

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université Echahid Hamma Lakhdar –El Oued



MEMOIRE

Présente en vue de l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option : Conception et diagnostic du système d'AEP et d'Assainissement

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT ET STATION DE
RELEVAGE A LA CITE MOUDJAHIDINE OUEST DANS LA
COMMUNE D'EL-OUED**

PRESENTE PAR:

- ◆ M^{elle} HOMCI Soumaya
- ◆ M^r TOUATI Ali

PROMOTEUR:

- ◆ M^r ZAIZ Issam

MEMBRES DE JURY

**EXAMINATEURS: M^r GHOMRI Ali
M^{me} MEGUELLATI Soumia**

Mai 2016

Remerciement

Mes remerciements vont premièrement à Dieu tout puissant pour la volonté, la santé, et la patience, qu'il m'a donné durant toutes ces années d'étude.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur M. ZAIZ.Issam pour leur entière disposition, leurs judicieux conseils, leur patience, leur rigueur persévérance tout au long de mon projet.

Je remercie aussi les membres du département d'hydraulique, et mes sentiments de profonde gratitude vont à mes professeurs qui tout au long des années d'études m'ont transmis leur savoir sans réserve.

Je remercie tous mes collègues et amis pour leur aide et leur soutien, et tout ceux qui ont contribué de proche ou de loin à la réalisation de ce travail.

HOUMCI. Soumaia

ALI .Touati

∞ Dédicaces ∞

*À mes parents Mes chers parents pour leur patience et leurs
sacrifices et m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes
de vie dont le rêve était toujours de me voir réussir
Qu'ils sachent que leur place dans mon coeur et ma pensée*

À

mes frères , Mes soeurs

À tous mes amis

La promotion 2016

À vous

❖ ملخص

إن المدونة الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير ومحطة الرفع لحي المجاهدين تحريي ببلدية الوادي , حيث تعرضنا إلى تقدير المياه المستعملة ثم حددنا منط وضع هذه الشبكة وتحديد موقع المحطة اخذين بعين الاعتبار كل المعطيات المتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا .مناخ و منط العمران...) وذلك بغية صرف المياه خارج المدينة في ظروف حسنة ووفقا للمقاييس المعمول بها ومع مراعاة الشروط الأساسية للحفاظ على البيئة و المحيط.

❖ RESUME

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement et station de relevage de la cité **EL-MOUDJAHIDINE OUEST** a la commune **EL-OUED**, C'est dans ce sens que nous avons évalué du débit usés et tracé le réseau d'évacuation et détermine déplacement de la station tout en prenant en considération les données de la zone d'étude (topographie, plan d'urbanisation, climat) et assurer une évacuation de ces eaux en dehors de la ville et leurs rejet qui nuisent à l'environnement.

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Données météorologiques de la région du Souf , (2005, 2013).....	04
Tableau II-1 : Répartition de la population à horizons 25 ans de calcul.....	10
Tableau II-2:Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire.....	12
Tableau II-3:Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif.....	14
Tableau III.1 Estimation des besoins domestique.....	20
Tableau III.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements.....	21
Tableau III.3 : Evaluation des débits pointe des eaux usées domestiques et des équipements	21
Tableau III.4 : Résultat des différents débits du réseau.....	(22 - 33)
Tableau IV.1 : valeur ν en fonction de la nature des parois	35
Tableau IV.2:	
Tableau V.1 : cote de la station de relevage proposée.....	39
Tableau V.2 : Débit reçu de la station de relevage proposée.....	40
Tableau V. 3 : Dimensions de la bêche d'aspiration.....	41
Tableau V.4 : Les dimensions de la station de relevage (SR).....	44
Tableau V.5:Calcul des cotes de projet de la conduite de refoulement de la station.....	49
Tableau VII.1: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	63

Liste des Photos

Photo .I 1 : Situation géographique de la ville d'El Oued.....	02
Photo I 2 : Présentation limite de la zone d'étude (2016 Google Earth).....	03
Photo II-1: Schéma explicatif des différents branchements du réseau unitaire.....	13
Photo II-2: Schéma explicatif des différents branchements du réseau séparatif.....	15
Photo II-3: Schéma explicatif des différents branchements du réseau pseudo-séparatif.....	15
Photo. V.1: photo de la pompe choisie (KSB Pompe).....	47
Photo V.2.Groupe électrogène.....	48
Photo VI.1 : Conduite en amiante ciment.....	51
Photo VI.2 : Conduite en PVC.....	51
Photo VI 3 :Différents types des regards.....	54
Photo VI 4 :Pompes submersibles en bache immergée.....	56
Photo VI 5 :Pompes submersibles en bache sèche.....	56
Photo VII.1. Blindage des tranchées avec la mise en place de la conduite et le regard.....	59
Photo VII.2. Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite.....	60
Photo VII.3. Pose des canalisations en tranchée.....	61
Photo VII.4. Réalisation du regard.....	62

Liste des figures

Fig I.1 : Des températures moyennes mensuelles interannuels en (°C).....	05
FigI.2 : Moyennes mensuelles interannuels des pluies en (mm)	05
FigI.3 : Moyennes mensuelles interannuels des vitesses des vents (m/s)	06
FigI.4 : Evaporations moyennes mensuelles interannuels.....	06
FigI.5 : Moyennes mensuelles interannuels de l'humidité (mm).....	07
FigI.6: courbe pluviothermique.....	07
Fig I-7 : Représentation altimétrique en topographique de la zone d'étude.....	08
Fig II-1 : Schéma perpendiculaire.....	16
Fig II-2 : Schéma à déplacement latéral.....	16
Fig II-3: schéma à collecteur transversal ou oblique.....	17
Fig II-4: schéma à collecteur étagé.....	17
FigII-5 : schéma type radial.....	17
Fig V.1: Plan déterminer la hauteur géométrique Hgéo.....	42
Fig. V.2: les caractéristiques des pompes disponibles (SR).....	45
Fig. V-3 : Les dimensions de la pompe choisie.....	46
Fig.. V-4 : Les dimensions de la pompe choisie	46
Fig. V-5 : Courbe du caractéristique de la pompe choisie (Hmt-Q).....	47
Figs. V.6, V.7, V.8.....	(Annexe)
Fig VI.1 : Type d'assemblage par collage a froid.....	52
Fig VI.2 : Type d'assemblage a joint en PVC.....	53
Fig VI.3 : Les branchement du réseau.....	53
Fig VI 4 :Détails de partie génie civil de la station de relevage.....	(Annexe)

Liste des planches

1 - Plan de lève topographe .

