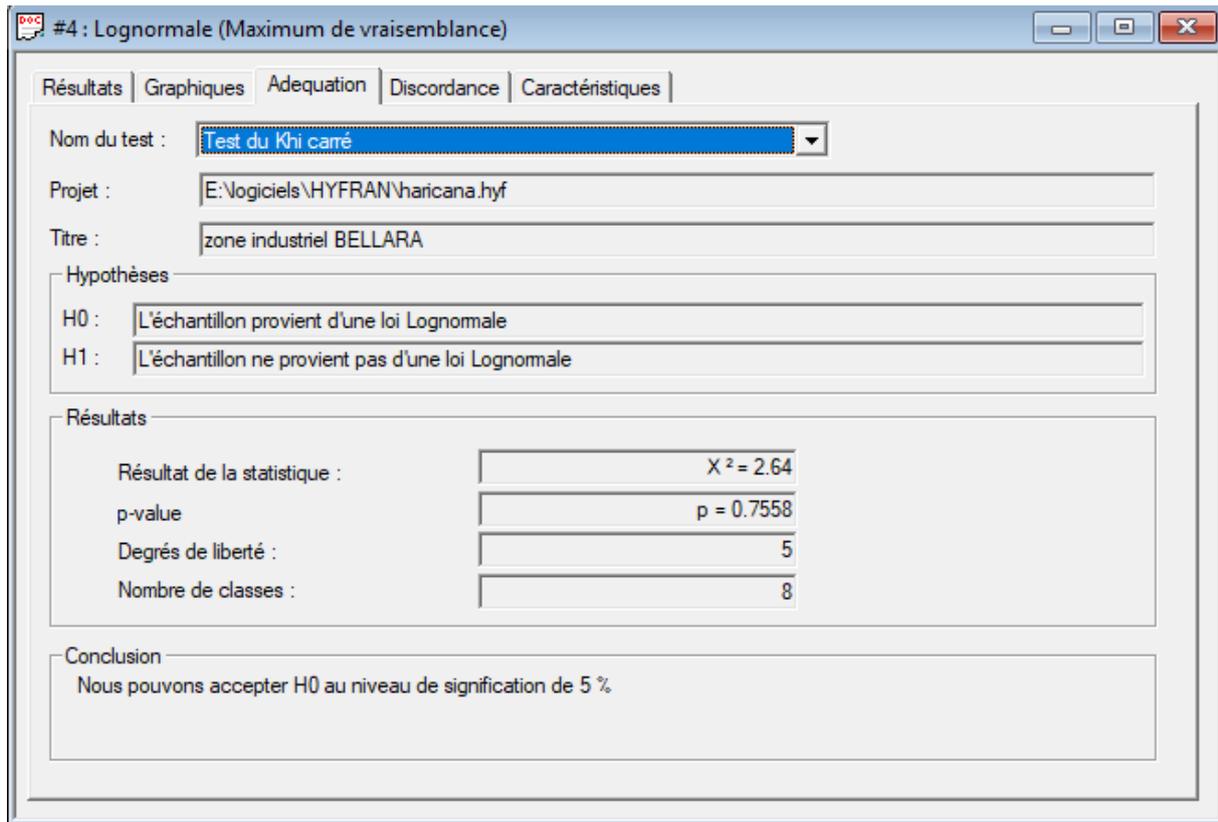


Figure II.8: test de khi carré pour la série ajuster selon la loi de Galton

En comparant les deux valeurs de p-value on constate que les deux lois peuvent être utilisées comme loi d'ajustement alors on choisit la loi de Galton

II.5.1 Interprétation des graphes

D'après le graphe d'ajustement, on remarque que la série de pluie maximale journalière s'adapte bien avec la loi de GALTON.

II.6 Calcul de l'intensité de période de retour de 10 ans

Pluies de courte durée :

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body.

$$P_t = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec

t : durée de l'averse

b : exposant climatique **b = 0.46**

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation

$$I_t = \frac{P_t}{t} \quad (\text{II.19})$$

Avec

I_t : l'intensité maximale moyenne de période t (h). (Mm/h)

P_t : Pluies de courte durée (mm)

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau :

Tableau II.6 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour 10%.

temps (h)	p max,t,10% (mm)	I _{max,t10%} (mm/h)
0,25	12,74	50,96
0,5	17,53	35,05
1	24,11	24,11
1,5	29,05	19,37
2	33,16	16,58
4	45,61	11,40
6	54,96	9,16
8	62,74	7,84
10	69,52	6,95
12	75,61	6,30
14	81,16	5,80
16	86,30	5,39
18	91,11	5,06
20	95,63	4,78
22	99,92	4,54
24	104,00	4,33

Tableau II.7 : Intensités et pluies de courtes durées correspond au temps de Tc=15 min (0,25h)

Fréquence (%)	10.00
Période de retour (ans)	10
Ptc p% (mm)	12.74
I_{tc p%}	50.96

On déduit la valeur de l'intensité pluviale (débit spécifique) pour l'évaluation des débits d'eau pluviale de la manière suivante :

$$I = \frac{12.74}{0,25} = 50.96 \text{ mm/h}$$

La valeur donnée par la droite de GALTON est de $\bar{i}_{15\text{min},10\%} = 50.96 \text{ mm/h}$. D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) qui est tout simplement un débit spécifique.

$$q \text{ (l/s/ha)} = 50.96 \times \frac{10000}{3600} = \mathbf{141.56 \text{ l/s/ha}}$$

Avec $\frac{10000}{3600}$: terme de conversion du mm /h en l/s/ha.

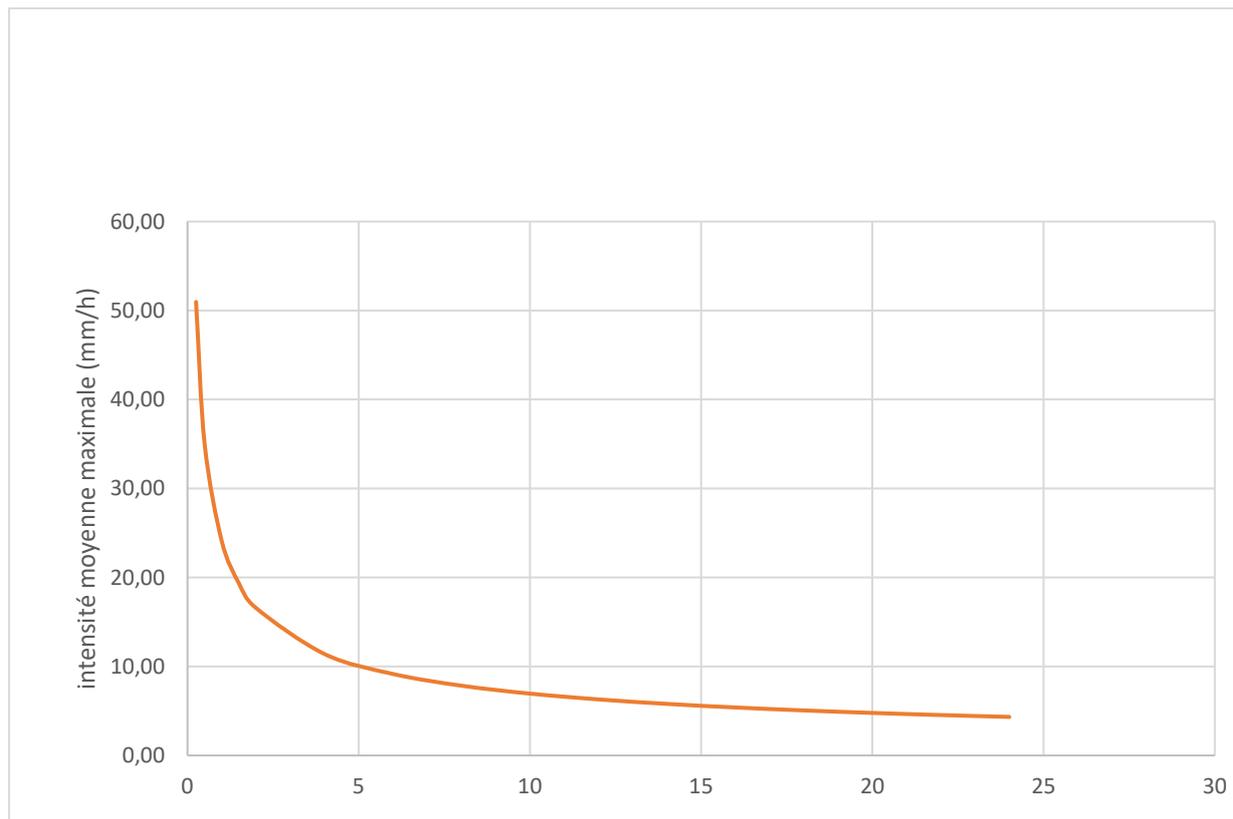


Figure II.3 : Courbe intensité-durée-fréquence de 0,1

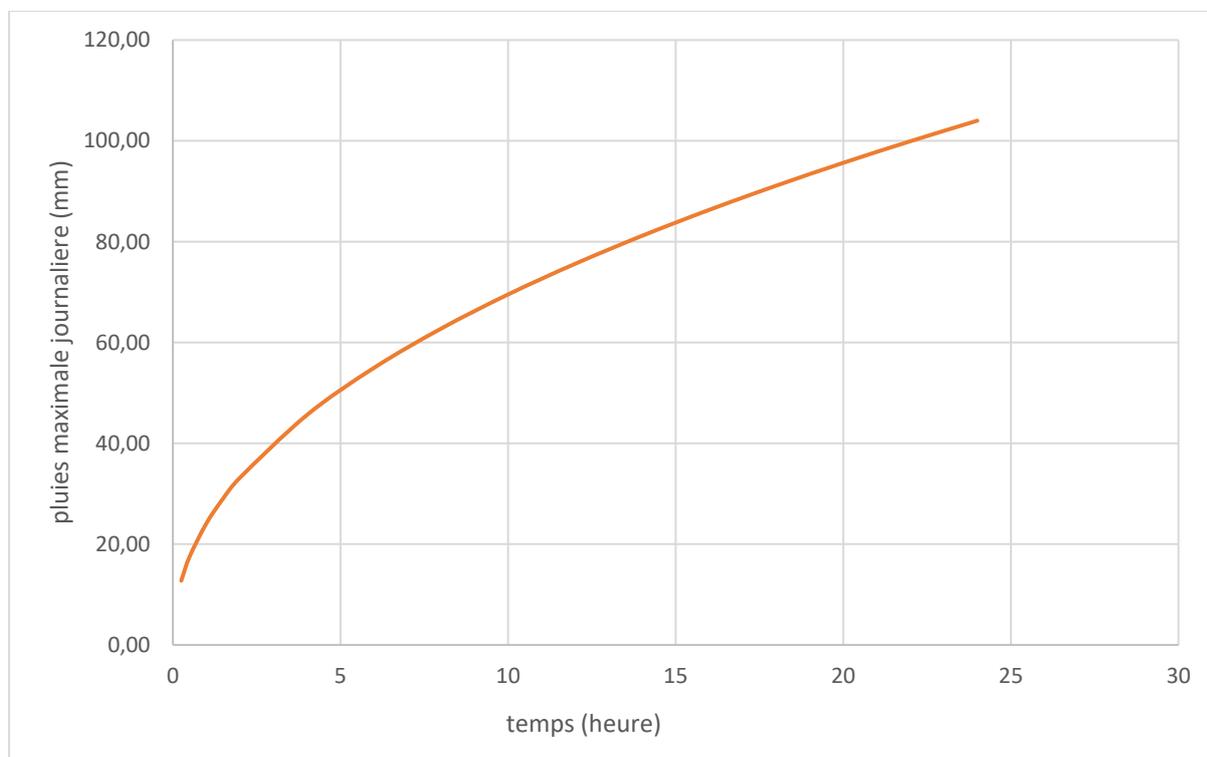


Figure III.4 : Courbe pluie-durée-fréquence de 0,1

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = 141.56 \text{ l/s*ha}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments de base

Introduction

Dans l'étude d'un projet d'Assainissement, il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude. Il est indispensable de prendre en considération la surface d'influence et sa pente, ainsi que les systèmes d'évacuation, leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables.

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales afin d'avoir une idée sur le système de réseau ; le schéma du réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III .1 Différents Systèmes D'évacuation

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

-Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses.

-Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement. [4]

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

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo séparatif

Tableau III.1: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.

En suite tableau III.1 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

		(relevage des effluents notamment).		- détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).
Pseudo séparatif	L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques : - topographies spéciales. - liaisons intercommunales.	- utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations.	- coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H ₂ S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite.	- entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H ₂ S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

III .2 Choix du système d'assainissement

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- Une étude technico-économique doit être établit avec la comparaison de plusieurs variantes du point de vue système (séparatif ; unitaire ; ou pseudo séparatif)
- Il faut prendre en considération les conditions de rejet car la station d'épuration ou le milieu naturel influence beaucoup sur le choix.
- La topographie du terrain par exemple, un système séparatif exige une forte pente pour le réseau pluvial et une faible pente pour le réseau domestique.
- L'encombrement du sous-sol.

Dans notre étude nous avons opté pour un système séparatif, car l'emplacement du milieu de rejet l'oued El-kébir et le type de la vocation dans cette zone industrielle ;

Nous permettons de séparer les eaux usées de forte charge polluante.

III 3 Définition d'un schéma d'évacuation

Un schéma d'évacuation est la configuration, la disposition ou le dessin du système d'évacuation, il est fonction de la topographie, du relief et la structure des industries en outre il est primordial de prendre en considération la pente, la disposition des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel. On distingue plusieurs schémas d'évacuation qui sont définis ci-dessous. [1]

III.4 Différents schémas d'évacuation

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue quatre schémas d'évacuation. [4]

III.4.1 Schéma perpendiculaire

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

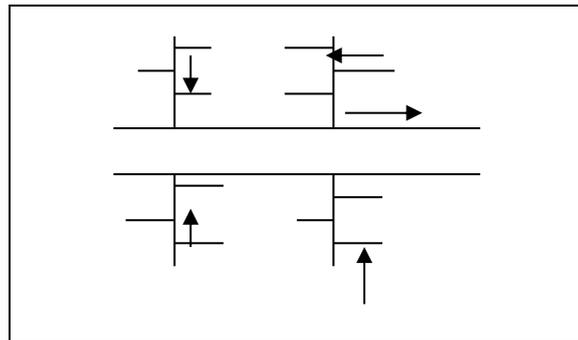


Figure III 4 : Schéma perpendiculaire

❖ Domaines d'utilisation du schéma perpendiculaire

- Lorsque la pollution est minimale.
- Lorsque le coût du projet est élevé on utilise plusieurs points de rejet pour économiser des tronçons (intercepteur).
- Il est utilisé dans le système séparatif car il est considéré comme meilleure solution pour son rejet direct au milieu récepteur.

III.4.2 Schéma par déplacement Latéral

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

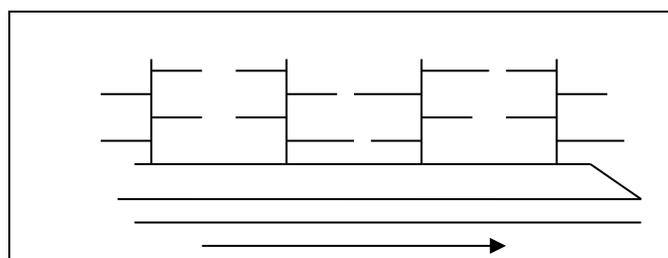


Figure III.5 : Schéma à déplacement latéral

III.4.3 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

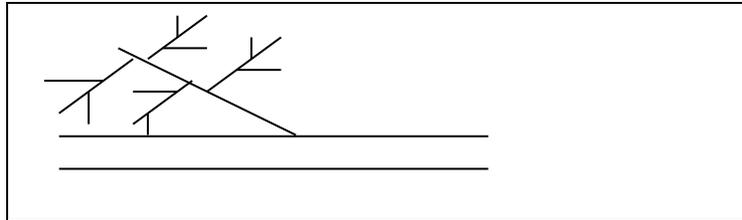


Figure III.6 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.4.4 Schéma à Collecteur Etagé

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

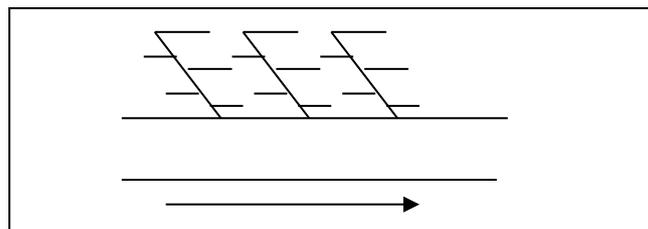


Figure III.7 : Schéma à Collecteur Etagé

III.4.5 Schéma Type Radial

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

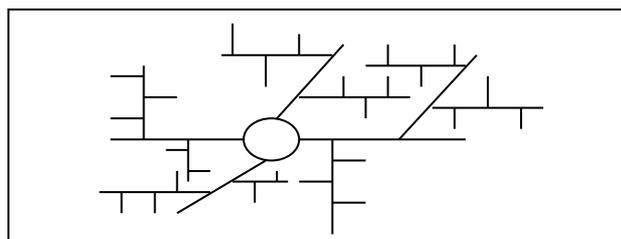


Figure III.8 : Schéma Type Radial

III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ou les industries sur la zone d'étude.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public. [5]

On a opté pour :

- Un schéma perpendiculaire pour le réseau pluvial avec rejet dans le cours d'eau
- Un schéma radial (terrain plat) , pour le réseau usé .leur collecteur recollera les eaux pour les acheminer vers la station d'épuration existante .

III.6 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveaux ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes.
- Le réseau existant.

Remarque : Sur la base de la bonne connaissance de la zone d'étude le découpage se fait suivant la nature du sol, la pente du terrain, de la surface drainée et des cités urbaines existantes.

Tableau III.2 : Surface des sous bassins de la zone d'étude

Numéro du sous bassin	Surface (ha)
1	7.9
2	1.9
3	6.24
4	9.38
5	13.8
6	14.16
7	6.5
8	12.19
9	9.7
10	13.18
11	7.14
12	3.35
13	14.11
14	14.06
15	15.76

III.7 Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

Sa valeur qui **varie** entre (0.2 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que :

- ❖ La nature du sol ;
- ❖ La pente du terrain ;
- ❖ Le mode d'occupation du sol ;
- ❖ La densité de la population ;
- ❖ La durée de pluie ;
- ❖ L'humidité de l'air.

Tableau III.3 : coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Tableau III.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

Surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.05 – 0.10
- Plat (pente < à 2 %).	0.10 – 0.15
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.15 – 0.20
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Entrée de garage en gravier	0.15– 0.30

Source : [3]

-Le découpage de l'aire d'étude nous a permis d'avoir 15 sous bassins caractérisés par des coefficients de ruissellement différents

III.7 Coefficient de ruissellement pondéré

Dans le cas où la surface du bassin est de plusieurs aires élémentaires « Ai », aux quelles, on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i C_{ri}}{A} \quad (IV.2)$$

A : Surface totale en ha.

Cri : Coefficient de ruissellement partiel.

Ai : Surface partielle (ha) ;

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.

Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement pondère pour chaque sous bassin.

Nbr SB	Surface (ha)	Crp
1	7.9	0.74
2	1.9	0.8
3	6.24	0.73
4	9.38	0.85
5	13.8	0.88
6	14.16	0.7
7	6.5	0.75
8	12.19	0.77
9	9.7	0.8
10	13.18	0.69
11	7.14	0.7
12	3.35	0.71
13	14.11	0.77
14	14.06	0.70
15	15.67	0.71

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé du choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les activités industrielles par sous bassin de chaque zone, afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

Nous avons constaté que :

Vue que la zone d'étude est industrielle alors pour éviter la contamination de milieu naturel

Le système adopté pour notre zone d'étude est le système séparatif.

Et pour des raison d'économie sur le linéaire des conduites on choisit :

Le schéma est un schéma perpendiculaire pour le réseau pluvial et un schéma radial pour le réseau d'eaux usées.

Chapitre IV :
Évaluation des débits à évacuer

Introduction

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- L'évacuation correcte des eaux pluviales permettant:
 - D'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration)

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées**IV.1-1 Généralités**

Le but principal de l'évaluation du débit des eaux usées est :

- Connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des industries). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.
- Ainsisavoirlesflotsminimauxactuelsquipermettentd'apprécierlescapacitésd'auto Curage des canalisations.

IV.1-2- Nature des eaux usées à évacuer

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées, On distingue les :

- a) Eaux usées d'origine domestique.
- b) Eaux usées d'origine industrielle.
- c) Eaux usées du service public.

Dans notre cas, les rejets sont d'origine industrielles.

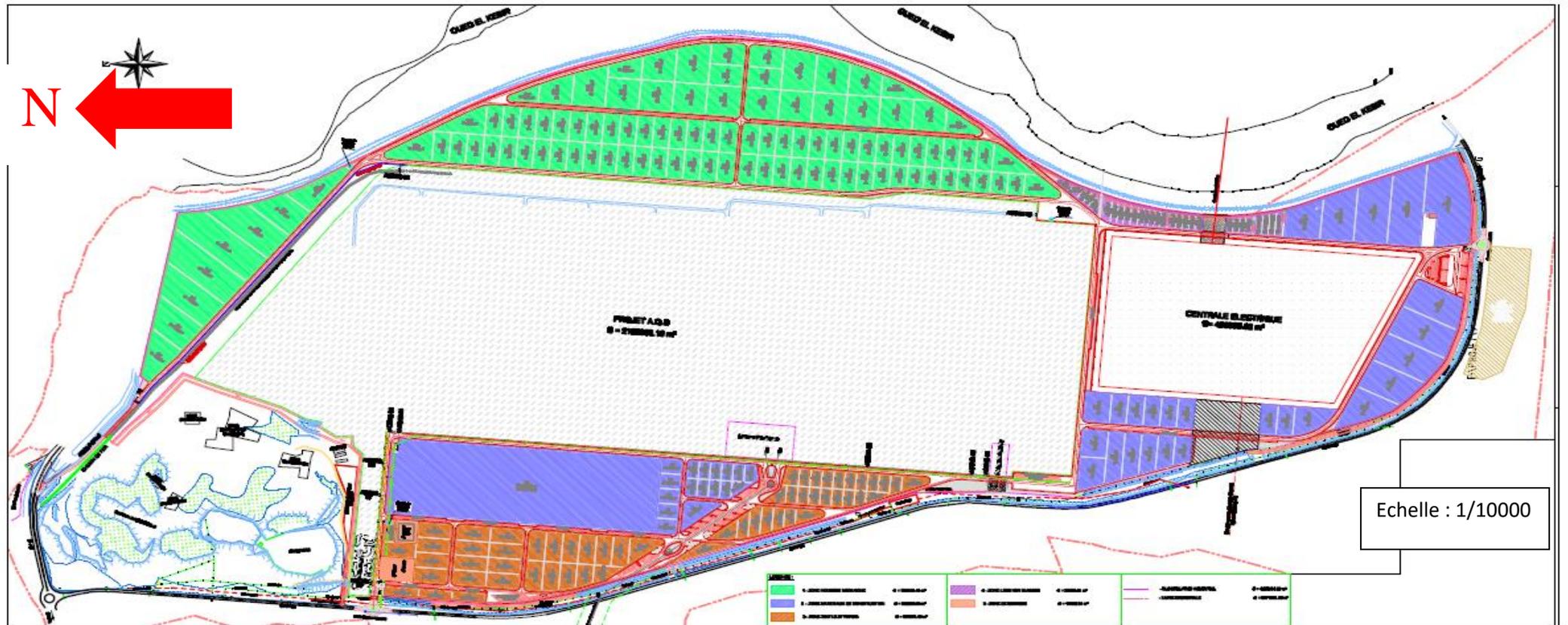
IV.1-4 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potables et qui à leur tour dépendent de l'évaluation de la consommation actuelle.

Remarque

Dans le but d'effectuer un dimensionnement fiable des Ouvrages Hydraulique projetés (Collecteurs, stations de Relevage et conduites de refoulement) nous avons calculé les débits véhiculés par les collecteurs des différentes zones d'activités.

Chaque réseau est dimensionné en fonction de la surface du sous bassin qu'il draine, ainsi que la nature de l'activité prépondérante au niveau de ce sous bassin. Les différents Sous bassins sont schématisés sur la Figure IV.1



Légende	
	1 - ZONE INDUSTRIE MECANIQUE 29.84% - S = 431114.00 m ²
	2 - ZONE AGRO ALIMENTAIRE 21.11% - S = 305002.10 m ²
	3 - ZONE MATERIAUX DE CONSTRUCTION 19.24% - S = 277938.10 m ²
	4 - ZONE TEXTILE ET PAPIER 12.30% - S = 177758.64 m ²
	5 - ZONE CHIMIE ET MEDICAL 14.03% - S = 202857.90 m ²
	6 - ZONE LOTS NON CLASSES 02.95% - S = 42641.72 m ²
	7 - ZONE DE SERVICES
	- CLOTURE PARC INDUSTRIEL
	- LIMITE CADASTRALE

Figure IV.1. Plan de zoning

Tableau IV.1: Donnée de base sur les différentes activités industrielles (besoin en eau)

Zone d'activité SB	Surface (ha)	Ratio (m ³ /j/ha)	Besoins en Eau (m ³ /j)	Besoins en Eau (m ³ /s)	Krj
Industrie Mécanique	70,32	4	281,28	0,0033	0,8
Matériaux de construction	52,88	20	1057,6	0,0122	0,8
Textile & Papier	19,49	30	584,7	0,0068	0,8
Zone Services	1,24	20	24,8	0,0003	0,8
Zone agro-alimentaire	39,27	30	1178,1	0,0136	0,8
Lots Non Classés	4,2	20	84	0,001	0,8

Source DRE d'Alger

Tableau IV.2: Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque zone d'activité

Zone d'activité SB	Débit E.U (m ³ /s)	Débit E.U (l/s)	Kp	QeuPt (m ³ /s)	QeuPt (l/s)	Qinf (l/s/ha)	Qinf(l/s)	qtotal (l/s)	QTOTAL usée (m ³ /s)
Industrie Mécanique	0,0026	2,604	3	0,00781	7,813	0,15	10,55	18,3613	0,0184
Matériaux de construction	0,0098	9,793	2,3	0,023	22,523	0,15	7,93	30,455	0,0305
Textile & Papier	0,0054	5,414	2,57	0,014	13,914	0,15	2,92	16,8372	0,0168
Zone Services	0,0002	0,23	3	0,001	0,689	0,15	0,19	0,8749	0,0009
Zone agro-alimentaire	0,01091	10,91	2,26	0,02462	24,6	0,15	5,8905	30,51	0,03051
Lots Non Classés	0,0008	0,778	3	0,002	2,333	0,15	0,63	2,9633	0,003

Signification des colonnes :

Ratio : Dotation en eau potable (m³/j/ha) ;

KP : Coefficient de pointe ;

kr : Coefficient de rejet **Qinf :** Débit d'infiltration (l/s/ha) ou (l/s) ; **Qeu Pt:** Débit d'eau usée de pointe (l/s) .