1 - Plan de tracé du réseau d'assainissement et le conduite de refoulement .

2 – Profil de réseau d'assainissement et le conduite de refoulement.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation générale de la région d'étude

I.1-Introduction :	01
I.2-Situation géographique :	01
I.3-Situation géographique de la zone d'étude :	02
I.4:-Situation climatologique :	03
I.4-1-Le climat :	03
I.4-2-La température :	04
I.4-3-La pluviométrie:	05
I.4-4-Les vents:	05
I.4-5-L'évaporation:	06
I.4-6-L'humidité relative	06
I.4-7-La courbe pluviothermique :	07
I.5-Situation hydrogéologique :	08
-La nappe phréatique :	08
-Le continental intercalaire:	08
-Le complexe terminal:	08
I.6- Situation topographique da la zone d'étude:	08
I.7-Situation hydraulique de la zone d'étude :	09
I.7-1-Ressource en eau:	09
I.7-2-Réseau d'alimentation l'eau potable	09
I.7-3-Réseau d'assainissement	09
I.8-Conclusion :	09

Chapitre II : Calcul de base

II.1- Introduction :	10
II.2- Situation démographique :	10
II.3- Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:	11
II.3-1 -Système unitaire:	11
II.3-2-Système séparatif.....	13

-Réseau pluvial.....	13
-Réseau d'eau usées.....	13
II.3-3-Système pseudo séparatif:.....	15
II.4-Choix du système d'assainissement:.....	16
II.5- Différents schémas d'évacuation :.....	16
II.5-1-Schéma perpendiculaire :	16
II.5-2-Schéma a déplacement latéral:.....	16
II.5-3-Schéma a collecteur transversal ou oblique:.....	17
II.5-4-Schéma a collecteur étagé:.....	17
II.5-5-Schéma type radial:.....	17
II.6-Choix du schéma du réseau d'évacuation:.....	17
II.7-Conclusion:.....	18

Chapitre III : Evaluation des débits A évacuer

III.1- Introduction :.....	19
III.2 : Nature des eaux usées a évacuer.....	19
A- Les eaux usées d'origine domestique:.....	19
B- Les eaux des services publics:.....	19
C- Eaux usées d'équipements:.....	19
III.3- Consommation en eau potable :.....	19
III.4- Estimation des débits d'eaux usées :.....	20
III.4.1- Estimation des débits d'eaux usées domestique :.....	20
III.4.2- Evaluation du débit moyen journalier:.....	20
III.4.3- Evaluation du débit de pointe:	22
III.4.4- Evaluation du débit spécifique:	22
III.5-Conclusion :	33

Chapitre IV : Calcul hydraulique

IV.1- Introduction :.....	34
IV.2-Conditions d'implantation des réseaux :	34
IV.3- Conditions d'écoulement et de dimensionnement :.....	34
IV.4- Formules d'écoulement :.....	34

IV.5- Mode de calcul :	36
IV.6- Présentation du réseau d'assainissement proposé :	37
IV.7- Réseau d'assainissement a étudier :	37
IV.8- Conclusion	38

Chapitre V : Dimensionnement de la station de relevage

V.1-Introduction:	39
V.2-Condition de choix de la station de relevage:	39
V.3-Choix de l'emplacement de la station de relevage:	39
V.4-Données de base initiales :	40
V.5- Dimensionnement de la station de relevage:	40
V.5-1- Dimensions de la bache:	40
A-Volume de la bache.	40
B-Surface de la bache.	41
V.5-2-Hauteur manométrique totale	41
-Nombre de Reynolds (détermination de λ)	43
-Calcule le diamètre de la conduite de refoulement.	43
-Calcule la vitesse.	43
-Calcule Nombre de Reynolds	43
-Calcule perte de charge linéaire	44
-Calcule perte de charge singulière	44
-Calcule perte de charge totale	44
-Calcule hauteur manométrique totale	44
V.5-3-Détermination du nombre des pompes	45
V.5-3-1-Critères du choix du type des pompes	45
V.5-3-2-Courbes caractéristiques de la pompe choisie:	46
V.6- Groupe électrogène:	48
V.7- Conduite de refoulement:	48
V.7-1-Trace de conduite de refoulement	48
V.7-1-1-Choix du tracé:	48
V.8- Conclusion :	49

Chapitre VI : Éléments constitutif

VI.1- Introduction :	50
VI.2-Eléments constitutif du réseau:	50
VI.2.1-Canalisations:	50
VI.2.1.1-Type de Canalisation :	50
- Conduites en béton non armé:	50
- Conduites en béton armé :	50
- Conduites en amiante – ciment :	50
- Conduite en P.V.C :	51
VI.2.1.2-Choix du type de canalisation :	51
VI.2.1.3-Assemblage en PVC :	52
- Assemblage par collage a froid:	52
- Assemblage a joint:	52
VI.2.2-Les branchements:	53
VI.2.3-Ouvrages d'accès au réseau:	53
VI.3- Eléments constitutif du station de relevage:	54
VI.3-1-Partie génie civil:	54
VI.3-2-Groupes submersibles:	55
- VI.3-2-1-Avantages des groupes submersibles:	55
- VI.3-2-2-Inconvénients des groupes submersibles:	55
- VI.3-2-3-Installation des groupes submersibles:	55
A. Installation immergée	55
B. Installation en bâche sèche:	56
VI.3-3-Les accessoires de la conduite de refoulement:	57
A. La vanne :	57
B. Les ventouses :	57
C. Buté en béton:	57
VI.4 - Conclusion :	57

Chapitre VII: Cahier de prescription technique

VII.1- Introduction :	58
VII.2- Emplacement des canalisations :	58
VII.3-Exécution des travaux :	58
VII.4- Exécution des tranchées et les regards :	58

- VII.4-1-Profondeur de la tranchée :.....	59
- VII.4-2-Largeur de la tranchée :.....	59
VII.5- Aménagement du lit de sable :	60
VII.6- Pose des canalisations en tranchées :	60
VII.7- Remblaiement et compactage des tranchées:	61
VII.8- Réalisation des regards:	61
VII.9- Devis quantitatif et estimatif :.....	62
VII.10.Conclusion :.....	63

Chapitre VIII :Gestion entretien et exploitation du réseau

VIII.1- Introduction :.....	64
VIII.2- La connaissance du réseau :.....	64
VIII.3- Surveillance du réseau :.....	64
VIII.3-1- Nature des effluents :.....	64
VIII.3-2- Mesure des débits :.....	64
VIII.4-Travaux d'entretien courant:	64
VIII.4-1- Curages journaliers :.....	64
VIII.4-2- Possibilité d'obturation :.....	64
VIII.4-3- Travaux périodiques divers :.....	65
VIII.5-Travaux spécifiques :.....	65
VIII.5-1-Désodorisation :.....	65
VIII.5-2-Détection des eaux parasites :.....	66
VIII.5-3-Réhabilitation des réseaux:.....	66
VIII.6-Gestion informatique du réseaux:.....	66
VIII.7-Hygiène et sécurité :.....	66
VIII.8-Recommandation pour la gestion et l'exploitation de notre réseau	66
VIII.9-Conclusion	67

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

INTRODUCTION GENERALE

L'eau c'est la vie, les êtres vivants ne peuvent être vivre sans eau ; notre rôle y est de le préserver et de l'user raisonnablement pour devenir un don aux pleines mains des générations prochaines.

Alors que le domaine d'hydraulique est de présenter des solutions adéquates, tel que l'assainissement qu'il s'agit d' une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement, chose qui n'est pas réalisable qu'au moyen d'une station d'épuration implantée à l'aval de l'agglomération.

Notre but essentiel dans le présent mémoire est de dimensionner le réseau d'assainissement pour la cite **EI MOUDJAHIDINE OUEST** à travers un schéma adéquat et un système optimal du point de vue technique et économique.

Toute en répondant aux normes de qualité du rejet, dans des conditions satisfaites pour la santé publique.

CHAPITRE I :

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE

I-1 Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site ;
- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération,
- Les données propres à l'assainissement ;

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du réseau d'assainissement de la cite Moudjahidine Ouest.

I-2 Situation géographique :

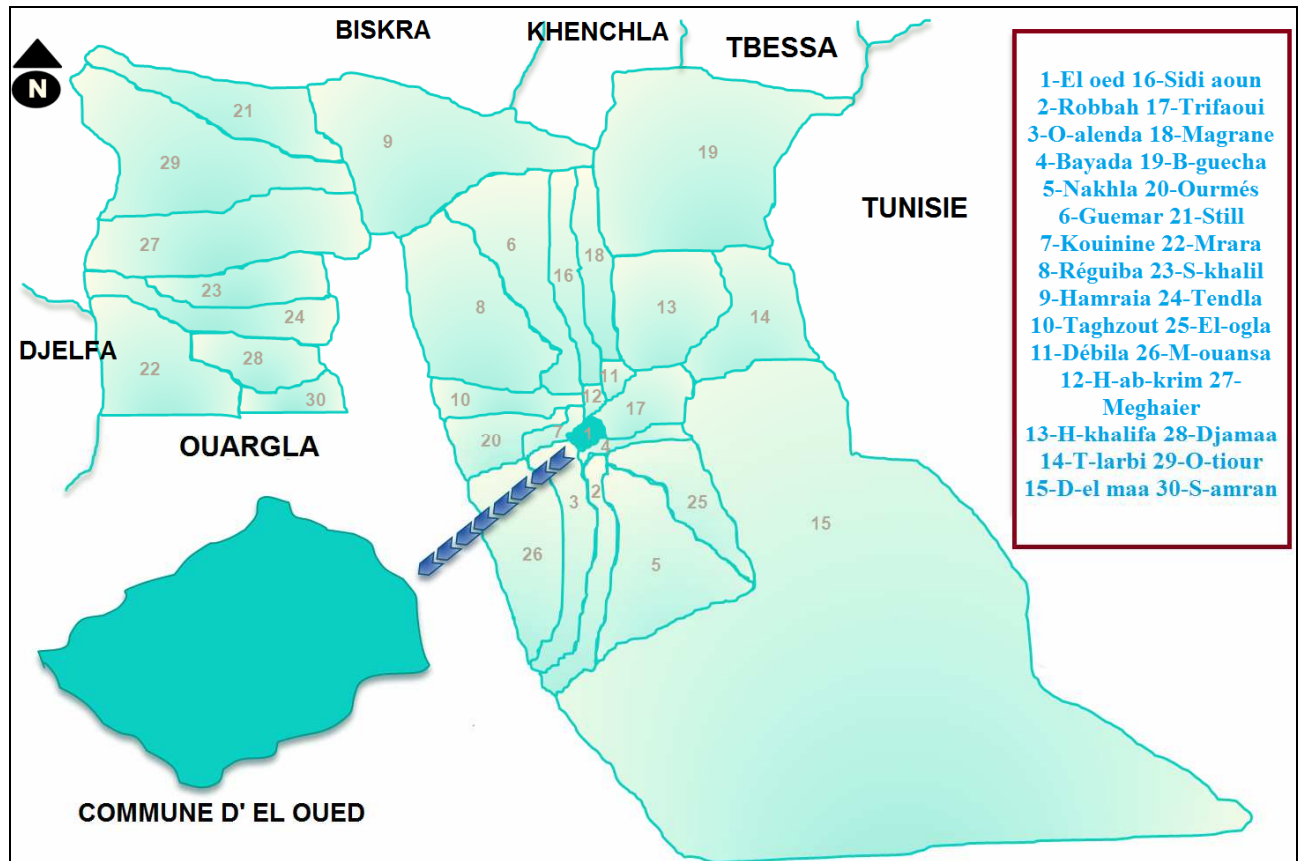
La wilaya d'El Oued, dite région du Bas-Sahara à cause de sa faible altitude, elle est située au Sud-est de l'Algérie, aujourd'hui elle se repose sur une superficie égale à 44586 km² avec une population de 791 000 habitants et une densité de 17.74 hab/km², le taux d'accroissement de population égale à 3,5% par contre la ville d'El Oued avec superficie 77.2 km² et une population de 163 555 habitants et densité de 2118.58 hab/km² selon le recensement de l'D.P.S.B de notre wilaya (Fin 2015).