Tableau IV.3 Débits des eaux usées par collecteur

Sous bassin	Surface (ha)	Ratio (m ³ /j/ha)	Besoins en Eau (m ³ /j)	Besoins en Eau (m ³ /s)	kr	Débit eaux usées (m ³ /s)	Débit eaux usées (l/s)	Kp	QeuPt(m ³ /s)	QeuPt (l/s)
SBA	9,77	20	195,4	0,0023	0.8	0,0018	1,81	3,00	0,005	5,43
SB B	20,38	20	407,6	0,0047	0.8	0,0038	3,77	2,79	0,011	10,52
SB C	1,5	20	30	0,0003	0.8	0,0003	0,28	3,00	0,001	0,83
SB D	8,45	20	169	0,0020	0.8	0,0016	1,56	3,00	0,005	4,69
SB E	14,57	20	291,4	0,0034	0.8	0,0027	2,70	3,00	0,008	8,09
SBG	4,66	20	93,2	0,0011	0.8	0,0009	0,86	3,00	0,003	2,59
SB M	0,51	20	10,2	0,0001	0.8	0,0001	0,09	3,00	0,00028	0,28
SB J	9,96	4	39,84	0,0005	0.8	0,0004	0,37	3,00	0,00111	1,11
SB H	14,76	4	59,04	0,0007	0.8	0,0005	0,55	3,00	0,002	1,64
SB F	6,48	4	25,92	0,0003	0.8	0,0002	0,24	3,00	0,001	0,72
SB K	13,86	4	55,44	0,0006	0.8	0,0005	0,51	3,00	0,002	1,54
SB P	4,60	20	92	0,0011	0.8	0,0009	0,85	3,00	0,003	2,56
SB R	0,95	20	19	0,0002	0.8	0,0002	0,18	3,00	0,001	0,53
SB S	4,1	20-30	101,9	0,0012	0.8	0,0009	0,94	3,00	0,003	2,83
SB X	5,07	30	152,1	0,0018	0.8	0,0014	1,41	3,00	0,004	4,23
SB Z	2	30	60	0,0007	0.8	0,0006	0,56	3,00	0,002	1,67
Cimenterie	20	20	400	0,0046	0.8	0,0037	3,70	2,80	0,010	10,37
SB O	9,05	20	181	0,0021	0.8	0,0017	1,68	3,00	0,005	5,03

IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Elles sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un Coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

IV.2.1 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 ses preuves surtout pour les bassins urbains de 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:

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \dots \dots \dots (IV .5)$$

Avec :

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s). **A** : surface de l'aire d'influence (ha). **Cr**: coefficient de ruissellement.

i : intensité de précipitation (l / s / ha).

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.

IV.2.1.1 Hypothèses De La Méthode Rationnelle

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

IV.2.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (relativement petites ≤ 20 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

IV.2.1.3 Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait qu'il existe:

t_1 , t_2 et t_3 tels que :

- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

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

Où:

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Remarque

Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui correspond.

IV.3.la méthode superficielle (méthode de Caquot)

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres.

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^{1u} \cdot I^u \cdot C^{1u} \cdot A^{wu} \dots \dots \dots (VI.6)$$

Où :

$Q(F)$: débit pluvial de fréquence f , en (m^3/s) ; K, u, v, w :

Coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ; C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

Les coefficients d'expression $K, u, v,$

IV.3.1 hypothèse et base de calcul du modèle

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.

Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque

IV.3.2. Validité de la méthode superficielle

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre $0.8 < M < 2$.
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%

IV.4 Choix de la méthode

En tenant compte des caractéristiques de notre zone d'étude du point de vu surface, pente, qui sont faible ainsi que le coefficient de ruissellement donc la méthode préconisée est la méthode rationnelle.

Les tableaux suivants représentent les débits pluviaux à évacuer pour chaque bassin versant :

Tableau IV.4: évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon

n°s-bassin	Tronçon	Ai (surface) (ha)	I (l/s/ha)	Cr	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)	Qpluv Totale (m ³ /s)
1	001-002	0,46	141,56	0,74	48,2	0,0482	0.8384
1	002-003	0,46	141,56	0,8	52,1	0,0521	
1	003-004	0,46	141,56	0,73	47,5	0,0475	
1	004-005	0,46	141,56	0,85	55,3	0,0553	
1	005-006	0,37	141,56	0,88	46,1	0,0461	
1	006-007	0,26	141,56	0,6	22,1	0,0221	
1	007-008	0,3	141,56	0,75	31,9	0,0319	
1	008-009	0,46	141,56	0,77	50,1	0,0501	
1	009-010	0,46	141,56	0,8	52,1	0,0521	
1	010-011	0,46	141,56	0,69	44,9	0,0449	
1	011-012	0,46	141,56	0,7	45,6	0,0456	

(Suite) Tableau IV.4 : évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon

n°s-bassin	tronçon	Ai(surface) (ha)	I (l/s/ha)	Cr	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)	Qpluv totale (m ³ /s)
1	012-013	0,3	141,56	0,71	30,2	0,0302	0,8384
1	013-014	0,46	141,56	0,7	45,6	0,0456	
1	014-015	0,46	141,56	0,68	44,3	0,0443	
1	015-016	0,6	141,56	0,72	61,2	0,0612	
1	016-017	0,46	141,56	0,76	49,5	0,0495	
1	017-018	0,2	141,56	0,8	22,6	0,0226	
1	018-019	0,46	141,56	0,75	48,8	0,0488	
1	019-020	0,37	141,56	0,77	40,3	0,0403	
2	070-071	0,2	141,56	0,68	19,3	0,0193	
2	071-072	0,19	141,56	0,7	18,8	0,0188	
2	072-073	0,24	141,56	0,68	23,1	0,0231	
2	073-074	0,29	141,56	0,74	30,4	0,0304	
2	074-075	0,326	141,56	0,7	32,3	0,0323	
2	075-076	0,26	141,56	0,64	23,6	0,0236	
2	076-077	0,28	141,56	0,8	31,7	0,0317	
2	077-078	0,39	141,56	0,6	33,1	0,0331	
2	078-079	0,15	141,56	0,55	11,7	0,0117	
2	079-080	0,18	141,56	0,5	12,7	0,0127	0,8945
2	080-081	0,17	141,56	0,58	14,0	0,0140	
3	081-082	0,44	141,56	0,71	44,2	0,0442	
3	082-083	0,9	141,56	0,75	95,6	0,0956	
3	083-084	0,98	141,56	0,72	99,88	0,0999	
3	084-085	1	141,56	0,7	99,09	0,0991	
3	085-086	1	141,56	0,71	100,51	0,1005	
3	086-087	1	141,56	0,71	100,51	0,1005	
3	087-088	0,5	141,56	0,71	50,25	0,0503	
3	088-089	0,49	141,56	0,71	49,25	0,0492	0,8945
3	089-090	1,98	141,56	0,73	204,61	0,2046	
3	090-091	0,497	141,56	0,72	50,66	0,0507	
4	091-092	0,497	141,56	0,7	49,25	0,0492	
4	092-093	0,489	141,56	0,8	55,38	0,0554	

(Suite) Tableau IV.4 : évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon

4	093-094	0,5	141,56	0,72	50,96	0,0510	0,5644
4	094-095	1,9	141,56	0,78	209,79	0,2098	
4	095-096	0,6	141,56	0,85	72,20	0,0722	
4	096-097	0,497	141,56	0,7	49,25	0,0492	
4	097-098	0,37	141,56	0,8	41,90	0,0419	
4	098-099	0,3	141,56	0,84	35,67	0,0357	
5	359-360	0,7	141,56	0,7	69,36	0,0694	1,6401
5	360-361	0,9	141,56	0,7	89,18	0,0892	
5	361-362	1,43	141,56	0,68	137,65	0,1377	
5	362-363	0,7	141,56	0,72	71,35	0,0713	
5	363-364	0,3	141,56	0,8	33,97	0,0340	
5	364-365	2,69	141,56	0,7	266,56	0,2666	
5	365-366	0,8	141,56	0,8	90,598	0,0906	
5	366-367	0,3	141,56	0,75	31,851	0,0319	
5	367-368	0,5	141,56	0,85	60,163	0,0602	
5	368-369	2,46	141,56	0,74	257,696	0,2577	
5	369-370	0,3	141,56	0,8	33,974	0,0340	
5	370-371	0,2	141,56	0,75	21,234	0,0212	
5	371-372	2,75	141,56	0,72	280,289	0,2803	
5	372-373	1,98	141,56	0,7	196,202	0,1962	
5	373-374	0,4	141,56	0,72	40,769	0,0408	
5	374-375	1,26	141,56	0,69	123,072	0,1231	
5	375-376	0,1	141,56	0,8	11,325	0,0113	
5	376-377	0,9	141,56	0,75	95,553	0,0956	
5	377-378	0,3	141,56	0,77	32,700	0,0327	
5	378-379	0,2	141,56	0,73	20,668	0,0207	
7	326-327	0,496	141,56	0,71	49,852	0,0499	0,3011
7	327-328	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
7	328-329	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
7	329-330	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
7	330-331	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
7	331-332	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	

(Suite) Tableau IV.4 : évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon

n°s-bassin	tronçon	Ai(surface) (ha)	I (l/s/ha)	Cr	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)	Qpluv totale (M ³ /s)
6	332-333	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	0,6533
6	333-334	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	334-335	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	335-336	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	336-337	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	337-338	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	338-339	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	339-340	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	340-341	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	341-342	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	342-343	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	343-344	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	344-345	0,5	141,56	0,71	50,254	0,0503	
6	345-346	0,8	141,56	0,72	81,539	0,0815	
7,8	307-308	0,99	141,56	0,72	100,904	0,1009	1,3801
7,8	308-309	0,99	141,56	0,72	100,904	0,1009	
7,8	309-310	1	141,56	0,69	97,676	0,0977	
7,8	310-311	1	141,56	0,7	99,092	0,0991	
7,8	311-312	1	141,56	0,7	99,092	0,0991	
7,8	312-313	1	141,56	0,7	99,092	0,0991	
6,8	313-314	1	141,56	0,74	104,754	0,1048	
6,8	314-315	1	141,56	0,73	103,339	0,1033	
6,8	315-316	1	141,56	0,69	97,676	0,0977	
6,8	316-317	1,1	141,56	0,69	107,444	0,1074	
6,8	317-318	1,1	141,56	0,69	107,444	0,1074	
6,8	319-319	0,9	141,56	0,68	86,635	0,0866	
6,8	320-320	0,9	141,56	0,71	90,457	0,0905	
6,8	320-321	0,84	141,56	0,72	85,615	0,0856	
9	228-229	0,497	141,56	0,75	52,766	0,0528	

(Suite) Tableau IV.4 : évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon

n°s-bassin	tronçon	Ai(surface) (ha)	I (l/s/ha)	Cr	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)	Qpluv totale (M ³ /s)
9	229-230	0,5	141,56	0,75	53,085	0,0531	0,4114
9	230-231	0,5	141,56	0,75	53,085	0,0531	
9	231-232	0,5	141,56	0,75	53,085	0,0531	
9	232-233	0,5	141,56	0,75	53,085	0,0531	
9	233-234	0,498	141,56	0,75	52,873	0,0529	
9	234-235	0,47	141,56	0,75	49,900	0,0499	
9	235-236	0,41	141,56	0,75	43,530	0,0435	
11	236-237	0,36	141,56	0,75	38,221	0,0382	0,5054
11	237-238	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	238-239	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	239-240	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	240-241	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	241-242	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	242-243	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	243-244	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	244-245	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	245-246	0,35	141,56	0,75	37,160	0,0372	
11	246-247	0,55	141,56	0,75	58,394	0,0584	
11	247-248	0,7	141,56	0,75	74,319	0,0743	
9 et 10	251-252	0,99	141,56	0,7	98,101	0,0981	1,6292
9 et 10	252-253	0,98	141,56	0,7	97,110	0,0971	
9 et 10	253-254	1	141,56	0,7	99,092	0,0991	
9 et 10	254-255	1	141,56	0,7	99,092	0,0991	
9 et 10	255-256	1	141,56	0,7	99,092	0,0991	
9 et 10	256-257	1	141,56	0,7	99,092	0,0991	
9 et 10	257-258	1	141,56	0,72	101,923	0,1019	
9 et 10	258-259	0,97	141,56	0,72	98,866	0,0989	
11 et 10	259-260	0,92	141,56	0,72	93,769	0,0938	
11 et 10	260-261	0,8	141,56	0,69	78,141	0,0781	
11 et 10	261-262	0,5	141,56	0,76	53,793	0,0538	

(Suite) Tableau IV.3 : évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon

n°s-bassin	tronçon	Ai(surface) (ha)	I (l/s/ha)	Cr	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)	Qpluv totale (M ³ /s)
11 et 10	267-268	0,86	141,56	0,69	84,002	0,0840	1,6292
11 et 10	268-269	0,9	141,56	0,69	87,909	0,0879	
11 et 10	269-249	0,5	141,56	0,69	48,838	0,0488	
12	222-223	0,3	141,56	0,71	30,152	0,0302	0,1859
12	223-224	0,4	141,56	0,71	40,203	0,0402	
12	224-225	0,4	141,56	0,71	40,203	0,0402	
12	225-226	0,3	141,56	0,71	30,152	0,0302	
12	226-227	0,45	141,56	0,71	45,228	0,0452	
14	195-196	2,7	141,56	0,7	267,548	0,2675	1,1775
14	196-197	1,5	141,56	0,7	148,638	0,1486	
14	197-198	0,9	141,56	0,7	89,183	0,0892	
14	198-199	1,8	141,56	0,7	178,366	0,1784	
14	199-200	0,7	141,56	0,7	69,364	0,0694	
14	200-201	0,92	141,56	0,71	92,467	0,0925	
14	201-202	0,92	141,56	0,71	92,467	0,0925	
14	202-203	0,85	141,56	0,71	85,431	0,0854	
14	203-204	0,85	141,56	0,68	81,822	0,0818	
14	204-205	0,75	141,56	0,68	72,196	0,0722	
13	205-206	1,2	141,56	0,76	129,103	0,1291	1,4349
13	206-207	3,25	141,56	0,74	340,452	0,3405	
13	207-208	1,25	141,56	0,75	132,713	0,1327	
13	208-209	0,7	141,56	0,78	77,292	0,0773	
13	209-210	1,26	141,56	0,77	137,342	0,1373	
13	210-211	1,03	141,56	0,77	112,271	0,1123	
13	211-212	0,8	141,56	0,69	78,141	0,0781	
13	212-213	0,8	141,56	0,79	89,466	0,0895	
13	213-214	0,87	141,56	0,77	94,831	0,0948	
13	214-215	0,7	141,56	0,7	69,364	0,0694	
13	215-216	0,55	141,56	0,7	54,501	0,0545	

(Suite) Tableau IV.3 : évaluation des débits partiels à évacuer par chaque tronçon

n°s-bassin	tronçon	Ai(surface) (ha)	I(mm/h)	I (l/s/ha)	Cr	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)	Qpluv totale (m ³ /s)
13	216-217	0,45	141,56	0,68	43,317	0,0433	13	1,4349
13	217-218	0,46	141,56	0,68	44,280	0,0443	13	
13	218-219	0,3	141,56	0,75	31,851	0,0319	13	
15	180-181	0,8	141,56	0,7	79,274	0,0793	15	1,3144
15	181-182	0,49	141,56	0,7	48,555	0,0486	15	
15	182-183	0,5	141,56	0,7	49,546	0,0495	15	
15	183-184	1,1	141,56	0,7	109,001	0,1090	15	
15	184-185	1,2	141,56	0,69	117,212	0,1172	15	
15	185-186	0,7	141,56	0,69	68,373	0,0684	15	
15	186-187	0,8	141,56	0,69	78,141	0,0781	15	
15	187-188	0,96	141,56	0,71	96,487	0,0965	15	
15	188-189	1,01	141,56	0,71	101,513	0,1015	15	
15	189-190	1,1	141,56	0,68	105,887	0,1059	15	
15	190-191	1,23	141,56	0,72	125,366	0,1254	15	
15	191-192	1,3	141,56	0,69	126,979	0,1270	15	
15	192-193	2,1	141,56	0,7	208,093	0,2081	15	

IV.5 Evaluation des débits d'eaux parasites:

Vu que notre zone est caractérisée par la présence de plusieurs nappes alors nous avons pris en considération la remontée des nappes et l'intrusion des eaux parasites à l'intérieur de nos collecteurs ce débit est estimé 0.15 l/ha

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimés les débits d'eaux usées et pluviales pour chaque sous bassin, les eaux usées en remarque que son faible devant le débit d'eau pluvial. Alors cette estimation facilite prochainement le dimensionnement de notre réseau.

Chapitre V: Calcul hydraulique

Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement dépend de la bonne estimation des paramètres de l'écoulement hydraulique (débit, pente, vitesse d'écoulement admissible...), afin d'assurer la pérennité du réseau et le remplissage de son rôle. Dans ce qui suit nous allons présenter les paramètres hydrauliques du réseau séparatif de la zone industriel BALLARA

V.1 .1 Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage, dans notre cas en est concerné par l'auto curage dans le réseau pluvial.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce quel recouvrement soit Compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

V.1.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type séparatif doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et d'éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300mm

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section

3) Mode de calcul

V.2.1 Formules d'écoulements

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développés par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

a) Formule de CHEZY :

$$V = C \sqrt{R_h \cdot I}$$

Où : V : vitesse d'écoulement (m/s).

I : Pente du collecteur (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (m).

C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}}$$

γ : Coefficient de BAZIN qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle :

$\gamma = 0.06$ pour les collecteurs d'eaux pluviales.

$\gamma = 0.16$ pour les collecteurs d'eaux usées. [4]

b) Formule de MANNING :

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{V.3})$$

Où : V : vitesse d'écoulement.

α : est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.

n : coefficient de MANNING il dépend des parois des conduite.

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

c) Formule de MANNING-STRICKLER :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{V.4})$$

Avec : K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

V.2.2 Mode de calcul

Le procédé de calcul se fait comme suit :

Avec la pente et le débit ; on tire de l'abaque (voir Annexe I) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite, on calcul les rapports :

- ❖ $RQ = Q/Q_{PS}$ (rapport des débits) ;
- ❖ $RV = V/V_{PS}$ (rapport des vitesses) ;
- ❖ $Rh = h/D$ (rapport des hauteurs) ;
- ❖ Q : débit véhiculé par la conduite circulaire (m^3/s) ;
- ❖ V : vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) ;
- ❖ h : hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;
- ❖ Q_{PS} : débit à pleine section (m^3/s) ;
- ❖ V_{PS} : vitesse à pleine section (m/s) ;
- ❖ D : diamètre normalisé de la conduite (mm) .

Dans notre étude, le système séparatif est le système choisi pour la zone considérée, donc la vitesse minimale à respecter pour qu'il n'y ait pas de dépôt de sable, est de **0,6m/s** si le débit à temps sec est le dixième du débit à pleine section ou de **0,3 m/s** à temps sec centième du débit à pleine section, en conséquence, le diamètre doit répondre nécessairement à ces conditions.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en écoulement à surface libre, on considère les hypothèses suivantes :

❖ L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

❖ La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Avant tout on définit les paramètres suivants :

➤ **Périmètre mouillé (P) :**

C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau (m).

➤ **Section mouillée (S) :**

C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).

➤ **Rayon hydraulique (Rh) :**

C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).

➤ **Vitesse moyenne (v) :**

C'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section mouillée (m²). L'écoulement dans les collecteurs est considéré un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \cdot S \quad (V.5)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour cela on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning-Strickler, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{V.6})$$

Où : K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \quad (\text{V.7})$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{\text{cal}} = \left(\frac{3,2036Q_t}{K_s \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (\text{V.8})$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{\text{ps}} = V_{\text{ps}} \frac{\pi (D_{\text{nor}})^2}{4} \quad (\text{V.9})$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$\sqrt{R_v} = V / V_{\text{ps}} \quad \Rightarrow \quad V = R_v V_{\text{ps}}$$

$$\sqrt{R_h} = H / D_{\text{nor}} \quad \Rightarrow \quad H = R_h D_{\text{nor}}$$

$$\sqrt{R_{v \text{ min}}} = V_{\text{min}} / V_{\text{ps}} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{min}} = R_{v, \text{min}} V_{\text{ps}}$$

$$\sqrt{R_{h \text{ min}}} = H_{\text{min}} / D_{\text{nor}} \quad \Rightarrow \quad H_{\text{min}} = R_{h \text{ min}} D_{\text{nor}}$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions à vérifier:

➤ Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V \geq 1.00 \text{ m/s}$)

➤ Condition 2: $V_{\min} > 0.60 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 10)$

$V_{\min} > 0.30 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 100)$ [4]

V.3 Les principes de tracé des collecteurs

Les principes du tracé des collecteurs doivent être conformes en règles générales aux conditions suivantes :

- Choisir le tracé le plus court possible.
- Choisir le cheminement des voiries existantes, tout en évitant les virages.
- Éviter les contres pentes.

V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement

En utilisant un programme Excel bien programmé pour le dimensionnement des collecteurs en tenant compte des débits et des pentes

Le dimensionnement des collecteurs principaux gravitaires (réseau d'eaux usées) et la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux en annexe [2]. Ainsi le dimensionnement du collecteur principal et secondaire du réseau d'eaux pluviales et la détermination de ses paramètres hydrauliques est résumé dans le tableau en annexe [3]

Conclusion

D'après les tableaux de calcul hydraulique que l'on a fait précédemment, et qui visent essentiellement la détermination des diamètres des collecteurs tout en vérifiant les vitesses d'auto curage et la vitesse admissible

Etant donné que dans la plupart des cas la condition d'auto curage est satisfaisante

➤: $V_{\min} > 0.60 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 10)$

$V_{\min} > 0.30 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 100)$

Ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons $V < 5 \text{ m/s}$.

**Chapitre VI:
Éléments constitutifs
du réseau
d'assainissement**

Introduction

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie;
- Le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène favorables;

Ainsi les ouvrages peuvent être classés en :

1- Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau, du début de ce dernier jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

2- Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

VI.A Ouvrage principaux

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- Largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. D'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

VI.1.1 Canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination :

A-Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables' [7]

B-Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m

Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer

L'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite

La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m. [7]

C - Tuyaux en fibre ciment :

Le terme pluraliste de « fibre ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté ; le ciment utilisé est un ciment portland. La norme prescrit ; outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité ; l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes.

La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m ; les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses.

Les diamètres varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m ; les joints sont exclusivement du type préformé. [6]

D-Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié [7]

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place Prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics.

Découvert en 1835 par le physicien français Victor Regnault, le PVC est composé à 57% de chlore et à 43 % d'éthylène, hydrocarbure composé de carbone et d'hydrogène issu du pétrole. Le chlore est obtenu par électrolyse du sel (chlorure de sodium : Na Cl). Par suite de réactions entre le chlore et l'éthylène, on obtient le chlorure de vinyle monomère (CVM) qui, par polymérisation, donne le PVC. La polymérisation est la réaction chimique par laquelle les molécules s'additionnent les unes aux autres pour former une chaîne de grande longueur.

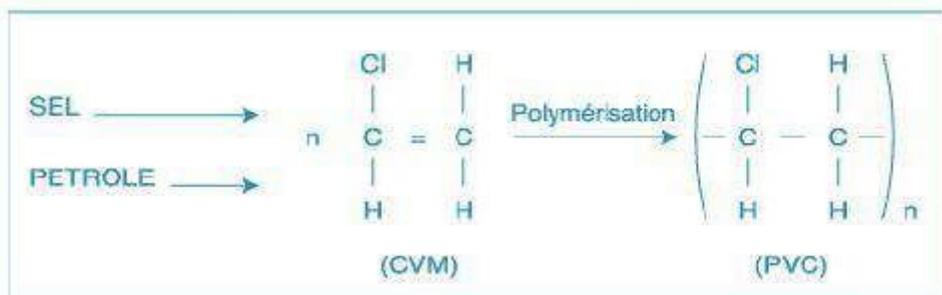


Figure VI-1 : composition chimique de conduite en PVC

E) Conduites en grès artificiels

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

G) Conduites en matières plastique

On distingue

- Les conduites en matières thermodurcissables.
- Les conduites en matières thermoplastiques. Elles présentent les caractéristiques suivantes
 - Résistance aux chocs.
 - Résistance au gel.
 - Résistance à la corrosion chimique.
 - Adaptation à la déformation.
 - Facilité de pose et de transport

VI.1.2-Choix du type de canalisations

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

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

Dans la présente étude ; les conduites en PVC sont les plus adaptées pour les petits diamètres qui ne dépassent pas les 630mm

Et pour les grands diamètres qui varie de 800mm jusqu'à 1500mm on utilise le béton A-135

- Bonne étanchéité ;
- Pose et assemblage facile ;
- Bonne résistance mécanique ;
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.