Les limites de la ville sont :

- Au nord par les communes Kuinine et Hassani Abdelkrim.
- À l'est les communes Trifaoui.
- Au sud la commune Bayada
- À l'ouest la commune Oued El Alenda.

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE



(<http://wilayaeloued.com>)

Photo I.1 Situation géographique de la ville d'El Oued

I-3 Situation géographique de la zone d'étude:

La région -cite El Moudjahidine Ouest - objet de la présente étude est située au chef lieu de la commune d'El Oued et plus précisément à la partie Ouest. Elle est limitée géographiquement comme suit :

- Au nord par la cite Ennour.
- Au nord-est par la double voie urbaine 19 mars.
- Au sud-est par la double voie urbaine centre ville/C.W :403 et la cite de R'himel.
- Au nord-est par la double voie urbaine C.W :403 et une zone vaste d'extensions.



Photo I.2 Présentation limite de la zone d'étude (2016 Google Earth)

I.4 Situation climatologique :

I.4.1 Le climat

L'aridité et la chaleur sont ses caractères essentiels. Les mois d'été sont très chauds, et les températures atteignent 49° à l'ombre et plus de 50° les jours de sirocco (Chihili). La couche superficielle du sable frôle les 60° mais la température diminue notablement avec la profondeur. En revanche, l'hiver est relativement froid tandis que le gel n'est pas rare; et parfois la température peut descendre au dessous de 0°, notamment la nuit. Pour une meilleure caractérisation

du climat de la région de Souf nous avons utilisé les données relatives aux différents paramètres climatiques dans un délai de 09 ans, entre la période **2005 et 2013** par l'Office National de la Météorologie (ONM) [tableau 1], enregistrées par la station climatologique de l'aérodrome de Guemar, El Oued.

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE

Tableau I-1 : Données météorologiques de la région du Souf , (2005, 2013)

Paramètre Mois	Humidité H. (%)	Température moyenne T. (°C.)	Précipitation P. (mm)	Vitesse de vent V. (m/s)	Evaporation E. (mm)
Janvier	57	12	3	2	76
Février	44	12	0	3	99
Mars	39	19	6	3	146
Avril	37	22	34	3	196
Mai	36	26	1	3	244
Juin	34	29	0	4	271
Juillet	32	34	0	3	305
Août	33	32	1	3	296
Septembre	45	30	0	3	197
Octobre	47	27	0	1	148
Novembre	53	16	11	1	99
Décembre	73	11	8	1	72
Moyenne annuelle	44	22	5	2	179

(ONM, 2013)

I.4.2 La température :

Les températures les plus basses sont enregistrées dans le mois de Décembre et les plus élevées au mois de Juillet et Août. Ces variations et ces valeurs classent ce périmètre parmi les régions semi arides. On remarque que les températures en période d'hiver sont en général plus fraîches. Dans le tableau 1 ci-dessus, la température moyenne annuelle voisinant les 22°C [Fig I.1].

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE

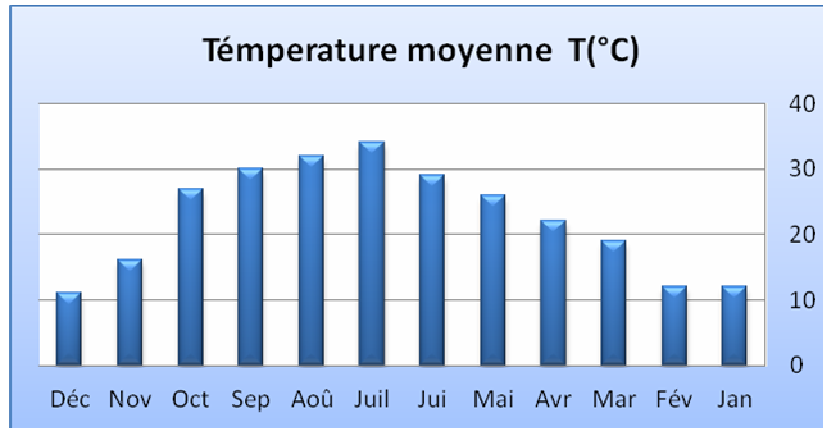
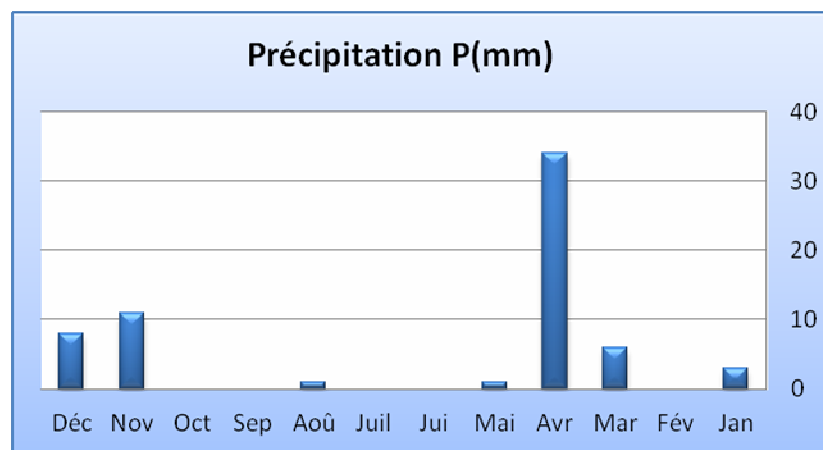


Fig I.1 : Des températures moyennes mensuelles interannuels en (°C)

I.4.3 La pluviométrie

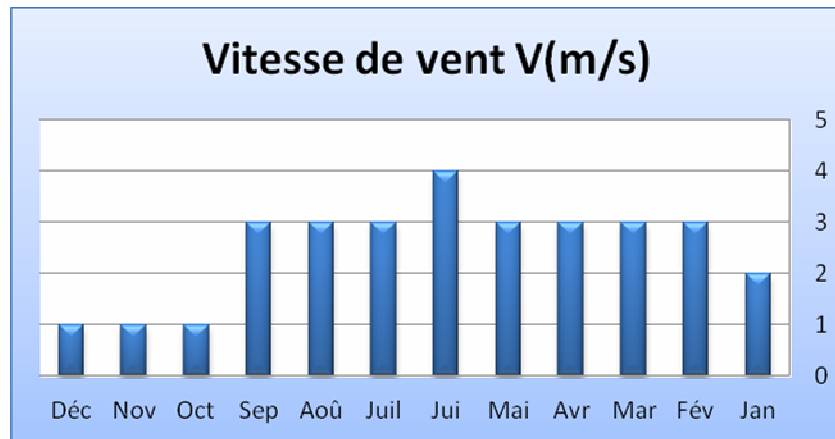
La répartition de précipitations est apparaitre durant la saison d'hiver, mais elle ne présente pas une forte quantité, et parfois sous forme d'averses. On remarque que la majorité des pluies en tombe en mois de Avril 34 mm. Elles sont caractérisées par leur rareté et leur extrême variabilité de 0 à 11 mm, avec une moyenne annuelle est de l'ordre de 5 mm. [Fig I.2]



FigI.2 : Moyennes mensuelles interannuels des pluies en (mm).

I.4.4 Les vents

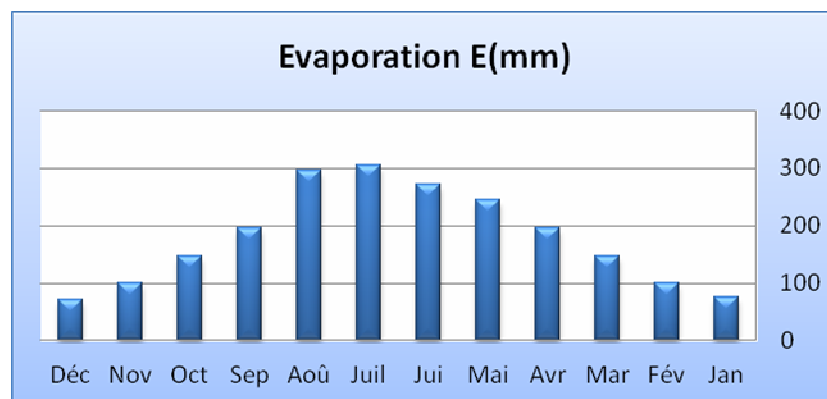
Les vents les plus violents soufflent jusqu'à 4 m/s et sont fréquent surtout durant la période de Mars à Juin. Quand le vent de sable (simoun) se déchaîne, en quelques minutes le paysage devient méconnaissable. Généralement ce sont des vents à direction Est et Nord- Est prédominante, puis à un degré moindre ceux de direction Ouest et Sud- Ouest. Le tableau 1 présente les variations des vitesses moyennes mensuelles du vent durant la période entre 2005 et 2013 [Fig I. 3].



FigI.3 :Moyennes mensuelles interannuels des vitesses des vents (m/s)

I.4.5 L'évaporation

L'évaporation est très intense, surtout lorsqu'elle est renforcée par les vents chauds, elle est de l'ordre de 179mm, avec un maximum du moyenne mensuelle d'évaporation est enregistrée au mois de Juillet à une valeur de 305mm, et la plus faible est au mois de Décembre avec une valeur de 72mm selon le tableau 1, qui résume les variations de l'évaporation moyenne mensuelle entre 2005 et 2013 (ONM, 2013) [FigI.4].



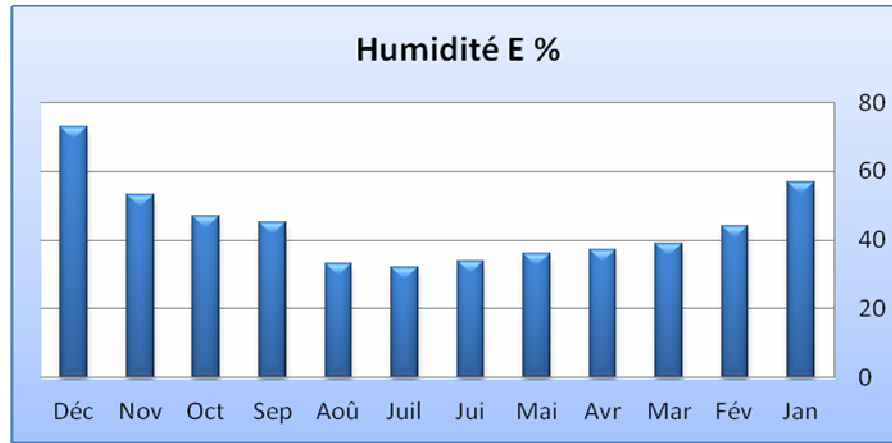
FigI.4 :Evaporations moyennes mensuelles interannuels.

I.4.6 L'humidité relative

L'humidité relative de l'air est faible, elle est de l'ordre de 32% au mois de Juillet et atteignant un maximum de 73 % au mois Décembre. La moyenne annuelle est de l'ordre de 44%. Le tableau 1 nous renseigne sur les moyennes mensuelles de l'humidité relative de la zone d'étude entre (2005 et 2013) (ONM, 2013) [FigI.5].