VI.1.2.1-Propriétés mécaniques et physiques

- Résistance à l'abrasion,
- Résistance aux charges extérieures,
- Résistance et réaction au feu,
- Tenue à la pression,
- Étanchéité

VI.1.2.2-Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté,
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés.

VI.1.2.3-Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50ans,

Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien. [8]

VI.2 Les Joints

Les joints de traversée de paroi permettent de garantir l'étanchéité des ouvrages lors de leurs traversées par des canalisations. Ils sont destinés aux canalisations souples ou rigides,

VI.1.2.1 Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (Diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé, on a différents types de joints à utiliser :

a. Joint type Rocla

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres

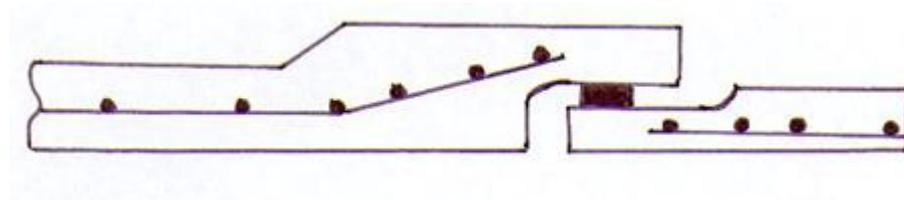


Figure VI-2 : joint rocla

b. Joint à Collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols, à pente faible.

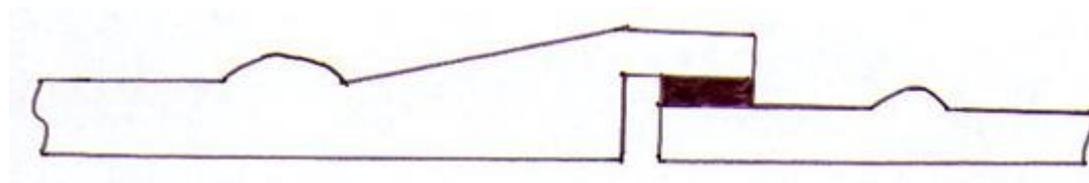


Figure VI-3: Joint à Collet

VI.3 Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures ; pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

a. Les actions mécaniques

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations.

b. Les actions chimiques

Nous nous intéressons surtout aux réactions à l'intérieur de la conduite.

Une baisse du pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste pour les conduites.

VI.3.1 Protection des conduites en béton armé

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et des ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H_2S .
- La mise en place de mortier de ciment alumineux.
- L'utilisation de fluosilicates de zinc ou de magnésium (fluatation).
- La mise en œuvre d'une solution chaude de silicate de sodium (Silicatisations).
- Emploi de fluorure de silicium (coarctation).

- La fixation de plaques préfabriquées en matière plastique.
- Le revêtement en caoutchouc chloré.

V.I.4: Protection des conduites:

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le

Développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S). Qui est le principal facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.

- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.

- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites. [9]

VI.5: Essais des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion. [9]

a) -Essai à l'écrasement

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

b) -Essai d'étanchéité

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

-à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

-sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

- 1) L'essai à l'eau effectué pendant 30 mn pour les faibles diamètres; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
- 2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
- 3) l'essai à l'air : Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c)- Essai à la corrosion

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

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

VI.B Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.B.1: Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.B.1.1: Branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement du réseau.

-Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public. [9]

La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus;
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

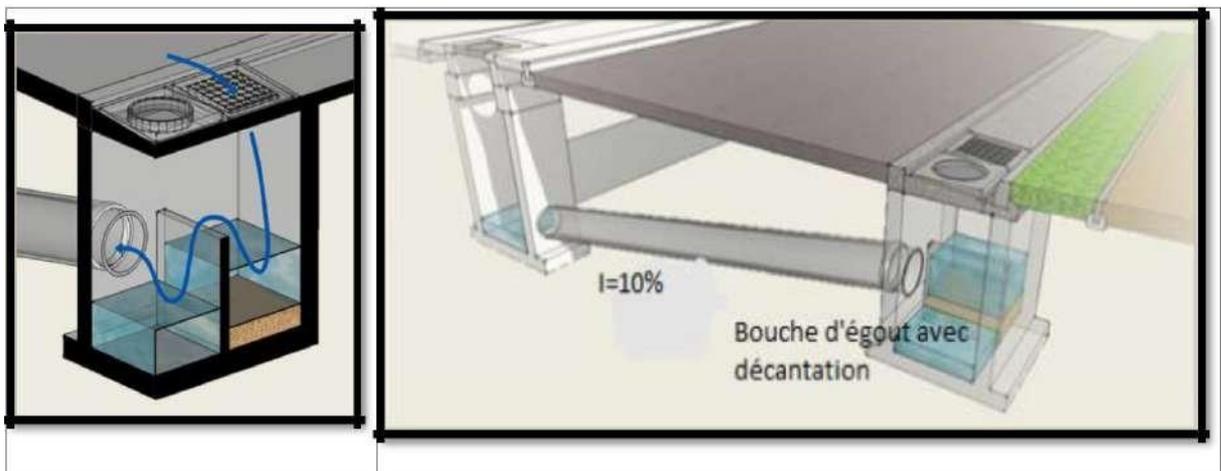


Figure VI.5: Vue en 3D des caniveaux et la bouche d'égout avec décantation

VI.B.1.2. Regards**a) Généralité**

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue :

- **Les regards simples** : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
 - **Les regards latéraux** : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
 - **Les regards toboggan** : En cas d'exhaussement de remous;
 - **Les regards de chute** : En cas de forte pente.
- La distance entre deux regards est variable:
- 35 à 50m en terrain accidenté;
 - 50 à 80m en terrain plat.
- Sur les canalisations les regards doivent être installés:
- A chaque changement de direction ;
 - A chaque jonction de canalisation;
 - Aux points de chute;
 - A chaque changement de pente;
 - A chaque changement de diamètre.

b) Type des regards

On distingue différents types qui sont :

b-1) Regard de visite

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières ; l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m

Remarque

Pour notre zone d'étude on va utiliser des regards de visite simples avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages comme le montre la figure VI.7

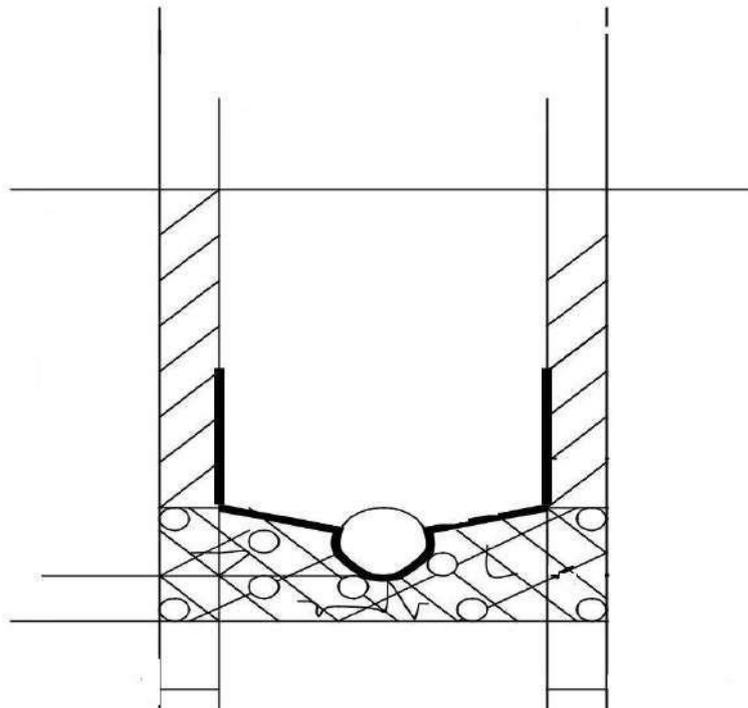


Figure VI.7 : exemple d'un regard simple. [6]

b-2) Regard de ventilation

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation

b-3) Regard de jonction

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard);
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur

b-4) Regard de chute

C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

1- La chute vertical profonde

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

2- La chute toboggan

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

VI.C ouvrages spéciaux**VI.C.1: Bassins de stockage de l'eau pluvial**

Pour assurer un meilleur fonctionnement de notre station d'épuration il faut contrôler le débit traité c pour cela qu'un déversoir d'orage a été installé juste à l'amont de la station a fin de contrôler le débit traité et déversé le débit surplus vers un bassin de rétention.

A) - L'objectif des bassins

Les bassins de retenue sont des réservoirs d'accumulation d'eau pluviale. La technique actuelle s'oriente vers la réalisation des bassins de retenue, destinés à régulariser les débits d'eaux météoriques mais qui ne devront être utilisés qu'à bon encontre et en fonction d'objectifs parmi lesquels on peut éviter:

- L'adaptation du tissu urbain dans lequel se situe le bassin;
- L'objectif de qualité pour l'utilisation prévue;
- L'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval;

B) -Types de bassins et disposition d'ensemble

Les bassins de retenue sont essentiellement constitués par :

- Un corps de bassin (fond et berge).
- Un ouvrage aval, généralement constitué par une digue avec dispositif

D'évacuation des eaux :

Ils se divisent en deux types :

- Les bassins secs.
- Les bassins en eau.

B) -1 Les bassins secs

Ils sont généralement vides sauf pendant la période consécutive à un orage, laquelle ne doit pas excéder quelque jour. Le fond doit avoir une pente minimale de 0.05 m/m afin d'éviter la formation des zones marécageuses. Les pentes de berges doivent être au maximum de:

- 1/6 ; si les abords du bassin sont accessibles au public ;
- 1/2 ; dans le cas contraire ;

Ce type de bassin plutôt réservé aux zones rurales est généralement plus économique que le type en eau

B) -2 Les bassins en eau

Ces bassins présentent un plan d'eau permanent, pouvant parfois, être choisis dans le Cadre de l'aménagement d'un milieu attractif.

Le tirant d'eau minimal d'un bassin en eau a été fixé à 1.5 m afin d'assurer la vie des Poissons et d'éviter le développement des plantes aquatiques.

Si le bassin est intégré dans un milieu attractif, l'aménagement des berges sera, réalisé comme suit :

- Risbermes horizontal de 2 m à 4m pour raisons de sécurité;
- Parement vertical de 0,5 m à 0,75 m réalisé avec un souci esthétique ;
- Talus gazonné de pente maximale de 1/6.

Pour notre étude nous utilisons le bassin sec comme bassin de retenue des eaux pluviales

Remarque : dans notre étude nous allons projeter 4 bassin de stockage d'eaux pluviales afin de les utilisés dans l'arrosage des espaces verts et le nettoyage des chaussées et cela a pour but d'économiser la ressource.

VI.2: Dimensionnement des ouvrages spéciaux**VI.2.1: Dimensionnement du bassin de rétention**

Deux méthodes pour le calcul du volume d'un bassin deux méthodes existent et qui sont la méthode, dite des pluies et la méthode dite des volumes.

Dans ces deux méthodes supposent que le débit sortant est constant.

Le calcul du volume d'un bassin, tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- La quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin
- Des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont pendant une précipitation.
- Les sources alimentant de manière continue la retenue.

Tous ces facteurs permettent le remplissage de la retenue, parallèlement d'autres paramètres tendent à vidanger la retenue à savoir :

- Le débit d'évacuation destiné à d'autres utilisations (irrigation, station d'épuration).
- Les pertes d'eau par évaporation
- Les pertes d'eau par infiltration.

VI.2.1.1: Méthode dite des pluies

Cette méthode se base essentiellement sur un principe hydraulique, et par conséquent, nous citons uniquement les étapes à suivre pour la détermination du volume.

-Il faut connaître la fréquence de pluie et la valeur du débit demandé.

(Q) : C'est à dire le débit qui sort du bassin de retenue. Détermination du volume

$$V_1 = 3600 Q t \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI-10)}$$

Avec

V_1 : volume en (m³)

Q : débit de vidange en (m³/s) t : en heure.

Le volume correspondant par hectare de surface active du bassin urbanisé

est donc : $V_2 = V_1 / S \text{ Ca} = 3600 Q T / S C_a \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI-11)}$

Correspondant à une hauteur d'eau :

$$h = 3600 Q . T / S . C_a$$

Avec

S : surface totale du bassin à drainer en hec ; T : temps en h;

C_a : coefficient d'apport compris entre 0.05 et 0.6

On peut alors reporter sur le graphique de la droite h(t) OB donnant, en fonction du temps, la hauteur d'eau évacuée (figure VI.11). A partir d'une loi statistique on a établi, pour chaque intervalle de temps une courbe donnant les hauteurs de pluie correspondant à différentes durées moyennes de retour.

La différence d'ordonnée entre cette droite et la courbe enveloppe choisie donne à chaque instant la hauteur de pluie à stocker. L'écart maximal Δh obtenu en menant la tangente à la courbe enveloppe parallèle à OB correspond à la hauteur d'eau de pluie à stocker et le volume du bassin est donné par la formule:

$$V = 10 \Delta h S C_a$$

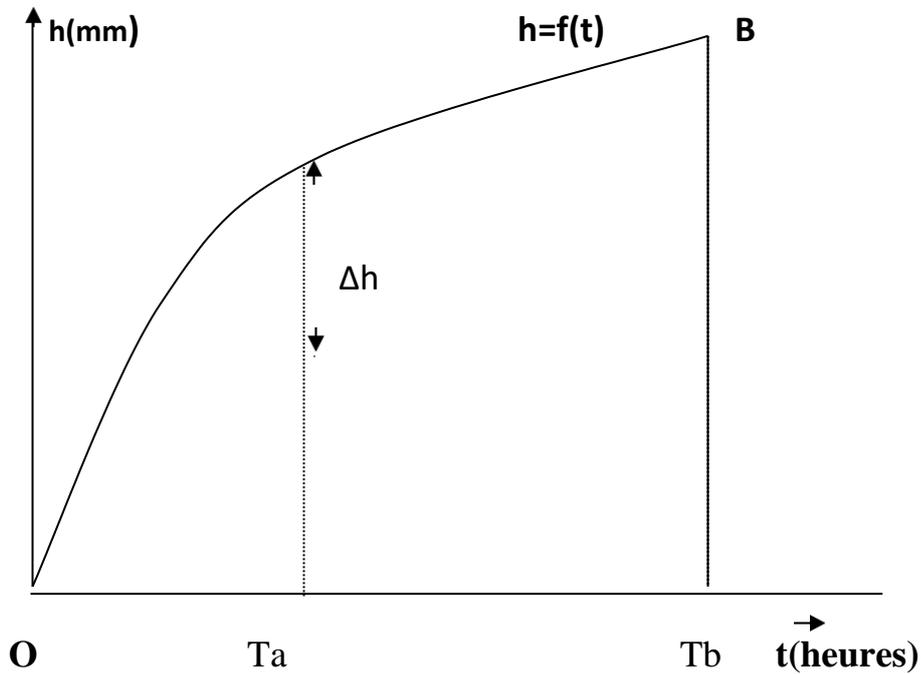


Figure VI.8: courbe fréquentiel de pluie

Avec :

Ta : le temps de remplissage Tb-Ta: le temps de vidange

VI.2.2 : Méthode dite des volumes

La détermination du volume d'un bassin peut s'effectuer selon le processus général exposé précédemment mais en l'appliquant, cette fois, non à la courbe enveloppe mais à chaque épisode pluvieux particulier

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour

Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant

$$Q = Ca * S * q * 360 \dots \dots \dots (VI .12)$$

Q: débit de fuite en (m³/s)

Ca : coefficient d'apport (Ca=Sa/S)

S : surface totale en (ha) Sa : surface active en (ha)

q : débit de fonctionnement de bassin en (mm/h)

-On détermine le débit q d'après la relation suivante :

$$q(\text{mm/h})=360Q/Sa \dots\dots\dots (\text{VI-13})$$

En fonction de la période de retour choisie et en débit de fuite de q (mm/h), on détermine la hauteur d'eau h_a (mm) qui est la capacité spécifique de stockage moyennant les principes hydrologiques

-On détermine le volume V moyennant, la relation :

$$V = 10h_a Sa \dots\dots\dots (\text{VI-14})$$

-On majore la valeur de V d'une valeur de $1/6 V_b$, pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite lequel, les calculs sont basés ;

D'où: $V_i = V_b + \frac{1}{6} V_b = \frac{7}{6} V \dots\dots\dots (\text{VI-15})$

D) Le calcul de bassin de retenue des eaux pluviales

On a utilisé la méthode des volumes pour le dimensionnement :

$C_a = 0.2$

Tableau VI.2 les surfaces drainées

N° bassin	S (ha)	Sa (ha)
1	19,17	3,834
2	11,33	2,266
3	30,5	6,1
4	83,92	16,784

$q(\text{mm/h})=360 Q/Sa$

$Q=0.45\text{m}^3/\text{s}$

Tableau VI.3 débit de fuite des bassins de stockage d'eaux pluvial

N° bassin	q (mm/h)
1	4,23
2	7,15
3	2,66
4	0,97

D'où, d'après [l'annexe 6] On a :

Tableau VI.4 la capacité spécifique de stockage

N° bassin	ha (mm)
1	25,5
2	22
3	30
4	34

donc le volume est de $V(m^3) = 10h_a S_a$

Tableau VI.5 les volumes totaux des bassins

N° bassin	Ha (mm)	V (m3)	Vt (m3)
1	25,5	977,67	1140,62
2	22	498,52	581,61
3	30	1830	2135,00
4	34	5706,56	6657,65

Donc

le volume total de bassin $V_t = \frac{7}{6}V$

On fixe la hauteur de retenue à 1.5 m et si la largeur de cette retenue est fixée à 100 m

Donc les caractéristiques de ces bassins sont :

Tableau VI.6 : les caractéristiques des bassins de stockage d'eau pluvial

n° bassin	S(ha)	Sa(ha)	q(mm/h)	ha(mm)	V(m3)	Vt(m3)	surface (m2)	longueur (m)	largeur (m)	hauteur (m)
1	19,17	3,834	4,23	25,5	977,67	1140,62	325,9	32,59	10	3,5
2	11,33	2,266	7,15	22	498,52	581,61	166,2	16,62	10	3,5
3	30,5	6,1	2,66	30	1830	2135,00	610,0	61,00	10	3,5
4	83,92	16,784	0,97	34	5706,56	6657,65	1902,2	190,22	10	3,5

Calcul des stations de refoulements :

L'objectif de cette étude consiste en la projection d'un réseau d'assainissement pour la collecte des rejets des eaux usées de chaque concession et les évacués vers un milieu permettant leurs épurations (un seul point de rejet, tel que : collecteur d'assainissement ou STEP).

➤ Données de base :

Vue l'étendue de l'assiette du parc de BELLARA, et dans le souci s'éviter les sur profondeurs, nous avons opté pour un système d'assainissement se composants de trois sous bassins urbains, la partie Est du Parc est devisée en deux sous bassins, le premier (au Nord) et un deuxième au Sud.

Les eaux usées collectées par le réseau d'assainissement projeté au niveau du sous bassin sud sont acheminées par pompage vers un collecteur projeté au niveau du sous bassin Nord via la station de relevage projeté S.R 02. Ce collecteur acheminera gravitairement ses eaux vers une deuxième station S.R 01, qui a son tour achemine les eaux usées issues du réseau gravitaire de cette zone ainsi que celles provenant de la S.R 02 vers la station d'épuration existante au Nord du parc.

La partie ouest sera drainé par un réseau projeté des eaux usées vers la station de relevage S.R 03 projetée au niveau du point bas se trouvant tout a fait au nord, au droit de la protection civile, en face de l'entrée principale du parc. Ensuite, ces eaux usées seront acheminées par pompage vers le collecteur d'assainissement existant sous l'accotement du chemin de wilaya n°38

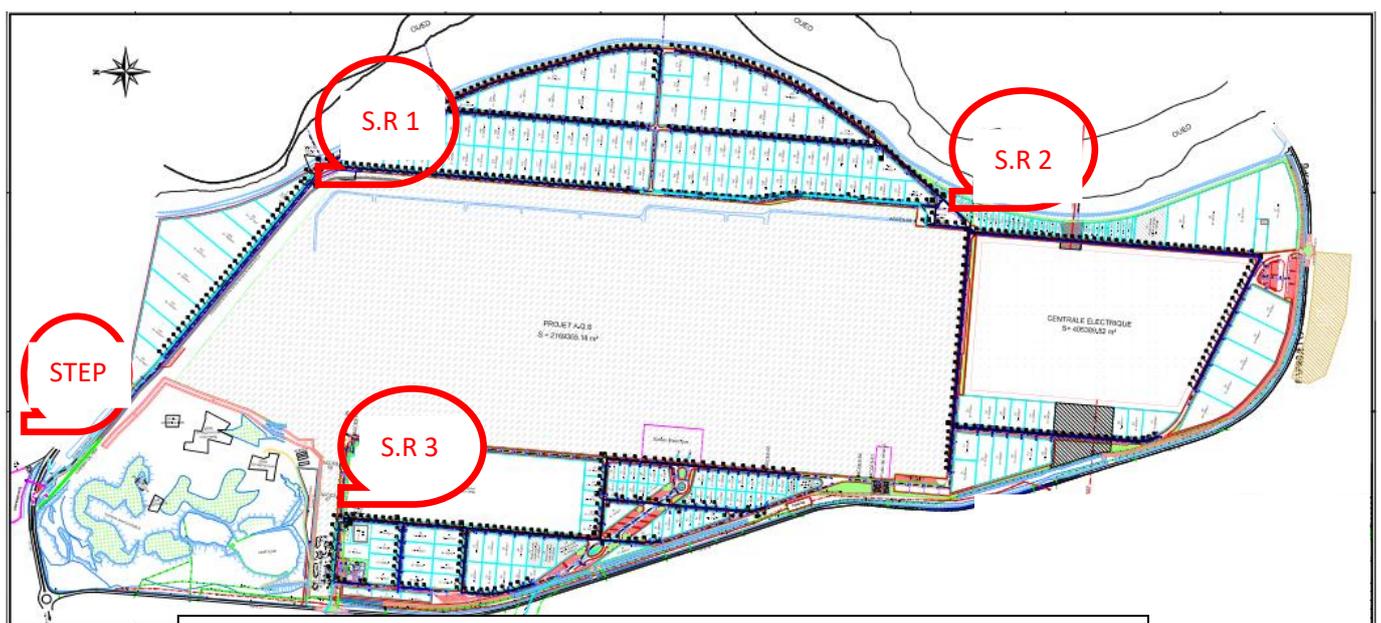


Figure VI.9 : emplacement des stations de refoulement

VI.3.1 Débits des eaux usées par stations de relevage projeté :

Pour le dimensionnement des stations de relevage projetés ainsi que les conduites de refoulement, un calcul des débits des eaux usées par collecteur (ensemble de sous bassin pour chaque poste de relevage) a été fait, et les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Les débits totaux reçus par chaque poste de relevage.

Station de relevage	Collecteurs pris en charge	Q _{tot} (E.U)	
		m ³ /s	l/s
S.R 01	A, B, C, D, E, G, M	0,037	36,61
S.R 02	J, H, F, K	0,032	31,61
S.R 03	P, R, S, X, Z, O, Cimenterie	0,027	27,20

La station de relevage S.R N°01, reçoit les eaux usées du sous bassin Nord de la partie Est du parc, ainsi que les eaux usées qui seront évacuées par la station e relevage S.R N°02.

Ceci dit que la différence n'est très importante, car le sous bassin de la S.R 02 est relativement petit par rapport a celui drainé par la S.R N°01

VI.3.2 Dimensionnement des Stations de relevage

1) DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE REFOULEMENT N° 01 (S.R 01):

A) La conduite de refoulement :

La longueur de refoulement est d'enivrons 1406,00 m, le diamètre de la conduite de refoulement est calculé de façon à avoir vitesse de circulation proche de U = 1,5 m/s

Le diamètre de refoulement est calculé par la formule de suivante :

$$Q = UxS = U * \pi * \frac{\phi^2}{4} \rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * U}}$$

D'où $\phi = 0,85 * \sqrt{Q} = 0,85 * \sqrt{0,037} = 0.162 \text{ m}$

Donc le diamètre de la conduite de refoulement est:

DN = 250 mm PN 16 en PEHD

B) Dimensionnement du puisard :

Le volume utile de marnage est le volume compris entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bat d'arrêt. Il peut être calculé par la formule suivante:

$$Vu = \frac{[Q \cdot 1/n]}{[4 \cdot (N - 1)]}$$

$Q = 36,61 \text{ l/s} = 133,20 \text{ m}^3/\text{h}$

n : le nombre de démarrage des pompes

$n=4$

N : nombre des pompes identiques

$N=2= (1+1)$

$$Vu = \frac{133,2 \cdot \frac{1}{4}}{4 \cdot (1)} = 8,33 \text{ m}^3$$

Donc

Soit $Vu = 8,33 \text{ m}^3$

Le volume $V = L \times B \times H$

Avec :

L : longueur du puisard = 4,00 m

B : largeur du puisard = 4,00 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

Donc $H = 8,33 / (4,00 \cdot 4,00) = 0,52 \text{ m}$

C) Génie civil : dimensions principales:

La superficie intérieure de la bêche (puisard) de relevage est de 16 m² (4.00 m x 4.00 m).

La bêche de pompage sera précédée d'un chenal de largeur 1.0 mètre, qui sera équipé d'une grille fixe à nettoyage manuel.

Une conduite de refoulement en PEHD DN 250 PN 16, d'une longueur de l'ordre de 1406,00 ml.