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE

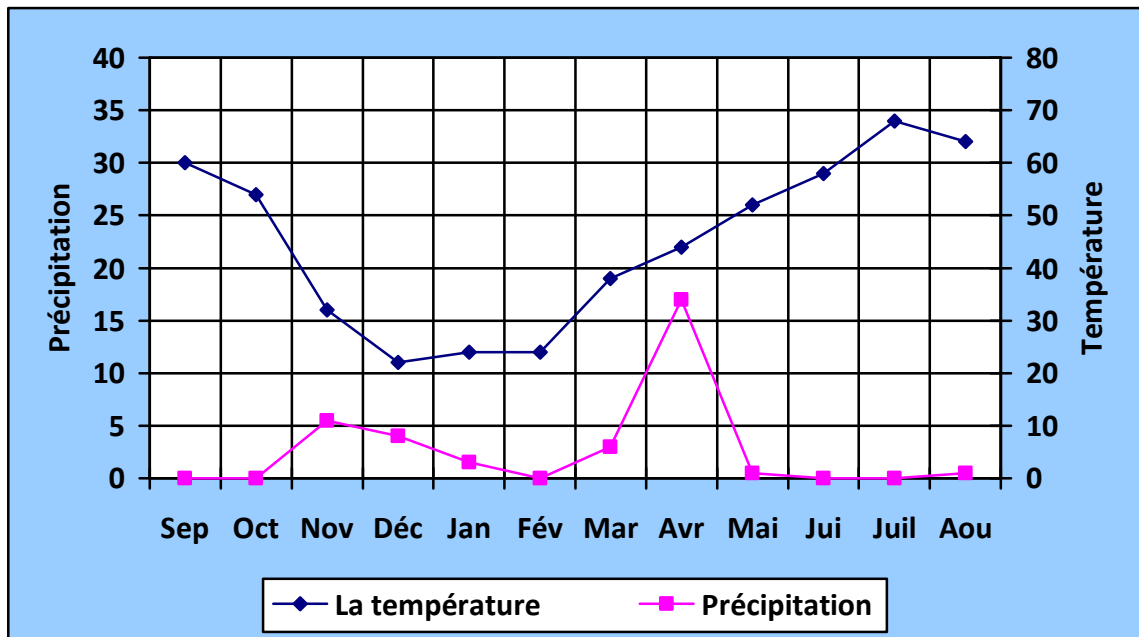


FigI.5 : Mensuelles moyennes interannuels de l'humidité (mm) .

I.4.7 La courbe pluviothermique

En se basant sur les données des précipitations et les données des températures mensuelles interannuelles pour la période de (2005-2013).

- On peut établir la courbe pluviothermique dont le but de déterminer la période sèche où $2T > P$ ainsi que la période humide où $2T < P$.



FigI.6: La courbe pluviothermique

- interprétation

La courbe pluviothermique (FigI.6), montre que tous les années sont sèches.

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE

I.5 Situation hydrogéologique : (DRE EL-OUED).

Les ressources en eau saharienne se manifestent par les trois nappes souterraines connues, La nappe phréatique et le complexe terminal et le continental intercalaire.

➤ **La nappe phréatique :**

Cette nappe en profondeur peut atteindre 80m, cela varie d'une zone à une autre.

➤ **Le continental intercalaire :**

Le continental intercalaire constitue le réservoir profond du Sahara septentrional, il étend sur plus de 600 km².

Cette nappe souterraine se manifeste dans la zone d'étude dont les eaux sont caractérisées par :

Profondeur : plus de : 1200 m

Salinité : (1.95-2) g/l

Température environ :45°C

➤ **Le complexe terminal :**

Le complexe terminal s'étend sur environ 350 km²,et il se manifeste dans la zone d'étude et se caractérise par :

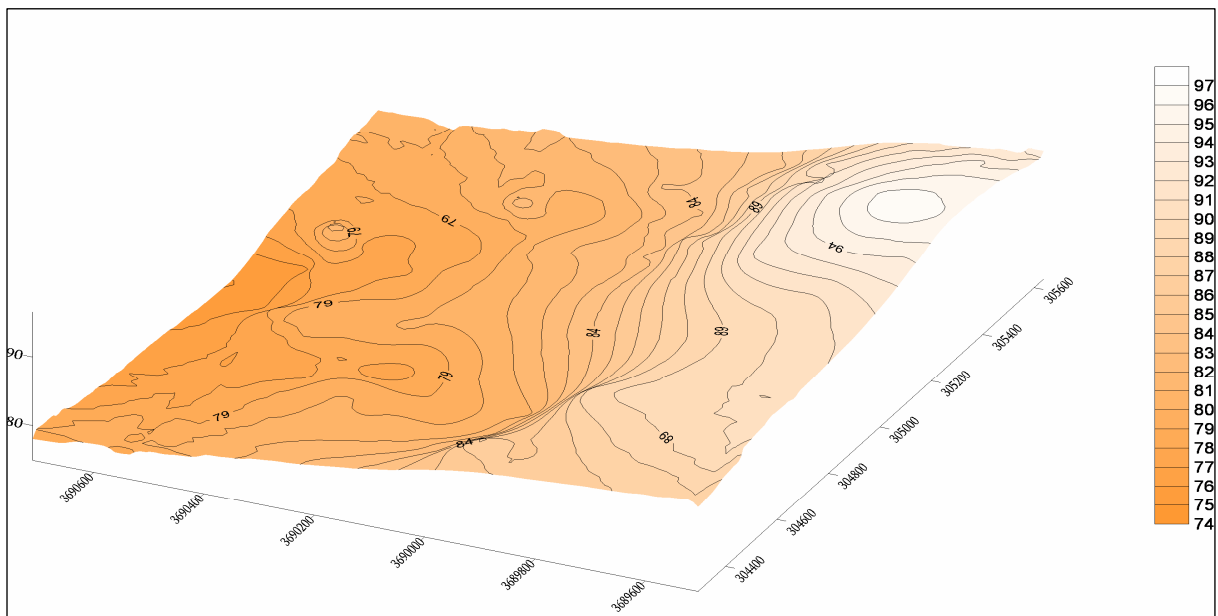
Profondeur : plus de : 140 m

Salinité : (4.5) g/l

Température environ :22°C

I.6 Situation topographique de la zone d'étude: [02]

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitairement. La pente du terrain est faible, et va du sud vers le nord. L'altitude varie de 79 à 93 m.



**Fig I-7 : Représentation altimétrique en topographique de la zone d'étude
(Traitement par surfer.10)**

CHAPITRE I

PRESENTATION GENERALE DE LA REGION D'ETUDE

I.7- Situation hydraulique de la zone d'étude :(DRE-EL-OUED)

I.7.1- Ressource en eau :

La zone d'étude est alimentée à partir du forage albien situé au nord ouest de la zone d'étude et du château d'eau situé à la cite de 19 mars dont la capacité est de 1500 m3.

I.7.2- Réseau d'alimentation l'eau potable (AEP) :

La région concernée par la présent étude est dotée d'un réseau d'AEP de type ramifié avec une gamme de diamètres allant de :160 mm jusqu'à 40 mm.

I.7.3 -Réseau d'assainissement (ASS) :

La région concernée par la présent étude est dépourvue partiellement d'un réseau d'évacuation des usées .c'est-a-dire l'assainissement actuel est caractérisé par : faible fraction raccordée au réseau d'assainissement existant.

Et le reste par la prépondérance d'un assainissement individuel ou autonome (à l'aide des fosses septiques).

I.8 Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, démographie, climatologie(à ce moment là, négligeons les eaux pluviale.), ainsi que la situation hydraulique, nous avons opté pour le dimensionnement total d'un réseau d'assainissement qui sert à l'évacuation des eaux usées de notre cite.