La hauteur manométrique Total (HMT): [9]:

La hauteur d'élévation ou la hauteur manométrique Total (HMT) correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point haut) + les pertes de charges à l'aval de la pompe

➤ Hauteur géométrique

Cote de point bas = (cote arrivée collecteur ref. E.U) -(La hauteur d'eau dans le Puisard) (pour ne pas dénoyer la pompe) = 28.82 m

Cote de point haut = côte TN point haut - (profondeur du réseau de refoulement) = 34.85 m

Donc la hauteur géométrique = 34.85-28.82 = 6.03 m

➤ Pertes de charges:

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charges linières et des pertes des charges singulières

$\Delta H_{ref} = \Delta H_{sing} + \Delta H_{linéaire}$

ΔH_{sing} : perte de charge singulière elle est prise comme étant 15% de la perte de charge linéaire.

Les pertes de charge linières ont été évaluées à partir de la formule universelle :

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{16 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{2 \times g \times \pi^2 \times D^5}$$

L = 1406,00 m

Q = 0,037 m³/s

$\phi = 0,250$ m

$\varepsilon = 0.0001$ m

$\lambda = 0.016$

$\Delta H = 8.54$ m c e

On aura donc $\Delta H_{ref} = 8.54$ m c e

$$\lambda = [1,14 - 0.86 * \ln(\frac{\varepsilon}{\phi})]^{-2}$$

➤ Calcul de la HMT :

$$HMT = 6,03 + 8,54 = 14,57 \text{ m c e}$$

Donc : **HMT = 15.00 m c e**

Les pompes de la station de pompage N°01 doivent avoir une HMT minimale de **15.00 m c e** et un débit de **130 m³/h** par pompe.

La station sera dotée de deux pompes qui auront les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement de deux pompes à la fois et la Troisième sera une pompe de secours.

D) Equipements électromécaniques

- Groupes électropompes :

La station sera équipée de 2 groupes électropompes immergés de **130 m³/h** sous une HMT de **15.00 m** (fonctionnant alternativement).

Les seuils d'arrêt et de démarrage des groupes pourraient être les suivants :

1) Calcul des puissances et des rendements des pompes :

- La puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée par la pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique s'exprime par la relation :

$$Pe = \frac{9,81 \times Q \times H}{\rho}$$

Avec :

Pe : la puissance exprimée en (kw)

Q : débit exprimé en (m³/s)

H : HMT exprimé en (m)

ρ : est le rendement de la pompe

Pour un rendement optimal des pompes de 80% les puissances sont de :

$$Pe = 9.81 * 0.037 * 15 / 0.8 = 6.81 \text{ KW}$$

- Calcul de la puissance du moteur :

La puissance à fournir par le moteur est déterminée d'après la valeur trouvée pour la puissance absorbée par la pompe.

Toutefois, pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe des quantités suivantes :

- 30% pour une puissance absorbée de moins de 4 kw
- 20% pour une puissance absorbée comprise entre 4 et 20 kw
- 10% pour une puissance absorbée supérieur de 20 kw

Pratiquement, la puissance du moteur à commander au constructeur sera celle résultant de la puissance absorbée calculée pour la pompe, majorée comme il vient d'être indiqué.

Donc :

La puissance du moteur $P_{m1} = (1,2 \times 6.81) = 8.17$

$P_m = 8.17 \text{kw}$

- La puissance de démarrage :

La puissance de démarrage à fournir au groupe électropompe est donnée par la formule suivant:

<i>$P_d = 3P_e$</i>

$P_{d1} = P_e \times 3 = 8.17 \times 3 = 24.51 \text{ kW}$

- La puissance installée P_i :

La puissance installée est égale pour l'essentiel à la puissance des pompes augmentée à 10% pour tenir compte les besoins en éclairages, chauffage, climatisation....

<i>$P_i = P_e \times 1.1$</i>

$P_i = 6.81 \times 1.1 = 7.49 \text{ Kw}$

$P_{i1} = 2 \times P_i = 2 \times 7.49 = 14.98 \text{ Kw}$

II). DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE REFOULEMENT N° 02 (S.R 02):

A) .La conduite de refoulement :

La longueur de la conduite de refoulement est d'environ 1025,00 ml , le diamètre de la conduite de refoulement est calculé de façon à avoir vitesse de circulation proche de $U = 1.5 \text{m/s}$

Le diamètre de refoulement est calculé par la formule de suivante :

$Q = U \times S = U \times \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot U}}$
--

D'où $\phi = 0,85 \cdot \sqrt{Q} = 0,85 \cdot \sqrt{0.032} = 0.152 \text{ m}$

Donc le diamètre de la conduite de refoulement est:

$$\phi = 250 \text{ mm PN 16 en PEHD}$$

B). Dimensionnement du puisard :

Le volume Utile de marnage est le volume compris entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bat d'arrêt. Il peut être calculé par la formule suivante:

$$Vu = \frac{[Q \cdot 1/n]}{[4 \cdot (N - 1)]}$$

$$Q = 0.032 \text{ l/s} = 115,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

n : le nombre de démarrage des pompes

$$n = 4$$

N : nombre des pompes identiques

$$N = 2 = (1+1)$$

$$Vu = \frac{115 \cdot \frac{1}{4}}{4 \cdot (1)} = 7.20 \text{ m}^3$$

Donc

$$\text{Soit } Vu = 7,20 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume } V = L \times B \times H$$

Avec :

$$L : \text{longueur du puisard} = 4,00 \text{ m}$$

$$B : \text{largeur du puisard} = 4,00 \text{ m}$$

$$H : \text{hauteur d'eau dans le puisard}$$

$$\text{Donc : } H = 7,20 / (4,00 \cdot 4,00) = 0.45 \text{ m}$$

C) Génie civil : dimensions principales:

La superficie intérieure de la bache de relevage est de 16,00 m² (4.00 m x 4.00 m). Pour une côte de fil d'eau du collecteur à l'arrivée dans la station évaluée à 25.51 m.

La bache de pompage sera précédée d'un chenal de largeur 1 mètre, qui sera équipé d'une grille fixe à nettoyage manuel.

Une conduite de refoulement en PEHD DN 250 PN 16, d'une longueur de l'ordre de 1,025 km.

D). La hauteur manométrique Total (HMT):

La hauteur d'élévation ou la hauteur manométrique Total (HMT) correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point haut) + les pertes de charges à l'aval de la pompe

➤ **Hauteur géométrique**

Cote de point bas = (cote arrivé réseau Eu) - (La hauteur d'eau dans le Puisard) (pour ne pas dénoyer la pompe) = 25.51 - (1.00+0.8) = 23.71m

Cote de point haut = cote TN point haut - 1.5 (profondeur du réseau de refoulement) = 31,41-1.50 = 29.91 m

Donc la hauteur géométrique = 29.91-23.71=6.20 m

➤ **Pertes de charges:**

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charges linières et des pertes des charges singulières

$$\Delta H_{ref} = \Delta H_{sing} + \Delta H_{linéaire}$$

ΔH_{sing} : perte de charge singulière elle est prise comme étant 15% de la perte de charge linéaire.

Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir de la formule universelle :

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{16 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{2 \times g \times \pi^2 \times D^5}$$

$$\lambda = [1,14 - 0.86 * \ln(\frac{\epsilon}{\phi})]^{-2}$$

$$L = 1025,00 \text{ m}$$

$$Q = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 0,250 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0.0001 \text{ m}$$

$$\lambda = 0.016$$

On aura donc $\Delta H_{ref} = 4.76 \text{ m c e}$

➤ **Calcul de la HMT :**

$$HMT = 6.20 + 4.76 = 10.96 \text{ m}$$

Donc : HMT = 11.00 m

Les pompes de la station de pompage projeté doivent avoir une HMT minimale de **11.00 m c e** et un débit de **32,00 l/s** par pompe.

La station sera dotée de Deux pompes qui auront les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement d'une seule pompe à la fois et la deuxième sera une pompe de secours.

E). Equipements électromécaniques

➤ **Groupes électropompes**

La station sera équipée de 2 groupes électropompes immergés de 32,00 l/s sous une HMT de 11.00 mètres (fonctionnant alternativement).

Les seuils d'arrêt et de démarrage des groupes pourraient être les suivants :

- Niveau bas des eaux usées: +23.71m (soit 0.8 m au-dessus du radier)
- Niveau haut des eaux usées : +29.91 m (4 démarrages par heure au maximum)

➤ **Calcul des puissances et des rendements des pompes :**

➤ **La puissance absorbée par la pompe:**

La puissance absorbée par la pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique s'exprime par la relation :

$$Pe = \frac{9,81 \times Q \times H}{\rho}$$

Avec :

Pe : la puissance exprimée en (kw)

Q : débit exprimé en (m³/s)

H : HMT exprimé en (m)

ρ : est le rendement de la pompe

Pour un rendement optimal des pompes de 80% les puissances sont de :

$$Pe = 9.81 * 0.032 * 15 / 0.8 = 5.88 \text{ KW}$$

➤ **Calcul de la puissance du moteur :**

La puissance à fournir par le moteur est déterminée d'après la valeur trouvée pour la puissance absorbée par la pompe.

Toutefois, pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe des quantités suivantes :

30% pour une puissance absorbée de moins de 4 kw

20% pour une puissance absorbée comprise entre 4 et 20 kw

10% pour une puissance absorbée supérieur de 20 kw

Pratiquement, la puissance du moteur à commander au constructeur sera celle résultant de la puissance absorbée calculée pour la pompe, majorée comme il vient d'être indiqué.

Donc :

$$La\ puissance\ du\ moteur\ P_{m1} = (1,2 \times 5.88) = 7.06$$

$$P_m = 7.06\ kw$$

➤ **La puissance de démarrage:**

La puissance de démarrage à fournir au groupe électropompe est donnée par la formule suivant:

$$P_d = 3P_e$$

$$P_{d1} = P_e \times 3 = 5.88 \times 3 = 17.64\ kw$$

➤ **La puissance installée P_i**

La puissance installée est égale pour l'essentiel à la puissance des pompes augmentée de 10% pour tenir compte les besoins en éclairages, chauffage, climatisation....

$$P_i = P_e \times 1.1$$

$$P_i = 5.88 \times 1.1 = 6.47\ Kw$$

$$P_{it} = 2 \times P_i = 2 \times 6.47 = 12.93\ Kw$$

III). DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE REFOULEMENT N° 03 (S.R 03):

A). La conduite de refoulement :

La longueur de la conduite de refoulement est d'environ 335,00 mL, le diamètre de la conduite de refoulement est calculé de façon à avoir vitesse de circulation proche de U= 1.5m/s

Le diamètre de refoulement est calculé par la formule de suivante :

$$Q = U \times S = U \times \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot U}}$$

$$D'où \phi = 0,85 \cdot \sqrt{Q} = 0,85 \cdot \sqrt{0.027} = 0.140\ m$$

Donc le diamètre de la conduite de refoulement est: $\phi = 250\ mm\ PN\ 16\ en\ PEHD$

B). Dimensionnement du puisard :

Le volume Utile de marnage est le volume compris entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bat d'arrêt. Il peut être calculé par la formule suivante:

$$Vu = \frac{[Q \cdot 1/n]}{[4 \cdot (N - 1)]}$$

$$Q = 0.027 \text{ l/s} = 97,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

n : le nombre de démarrage des pompes

$$n = 4$$

N : nombre des pompes identiques

$$N = 2 = (I+I)$$

$$Vu = \frac{97.2 * \frac{1}{4}}{4 * (1)} = 6.07 \text{ m}^3$$

Donc:

$$\text{Soit } Vu = 6,07 \text{ m}^3$$

Le volume $V = L \times B \times H$

Avec :

L : longueur du puisard = 4,00 m

B : largeur du puisard = 4,00 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

$$\text{Donc : } H = 6,07 / (4,00 * 4,00) = 0,38 \text{ m}$$

C). Génie civil : dimensions principales:

La superficie intérieure de la bache de relevage est de 16,00 m² (4.00 m x 4.00 m). Pour une côte de fil d'eau du collecteur à l'arrivée dans la station évaluée à 22.90 m.

La bache de pompage sera précédée d'un chenal de largeur 1 mètre, qui sera équipé d'une grille fixe à nettoyage manuel.

Une conduite de refoulement en PEHD DN 250 PN 16, d'une longueur de l'ordre de 0,335 km.

D). La hauteur manométrique Total (HMT) :

La hauteur d'élévation ou la hauteur manométrique Total (HMT) correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point haut) + les pertes de charges à l'aval de la pompe

➤ Hauteur géométrique :

Cote de point bas = (cote arrivé réseau Eu) - (La hauteur d'eau dans le Puisard) (pour ne pas dénoyer la pompe) = $24.14 - (0.38+0.8) = 22.96\text{m}$

Cote de point haut = cote TN point haut - 1.5 (profondeur du réseau de refoulement) =

$$31,41-1.50 = 31.02 \text{ m}$$

Donc la hauteur géométrique = 31.02-22.96=8.06 m

➤ Pertes de charges :

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charges linières et des pertes des charges singulières

$$\Delta H_{\text{ref}} = \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{linéaire}}$$

ΔH_{sing} : perte de charge singulière elle est prise comme étant 15% de la perte de charge linéaire.

Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir de la formule universelle :

$$\Delta H_{\text{linéaire}} = \frac{16 \times L_{\text{ref}} \times \lambda \times Q^2}{2 \times g \times \pi^2 \times D^5}$$

$$\lambda = [1,14 - 0.86 * \ln(\frac{\varepsilon}{\phi})]^{-2}$$

$$L = 335,00 \text{ m}$$

$$Q = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 0,250 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.0001 \text{ m}$$

$$\lambda = 0.016$$

On aura donc $\Delta H_{ref} = 1.14 \text{ m c e}$

➤ **Calcul de la HMT :**

$$HMT = 8.06 + 1.14 = 9.20 \text{ m c e}$$

Donc : HMT = 10.00 m c e

Les pompes de la station de pompage projeté doivent avoir une HMT minimale de **10.00 m c e** et un débit de **27,00 l/s** par pompe.

La station sera dotée de Deux pompes qui auront les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement d'une seule pompe à la fois et la deuxième sera une pompe de secours.

E). Equipements électromécaniques

E).1. Groupes électropompes

La station sera équipée de 2 groupes électropompes immergés de 27,00 l/s sous une HMT de 10.00 mètres colonn d'eau (fonctionnant alternativement).

Les seuils d'arrêt et de démarrage des groupes pourraient être les suivants :

- Niveau bas des eaux usées: +22.96 m (soit 0.8 m au-dessus du radier)
- Niveau haut des eaux usées : +31.02 m (4 démarrages par heure au maximum).

E).2 Calcul des puissances et des rendements des pompes :

➤ **La puissance absorbée par la pompe:**

La puissance absorbée par la pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique s'exprime par la relation :

$$P_e = \frac{9,81 \times Q \times H}{\rho}$$

Avec :

P_e : la puissance exprimée en (kw)

Q : débit exprimé en (m³/s)

H : HMT exprimé en (m)

ρ : est le rendement de la pompe

Pour un rendement optimal des pompes de 80% les puissances sont de :

$$P_e = 9.81 * 0.027 * 15 / 0.8 = 4.97 \text{ KW}$$

➤ **Calcul de la puissance du moteur :**

La puissance à fournir par le moteur est déterminée d'après la valeur trouvée pour la puissance absorbée par la pompe.

Toutefois, pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe des quantités suivantes :

30% pour une puissance absorbée de moins de 4 kw

20% pour une puissance absorbée comprise entre 4 et 20 kw

10% pour une puissance absorbée supérieur de 20 kw

Pratiquement, la puissance du moteur à commander au constructeur sera celle résultant de la puissance absorbée calculée pour la pompe, majorée comme il vient d'être indiqué.

Donc :

$$La\ puissance\ du\ moteur\ P_{m1} = (1,2 \times 4,97) = 5,96$$

$$P_m = 5,96\ kw$$

➤ **La puissance de démarrage :**

La puissance de démarrage à fournir au groupe électropompe est donnée par la formule suivant:

$$P_d = 3P_e$$

$$P_{d1} = P_e \times 3 = 4,97 \times 3 = 14,91\ kw$$

➤ **La puissance installée P_i :**

La puissance installée est égale pour l'essentiel à la puissance des pompes augmentée de 10% pour tenir compte les besoins en éclairages, chauffage, climatisation....

$$P_i = P_e \times 1,1$$

$$P_i = 4,97 \times 1,1 = 6,47\ Kw$$

$$P_{it} = 2 \times P_i = 2 \times 4,97 = 5,47\ Kw$$

Conclusion

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Les regards simple
- Les regards de chute
- Les regards de jonction
- Les regards de visite
- un bassin de rétention

On plus de ça dans notre étude un dimensionnement de station de refoulement a été fait pour assurer le refoulement des eaux usées vers la STEP.

Chapitre VII

Organisation de chantier et PST

Introduction

Après la phase d'étude on passe à la réalisation du projet, ce dernier est dans la majorité des cas confié à un entrepreneur spécialisé, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Ce dernier, ou son délégué (maître d'œuvre), doit surveiller lors de l'exécution que les travaux sont bien réalisés conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles de l'art.

VII.1: Emplacement des canalisations

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans

L'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

VII.2: Exécution des travaux

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

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

VII.2.1 Décapage de la couche de terre végétale

L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapée est :

$$V = bHL \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.1})$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VII.2.2 Emplacement des jalons des piquets(piquetage)

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation

VII.2.2.1 Exécution des tranchées et les regards

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- Creuser au-dessous de la surface d'appui ;
- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- Creuser à une profondeur importante ;
- Creuser dans la direction de la machine.

a) Profondeur de la tranchée

$$H=e+D+h \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.2})$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée. e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite. h : Hauteur du remblai

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \dots\dots\dots (\text{VII.3})$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond (m) D : Diamètre de la conduite (m)

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,5 m)

VII.2.2.2 Aménagement du lit de sable

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm D'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm ; c'est-à-dire bien gradué,

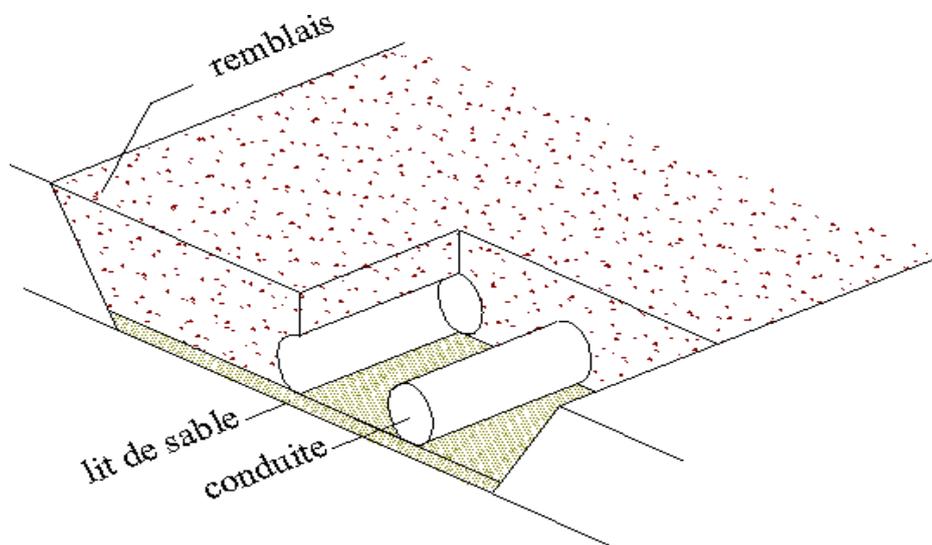


Figure VII.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

VII.3 Pose des canalisations en tranchées

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur surtout leur pour tour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,) qui constituent des tasses aux naturels,
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damer avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- En sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en Matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage.
- De réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée

VII.4- Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait soit par les ouvriers pour les petits diamètres soit par des engins appropriés (Pipeleers)

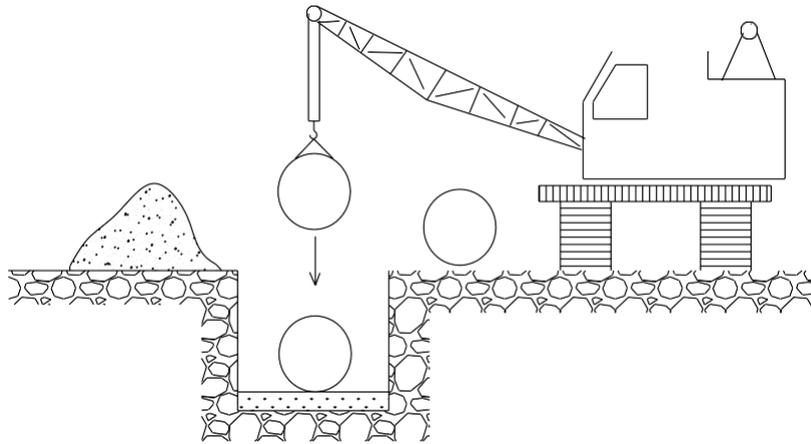


Fig.VII.2: le Pipeleers (pose de la canalisation)

VII.4.1– Assemblage des conduites :

Le collage des conduites se fait par collage à l'aide d'un adhésif spécial pour le P.V.C

- Les joints techniques sont montés, bloqués et sertis en usine : ce qui assure une étanchéité totale.
- Les extrémités mâles des tubes sont chanfreinées : ce qui fiabilise vos installations

VII.4.2–Essais sur les joints et les canalisations [10]

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

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

VII.5 Réalisation des regards

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

VII.6 Remblaiement et compactage des tranchées

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

Vu que nos conduites sont en PVC le remblayage et une partie très délicate dans notre projet et pour ne pas endommager nos conduites un remblayage par couche est recommandé afin d'éviter tous problèmes de force agissantes sur nos conduites

VII.7 Choix des engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

A- Pour le décapage de la couche de la terre végétale

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Fig.VII.3 Bulldozer

- Le bulldozer sera utilisé pour les grands travaux de terrassement et de décapage.
- Le chargeur est aussi utilisé pour les gros travaux de décapage.
- La niveleuse sera utilisée pour les petits travaux de terrassement.

B- Pour l'excavation des tranchées :

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



Fig.VII.4pelle équipée en rétro

C'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants:

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

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

B.1 Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



Figure VII.5: Chargeur

B- Pour le compactage

on utilisera deux appareils

- Un mini compacteur pour les premiers travaux de compactage
- Un rouleur lisse



Figure VII.6 Compacteur

Les engins qui conviennent à cette opération comprennent :

- UN châssis.
- Des roues (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.

VII.8: Devis quantitatif et estimatif [9]

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit dessable.
- La fourniture et la pose des conduites en PVC
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.8.1 : Détermination des différents volumes

A) Volume de la couche de terre végétale

$$V_c = H_v \cdot L \cdot B \dots\dots\dots(VII.4)$$

v

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en(m³).
 - H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1m$).
 - L : Longueur totale de la tranchée en(m).
 - B : Largeur de la couche de terre végétale en(m).

B) Volume des déblais des tranchées

$$V_d = B \cdot L \cdot H \dots\dots\dots(VII.5)$$

V_d : Volume des déblais des tranchées en(m³).

- B : Largeur de la couche du tronçon en(m).
- L : Longueur totale de la tranchée en(m).
- H : Profondeur de la tranchée en(m).

C) Volume du lit du sable:

$$V_{ls} = e \cdot L \cdot B \dots\dots\dots(VII.6)$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en(m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en(m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en(m).
- L : Longueur totale de la tranchée en(m).

D/Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots\dots (VII.7)$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en(m³)
 - D : Diamètre de la conduite en(m).
 - L : longueur total du trancher. (m)

D/Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{condt}} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots \dots \dots (VII.8)$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en(m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en(m).
- D : Diamètre de la conduite en(m).

E)Volume du remblai:

$$V_r = V_{\text{deb}} - [V_{\text{condt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}] \dots \dots \dots (VII.9)$$

- V_r : Volume du remblai en(m³).

F/Volume excédentaire :

$$V_{\text{excé}} \qquad \qquad \qquad = V_f - V_{\text{rem}} \\ (VII.10)$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en(m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en(m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{\text{deb}} \cdot K_f$$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature desol

Le tableau VII.1 représente les valeurs de K_f en fonction la nature du sol[4]

Tableau VII.1 : coefficient de foisonnement

Terrain	Foisonnement
Argile, limon, sable argileux	1.25
Grave et sable graveleux	1.10
Sols rocheux altérés	1.30
Sol meuble	1.35

D’où le coefficient de foisonnement de notre sol est : $K_f = 1,25$.

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux

Travaux de réalisation du réseau d'assainissement des eaux usées au niveau du Parc Industriel BELLARA_Wilaya de JIJEL:

1^{er} partie :

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	P/U (Da)	Montant (Da)
1.1	Travaux de terrassements				
1.1.1	Terrassement a l'engin pour canalisations assainissement profondeur $0 \leq h \leq 2,0$ m				
	Exécution de la fouille par engin mécanique en <u>terrains ordinaires</u> , la mise sur berge des déblais, puisement et détournement des eaux souterraines et superficielles avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre et de l'énergie nécessaire, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressement des parois, y/c toutes sujétions de bonnes exécutions	M ³	46 300,00	200,00	9 260 000,00
1.1.2	Terrassement a l'engin pour canalisations assainissement profondeur $2,0 \leq h \leq 3,0$ m				
	Exécution de la fouille par engin mécanique en <u>terrains ordinaires</u> , la mise sur berge des déblais, puisement et détournement des eaux souterraines et superficielles avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre et de l'énergie nécessaire, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressement des parois, y/c toutes sujétions de bonnes exécutions	M ³	16 400,00	250,00	4 100 000,00
1.1.3	Terrassement a l'engin pour canalisations assainissement profondeur $3,0 \leq h \leq 4,0$ m				

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux

	Exécution de la fouille par engin mécanique en <u>terrains ordinaires</u> , la mise sur berge des déblais, puisement et détournement des eaux souterraines et superficielles avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre et de l'énergie nécessaire, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressement des parois, y/c toutes sujétions de bonnes exécutions	M ³	7 600,00	350,00	2 660 000,00
1.1.4	Evacuation des terres exédentaires à la décharge autorisée, y/c toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	11 000,00	300,00	3 300 000,00
1.1.5	Blindages continus semi-jointifs en panneaux amovibles, y/c toutes sujétions de bonne exécution.	M ²	85 000,00	200,00	17 000 000,00
1.2	Fourniture et pose de conduites				
1.2.1	Fourniture et pose de canalisation d'assainissement PVC en PN 6 avec système cunettes, quelle que soit la profondeur et toutes sujétions de mise en œuvre,				
1.2.1.1	Conduite en PVC assainissement, PN6, <u>DN 315</u>	ML	12 500,00	3 000,00	37 500 000,00
1.2.1.2	Conduite en PVC assainissement, PN6, <u>DN 400</u>	ML	2 200,00	4 100,00	9 020 000,00
1.3	Travaux de Remblaiement de la tranchée ou fouille				
1.3.1	Fourniture d'un lit de sable (uniquement pour les <u>terrains non sableux</u>) avec chargement du lieu d'emprunt, le transport et le déchargement en lieu, la mise en œuvre en tranchée ouverte d'un lit de pose de 0.10 m d'épaisseur, y compris le dressage du lit de pose, et toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	2 600,00	1 200,00	19 680 000,00
1.3.2	Remblaiement des tranchées en Terres Expurgées de Pierre provenant de la tranchée par couches successives de 30cm, arrosées, compactées, y/c toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	59 100,00	250,00	14 775 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux

1.4	Travaux de génie civil				
1.4.1	Regard de visite : Dimensions extérieurs (1,60 x 1,60) m x m				
1.4.1.1	Réalisation de regard de visite en béton CPA dosé à 350 kg/ m ³ en double nappes, dosé à 350 kg / m ³ avec une couche du béton de propreté de 10cm exécutée en béton dosé à 150 kg/m ³ , y compris coffrage, décoffrage, peinture bitumineuse sur toutes les surfaces extérieures en double couches et toutes sujétions de mise en œuvre, pour des profondeurs: 0,0 ≤ H ≤ 3,0m	U	340,00	55 000,00	18 700 000,00
1.4.1.2	Réalisation de regard de visite en béton CPA dosé à 350 kg/ m ³ en double nappes, dosé à 350 kg / m ³ avec une couche du béton de propreté de 10cm exécutée en béton dosé à 150 kg/m ³ , y compris coffrage, décoffrage, peinture bitumineuse sur toutes les surfaces extérieures en double couches et toutes sujétions de mise en œuvre, pour des profondeurs: 3,0 ≤ H ≤ 4,5m	U	162,00	70 000,00	11 340 000,00
1.4.1.3	Réalisation de regard de visite en béton CPA dosé à 350 kg/ m ³ en double nappes, dosé à 350 kg / m ³ avec une couche du béton de propreté de 10cm exécutée en béton dosé à 150 kg/m ³ , y compris coffrage, décoffrage, peinture bitumineuse sur toutes les surfaces extérieures en double couches et toutes sujétions de mise en œuvre, pour des profondeurs: 4,5 ≤ H ≤ 6,0m	U	42,00	80 000,00	3 360 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux

1.4.1.4	Réalisation de regard de visite en béton CPA dosé à 350 kg/ m ³ en double nappes, dosé à 350 kg / m ³ avec une couche du béton de propreté de 10cm exécutée en béton dosé à 150 kg/m ³ , y compris coffrage, décoffrage, peinture bitumineuse sur toutes les surfaces extérieures en double couches et toutes sujétions de mise en œuvre, pour des profondeurs: H > 6,0m	U	2,00	120 000,00	240 000,00
1.4.2	Boîte de branchement				
1.4.2.2	Réalisation de boîte de branchement en béton CPA dosé à 350 kg/ m ³ en une seule nappe (180 kg / m ³) avec une couche du béton de propreté de 10cm exécutée en béton dosé à 150 kg/m ³ , y compris coffrage, décoffrage, et toutes sujétions de mise en œuvre, pour des profondeurs: 0,0 ≤ H ≤ 1,80m	U	220,00	25 000,00	5 500 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux

2^{me} partie :

1.5	Travaux de ferronnerie				
1.5.1	Fourniture et pose de tampon pour regard d'assainissement, série lourde en fonte, type chaussée avec système de verrouillage, y compris le cadre (850 x 850) et toutes sujétions de bonne exécution		530,00	15 000,00	7 950 000,00
1.5.2	Fourniture et pose de tampon type chaussée pour boîte de branchement, en fonte, type chaussée avec système de verrouillage, y compris le cadre (600 x 600) et toutes sujétions de bonne exécution	M ²	220,00	12 000,00	2 640 000,00
				Montant HT (Da)	167 025 000,00
				TVA 19% (Da)	150322500
				Montant TTC (Da)	198 759 750.00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

Travaux de réalisation de la conduite de refoulement DN 250 PEHD des eaux usées de la S.R N°01, au niveau du Parc Industriel BELLARA_Wilaya de JIJEL:

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	P/U (Da)	Montant (Da)
1.1	Sondage de reconnaissance				
1.1.1	Sondage de reconnaissance a la pelle au niveau des croisements des réseaux divers existants, dans terrain de diverses natures et toute sujétion de bonne exécution.	U	5,00	10 000,00	50 000,00
1.2	Travaux de terrassements				
1.2.1	Exécution de la fouille par engin mécanique en <u>terrains ordinaires</u> , la mise sur berge des déblais, puisement et détournement des eaux souterraines et superficielles avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre et de l'énergie nécessaire, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressement des parois, y/c toutes sujétions de bonnes exécutions	M ³	1 400,00	350,00	490 000,00
1.2.2	L'exécution de la fouille à l'aide d'un brise roche en terrains rocheux, la mise sur berge des déblais, avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressement des parois.	M ³	150,00	2 250,00	337 500,00
1.2.3	Evacuation des terres exédentaires à la décharge autorisée, y/c toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	1 400,00	1 650,00	2 310 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite)Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux

1.3	Fourniture et pose de conduites				
1.3.1	Fourniture et pose de canalisation PEHD DN 250 mm, en PN 16, quelle que soit la profondeur, y compris bardage, soudure, mise en tranchée et toutes sujétions de mise en œuvre,	ML	1 410,00	1 500,00	2 115 000,00
1.4	Travaux de Remblaiement de la tranchée ou fouille				

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

1.4.1	Fourniture d'un lit de sable (uniquement pour les <u>terrains non sableux</u>) avec chargement du lieu d'emprunt, le transport et le déchargement en lieu, la mise en œuvre en tranchée ouverte d'un lit de pose de 0.10 m d'épaisseur , y compris le dressage du lit de pose, et toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	85,00	1 500,00	127 500,00
1.4.2	Remblaiement des tranchées, après pose de la canalisation, <u>au moyen du TUF</u> ou <u>sable stérile</u> par couches successives de 20cm, arrosées, compactées, avec un tamisage soigné et un compactage manuel sur une épaisseur de 10cm au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation, un compactage mécanique autour de la canalisation ainsi que l'enrobage et toutes sujétions de bonne mise en œuvre	M ³	1 250,00	1 000,00	1 250 000,00
1.5	Travaux de génie civil				
1.5.1	Regard de tête du fonçage : Dimensions extérieurs (2,40 x 2,40) m x m				
1.5.1.1	Réalisation de regard de visite en béton CPA dosé à 350 kg/ m ³ en double nappes, dosé à 350 kg / m ³ avec une couche du béton de propreté de 10cm exécutée en béton dosé à 150 kg/m ³ , y compris coffrage, décoffrage, peinture bitumineuse sur toutes les surfaces extérieures en double couches et toutes sujétions de mise en œuvre, pour des profondeurs: 0,0 ≤ H ≤ 5,0m	U	1,00	40 000,00	40 000,00
1.5.2	Travaux de réalisation d'un fonçage pour traversée de la RN 43				
1.5.2.1	Réalisation des travaux d'une traversée de la route nationale 43, avec gaine en acier DN 500 PN 16, épaisseur 3 cm, et conduite d'écoulement DN 400 PVC PN 6, et toutes sujétion de bonne exécution,	ML	65,00	29 000,00	1 885 000,00
1.5.3	Travaux de raccordement au regard existant au niveau de la STEP				
1.5.3.1	Travaux de raccordement de la conduite de fonçage DN 400 PVC au regard existant au niveau de la STEP, y compris toutes sujétions de bonne mise en œuvre	U	1,00	10 000,00	10 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

1.5.4	Travaux de croisement des réseaux divers existants				
1.5.4.1	Croisement de réseaux existant divers (Electricité, AEP, Gaz etc....) y compris démolition, déviation réparation et remise en état des lieux et toutes sujétions de bonne mise en œuvre.	U	6,00	35 000,00	210 000,00
				Montant HT (Da)	8 825 000,00
				TVA 19% (Da)	1676 750,00
				Montant TTC (Da)	10 501 750,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

3^{eme} partie ;

RÉALISATION DE LA STATION DE RELEVAGE (S.R n° 01

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (H.T)	Montant(H.T)
A	<u>RÉALISATION DE LA STATION DE RELEVAGE (S.R n° 01)</u>				
A-01	<u>TRAVAUX DE TERRASSEMENT</u>				
1	Préparation de l'assiette de la station de relevage y-compris terrassement en masse, évacuation des emblais existant vers la décharge publique.	M ³	80	600,00	48 000,00
2	L'exécution de la fouille par engin mécanique en terrains ordinaire, la mise sur berge des déblais, avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre et de l'énergie nécessaire, le réglage du fond de fouille aux côtes du projet, le dressage des parois.	M ³	170	800,00	136 000,00
3	F/et mise en place de blindage de protection des berges en planche métallique ou autre.	M ²	80	1 400,00	112 000,00
4	L'exécution de la fouille à l'aide d'une brise roche en terrains rocheux, la mise sur berge des déblais, avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressage des parois.	M ³	13	4 500,00	58 500,00
5	Travaux de remblais en terre ordinaire, provenant des déblais, pour remplissage des vides autour des ouvrages.	M ³	85	1 600,00	136 000,00
6	Évacuation et transport des terres excédentaires à la décharge publique	M ³	100	2 300,00	230 000,00
A-02	<u>GÉNIE CIVIL : PUISARD ET LOCAL TECHNIQUE (S.R N° 01)</u>				
1	Béton de propreté N° 1 dosé à 150 Kg/M3.	M ³	6	19 000,00	114 000,00
2	Béton de N° 2 dosé à 250 Kg/M3, pour forme de pente, support et socle d'équipements.	M ³	3	23 000,00	69 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

3	Béton armée N°3 dosé à 350 Kg/M ³ , pour ouvrages ordinaire pour la plateforme poteau, dalle,,	M ³	25	35 000,00	875 000,00
4	Béton armée N°4 dosé à 400 Kg/M ³ , pour ouvrages dont les parois sont en contact avec l'eau (radier, voiles,).	M ³	70	42 000,00	2 940 000,00
5	Fourniture et pose d'un joint Water-Stop au niveau du radier du puisard et toutes sujétions de bonne exécution	ML	20	1 400,00	28 000,00
A-03	<u>MAÇONNERIE :</u>				
1	Maçonnerie en brique de 12 cm, pour la réalisation des murs.	M ²	70	1 250,00	87 500,00
2	Maçonnerie en brique de 8 cm, pour la réalisation des murs.	M ²	15	1 050,00	15 750,00
A-04	<u>ENDUIT :</u>				
1	Enduit étanche au mortier de ciment dosé à 600 Kg/M ³ sur parois en contact avec l'eau à l'intérieur et à extérieur.	M ²	100	950,00	95 000,00
2	Enduit ordinaire au mortier de ciment dosé à 400 Kg/M ³ sur murs à l'intérieur et à extérieur.	M ²	70	800,00	56 000,00
3	Enduit bitumineux par couches successives (horizontale et verticale) sur surface extérieur de l'ouvrage.	M ²	100	320,00	32 000,00
A-05	<u>PEINTURE :</u>				
1	Peinture glycérique sur les parties extérieures, voiles et murs en deux couches.	M ²	75	800,00	60 000,00
2	Peinture vinylique sur les parties intérieures, voiles et murs en deux couches.	M ²	50	600,00	30 000,00
A-06	<u>FERRONNERIE</u>				
1	Fourniture et pose d'échelle métallique en acier galvanisé	U	1	65 000,00	65 000,00
2	Fourniture et pose de porte métallique (1,40m x 2.10m) pour accès à la station de relevage	U	1	25 000,00	25 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

3	Fourniture et pose de porte métallique (0.90m x 2.10m) pour accès au local technique.	U	1	21 000,00	21 000,00
4	Fourniture et pose de porte en aluminium (0.80m x 2.10m) pour loge gardien	U	1	35 000,00	35 000,00
5	Fourniture et pose d'une fenêtre en aluminium (1.20m x 0.70m),	U	1	23 000,00	23 000,00
6	Fourniture et pose de Châssis en aluminium ouvrant à soufflet (W.C) : 60 x 60 y compris toute sujétion d'exécution	U	1	25 000,00	25 000,00
A-07	<u>AMÉNAGEMENT INTÉRIEUR</u>				
1	F/P de carrelage granito 25x25 au choix du maitre de l'ouvrage.	M ²	25	600,00	15 000,00
A-08	<u>PLOMBERIE SANITAIRE</u>				
1	Lavabo en céramique 450 x 600 équipé de: 1-----mitigeur, accessoire et raccordement Siphon, 2----- tuyauterie et accessoire de raccordement. 3-----Tablette de lavabo en céramique dim (199 x 610)	U	1	30 000,00	30 000,00
2	Siège de W.C à l'anglaise monobloc en céramique. sortie arrière horizontale apparente avec réservoir combine monobloc et toute sujétion d'exécution.	ENS	1	20 000,00	20 000,00
A-09	<u>ÉQUIPEMENTS HYDRAULIQUE POUR (S.R N° 1)</u>				
1	Fourniture et pose, d'une pompe submersible, sur pieds d'assises pour les eaux usées, caractérisée par un débit de 120 m³/h et une H.M.T de 20 m.c.e , avec roue vortex en bronze.	U	2	2 100 000,00	4 200 000,00
2	Fourniture et pose de manchette DN 200 mm en acier inoxydable à 02 brides L=1,00m y compris joints et boulonneries et toutes sujétions.	U	3	14 000,00	42 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux

4	Fourniture et pose de manchette DN 300 mm en acier inoxydable (collecteur) à 02 brides d'une longueur de 7,00 m, y compris joints et boulonneries et toutes sujétions.	U	1	120 000,00	120 000,00
5	Fourniture et pose de coude 45° DN 300 en acier inoxydable mm à deux brides	U	1	20 000,00	20 000,00
6	Fourniture et pose de coude 90° DN 200 mm en acier inoxydable à deux brides en acier	U	10	17 500,00	175 000,00
7	Fourniture et pose de vanne en fonte DN 300 mm – PN 16 bar	U	1	90 000,00	90 000,00
8	Fourniture et pose de vanne en fonte DN 200 mm –PN 16 bar	U	2	48 000,00	96 000,00
10	Fourniture et pose de dégrilleur mécanique en acier inoxydable et toutes sujétions de mise en œuvre	U	1	85 000,00	85 000,00
11	Fourniture et pose d'un cône de réduction de diamètre 250/200 en acier inoxydable	U	4	18 000,00	72 000,00
12	fourniture et pose d'un clapet anti retour DN 200 mm	U	2	70 000,00	140 000,00
13	Fourniture et montage d'armoire de commande pour deux groupes électropompes triphasés, avec démarrage direct et inverseur intégré et protection thermique (indice de protection IP55), y compris câble de puissance, chemin de câble et l'ensemble des accessoires (relais, contacteur, signalisation commande auxiliaire, compteur horaire pour chaque pompe) 2x20 (40KWA).	U	1	380 000,00	380 000,00
14	Fourniture et pose d'une barre de guidage en acier inoxydable Ø 40 mm, d'une longueur de 6,00 m, y compris chaîne, fixations boulonnées et toutes sujétions de bonne exécution	U	2	55 000,00	110 000,00
15	Fourniture et pose d'un pont roulant d'une capacité de levage de 01 tonne y compris fixation sur des socles en béton Armé et toute sujétion d'exécution.	U	1	700 000,00	700 000,00
A-10	<u>ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES</u>				

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

2	Fourniture et pose de Câble d'électricité de section 4x10 mm à encastrer dans une gaine orange, y compris toute sujétion d'exécution.	ML	100	15 800,00	1 580 000,00
3	F/P de Disjoncteur 30 A.	U	1	22 000,00	22 000,00
4	F/P de Boite de dérivation.	U	4	900,00	3 600,00
5	F/P de Tableau de commande pour l'éclairage.	U	1	85 000,00	85 000,00
A-11	<u>ÉQUIPEMENT ÉLECTROMÉCANIQUE :</u>				
1	Amenée d'énergie de la source désignée par SONELGAZ jusqu'à la station de relevage; y compris Fourniture et pose de poste transformateur se composant de cellule de comptage cellule de protection générale par disjonction débranchable deux cellules B.T équipées chacune d'un disjoncteur; la rémunération de ce poste sera faite sur base du devis et facture SONELGAZ	FFT	1	2 400 000,00	2 400 000,00
2	Fourniture et installation d'un disjoncteur BT (3 pôles protégés) commande mécanique,	U	1	180 000,00	180 000,00
3	Fourniture et pose de câbles électriques type souple multi brins, anti flamme, inattaquables par les huiles, les acides les hydrocarbures, les alcalins et par tous les agents atmosphériques.	FFT	1	210 000,00	210 000,00
4	Fourniture d'un groupe électrogène d'une puissance de (100 KVA) y compris raccordement sur système d'alimentation électrique, toutes sujétions d'exécution.	U	1	1 800 000,00	1 800 000,00
B	<u>RÉALISATION D'UNE CLÔTURE EN DUR POUR LA STATIONS DE RELEVAGE (S.R N° 01)</u>				
B-01	<u>TERRASSEMENT :</u>				
1	Travaux de déblais en fouille en terrain ordinaire à l'aide d'engin mécanique.	M ³	10	500,00	5 000,00
2	Travaux de remblais en terre ordinaire, provenant des déblais, pour remplissage des vides autour des ouvrages.	M ³	8	700,00	5 600,00
B-02	<u>GÉNIE CIVIL : GROS ŒUVRE :</u>				
1	Béton de propreté N° 1 dosé à 150 Kg/M3.	M ³	2	19 000,00	38 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

B-03	<u>MACONNERIE :</u>				
1	F/P et Maçonnerie en parpaing de 15 cm d'épaisseur, pour la réalisation des murs.	M ²	110	850,00	93 500,00
B-04	<u>ENDUIT :</u>				
1	Enduit ordinaire au mortier de ciment dosé à 400 Kg/M3 sur murs.	M ²	250	800,00	200 000,00
B-05	<u>PEINTURE :</u>				
1	Peinture vinylique sur murs en deux couches.	M ²	250	800,00	200 000,00
2	Peinture à huile sur portail métallique en deux couches.	M ²	25	600,00	15 000,00
B-06	<u>FERRONNERIE :</u>				
1	F/P d'un portail métallique de dimensions (4.00m X 2.60m) y compris peinture antirouille	U	1	75 000,00	75 000,00
B-07	<u>PROTECTION DE LA STATION</u>				
2	Fourniture de réservoirs anti-bélier de 600 litres avec une pression nominale de 16 bars, équipé de compresseur de maintien de pression avec indicateur visuel du niveau d'eau et asservissement, y compris raccordement sur le refoulement, clapet antiretour, vannes, coudes, Té, manomètre et toutes sujétions de montage et de mise en œuvre	U	1	560 000,00	560 000,00
B-08	<u>AMÉNAGEMENT INTÉRIEUR ET L'EXTÉRIEUR S.R N° 01:</u>				
1	Fourniture et pose bordure de trottoir.	ML	35	1 100,00	38 500,00
2	Réalisation d'une grille d'avaloir en béton armé de dimension 0,50 x 0,60 x L y compris fourniture et pose de grille en fonte.	ML	35	3 800,00	133 000,00

Chapitre VII : Organisation de chantier et PST

(Suite) Tableau VII.2 Devis Quantitatif et Estimatif des travaux :

3	Réalisation d'attente d'un point d'eau potable (PEHD DN 40 mm PN 16 sur 15 ml, vanne de sectionnement DN 40, tube allonge PVC DN 50, bouche à clef grand modèle en fonte).	U	1	17 000,00	17 000,00
4	Fourniture et pose de tuyau en DN 250 mm PVC PN06.	ML	10	1 800,00	18 000,00
5	Fourniture et pose de gazon ou espace vert.	M ²	20	2 000,00	40 000,00
				Total en H.T	19 758 950,00
				T.V.A 19 %	3754200,500
				Total en T.T.C	23513150,5

VII.9 Sécurité de travail : [11]

L'objectif de la protection est de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans le chantier. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlement à suivre.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

Alors pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les salariés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie, à la psychologie, etc.

VII.9.1 Les Causes Des Accidents :

Tout accident survenu du fait du travail ou à l'occasion du travail et ayant entraîné des lésions mortelles ou non mortelles, par exemple une chute de hauteur ou le contact avec une machine en marche selon le Code de la Sécurité sociale, « est considéré comme accident du travail , quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre ou en quelque lieu que ce soit, pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise ».

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

L'accident est d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier.
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien.
- De l'exécution du travail, difficultés particulières.

- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VII.9.2 Les actions et conditions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

- Adopter une position peu sûre.

Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

Ex : cadence de travail trop rapide.

- Outillage, engin, équipement en mauvais état.

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

- Défaut dans la conception, dans la construction.

Ex : installation électrique en fil souple.

- Eclairage défectueux.

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).

- Conditions climatiques défavorables.

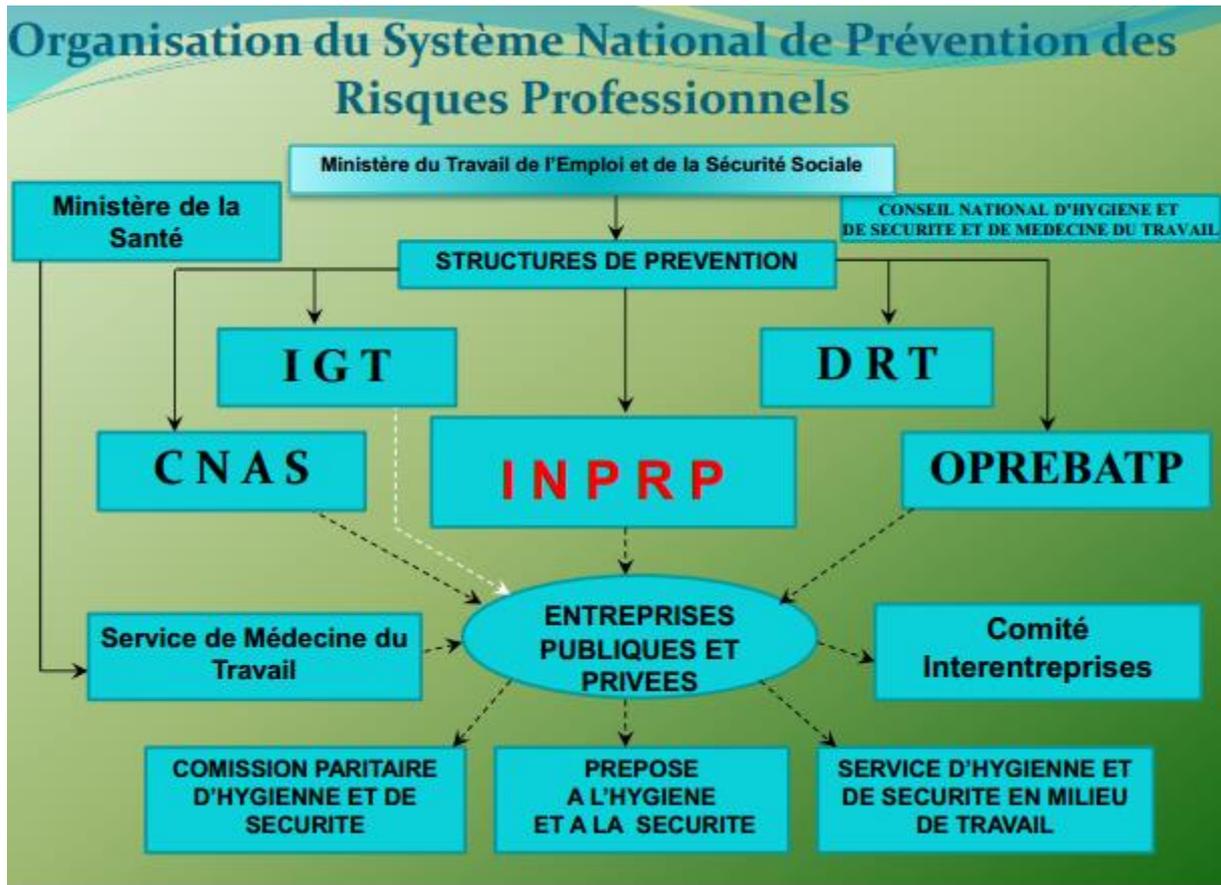


Figure VII.7 : Organisation de La prévention des accidents du travail

VII.9.3 Organisation de La prévention des accidents du travail :[11]

L'INPRP fournit des prestations de service à tout Organisme privé ou public, l'Institut est administré par un conseil d'administration dirigé par un directeur général et il est doté d'un conseil scientifique.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes

- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

- Protection des membres inférieurs.
- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.

VII.9.4 Les équipements de la protection individuelle dans le chantier :

Un équipement de protection individuelle (EPI) protège un individu contre un risque donné, et selon l'activité qu'il sera amené à exercer. D'une manière générale, l'ensemble du corps peut et doit être protégé. Il s'agit généralement d'un vêtement professionnel.

Les équipements de protection individuelle peuvent être classés en une dizaine de familles en fonction - en particulier - de la zone corporelle protégée. Cette classification est d'ailleurs souvent retenue par les fournisseurs de ces produits.