CHAPITRE II :
CALCUL DE BASE

CHAPITRE II

CALCUL DE BASE

II.1-Introduction :

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Au sein de cette phase on fait l'estimation du nombre d'habitant pour un horizon (2040) de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux .

II.2- Situation démographique :

La cite d'EL MOUDJAHIDINE se compose actuellement de 5673 habitants en 2015 selon le dernier recensement national avec un taux de croissance annuelle égal à 3,5% (ONS).

Un ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimation des populations : l'estimation à court terme, de 5 à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 à 50 ans.

Pour notre projet nous prévoyons une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de croissance géométrique à l'aide de l'équation des intérêts composés. Si on connaît le taux de croissance annuelle de la population, on a donc :

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

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P₀ : Population de référence (au dernier recensement ; 2015).

T : taux de croissance de la population considérée ; T=3.5%

n : l'écart d'années entre les deux horizons (2015-2040) ; **n** = 25ans

Les résultats de la répartition de la population à horizons 25 ans de calcul sont représentés dans le tableau II-1

Tableau II-1 : Répartition de la population à horizons 25 ans de calcul

Horizon	2015	2040
Estimation	5673	13407

II .3-Système d'Evacuation des Eaux Usées et des Eaux Pluviales : [06]

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.

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

1/Système unitaire

2/Système séparatif

3/Système pseudo séparatif

II.3.1- Système unitaire

Dans lesquels un seul collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. En principe, toutes les eaux arrivent à la station d'épuration qui reçoit alors un effluent de quantité et de qualité très variables. Pour éviter cela, des ouvrages de déviation sont répartis sur le réseau pour permettre à la station de ne pas recevoir un débit supérieur à sa capacité.

Ce système est intéressant par sa simplicité puisqu' il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé.

CHAPITRE II
CALCUL DE BASE

Tableau II-2: Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<p>-milieu récepteur éloigné des points de collecte ;</p> <p>-topographie à faible relief ;</p> <p>- imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune ;</p> <p>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</p>	<p>- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble ;</p> <p>- encombrement réduit du sous-sol ;</p> <p>- à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales) ;</p> <p>- aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités;</p> <p>-pas de risque d'inversion de branchement.</p>	<p>-débit à la station d'épuration très variable ;</p> <p>- lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales ;</p> <p>- apport de sable important à la station d'épuration ;</p> <p>- acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche ;</p> <p>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.</p>	<p>- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ;</p> <p>- difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</p>

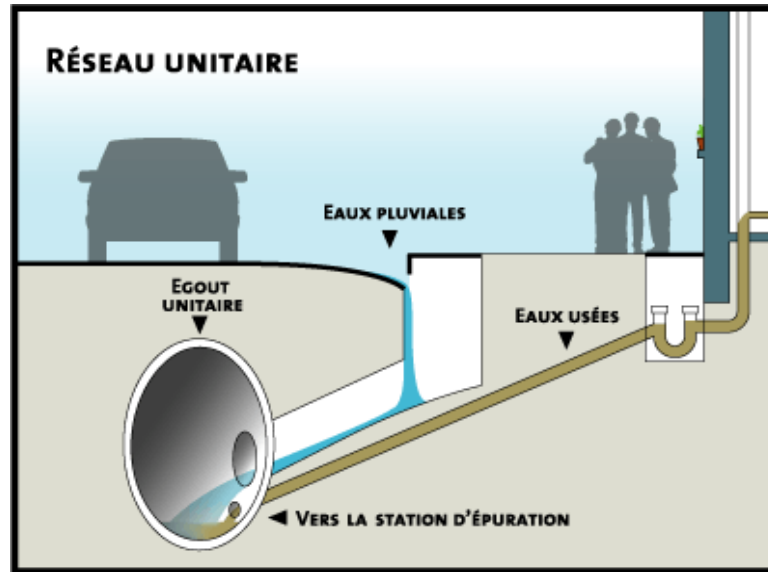


Photo II-1 Schéma explicatif des différents branchements du réseau unitaire

II.3.2- Système séparatif

Dans lesquels deux réseaux sont mis en place ;

Réseau Pluvial : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les pointes pluviales, il suit la ligne de plus grande pente. il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.

Réseau d'Eaux Usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plus part du temps. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.

CHAPITRE II
CALCUL DE BASE

**Tableau II-3: Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système
Séparatif**

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<p>- petites et moyennes agglomérations ;</p> <p>- extension des villes ;</p> <p>- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.</p>	<p>- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées ;</p> <p>- exploitation plus facile de la station d'épuration ;</p> <p>- meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques ;</p> <p>- certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).</p>	<p>- encombrement important du sous-sol ;</p> <p>- coût d'investissement élevé ;</p> <p>- risque important d'erreur de branchement.</p>	<p>- Surveillance accrue des branchements ;</p> <p>- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ;</p> <p>- entretien des ouvrages particuliers (syphons, chasses d'eau, avaloirs) ;</p> <p>- entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ;</p> <p>- détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).</p>

CHAPITRE II

CALCUL DE BASE

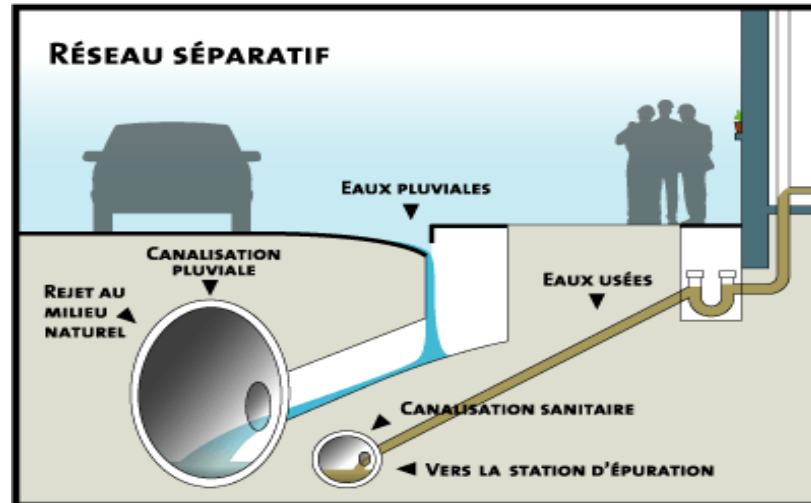


Photo II-2 Schéma explicatif des différents branchements du réseau séparatif

II.3.3- système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- ✓ L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature
- ✓ L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