Protection de la tête : casques de chantier et spécifiques (pompiers), casquettes anti-heurts et accessoires (jugulaires, visières, bavolets de nuque), casques et bombes pour les cavaliers.

La protection de la tête comprend :

Protection des yeux : lunettes, sur lunettes, masques,

Protection auditives : bouchons d'oreilles (éventuellement moulés), arceaux, casques et coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio),

Protection du visage : écrans faciaux, masques et cagoules (soudage), visières,

Protection respiratoire : masques jetables ou réutilisables, demi-masques et masques à cartouches filtrantes, appareils respiratoires, d'épuration, de ventilation ;

Protection des mains : gants, manchettes, pour tous risques et en toutes matières ;

Protection des pieds : chaussures (femmes et hommes), bottes, cuissardes, waders, sabots, etc. pour risques en tout genre ;

Protection du corps : vêtements professionnels génériques et spécifiques (y compris surbottes, coiffes de têtes...), contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque chimique, vêtements haute visibilité ;

Protection antichute : tous dispositifs antichute et accessoires, de connexion et de maintien (bloqueur, descendeur), d'ancrage, longes, enrouleurs, cordes, ligne de vie, cravates, harnais ;
Protections spécifiques : dispositifs pour Travailleur Isolé, détecteurs de gaz, ceintures de maintien, genouillères, vêtements de plongée, etc.



Figure VII.8 : équipements de la protection individuelle

Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu les différentes étapes pour la concrétisation du projet sur chantier et les différentes EPI.

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet. Qui est trois cent millions huit cent quatre mille quatre cent cinquante-deux dinars (300804452) DA

Qui va durer pendant vingt-deux mois (22 mois)

Conclusion générale

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

L'objectif principal de notre étude est de faire la conception du système d'assainissement de la nouvelle zone industriel BELLARA wilaya de JIJEL, ainsi effectuer des dimensions optimales qui collectera et véhiculera toute les eaux usées industriel vers la station d'épuration, le collecteur existant et milieu naturel pour les eaux pluviales.

Pour notre zone d'étude, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle, et les débits des autres types des eaux usées (rejet industriel ...) ont été déterminés selon la répartition des activités des industries et le système choisis est un système séparatif

Pour les conduites utiliser est des conduites en béton armer A135 et PVC PN 06 et PN 10 qui a une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique et une résistance à la salinité du sol.

Pour les éléments du réseau d'égout ; on a projeté des regards de visite, de jonction, trois station de refoulement des eaux usées et un bassin de rétention pour économiser l'eau afin d'arroser les espaces verts dans la zone et pour le nettoyage des chaussée

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **B. Salah**, Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations 2014.
- [2] **B. Touaïbia**, Manuel pratique d'hydrologie, Blida(Algérie) 2004 ; Page : 33-34.
- [3] **François G, Brière**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [4] **M. satin, B. selmi**, Guide technique de l'assainissement, édition le moniteur, paris (France) 2006.
- [5] **J. Bonnin**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris (France) 1986.
- [6]: Marc Satain - Béchir Selmi / Guide technique de l'assainissement / 3ème Edition 1999
- [6]: C. Gomella et H. Guerrée, 1986. « Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales » ; 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris.
- [7]: **BENBOUABDELLAHOMAR MOUNIR** mémoire de fin d'étude
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE EL HOUDJIRA (W. OUARGLA)
- [8]: Catalogue technique de l'entreprise de CHIALI, « Le tube PVC en assainissement »
- [9]: cours de station de pompage Mme Mokrane Ensh/2016.
- [10]: A. LENCASTRE, « Hydraulique générale », 2008, 5ème Edition, Page : 507-509;
- [11]: cours PST Mr D. KAHLERRAS 2017.

ANNEXES

Annexe 1

Annexe 1 : Coefficient de Manning-strckler (ks) .

Le coefficient de Strickler (ks) en fonction du matériau de la conduite

Matériau	Ks
Béton lisse	100
Béton moitié lisse	85
Béton armé	75
PEHD	100
PEHD ondulé	120
PVC	120

Annexe 2

Tableau dimensionnement collecteur eau usée principal O :

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
coll Eu p O	R01-R02	31,69	31,62	29,89	29,77	34	0,0035	0,003	0,003	120	83,88	315	1,31	0,102	0,03	0,442	0,12	0,578	0,578	0,037	0,037
	R02-R03	31,62	31,55	29,77	29,65	34	0,0035	0,004	0,004	120	93,43	315	1,31	0,10	0,04	0,491	0,13	0,643	0,643	0,042	0,042
	R03-R04	31,55	31,48	29,65	29,53	34	0,0035	0,005	0,005	120	101,59	315	1,31	0,10	0,05	0,528	0,15	0,692	0,692	0,047	0,047
	R04-R05	31,48	31,42	29,53	29,41	34	0,0035	0,006	0,006	120	108,78	315	1,31	0,10	0,06	0,557	0,16	0,730	0,730	0,051	0,051
	R05-R06	31,42	31,35	29,41	29,29	34	0,0035	0,007	0,007	120	115,25	315	1,31	0,10	0,07	0,580	0,18	0,760	0,760	0,055	0,055
	R06-R07	31,35	31,28	29,29	29,17	34	0,0035	0,008	0,008	120	121,17	315	1,31	0,10	0,08	0,599	0,19	0,785	0,785	0,059	0,059
	R07-R08	31,28	31,21	29,17	29,06	34	0,0032	0,009	0,009	120	128,72	315	1,25	0,10	0,09	0,622	0,20	0,780	0,780	0,065	0,065
	R08-R09	31,21	31,14	29,06	28,94	34	0,0035	0,01	0,01	120	131,74	315	1,31	0,10	0,10	0,631	0,21	0,827	0,827	0,067	0,067
	R09-R10	31,14	31,08	28,94	28,82	34	0,0035	0,011	0,011	120	136,54	315	1,31	0,10	0,11	0,645	0,22	0,845	0,845	0,070	0,070
	R10-R11	31,08	31,01	28,82	28,7	34	0,0035	0,012	0,012	120	141,07	315	1,31	0,10	0,12	0,659	0,23	0,864	0,864	0,073	0,073
	R11-R12	31,01	30,96	28,7	28,61	25	0,0036	0,013	0,013	120	144,82	315	1,32	0,10	0,13	0,672	0,24	0,888	0,888	0,076	0,076
	R12-R13	30,96	30,91	28,61	28,52	25	0,0036	0,014	0,014	120	148,91	315	1,32	0,10	0,14	0,686	0,25	0,907	0,907	0,079	0,079
	R13-R14	30,91	30,88	28,52	28,43	25	0,0036	0,015	0,015	120	152,81	315	1,32	0,10	0,15	0,700	0,26	0,926	0,926	0,081	0,081
	R14-R15	30,88	30,81	28,43	28,35	25	0,0032	0,016	0,016	120	160,05	315	1,25	0,10	0,16	0,728	0,27	0,907	0,907	0,086	0,086
	R15-R16	30,81	30,75	28,35	28,24	34	0,0032	0,017	0,017	120	163,39	315	1,25	0,10	0,17	0,741	0,28	0,929	0,929	0,089	0,089
	R16-R17	30,75	30,68	28,24	28,12	34	0,0035	0,018	0,018	120	164,23	315	1,31	0,10	0,18	0,745	0,28	0,975	0,975	0,089	0,089
	R17-R18	30,68	30,61	28,12	28	34	0,0035	0,019	0,019	120	167,59	315	1,31	0,10	0,19	0,759	0,29	0,994	0,994	0,092	0,092
	R18-R19	30,61	30,54	28	27,88	34	0,0035	0,02	0,02	120	170,85	315	1,31	0,10	0,20	0,772	0,30	1,012	1,012	0,094	0,094
	R19-R20	30,54	30,47	27,88	27,77	34	0,0032	0,021	0,021	120	176,87	315	1,25	0,10	0,21	0,797	0,31	1,000	1,000	0,098	0,098
	R20-R21	30,47	30,42	27,77	27,68	25	0,0036	0,022	0,022	120	176,41	315	1,32	0,10	0,21	0,795	0,31	1,052	1,052	0,098	0,098
	R21-R22	30,42	30,38	27,68	27,61	20	0,0035	0,023	0,023	120	180,33	315	1,30	0,10	0,23	0,811	0,32	1,058	1,058	0,101	0,101
	R22-R23	30,38	30,3	27,61	27,53	25	0,0032	0,024	0,024	120	186,33	315	1,25	0,10	0,25	0,834	0,34	1,040	1,040	0,106	0,106
	R23-R24	30,3	30,2	27,53	27,46	25	0,0028	0,025	0,025	120	194,00	315	1,17	0,09	0,28	0,860	0,36	1,003	1,003	0,112	0,112

(suite) Tableau dimensionnement collecteur eau usée principal O :

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
coll Eu p O	R24-R25	30,2	30,1	27,46	27,38	25	0,0032	0,025	0,025	120	189,21	315	1,25	0,097	0,26	0,844	0,34	1,053	1,053	0,108	0,108
	R25-R26	30,1	30,01	27,38	27,31	22	0,0032	0,026	0,026	120	192,21	315	1,24	0,10	0,27	0,854	0,35	1,062	1,062	0,111	0,111
	R26-R27	30,01	29,92	27,31	27,25	21	0,0029	0,027	0,027	120	198,93	315	1,18	0,09	0,29	0,874	0,37	1,030	1,030	0,116	0,116
	R27-R28	29,92	29,84	27,25	27,19	13	0,0046	0,028	0,028	120	184,32	315	1,50	0,12	0,24	0,826	0,33	1,238	1,238	0,104	0,104
	R28-R29	29,84	30,25	27,19	27,1	31	0,0029	0,029	0,029	120	203,72	315	1,19	0,09	0,31	0,887	0,38	1,054	1,054	0,121	0,121
	R29-R30	30,25	30,66	27,1	27,01	30	0,0030	0,03	0,03	120	205,06	315	1,21	0,09	0,32	0,891	0,39	1,076	1,076	0,122	0,122
	R30-R31	30,66	31	27,01	26,93	25	0,0032	0,031	0,031	120	205,10	315	1,25	0,10	0,32	0,891	0,39	1,111	1,111	0,122	0,122
	R31-R32	31	31,35	26,93	26,86	25	0,0028	0,032	0,032	120	212,82	315	1,17	0,09	0,35	0,910	0,41	1,062	1,062	0,129	0,129
	R32-R33	31,35	31,7	26,86	26,78	25	0,0032	0,033	0,033	120	209,97	315	1,25	0,10	0,34	0,903	0,40	1,126	1,126	0,126	0,126
	R33-R34	31,7	31,65	26,78	26,71	25	0,0028	0,034	0,034	120	217,71	315	1,17	0,09	0,37	0,923	0,42	1,076	1,076	0,134	0,134
	R34-R35	31,65	31,6	26,71	26,62	30	0,0030	0,035	0,035	120	217,26	315	1,21	0,09	0,37	0,921	0,42	1,113	1,113	0,133	0,133
	R35-R36	31,6	31,54	26,62	26,53	30	0,0030	0,036	0,036	120	219,57	315	1,21	0,09	0,38	0,927	0,43	1,120	1,120	0,135	0,135
	R36-R37	31,54	31,48	26,53	26,44	30	0,0030	0,046	0,046	120	240,71	315	1,21	0,09	0,49	0,994	0,49	1,200	1,200	0,155	0,155
	R37-R38	31,48	31,43	26,44	26,36	25	0,0032	0,087	0,087	120	302,01	315	1,25	0,10	0,90	1,138	0,73	1,420	1,420	0,231	0,231
	R38-R39	31,43	31,37	26,36	26,29	25	0,0028	0,097	0,097	120	322,57	400	1,37	0,17	0,56	1,035	0,53	1,416	1,416	0,214	0,214
	R39-R40	31,37	31,32	26,29	26,21	25	0,0032	0,107	0,107	120	326,38	400	1,46	0,18	0,58	1,042	0,54	1,524	1,524	0,218	0,218
	R40-R41	31,32	31,27	26,21	26,14	25	0,0028	0,117	0,117	120	346,06	400	1,37	0,17	0,68	1,071	0,60	1,465	1,465	0,241	0,241
	R41-R42	31,27	31,22	26,14	26,06	25	0,0032	0,127	0,127	120	348,04	400	1,46	0,18	0,69	1,074	0,61	1,570	1,570	0,243	0,243
	R42-R43	31,22	31,17	26,06	25,99	25	0,0028	0,137	0,137	120	367,16	400	1,37	0,17	0,80	1,112	0,68	1,521	1,521	0,270	0,270
	R43-R44	31,17	31,12	25,99	25,91	25	0,0032	0,147	0,147	120	367,66	400	1,46	0,18	0,80	1,113	0,68	1,627	1,627	0,271	0,271
	R44-R45	31,12	31,07	25,91	25,84	25	0,0028	0,157	0,157	120	386,40	400	1,37	0,17	0,91	1,139	0,75	1,558	1,558	0,298	0,298
	R45-R46	31,07	31,02	25,84	25,76	25	0,0032	0,167	0,167	120	385,68	400	1,46	0,18	0,91	1,139	0,74	1,666	1,666	0,297	0,297
	R46-R47	31,02	30,97	25,76	25,69	25	0,0028	0,172	0,172	120	399,85	400	1,37	0,17	1,00	1,143	0,81	1,564	1,564	0,324	0,324

(suite) Tableau dimensionnement collecteur eau usée principal O :

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
coll Eu p O	R47-R48	30,97	30,92	25,69	25,61	25	0,0032	0,15	0,15	120	370,46	400	1,46	0,184	0,82	1,119	0,69	1,637	1,637	0,275	0,275
	R48-R49	30,92	30,86	25,61	25,52	25	0,0036	0,151	0,151	120	363,27	400	1,55	0,19	0,78	1,103	0,66	1,710	1,710	0,264	0,264
	R49-R50	30,86	30,8	25,52	25,43	25	0,0036	0,152	0,152	120	364,17	400	1,55	0,19	0,78	1,105	0,66	1,713	1,713	0,266	0,266
	R50-R51	30,8	30,73	25,43	25,34	25	0,0036	0,153	0,153	120	365,07	400	1,55	0,19	0,79	1,107	0,67	1,717	1,717	0,267	0,267
	R51-R52	30,73	30,67	25,34	25,25	25	0,0036	0,154	0,154	120	365,96	400	1,55	0,19	0,79	1,109	0,67	1,720	1,720	0,268	0,268
	R52-R53	30,67	30,63	25,25	25,17	25	0,0032	0,155	0,155	120	375,04	400	1,46	0,18	0,84	1,128	0,70	1,650	1,650	0,282	0,282
	R53-R54	30,63	30,57	25,17	25,08	25	0,0036	0,156	0,156	120	367,74	400	1,55	0,19	0,80	1,113	0,68	1,726	1,726	0,271	0,271
	R54-R55	30,57	30,52	25,08	24,99	25	0,0036	0,157	0,157	120	368,62	400	1,55	0,19	0,81	1,115	0,68	1,729	1,729	0,272	0,272
	R55-R56	30,52	30,48	24,99	24,92	24	0,0029	0,158	0,158	120	384,37	400	1,40	0,18	0,90	1,139	0,74	1,590	1,590	0,295	0,295
	R56-R57	30,48	30,42	24,92	24,85	24	0,0029	0,159	0,159	120	385,28	400	1,40	0,18	0,91	1,139	0,74	1,590	1,590	0,297	0,297
	R57-R58	30,42	30,37	24,85	24,78	23	0,0030	0,16	0,16	120	383,12	400	1,43	0,18	0,89	1,138	0,73	1,623	1,623	0,293	0,293
	R58-R59	30,37	30,31	24,78	24,7	25	0,0032	0,161	0,161	120	380,42	400	1,46	0,18	0,88	1,136	0,72	1,661	1,661	0,289	0,289
	R59-R60	30,31	30,26	24,7	24,62	25	0,0032	0,162	0,162	120	381,31	400	1,46	0,18	0,88	1,137	0,73	1,662	1,662	0,291	0,291
	R60-R61	30,26	30,21	24,62	24,55	25	0,0028	0,163	0,163	120	391,88	400	1,37	0,17	0,95	1,139	0,77	1,559	1,559	0,307	0,307
	R61-R62	30,21	30,16	24,55	24,47	25	0,0032	0,164	0,164	120	383,06	400	1,46	0,18	0,89	1,138	0,73	1,664	1,664	0,293	0,293
	R62-R63	30,16	30,11	24,47	24,4	24	0,0029	0,165	0,165	120	390,67	400	1,40	0,18	0,94	1,139	0,76	1,591	1,591	0,305	0,305
	R63-R64	30,11	30,07	24,4	24,32	25	0,0032	0,166	0,166	120	384,81	400	1,46	0,18	0,90	1,139	0,74	1,665	1,665	0,296	0,296
	R64-R65	30,07	30,01	24,32	24,25	24	0,0029	0,167	0,167	120	392,44	400	1,40	0,18	0,95	1,139	0,77	1,591	1,591	0,308	0,308
	R65-R66	30,01	29,96	24,25	24,17	25	0,0032	0,168	0,168	120	386,54	400	1,46	0,18	0,91	1,139	0,75	1,666	1,666	0,298	0,298
	R66-R67	29,96	30,19	24,17	24,14	11	0,0027	0,169	0,169	120	399,19	400	1,35	0,17	1,00	1,143	0,81	1,543	1,543	0,322	0,322

Tableau dimensionnement collecteur eaux usées principal F

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
coll Eu p F	R01-R02	32,76	32,73	30,95	30,88	28	0,0025	0,001	0,001	120	59,27	315	1,10	0,086	0,01	0,310	0,08	0,341	0,341	0,024	0,024
	R02-R03	32,73	32,7	30,88	30,8	25	0,0032	0,002	0,002	120	73,38	315	1,25	0,10	0,02	0,384	0,10	0,479	0,479	0,032	0,032
	R03-R04	32,7	32,68	30,8	30,72	25	0,0032	0,003	0,003	120	85,43	315	1,25	0,10	0,03	0,450	0,12	0,561	0,561	0,038	0,038
	R04-R05	32,68	32,66	30,72	30,63	25	0,0036	0,004	0,004	120	93,09	315	1,32	0,10	0,04	0,489	0,13	0,647	0,647	0,042	0,042
	R05-R06	32,66	32,59	30,63	30,51	30	0,0040	0,005	0,005	120	99,23	315	1,39	0,11	0,05	0,518	0,14	0,722	0,722	0,045	0,045
	R06-R07	32,59	32,51	30,51	30,39	30	0,0040	0,006	0,006	120	106,25	315	1,39	0,11	0,06	0,547	0,16	0,763	0,763	0,050	0,050
	R07-R08	32,51	32,43	30,39	30,27	30	0,0040	0,007	0,007	120	112,58	315	1,39	0,11	0,06	0,571	0,17	0,796	0,796	0,054	0,054
	R08-R09	32,43	32,37	30,27	30,17	25	0,0040	0,008	0,008	120	118,36	315	1,39	0,11	0,07	0,591	0,18	0,823	0,823	0,057	0,057
	R09-R10	32,37	32,31	30,17	30,07	25	0,0040	0,009	0,009	120	123,70	315	1,39	0,11	0,08	0,607	0,19	0,847	0,847	0,061	0,061
	R10-R11	32,31	32,25	30,07	29,97	25	0,0040	0,01	0,01	120	128,69	315	1,39	0,11	0,09	0,622	0,20	0,867	0,867	0,065	0,065
	R11-R12	32,25	32,18	29,97	29,87	25	0,0040	0,011	0,011	120	133,37	315	1,39	0,11	0,10	0,636	0,22	0,887	0,887	0,068	0,068
	R12-R13	32,18	32,11	29,87	29,77	25	0,0040	0,012	0,012	120	137,79	315	1,39	0,11	0,11	0,649	0,22	0,905	0,905	0,071	0,071
	R13-R14	32,11	32,05	29,77	29,67	25	0,0040	0,013	0,013	120	141,99	315	1,39	0,11	0,12	0,662	0,23	0,924	0,924	0,074	0,074
	R14-R15	32,05	31,99	29,67	29,57	25	0,0040	0,014	0,014	120	145,99	315	1,39	0,11	0,13	0,676	0,24	0,942	0,942	0,077	0,077
	R15-R16	31,99	31,92	29,57	29,47	25	0,0040	0,015	0,015	120	149,82	315	1,39	0,11	0,14	0,689	0,25	0,960	0,960	0,079	0,079
	R16-R17	31,92	31,84	29,47	29,34	32	0,0041	0,016	0,016	120	153,04	315	1,41	0,11	0,15	0,701	0,26	0,984	0,984	0,081	0,081
	R17-R18	31,84	31,78	29,34	29,24	25	0,0040	0,017	0,017	120	157,02	315	1,39	0,11	0,16	0,716	0,27	0,998	0,998	0,084	0,084
	R18-R19	31,78	31,71	29,24	29,14	25	0,0040	0,018	0,018	120	160,42	315	1,39	0,11	0,17	0,729	0,27	1,017	1,017	0,087	0,087
	R19-R20	31,71	31,65	29,14	29,04	25	0,0040	0,019	0,019	120	163,71	315	1,39	0,11	0,17	0,743	0,28	1,035	1,035	0,089	0,089
	R20-R21	31,65	31,58	29,04	28,94	25	0,0040	0,02	0,02	120	166,89	315	1,39	0,11	0,18	0,756	0,29	1,054	1,054	0,091	0,091
	R21-R22	31,58	31,52	28,94	28,84	25	0,0040	0,021	0,021	120	169,97	315	1,39	0,11	0,19	0,769	0,30	1,072	1,072	0,093	0,093
	R22-R23	31,52	31,46	28,84	28,74	25	0,0040	0,022	0,022	120	172,96	315	1,39	0,11	0,20	0,781	0,30	1,089	1,089	0,095	0,095
	R23-R24	31,46	31,38	28,74	28,62	25	0,0048	0,023	0,023	120	169,96	315	1,53	0,12	0,19	0,769	0,30	1,174	1,174	0,093	0,093

(Suite) Tableau dimensionnement collecteur eaux usées principal F

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
coll Eu p F	R24-R25	31,38	31,32	28,62	28,52	25	0,0040	0,023	0,023	120	175,87	315	1,39	0,109	0,21	0,793	0,31	1,106	1,106	0,098	0,098
	R25-R26	31,32	31,25	28,52	28,42	25	0,0040	0,024	0,024	120	178,70	315	1,39	0,11	0,22	0,805	0,32	1,122	1,122	0,100	0,100
	R26-R27	31,25	31,18	28,42	28,32	25	0,0040	0,025	0,025	120	181,45	315	1,39	0,11	0,23	0,816	0,32	1,137	1,137	0,102	0,102
	R27-R28	31,18	31,13	28,32	28,22	25	0,0040	0,026	0,026	120	184,14	315	1,39	0,11	0,24	0,826	0,33	1,151	1,151	0,104	0,104
	R28-R29	31,13	31,07	28,22	28,12	25	0,0040	0,027	0,027	120	186,77	315	1,39	0,11	0,25	0,835	0,34	1,165	1,165	0,106	0,106
	R29-R30	31,07	31,01	28,12	28,02	25	0,0040	0,028	0,028	120	189,33	315	1,39	0,11	0,26	0,844	0,34	1,177	1,177	0,108	0,108
	R30-R31	31,01	30,94	28,02	27,92	25	0,0040	0,029	0,029	120	191,84	315	1,39	0,11	0,27	0,853	0,35	1,189	1,189	0,110	0,110
	R31-R32	30,94	30,88	27,92	27,82	25	0,0040	0,03	0,03	120	194,29	315	1,39	0,11	0,28	0,861	0,36	1,200	1,200	0,112	0,112
	R32-R33	30,88	30,81	27,82	27,72	25	0,0040	0,031	0,031	120	196,70	315	1,39	0,11	0,29	0,868	0,36	1,210	1,210	0,114	0,114
	R33-R34	30,81	30,75	27,72	27,62	25	0,0040	0,032	0,032	120	199,05	315	1,39	0,11	0,29	0,875	0,37	1,220	1,220	0,116	0,116
	R34-R35	30,75	30,67	27,62	27,5	30	0,0040	0,033	0,033	120	201,36	315	1,39	0,11	0,30	0,881	0,38	1,229	1,229	0,118	0,118
	R35-R36	30,67	30,58	27,5	27,38	25	0,0048	0,034	0,034	120	196,79	315	1,53	0,12	0,29	0,868	0,36	1,326	1,326	0,114	0,114
	R36-R37	30,58	30,52	27,38	27,26	30	0,0040	0,035	0,035	120	205,85	315	1,39	0,11	0,32	0,893	0,39	1,245	1,245	0,123	0,123
	R37-R38	30,52	30,44	27,26	27,14	30	0,0040	0,036	0,036	120	208,04	315	1,39	0,11	0,33	0,898	0,40	1,253	1,253	0,125	0,125
	R38-R39	30,44	30,36	27,14	27,02	30	0,0040	0,037	0,037	120	210,19	315	1,39	0,11	0,34	0,904	0,40	1,260	1,260	0,127	0,127
	R39-R40	30,36	30,29	27,02	26,9	30	0,0040	0,038	0,038	120	212,30	315	1,39	0,11	0,35	0,909	0,41	1,267	1,267	0,129	0,129
	R40-R41	30,29	30,21	26,9	26,78	30	0,0040	0,039	0,039	120	214,38	315	1,39	0,11	0,36	0,914	0,41	1,274	1,274	0,130	0,130
	R41-R42	30,21	31,71	29,24	29,14	25	0,0040	0,04	0,04	120	216,43	315	1,39	0,11	0,37	0,919	0,42	1,282	1,282	0,132	0,132
	R41-R42	30,21	30,13	26,78	26,66	30	0,0040	0,041	0,041	120	218,44	315	1,39	0,11	0,38	0,924	0,43	1,289	1,289	0,134	0,134
	R42-R43	30,13	30,06	26,66	26,54	30	0,0040	0,042	0,042	120	220,42	315	1,39	0,11	0,39	0,930	0,43	1,296	1,296	0,136	0,136
	R43-R44	30,06	29,98	26,54	26,42	30	0,0040	0,043	0,043	120	222,37	315	1,39	0,11	0,40	0,935	0,44	1,304	1,304	0,138	0,138
	R44-R45	29,98	29,9	26,42	26,3	30	0,0040	0,044	0,044	120	224,30	315	1,39	0,11	0,41	0,940	0,44	1,311	1,311	0,140	0,140
	R45-R46	29,9	29,83	26,3	26,18	30	0,0040	0,045	0,045	120	218,60	315	1,53	0,12	0,38	0,925	0,43	1,413	1,413	0,134	0,134

(Suite) Tableau dimensionnement collecteur eaux usées principal F :

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
coll Eu p F	R46-R47	29,83	29,75	26,18	26,06	30	0,0040	0	0,02	0,02	120	166,89	315	1,39	0,109	0,18	0,18	0,756	0,29	1,054	1,054	0,091	0,091
	R47-R48	29,75	29,68	26,06	25,94	30	0,0040	0	0,03	0,03	120	194,29	315	1,39	0,11	0,28	0,28	0,861	0,36	1,200	1,200	0,112	0,112
	R48-R49	29,68	29,61	25,94	25,84	25	0,0040	0	0,04	0,04	120	216,43	315	1,39	0,11	0,37	0,37	0,919	0,42	1,282	1,282	0,132	0,132
	R49-R50	29,61	29,54	25,84	25,74	25	0,0040	0	0,13	0,13	120	336,72	400	1,64	0,21	0,63	0,63	1,058	0,57	1,730	1,730	0,229	0,229
	R50-R51	29,54	29,32	25,74	25,64	25	0,0040	0	0,131	0,131	120	337,69	400	1,64	0,21	0,64	0,64	1,060	0,58	1,733	1,733	0,230	0,230
	R51-R52	29,32	29,42	25,64	25,52	30	0,0040	0	0,132	0,132	120	338,65	400	1,64	0,21	0,64	0,64	1,061	0,58	1,735	1,735	0,231	0,231
	R52-R53	31,01	30,94	28,02	27,92	25	0,0040	0	0,133	0,133	120	339,61	400	1,64	0,21	0,65	0,65	1,062	0,58	1,737	1,737	0,232	0,232

Tableau dimensionnement collecteur eaux usées principal B

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
coll Eu p B	R01-R02	34,58	34,53	32,78	32,66	25	0,0048	0,011	0,011	120	128,89	315	1,53	0,119	0,09	0,623	0,21	0,951	0,951	0,065	0,065
	R02-R03	34,53	34,48	32,66	32,53	25	0,0052	0,012	0,012	120	131,18	315	1,59	0,12	0,10	0,629	0,21	1,001	1,001	0,066	0,066
	R03-R04	34,48	34,43	32,53	32,41	25	0,0048	0,013	0,013	120	137,22	315	1,53	0,12	0,11	0,648	0,22	0,989	0,989	0,070	0,070
	R04-R05	34,43	34,38	32,41	32,28	25	0,0052	0,014	0,014	120	138,99	315	1,59	0,12	0,11	0,653	0,23	1,038	1,038	0,072	0,072
	R05-R06	34,38	34,33	32,28	32,16	25	0,0048	0,015	0,015	120	144,78	315	1,53	0,12	0,13	0,672	0,24	1,026	1,026	0,076	0,076
	R06-R07	34,33	34,28	32,16	32,03	25	0,0052	0,016	0,016	120	146,12	315	1,59	0,12	0,13	0,676	0,24	1,075	1,075	0,077	0,077
	R07-R08	34,28	34,23	32,03	31,91	25	0,0048	0,017	0,017	120	151,74	315	1,53	0,12	0,14	0,696	0,26	1,063	1,063	0,081	0,081
	R08-R09	34,23	34,18	31,91	31,78	25	0,0052	0,018	0,018	120	152,72	315	1,59	0,12	0,15	0,699	0,26	1,112	1,112	0,081	0,081
	R09-R10	34,18	34,13	31,78	31,66	25	0,0048	0,019	0,019	120	158,21	315	1,53	0,12	0,16	0,720	0,27	1,100	1,100	0,085	0,085
	R10-R11	34,13	34,08	31,66	31,53	25	0,0052	0,02	0,02	120	158,88	315	1,59	0,12	0,16	0,723	0,27	1,149	1,149	0,085	0,085
	R11-R12	34,08	34,03	31,53	31,41	25	0,0048	0,021	0,021	120	164,26	315	1,53	0,12	0,18	0,745	0,28	1,138	1,138	0,089	0,089
	R12-R13	34,03	33,98	31,41	31,28	25	0,0052	0,022	0,022	120	164,66	315	1,59	0,12	0,18	0,746	0,28	1,187	1,187	0,090	0,090
	R13-R14	33,98	33,93	31,28	31,16	25	0,0048	0,023	0,023	120	169,96	315	1,53	0,12	0,19	0,769	0,30	1,174	1,174	0,093	0,093
	R14-R15	33,93	33,88	31,16	31,03	25	0,0052	0,024	0,024	120	170,12	315	1,59	0,12	0,19	0,769	0,30	1,223	1,223	0,093	0,093
	R15-R16	33,88	33,83	31,03	30,91	25	0,0048	0,025	0,025	120	175,35	315	1,53	0,12	0,21	0,791	0,31	1,208	1,208	0,097	0,097
	R16-R17	33,83	33,8	30,91	30,83	25	0,0032	0,026	0,026	120	192,01	315	1,25	0,10	0,27	0,853	0,35	1,064	1,064	0,110	0,110
	R17-R18	33,8	33,75	30,83	30,7	25	0,0052	0,027	0,027	120	177,80	315	1,59	0,12	0,22	0,801	0,31	1,273	1,273	0,099	0,099
	R18-R19	33,75	33,7	30,7	30,58	25	0,0048	0,028	0,028	120	182,97	315	1,53	0,12	0,24	0,821	0,33	1,255	1,255	0,103	0,103
	R19-R20	33,7	33,65	30,58	30,45	30	0,0043	0,029	0,029	120	188,98	315	1,45	0,11	0,26	0,843	0,34	1,224	1,224	0,108	0,108
	R20-R21	33,65	33,3	30,45	30,33	30	0,0040	0,03	0,03	120	194,29	315	1,39	0,11	0,28	0,861	0,36	1,200	1,200	0,112	0,112
	R21-R22	33,3	33,51	30,33	30,26	25	0,0028	0,031	0,031	120	210,30	315	1,17	0,09	0,34	0,904	0,40	1,054	1,054	0,127	0,127
	R22-R23	33,51	33,43	30,26	30,11	40	0,0038	0,032	0,032	120	201,48	315	1,35	0,11	0,30	0,881	0,38	1,190	1,190	0,119	0,119
	R23-R24	33,43	33,35	30,11	29,98	25	0,0052	0,04	0,04	120	206,04	315	1,59	0,12	0,32	0,893	0,39	1,420	1,420	0,123	0,123

(suite)Tableau dimensionnement collecteur eaux usées principal B

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
coll A	001-002	34,58	34,53	32,78	32,66	25	0,0048	0	0,0045	0,0045	120	98,70	315	1,27	0,099	0,05	0,515	0,14	0,656	0,045	Autocurage vérifie
	002-003	34,53	34,48	32,66	32,53	25	0,0052	0	0,0049	0,0049	120	100,39	315	1,32	0,10	0,05	0,523	0,15	0,693	0,046	Autocurage vérifie
	003-004	34,48	34,43	32,53	32,41	25	0,0048	0	0,0055	0,0055	120	106,42	315	1,27	0,10	0,06	0,548	0,16	0,697	0,050	Autocurage vérifie
	004-005	34,43	34,38	32,41	32,28	25	0,0052	0	0,006	0,006	120	108,31	315	1,32	0,10	0,06	0,555	0,16	0,736	0,051	Autocurage vérifie
	005-006	34,38	34,33	32,28	31,97	25	0,0124	0	0,0064	0,0064	120	94,28	315	2,05	0,16	0,04	0,495	0,14	1,012	0,043	Autocurage vérifie
	006-007	33,83	33,72	31,97	31,84	25	0,0052	0	0,007	0,007	120	114,76	315	1,32	0,10	0,07	0,579	0,17	0,767	0,055	Autocurage vérifie
	007-008	33,72	33,61	31,84	31,72	25	0,0048	0	0,0076	0,0076	120	120,14	315	1,27	0,10	0,08	0,596	0,19	0,759	0,059	Autocurage vérifie
	008-009	33,61	33,5	31,72	31,59	30	0,0043	0	0,008	0,008	120	124,84	315	1,21	0,09	0,08	0,611	0,20	0,739	0,062	Autocurage vérifie
	009-010	33,5	33,37	31,59	31,44	30	0,0050	0	0,009	0,009	120	127,03	315	1,30	0,10	0,09	0,617	0,20	0,802	0,063	Autocurage vérifie
	010-011	33,37	33,1	31,44	31,14	60	0,0050	0	0,0092	0,0092	120	128,08	315	1,30	0,10	0,09	0,620	0,20	0,806	0,064	Autocurage vérifie
	011-012	33,1	32,74	31,14	30,72	80	0,0053	0	0,0097	0,0097	120	129,46	315	1,33	0,10	0,09	0,624	0,21	0,831	0,065	Autocurage vérifie
	012-013	32,74	32,52	30,72	30,48	50	0,0048	0	0,0011	0,0011	120	58,20	315	1,27	0,10	0,01	0,304	0,08	0,388	0,024	Autocurage vérifie
	013-014	32,52	32,07	30,48	29,98	100	0,0050	0	0,0016	0,0016	120	66,47	315	1,30	0,10	0,02	0,347	0,09	0,451	0,028	Autocurage vérifie
	014-015	32,07	31,63	29,98	29,48	100	0,0050	0	0,0018	0,0018	120	69,47	315	1,30	0,10	0,02	0,363	0,09	0,472	0,030	Autocurage vérifie
	015-016	31,63	31,25	29,48	29,06	83	0,0051	0	0,002	0,002	120	72,11	315	1,31	0,10	0,02	0,377	0,10	0,493	0,031	Autocurage vérifie

Les résultats du calcul du dimensionnement des diamètres des collecteurs des eaux usées secondaire projetés sont donnés dans le tableau suivant :

On fait le dimensionnement des collecteurs entiers car les pentes sont presque les mêmes du tronçon vers un autre tronçon

Collecteur	I m/m	Q Usé (M3/S)	D Calculé (m)	D Normal (m)	QPS (M3/S)	VPS	Q	QMin	Rv	V	Rv Min	V Min	Rh	h (m)	Taux de remplissage	Rh Min*	h Min	Vitesse Autocurage
C	0,0035	0,0008	0,06	0,315	0,074	1,05	0,01	0,01	0,30	0,32	0,30	0,32	0,07	0,020	6,61	0,07	0,02	Autocurage vérifié
D	0,004	0,0047	0,10	0,315	0,079	1,12	0,06	0,06	0,54	0,60	0,54	0,60	0,17	0,050	16,56	0,17	0,05	Autocurage vérifié
E	0,004	0,0081	0,13	0,315	0,079	1,12	0,10	0,10	0,67	0,75	0,67	0,75	0,23	0,068	22,51	0,23	0,07	Autocurage vérifié
G	0,0035	0,0026	0,09	0,315	0,074	1,05	0,03	0,03	0,43	0,46	0,43	0,46	0,12	0,036	12,06	0,12	0,04	Autocurage vérifié
M	0,01	0,0003	0,03	0,315	0,125	1,78	0,00	0,00	0,24	0,43	0,24	0,43	0,04	0,013	4,22	0,04	0,01	Autocurage vérifié
J	0,004	0,0451	0,24	0,315	0,171	1,36	0,26	0,26	0,85	1,15	0,85	1,15	0,35	0,140	35,01	0,35	0,14	Autocurage vérifié
I	0,0045	0,0016	0,07	0,315	0,084	1,19	0,02	0,02	0,35	0,42	0,35	0,42	0,09	0,026	8,65	0,09	0,03	Autocurage vérifié
K	0,004	0,0015	0,07	0,315	0,079	1,12	0,02	0,02	0,35	0,39	0,35	0,39	0,09	0,026	8,63	0,09	0,03	Autocurage vérifié
P	0,0035	0,0026	0,08	0,315	0,074	1,05	0,03	0,03	0,43	0,45	0,43	0,45	0,12	0,036	11,96	0,12	0,04	Autocurage vérifié
R	0,016	0,0005	0,04	0,315	0,159	2,25	0,00	0,00	0,25	0,56	0,25	0,56	0,05	0,014	4,52	0,05	0,01	Autocurage vérifié
S	0,007	0,0028	0,08	0,30	0,105	1,49	0,03	0,03	0,39	0,58	0,39	0,58	0,10	0,031	10,36	0,10	0,03	Autocurage vérifié
R	0,01	0,0042	0,08	0,30	0,126	1,78	0,03	0,03	0,43	0,76	0,43	0,76	0,12	0,035	11,81	0,12	0,04	Autocurage vérifié
R	0,008	0,0017	0,06	0,30	0,112	1,59	0,01	0,01	0,32	0,51	0,32	0,51	0,08	0,023	7,53	0,08	0,02	Autocurage vérifié

Annexe 3

Tableau dimensionnement du collecteur principal pluvial 01

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
SB 1	001-002	31,86	31,82	30,45	30,3	25	0,0060	0,1	0	0,1	100	302,84	400	1,67	0,210	0,48	0,986	0,49	1,645	0,300	0,194	Autocurage vérifie
SB 1	002-003	31,82	31,71	30,3	30,13	25	0,0068	0,12	0	0,12	100	316,75	400	1,78	0,22	0,54	1,022	0,52	1,815	0,320	0,208	Autocurage vérifie
SB 1	003-004	31,71	31,64	30,13	29,32	24	0,0337	0,25	0	0,25	100	308,88	400	3,96	0,50	0,50	1,002	0,50	3,966	0,712	0,200	Autocurage vérifie
SB 1	004-005	31,64	31,5	29,32	29,12	60	0,0033	0,3	0	0,3	100	510,50	630	1,68	0,52	0,57	1,038	0,54	1,748	0,303	0,339	Autocurage vérifie
SB 1	005-006	31,5	31,43	29,12	29,02	30	0,0033	0,35	0	0,35	100	540,88	630	1,68	0,52	0,67	1,067	0,59	1,797	0,303	0,374	Autocurage vérifie
SB 1	006-007	31,43	31,37	29,02	28,91	24	0,0046	0,4	0	0,4	100	535,69	630	1,97	0,62	0,65	1,063	0,58	2,099	0,355	0,367	Autocurage vérifie
SB 1	007-008	31,37	31,3	28,91	28,81	24	0,0042	0,5	0	0,5	100	592,95	630	1,88	0,59	0,85	1,131	0,71	2,129	0,339	0,447	Autocurage vérifie
SB 1	008-009	31,3	31,23	28,81	28,71	34	0,0029	0,65	0	0,65	100	698,41	800	1,85	0,93	0,70	1,075	0,61	1,995	0,334	0,489	Autocurage vérifie
SB 1	009-010	31,23	31,16	28,71	28,61	34	0,0029	0,7	0	0,7	100	718,09	800	1,85	0,93	0,75	1,093	0,65	2,028	0,334	0,517	Autocurage vérifie
SB 1	010-011	31,16	31,09	28,61	28,51	34	0,0029	0,72	0	0,72	100	725,72	800	1,85	0,93	0,77	1,102	0,66	2,043	0,334	0,528	Autocurage vérifie
SB 1	011-012	31,09	31,03	28,51	28,4	33,96	0,0032	0,76	0	0,76	100	727,30	800	1,95	0,98	0,78	1,103	0,66	2,148	0,350	0,530	Autocurage vérifie
SB 1	012-013	31,03	30,94	28,4	28,29	37,44	0,0029	0,78	0	0,78	100	747,98	800	1,85	0,93	0,84	1,126	0,70	2,088	0,334	0,560	Autocurage vérifie
SB 1	013-014	30,94	30,87	28,29	28,19	35	0,0029	0,8	0	0,8	100	759,08	800	1,83	0,92	0,87	1,135	0,72	2,075	0,329	0,576	Autocurage vérifie

(Suite) Tableau de dimensionnement du collecteur principal pluvial 01

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
SB 1	014-015	30,87	30,81	28,19	28,08	35	0,0031	0,81	0	0,81	100	749,11	800	1,92	0,96	0,84	1,127	0,70	2,161	0,345	0,562	Autocurage vérifié
SB 1	015-016	30,81	30,77	28,08	28,01	22,78	0,0031	1,76	0	1,76	100	1006,39	1200	2,48	2,81	0,63	1,057	0,57	2,625	0,447	0,683	Autocurage vérifié
SB 1	016-017	30,77	30,7	28,01	27,91	34	0,0029	1,78	0	1,78	100	1019,00	1200	2,43	2,75	0,65	1,062	0,58	2,582	0,437	0,698	Autocurage vérifié
SB 1	017-018	30,7	30,63	27,91	27,81	34	0,0029	1,8	0	1,8	100	1023,28	1200	2,43	2,75	0,66	1,064	0,59	2,586	0,437	0,703	Autocurage vérifié
SB 1	018-019	30,63	30,56	27,81	27,71	34	0,0029	1,83	0	1,83	100	1029,64	1200	2,43	2,75	0,67	1,067	0,59	2,593	0,437	0,711	Autocurage vérifié
SB 1	019-020	30,56	30,39	27,71	27,46	81	0,0031	1,92	0	1,92	100	1038,91	1200	2,49	2,81	0,68	1,071	0,60	2,667	0,448	0,723	Autocurage vérifié
SB 1	020-021	30,39	30,32	27,46	27,39	24	0,0029	2,8	0	2,8	100	1209,57	1500	2,81	4,96	0,56	1,035	0,53	2,906	0,506	0,801	Autocurage vérifié
SB 1	021-022	30,32	30,25	27,39	27,31	28	0,0029	2,84	0	2,84	100	1220,74	1500	2,78	4,91	0,58	1,041	0,54	2,892	0,500	0,812	Autocurage vérifié
SB 1	022-023	30,25	30,09	27,31	27,16	65	0,0023	2,92	0	2,92	100	1283,92	1500	2,50	4,41	0,66	1,066	0,59	2,663	0,450	0,884	Autocurage vérifié
SB 1	023-024	30,09	29,93	27,16	27	80	0,0020	2,96	0	2,96	100	1325,58	1500	2,33	4,11	0,72	1,082	0,63	2,517	0,419	0,939	Autocurage vérifié
SB 1	024-025	29,93	29,67	27	26,74	122	0,0021	2,98	0	2,98	100	1313,20	1500	2,40	4,24	0,70	1,077	0,61	2,585	0,432	0,922	Autocurage vérifié
SB 1	025-026	29,67	29,5	26,74	26,56	75	0,0024	3,1	0	3,1	100	1303,42	1500	2,55	4,50	0,69	1,073	0,61	2,733	0,459	0,909	Autocurage vérifié
SB 1	026-027	29,5	29,24	26,56	26,3	120	0,0022	3,6	0	3,6	120	1312,42	1500	2,90	5,13	0,70	1,077	0,61	3,127	0,523	0,921	Autocurage vérifié

Tableau dimensionnement conduite principal pluvial 02

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
SB 2	70-71	31,22	31,46	30,02	29,9	25	0,0048	0,1	0	0,15	120	343,34	400	1,79	0,225	0,67	1,067	0,59	1,911	0,322	0,237	0,012	Autocurage vérifie
SB 2	71-72	31,46	31,69	29,9	29,77	25	0,0052	0,17	0	0,2	120	376,75	400	1,86	0,23	0,85	1,131	0,71	2,109	0,336	0,284	0,012	Autocurage vérifie
SB 2	72-73	31,69	31,92	29,77	29,65	25	0,0048	0,21	0	0,21	120	389,51	400	1,79	0,22	0,93	1,139	0,76	2,041	0,322	0,303	0,012	Autocurage vérifie
SB 2	73-74	31,92	32,15	29,65	29,52	40	0,0032	0,24	0	0,24	120	440,58	500	1,71	0,34	0,72	1,081	0,62	1,848	0,308	0,311	0,015	Autocurage vérifie
SB 2	74-75	32,15	32,11	29,52	29,41	35	0,0031	0,26	0	0,26	120	456,87	500	1,68	0,33	0,79	1,108	0,67	1,863	0,303	0,335	0,015	Autocurage vérifie
SB 2	75-76	32,11	32,02	29,41	29,32	25	0,0036	0,286	0	0,286	120	461,59	500	1,80	0,35	0,81	1,116	0,68	2,009	0,324	0,341	0,015	Autocurage vérifie
SB 2	76-77	32,02	31,94	29,32	29,2	30	0,0040	0,296	0	0,296	120	458,43	500	1,90	0,37	0,79	1,111	0,67	2,107	0,342	0,337	0,015	Autocurage vérifie
SB 2	77-78	31,94	31,84	29,2	29,07	40	0,0032	0,3	0	0,3	120	479,03	500	1,71	0,34	0,89	1,138	0,73	1,946	0,308	0,367	0,015	Autocurage vérifie
SB 2	78-79	31,84	31,78	29,07	28,99	34,5	0,0023	0,34	0	0,34	120	534,86	630	1,69	0,53	0,65	1,062	0,58	1,790	0,303	0,366	0,018	Autocurage vérifie
SB 2	79-80	31,78	31,71	28,99	28,9	30	0,0030	0,367	0	0,367	120	524,46	630	1,92	0,60	0,61	1,053	0,56	2,019	0,345	0,354	0,018	Autocurage vérifie
SB 2	80-81	31,71	31,64	28,9	28,82	32,7	0,0024	0,64	0	0,64	100	718,75	800	1,69	0,85	0,75	1,094	0,65	1,850	0,304	0,518	0,023	Autocurage vérifie
SB 2	81-82	31,64	31,54	28,82	28,69	50	0,0026	0,7	0	0,7	100	734,88	800	1,74	0,88	0,80	1,112	0,68	1,939	0,314	0,541	0,023	Autocurage vérifie
SB 3	82-83	31,54	31,43	28,69	28,56	50	0,0026	0,85	0	0,85	100	790,39	800	1,74	0,88	0,97	1,140	0,78	1,988	0,314	0,627	0,023	Autocurage vérifie
SB 3	83-84	31,43	31,33	28,56	28,43	50	0,0026	0,9	0	0,9	100	807,51	1000	2,02	1,59	0,57	1,036	0,54	2,096	0,364	0,535	0,029	Autocurage vérifie
SB 3	84-85	31,33	31,23	28,43	28,31	50	0,0024	0,94	0	0,94	100	833,20	1000	1,94	1,53	0,62	1,053	0,56	2,048	0,350	0,563	0,029	Autocurage vérifie
SB 3	85-86	31,23	31,13	28,31	28,18	50	0,0026	0,98	0	0,98	100	833,71	1000	2,02	1,59	0,62	1,054	0,56	2,132	0,364	0,563	0,029	Autocurage vérifie
SB 3	86-87	31,13	31,03	28,18	28,06	50	0,0024	1,2	0	1,2	100	913,10	1000	1,94	1,53	0,79	1,107	0,67	2,152	0,350	0,668	0,029	Autocurage vérifie
SB 3	87-88	31,03	30,93	28,06	27,93	50	0,0026	1,4	0	1,4	100	953,03	1000	2,02	1,59	0,88	1,137	0,73	2,300	0,364	0,726	0,029	Autocurage vérifie
SB 3	88-89	30,93	30,85	27,93	27,83	40	0,0025	1,8	0	1,8	100	1054,94	1200	2,24	2,53	0,71	1,079	0,62	2,418	0,403	0,744	0,035	Autocurage vérifie
SB 3	89-90	30,85	30,8	27,83	27,77	22,8	0,0026	1,91	0	1,91	100	1068,34	1200	2,30	2,60	0,73	1,087	0,64	2,499	0,414	0,763	0,035	Autocurage vérifie

SB 3	90-91	30,8	30,7	27,77	27,65	50	0,0024	1,96	0	1,96	100	1097,54	1200	2,20	2,48	0,79	1,108	0,67	2,434	0,395	0,805	0,035	Autocurage vérifié
SB 3	91-92	30,7	30,6	27,65	27,52	50	0,0026	1,996	0	1,996	100	1088,60	1200	2,29	2,58	0,77	1,102	0,66	2,517	0,411	0,792	0,035	Autocurage vérifié

(Suite)Tableau dimensionnement conduite principal pluvial 02

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
SB 4	92-93	30,6	30,5	27,52	27,4	50	0,0024	2	0	2	100	1105,89	1200	2,20	2,482	0,81	1,115	0,68	2,448	0,395	0,817	0,035	Autocurage vérifié
SB 4	93-94	30,5	30,4	27,4	27,27	50	0,0026	2,2	0	2,2	100	1129,06	1200	2,29	2,58	0,85	1,130	0,71	2,583	0,411	0,851	0,035	Autocurage vérifié
SB 4	94-95	30,4	30,37	27,27	27,23	17	0,0024	2,34	0	2,34	100	1177,32	1200	2,17	2,46	0,95	1,139	0,77	2,477	0,391	0,924	0,035	Autocurage vérifié
SB 4	95-96	30,37	30,34	27,23	27,19	17	0,0024	2,4	0	2,4	100	1188,55	1200	2,17	2,46	0,98	1,140	0,79	2,479	0,391	0,946	0,035	Autocurage vérifié
SB 4	96-97	30,34	30,27	27,19	27,1	35	0,0026	2,6	0	2,6	100	1204,54	1500	2,64	4,66	0,56	1,032	0,53	2,721	0,475	0,796	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	97-98	30,27	30,17	27,1	26,98	50	0,0024	2,69	0	2,69	100	1235,90	1500	2,55	4,50	0,60	1,048	0,55	2,669	0,459	0,829	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	98-99	30,17	30,07	26,98	26,85	50	0,0026	2,7	0	2,7	100	1219,18	1500	2,65	4,68	0,58	1,040	0,54	2,757	0,477	0,811	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	99-100	30,07	29,97	26,85	26,73	50	0,0024	2,74	0	2,74	100	1244,46	1500	2,55	4,50	0,61	1,051	0,56	2,678	0,459	0,838	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	100-101	29,97	29,94	26,73	26,68	18	0,0028	2,76	0	2,76	100	1214,12	1500	2,74	4,84	0,57	1,037	0,54	2,843	0,493	0,806	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	101-102	29,94	29,69	26,68	26,54	50	0,0028	2,798	0	2,798	100	1218,54	1500	2,75	4,86	0,58	1,039	0,54	2,860	0,495	0,810	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	102-103	29,69	29,47	26,54	26,41	50	0,0026	2,81	0	2,81	100	1237,58	1500	2,65	4,68	0,60	1,048	0,55	2,780	0,477	0,830	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	103-104	29,47	29,26	26,41	26,29	50	0,0024	2,86	0	2,86	100	1264,63	1500	2,55	4,50	0,64	1,059	0,57	2,698	0,459	0,861	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	104-105	29,26	29,04	26,29	26,16	50	0,0026	2,89	0	2,89	100	1250,67	1500	2,65	4,68	0,62	1,054	0,56	2,794	0,477	0,845	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	105-106	29,04	28,91	26,16	26,08	32	0,0025	2,9	0	2,9	100	1261,54	1500	2,60	4,59	0,63	1,058	0,57	2,751	0,468	0,857	0,044	Autocurage vérifié
SB 4	106-107	28,91	29	26,08	26,03	20	0,0025	2,987	0	2,987	100	1275,60	1500	2,60	4,59	0,65	1,063	0,58	2,764	0,468	0,874	0,044	Autocurage vérifié

Tableau dimensionnement du collecteur pluvial principal 03

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
SB 7	322-323	32,82	32,16	30,82	30,42	100	0,0040	0,18	0	0,18	100	465,63	500	1,11	0,217	0,83	1,123	0,69	1,243	0,347	Autocurage vérifie
SB 7	323-324	32,16	31,47	30,42	30,02	100	0,0040	0,195	0	0,195	100	479,82	500	1,11	0,22	0,90	1,138	0,74	1,260	0,368	Autocurage vérifie
SB 7	324-325	31,47	31,35	30,02	29,41	62,5	0,0098	0,26	0	0,26	100	452,16	500	1,73	0,34	0,77	1,099	0,66	1,900	0,328	Autocurage vérifie
SB 7	325-326	31,35	31,15	29,41	29,11	100	0,0030	0,35	0	0,35	100	630,62	800	1,12	0,35	1,00	1,144	0,81	1,279	0,513	Autocurage vérifie
SB 7	326-327	31,15	31,05	29,11	28,96	50	0,0030	0,39	0	0,45	100	692,94	800	1,31	0,66	0,68	1,071	0,60	1,405	0,482	Autocurage vérifie
SB 7	327-328	31,05	30,74	28,96	28,51	100	0,0045	0,6	0	0,6	100	715,37	800	1,61	0,81	0,74	1,090	0,64	1,751	0,513	Autocurage vérifie
SB 7	328-329	30,74	30,64	28,51	28,36	50	0,0030	1,01	0	1,01	100	938,35	1000	1,52	1,19	0,85	1,129	0,71	1,717	0,705	Autocurage vérifie
SB 7	329-330	30,64	30,44	28,36	28,06	100	0,0030	1,1	0	1,1	100	968,87	1000	1,52	1,19	0,92	1,139	0,75	1,734	0,750	Autocurage vérifie
SB 7	330-331	30,44	30,24	28,06	27,76	100	0,0030	1,14	0	1,14	100	981,93	1000	1,52	1,19	0,95	1,139	0,77	1,734	0,772	Autocurage vérifie
SB 7	331-332	30,24	30,04	27,76	27,46	100	0,0030	1,19	0	1,19	100	997,87	1000	1,52	1,19	1,00	1,142	0,81	1,738	0,805	Autocurage vérifie
SB 6	332-333	30,04	29,84	27,46	27,16	100	0,0030	1,3	0	1,3	100	1031,50	1200	1,72	1,94	0,67	1,068	0,59	1,835	0,713	Autocurage vérifie
SB 6	333-334	29,84	29,74	27,16	27,01	50	0,0030	1,34	0	1,34	100	1043,29	1200	1,72	1,94	0,69	1,073	0,61	1,844	0,728	Autocurage vérifie
SB 6	334-335	29,74	29,64	27,01	26,86	50	0,0030	1,38	0	1,38	100	1054,87	1200	1,72	1,94	0,71	1,079	0,62	1,854	0,744	Autocurage vérifie
SB 6	335-336	29,64	29,53	26,86	26,71	50	0,0030	1,4	0	1,4	100	1060,57	1200	1,72	1,94	0,72	1,082	0,63	1,860	0,752	Autocurage vérifie
SB 6	336-337	29,53	29,45	26,71	26,56	50	0,0030	1,45	0	1,45	100	1074,62	1200	1,72	1,94	0,75	1,091	0,64	1,875	0,771	Autocurage vérifie
SB 6	337-338	29,45	29,35	26,56	26,41	50	0,0030	1,48	0	1,48	100	1082,91	1200	1,72	1,94	0,76	1,097	0,65	1,885	0,783	Autocurage vérifie
SB 6	338-339	29,35	29,55	26,41	26,29	40,29	0,0030	1,5	0	1,5	100	1089,85	1200	1,71	1,94	0,78	1,103	0,66	1,888	0,793	Autocurage vérifie
SB 6	339-340	29,55	28,37	26,29	26,14	50	0,0030	1,57	0	1,57	100	1107,15	1200	1,72	1,94	0,81	1,116	0,68	1,917	0,819	Autocurage vérifie

Tableau dimensionnement du collecteur pluvial principal 04

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
SB 9	228-229	31,42	31,37	29,62	29,49	25	0,0052	0,2	0	0,2	100	403,41	500	1,80	0,354	0,57	1,035	0,53	1,866	0,324	Autocurage vérifie
SB 9	229-230	31,37	31,32	29,49	29,37	25	0,0048	0,4	0	0,4	100	531,07	630	2,02	0,63	0,64	1,059	0,57	2,140	0,364	Autocurage vérifie
SB 9	230-231	31,32	31,27	29,37	29,24	25	0,0052	0,45	0	0,45	100	546,79	630	2,10	0,66	0,69	1,072	0,60	2,255	0,379	Autocurage vérifie
SB 9	231-232	31,27	31,22	29,24	29,12	25	0,0048	0,6	0	0,6	100	618,28	800	2,37	1,19	0,50	1,003	0,50	2,376	0,426	Autocurage vérifie
SB 9	232-233	31,22	31,17	29,12	28,99	25	0,0052	0,65	0	0,65	100	627,63	800	2,47	1,24	0,52	1,015	0,51	2,503	0,444	Autocurage vérifie
SB 9	233-234	31,17	31,13	28,99	28,86	50	0,0026	0,67	0	0,67	100	722,91	800	1,74	0,88	0,76	1,098	0,65	1,915	0,314	Autocurage vérifie
SB 9	234-235	31,13	31,09	28,86	28,74	50	0,0024	0,86	0	0,86	100	805,86	1000	1,94	1,53	0,56	1,034	0,53	2,011	0,350	Autocurage vérifie
SB 9	235-236	31,09	30,95	28,74	28,49	100	0,0025	0,895	0	0,895	100	811,77	1000	1,98	1,56	0,57	1,039	0,54	2,062	0,357	Autocurage vérifie
SB 11	236-237	30,95	30,91	28,49	28,36	50	0,0026	0,912	0	0,912	100	811,53	1000	2,02	1,59	0,57	1,039	0,54	2,102	0,364	Autocurage vérifie
SB 11	237-238	30,91	30,82	28,36	28,12	100	0,0024	0,9423	0	0,9423	100	833,96	1000	1,94	1,53	0,62	1,054	0,56	2,049	0,350	Autocurage vérifie
SB 11	238-239	30,82	30,77	28,12	27,99	50	0,0026	1,13	0	1,13	100	879,45	1000	2,02	1,59	0,71	1,079	0,62	2,184	0,364	Autocurage vérifie
SB 11	239-240	30,77	30,72	27,99	27,87	50	0,0024	1,57	0	1,57	100	1009,92	1200	2,20	2,48	0,63	1,058	0,57	2,323	0,395	Autocurage vérifie

(Suite) Tableau dimensionnement collecteur pluvial principal 04

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
SB 11	240-241	30,72	30,67	27,87	27,74	50	0,0026	1,65	0	1,65	100	1013,59	1200	2,29	2,58	0,64	1,060	0,58	2,422	0,411	Autocurage vérifié
SB 11	241-242	30,67	30,62	27,74	27,62	50	0,0024	1,78	0	1,78	100	1058,60	1200	2,20	2,48	0,72	1,081	0,62	2,374	0,395	Autocurage vérifié
SB 11	242-243	30,62	30,57	27,62	27,51	50	0,0022	1,8	0	1,8	100	1080,53	1200	2,10	2,38	0,76	1,096	0,65	2,303	0,378	Autocurage vérifié
SB 11	243-244	30,57	30,49	27,51	27,31	76	0,0026	1,884	0	1,884	100	1062,87	1200	2,30	2,60	0,72	1,084	0,63	2,492	0,414	Autocurage vérifié
SB 11	244-245	30,49	30,47	27,31	27,24	31	0,0023	1,896	0	1,896	100	1096,42	1200	2,13	2,41	0,79	1,108	0,67	2,359	0,383	Autocurage vérifié
SB 11	245-246	30,47	30,56	27,24	27,11	47	0,0028	1,982	0	1,982	100	1073,20	1200	2,36	2,66	0,74	1,090	0,64	2,570	0,424	Autocurage vérifié
SB 11	246-247	30,56	34,16	27,11	26,96	50	0,0030	2,87	0	2,87	100	1214,39	1500	2,85	5,03	0,57	1,037	0,54	2,954	0,513	Autocurage vérifié

Tableau dimensionnement collecteur pluvial principal 05 :

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
SB 15	152-153	31,79	31,74	30,49	30,34	25	0,0060	0,1	0	0,1	100	302,84	400	1,67	0,210	0,48	0,986	0,49	1,645	0,300	0,194	Autocurage vérifie
SB 15	153-154	31,74	31,71	30,34	30,19	25	0,0060	0,11	0	0,11	100	313,86	400	1,67	0,21	0,52	1,015	0,51	1,694	0,300	0,205	Autocurage vérifie
SB 15	154-155	31,71	31,63	30,19	30,04	25	0,0060	0,16	0	0,16	100	361,21	400	1,67	0,21	0,76	1,098	0,65	1,832	0,300	0,261	Autocurage vérifie
SB 15	155-156	31,63	31,57	30,04	29,89	25	0,0060	0,22		0,22	100	407,02	500	1,94	0,38	0,58	1,041	0,54	2,015	0,349	0,271	Autocurage vérifie
SB 15	156-157	31,57	31,52	29,89	29,74	25	0,0060	0,24	0	0,24	100	420,52	500	1,94	0,38	0,63	1,058	0,57	2,049	0,349	0,286	Autocurage vérifie
SB 15	157-158	31,52	31,47	29,74	29,59	25	0,0060	0,26	0	0,26	100	433,34	500	1,94	0,38	0,68	1,072	0,60	2,075	0,349	0,302	Autocurage vérifie
SB 15	158-159	31,47	31,4	29,59	29,49	25	0,0040	0,38	0	0,38	100	539,07	630	1,84	0,57	0,66	1,066	0,59	1,966	0,332	0,371	Autocurage vérifie
SB 15	159-160	31,4	31,42	29,49	29,34	25	0,0060	0,4	0	0,4	100	509,31	630	2,26	0,70	0,57	1,036	0,54	2,341	0,407	0,338	Autocurage vérifie
SB 15	160-161	31,42	31,37	29,34	29,19	50	0,0030	0,58	0	0,58	100	666,71	800	1,87	0,94	0,62	1,054	0,56	1,974	0,337	0,450	Autocurage vérifie
SB 15	161-162	31,37	31,32	29,19	29,04	50	0,0030	0,62	0	0,62	100	683,60	800	1,87	0,94	0,66	1,065	0,59	1,995	0,337	0,470	Autocurage vérifie

(Suite)Tableau dimensionnement collecteur pluvial principal 05

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
SB 12	162-163	31,32	31,25	29,04	28,88	54	0,0030	0,7	0	0,7	100	717,10	800	1,86	0,94	0,75	1,092	0,64	2,033	0,335	0,515	Autocurage vérifie
SB 12	163-164	31,25	31,21	28,88	28,7	51	0,0035	3,1		3,1	100	1212,50	1500	3,09	5,46	0,57	1,036	0,54	3,201	0,556	0,804	Autocurage vérifie
SB 12	164-165	31,21	31,16	28,7	28,6	50	0,0020	3,25	0	3,25	100	1372,86	1500	2,33	4,11	0,79	1,109	0,67	2,579	0,419	1,007	Autocurage vérifie
SB 12	165-166	31,16	31,11	28,6	28,5	50	0,0020	3,3	0	3,3	100	1380,75	1500	2,33	4,11	0,80	1,114	0,68	2,591	0,419	1,019	Autocurage vérifie
SB 12	166-167	31,11	31,01	28,5	28,3	100	0,0020	3,42	0	3,42	100	1399,37	1500	2,33	4,11	0,83	1,125	0,70	2,616	0,419	1,046	Autocurage vérifie
SB 12	167-168	31,01	30,9	28,3	28,1	100	0,0020	3,44	0	3,44	100	1402,43	1500	2,33	4,11	0,84	1,126	0,70	2,619	0,419	1,050	Autocurage vérifie
SB 12	168-169	30,9	30,8	28,1	27,9	100	0,0020	3,62	0	3,62	100	1429,51	1500	2,33	4,11	0,88	1,137	0,73	2,643	0,419	1,089	Autocurage vérifie
SB 12	169-170	30,8	30,71	27,9	27,7	100	0,0020	3,71		3,71	100	1442,73	1500	2,33	4,11	0,90	1,139	0,74	2,648	0,419	1,109	Autocurage vérifie
SB 12	170-171	30,71	30,58	27,7	27,47	100	0,0023	3,74	0	3,74	100	1409,67	1500	2,49	4,40	0,85	1,130	0,71	2,818	0,449	1,061	Autocurage vérifie
SB 12	171-172	30,58	30,42	27,47	27,37	50	0,0020	3,79	0	3,79	100	1454,32	1500	2,33	4,11	0,92	1,139	0,75	2,650	0,419	1,127	Autocurage vérifie
SB 12	172-173	30,42	31,18	27,37	27,27	50	0,0020	3,81	0	3,81	100	1457,20	1500	2,33	4,11	0,93	1,139	0,75	2,650	0,419	1,131	Autocurage vérifie
SB 12	173-174	31,18	32,38	27,27	27,19	40	0,0020	3,84	0	3,84	100	1461,49	1500	2,33	4,11	0,93	1,139	0,76	2,650	0,419	1,138	Autocurage vérifie

Tableau dimensionnement du collecteur secondaire pluvial 01

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
SB 5	359-360	31,4	31,3	29,7	29,55	25	0,0060	0,1	0	0,1	100	302,84	400	1,67	0,210	0,48	0,986	0,49	1,645	0,194	Autocurage vérifie
SB 5	360-361	31,3	31,2	29,55	29,4	25	0,0060	0,12	0	0,12	100	324,27	400	1,67	0,21	0,57	1,038	0,54	1,732	0,215	Autocurage vérifie
SB 5	361-362	31,2	31,1	29,4	29,25	25	0,0060	0,2	0	0,2	100	392,73	400	1,67	0,21	0,95	1,139	0,77	1,901	0,309	Autocurage vérifie
SB 5	362-363	31,1	31	29,25	29,1	25	0,0060	0,25	0	0,25	100	427,01	500	1,94	0,38	0,66	1,065	0,59	2,062	0,294	Autocurage vérifie
SB 5	363-364	31	30,89	29,1	28,94	25	0,0064	0,39	0	0,45	100	525,91	630	2,33	0,73	0,62	1,054	0,56	2,460	0,356	Autocurage vérifie
SB 5	364-365	30,89	30,79	28,94	28,79	25	0,0060	0,41	0	0,41	100	514,05	630	2,26	0,70	0,58	1,042	0,54	2,354	0,343	Autocurage vérifie
SB 5	365-366	30,79	30,69	28,79	28,64	50	0,0030	0,55	0	0,6	100	675,24	800	1,87	0,94	0,64	1,060	0,58	1,985	0,460	Autocurage vérifie
SB 5	366-367	30,69	30,59	28,64	28,49	50	0,0030	0,58	0	0,7	100	715,43	800	1,87	0,94	0,74	1,090	0,64	2,043	0,513	Autocurage vérifie
SB 5	367-368	30,59	30,49	28,49	28,34	50	0,0030	1,1	0	1,1	100	847,57	1000	2,17	1,71	0,64	1,061	0,58	2,307	0,579	Autocurage vérifie
SB 5	368-369	30,49	30,39	28,34	28,19	50	0,0030	1,2	0	1,2	100	875,68	1000	2,17	1,71	0,70	1,077	0,62	2,341	0,615	Autocurage vérifie
SB 5	369-370	30,39	30,29	28,19	28,04	50	0,0030	1,3	0	1,3	100	902,37	1000	2,17	1,71	0,76	1,097	0,65	2,385	0,653	Autocurage vérifie
SB 5	370-371	30,29	30,19	28,04	27,89	50	0,0030	1,37	0	1,37	100	920,29	1000	2,17	1,71	0,80	1,114	0,68	2,421	0,679	Autocurage vérifie
SB 5	371-372	30,19	30,09	27,89	27,74	50	0,0030	1,73	0	1,73	100	1004,43	1200	2,45	2,77	0,62	1,056	0,57	2,591	0,680	Autocurage vérifie
SB 5	372-373	30,09	29,89	27,74	27,44	100	0,0030	1,78	0	1,78	100	1015,22	1200	2,45	2,77	0,64	1,061	0,58	2,603	0,693	Autocurage vérifie
SB 5	373-374	28,89	29,69	27,44	27,14	100	0,0030	1,8	0	1,8	100	1019,49	1200	2,45	2,77	0,65	1,062	0,58	2,608	0,698	Autocurage vérifie
SB 5	374-375	29,69	29,49	27,14	26,84	100	0,0030	1,885	0	1,885	100	1037,28	1200	2,45	2,77	0,68	1,070	0,60	2,627	0,720	Autocurage vérifie
SB 5	375-376	29,49	29,4	26,84	26,69	50	0,0030	1,91	0	1,91	100	1042,42	1200	2,45	2,77	0,69	1,073	0,61	2,633	0,727	Autocurage vérifie
SB 5	376-377	29,4	29,55	26,69	26,56	44,58	0,0029	1,982	0	1,982	100	1062,62	1200	2,42	2,74	0,72	1,084	0,63	2,623	0,754	Autocurage vérifie

Tableau dimensionnement du collecteur secondaire pluvial 02

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
SB 13	194-195	34,9	34,6	32,9	32,75	30	0,0050	0,2	0	0,2	100	406,39	500	1,77	0,347	0,58	1,040	0,54	1,838	0,318	0,270	0,015	Autocurage vérifie
SB 13	195-196	34,6	34,5	32,75	32,6	30	0,0050	0,24	0	0,24	100	435,15	500	1,77	0,35	0,69	1,074	0,61	1,898	0,318	0,304	0,015	Autocurage vérifie
SB 13	196-197	30,4	34,3	32,6	32,45	35	0,0043	0,28	0	0,28	100	474,56	630	1,91	0,59	0,47	0,982	0,48	1,875	0,344	0,304	0,018	Autocurage vérifie
SB 13	197-198	34,3	34,2	32,45	32,3	50	0,0030	0,47	0	0,47	100	616,16	800	1,87	0,94	0,50	1,000	0,50	1,873	0,337	0,399	0,023	Autocurage vérifie
SB 13	198-199	34,2	34,1	32,3	32,15	50	0,0030	0,57	0	0,57	100	662,38	800	1,87	0,94	0,61	1,050	0,56	1,967	0,337	0,445	0,023	Autocurage vérifie
SB 13	199-200	34,1	34	32,15	32	50	0,0030	0,95	0	0,95	100	802,23	1000	2,17	1,71	0,56	1,031	0,53	2,242	0,391	0,530	0,029	Autocurage vérifie
SB 13	200-201	34	33,9	32	31,85	50	0,0030	1,05	0	1,05	100	832,91	1000	2,17	1,71	0,62	1,053	0,56	2,289	0,391	0,562	0,029	Autocurage vérifie
SB 13	201-202	33,9	33,8	31,85	31,7	50	0,0030	1,15	0	1,15	100	861,82	1000	2,17	1,71	0,67	1,069	0,60	2,324	0,391	0,597	0,029	Autocurage vérifie
SB 13	202-203	33,8	33,7	31,7	31,55	50	0,0030	1,25	0	1,25	100	889,19	1000	2,17	1,71	0,73	1,086	0,63	2,361	0,391	0,634	0,029	Autocurage vérifie
SB 13	203-204	33,7	33,6	31,55	31,4	50	0,0030	1,35	0	1,35	100	915,23	1000	2,17	1,71	0,79	1,109	0,67	2,411	0,391	0,671	0,029	Autocurage vérifie
SB 13	204-205	33,6	33,5	31,4	31,25	50	0,0030	1,45	0	1,45	100	940,08	1000	2,17	1,71	0,85	1,130	0,71	2,456	0,391	0,708	0,029	Autocurage vérifie
SB 14	205-206	33,5	33,4	31,25	31,1	50	0,0030	1,72	0	1,72	100	1002,25	1200	2,45	2,77	0,62	1,055	0,56	2,589	0,442	0,678	0,035	Autocurage vérifie
SB 14	206-207	33,4	33,3	31,1	30,95	50	0,0030	1,76	0	1,76	100	1010,93	1200	2,45	2,77	0,63	1,059	0,57	2,599	0,442	0,688	0,035	Autocurage vérifie
SB 14	207-208	33,3	33,2	30,95	30,8	50	0,0030	1,78	0	1,78	100	1015,22	1200	2,45	2,77	0,64	1,061	0,58	2,603	0,442	0,693	0,035	Autocurage vérifie
SB 14	208-209	33,2	33,1	30,8	30,65	50	0,0030	1,8	0	1,8	100	1019,49	1200	2,45	2,77	0,65	1,062	0,58	2,608	0,442	0,698	0,035	Autocurage vérifie
SB 14	209-210	33,1	33	30,65	30,5	50	0,0030	1,84	0	1,84	100	1027,92	1200	2,45	2,77	0,66	1,066	0,59	2,617	0,442	0,709	0,035	Autocurage vérifie
SB 14	210-211	33	32,9	30,5	30,35	50	0,0030	2,86	0	2,86	100	1212,81	1500	2,85	5,03	0,57	1,036	0,54	2,952	0,513	0,804	0,044	Autocurage vérifie
SB 14	211-212	32,9	32,8	30,35	30,2	50	0,0030	2,87	0	2,87	100	1214,39	1500	2,85	5,03	0,57	1,037	0,54	2,954	0,513	0,806	0,044	Autocurage vérifie
SB 14	212-213	32,8	32,7	30,2	30,05	50	0,0030	2,88	0	2,88	100	1215,98	1500	2,85	5,03	0,57	1,038	0,54	2,957	0,513	0,807	0,044	Autocurage vérifie
SB 14	213-214	32,7	32,6	30,05	29,9	50	0,0030	2,89	0	2,89	100	1217,56	1500	2,85	5,03	0,57	1,039	0,54	2,959	0,513	0,809	0,044	Autocurage vérifie

SB 14	214-215	32,6	32,5	29,9	29,75	50	0,0030	2,9	0	2,9	100	1219,14	1500	2,85	5,03	0,58	1,040	0,54	2,961	0,513	0,811	0,044	Autocurage vérifié
-------	---------	------	------	------	-------	----	--------	-----	---	-----	-----	---------	------	------	------	------	-------	------	-------	-------	-------	-------	--------------------

Tableau dimensionnement du collecteur secondaire pluvial 03

Coll	Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
SB 14	215-216	34,3	34,2	26,45	26,3	50	0,0030	2,92	0	2,92	100	1222,29	1500	2,85	5,031	0,58	1,041	0,54	2,966	0,513	0,814	0,044	Autocurage vérifié
SB 14	216-217	30,4	34,3	26,3	26,15	50	0,0030	2,93	0	2,93	100	1223,85	1500	2,85	5,03	0,58	1,042	0,54	2,968	0,513	0,816	0,044	Autocurage vérifié
SB 14	217-218	30,4	34,3	26,15	26	50	0,0030	2,94	0	2,94	100	1225,42	1500	2,85	5,03	0,58	1,043	0,54	2,970	0,513	0,817	0,044	Autocurage vérifié
SB 14	218-219	34,3	34,2	26	25,85	50	0,0030	2,95	0	2,95	100	1226,98	1500	2,85	5,03	0,59	1,044	0,55	2,972	0,513	0,819	0,044	Autocurage vérifié
SB 14	219-220	30,4	34,3	25,85	25,7	50	0,0030	2,96	0	2,96	100	1228,54	1500	2,85	5,03	0,59	1,044	0,55	2,975	0,513	0,821	0,044	Autocurage vérifié
SB 14	220-221	34,3	34,2	25,7	25,55	50	0,0030	2,97	0	2,97	100	1230,09	1500	2,85	5,03	0,59	1,045	0,55	2,977	0,513	0,822	0,044	Autocurage vérifié

Annexes 04

Évaluation du volume des bassins de retenue (méthodes des volumes)