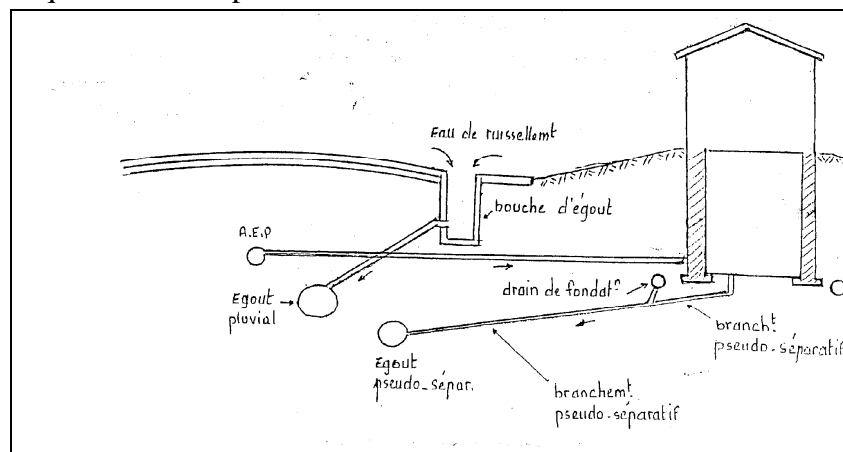


Photo II-3 Schéma explicatif des différents branchements du réseau pseudo-séparatif

II.4- Choix du système d'assainissement : [05]

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

- ✓ L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- ✓ Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- ✓ S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- ✓ La topographie du terrain naturel.

II.5 – Différents schémas d'évacuation : [06]

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 cinq schémas d'évacuation.

II.5 .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.

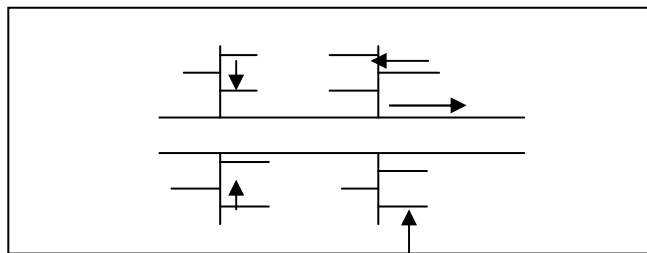


Fig II-1 : Schéma perpendiculaire

II.5 .2-Schéma à 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.

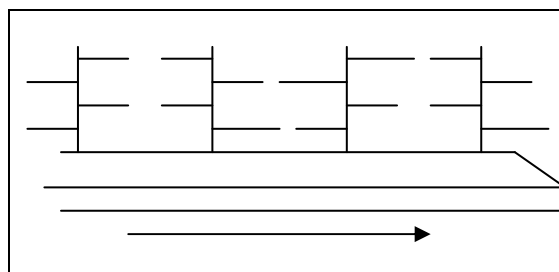


Fig II-2 : Schéma à déplacement latéral

II.5 .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.

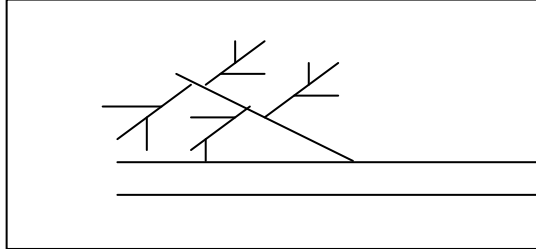


Fig II-3 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

II.5 .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.

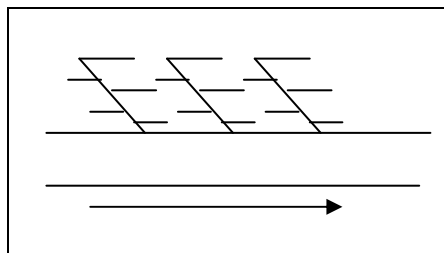


Fig II-4 : Schéma à Collecteur Etagé

II.5 .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.

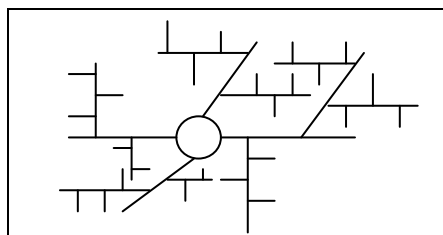


Fig II-5 : Schéma Type Radial

II.6-Choix du schéma du réseau d'évacuation : [05]

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant,

la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;

CHAPITRE II

CALCUL DE BASE

- 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.

II.7-Conclusion :

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la cite (pente faible), on est contraint d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux ; donc proposée un système unitaire et un schéma de radial.

CHAPITRE III :

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

III.1-Introduction

Le but principal de l'évaluation les débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

III.2 - Nature des eaux usées à évacuer :

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

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées d'origine industrielle ;

A / Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération

Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.

-les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

Quantités à évacuer :

Les quantités des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tours dépendent de, l'Evaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B / Les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

C / Eaux usées d'équipements :

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

III.3-Consommation en eau potable

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre d'habitants.

- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la cite d'EL Moudjahidine en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **150 l/j/ha.(DREW)**

III.4- Estimation des débits d'eaux usées

L'évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer journallement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

III.4.1- Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

III.4.2-Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy,r}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (l/s) \dots \dots \dots (III-1)$$

Avec:

- Q_{moy,r}: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;
- D : dotation journalière prise égale à 150 l/j hab ;
- N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab) .

Tableau III.1 Estimation des besoins domestique

Nombre d'habitant future	Unité	Dotation (l/j/h)	Débit moyen de consommation (m ³ /j)	Coff de rejet	Débit moyen Rejet (m ³ /j)	Débit moyen Rejet (l/s)
13407	hab	150	2011.05	0.8	1608.84	18.62

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Tableau III.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements

Equipement	Quantité	Dotation (l/j/ u)	Débit moyen de consommation (m ³ /j)	Coff de rejet	Débit moyen Rejet (m ³ /j)	Débit moyen Rejet (l/s)	
Centre de rééducation	1	30000	30	0.8	24	0.28	
C.F.P.A	1	20000	20		16	0.19	
Mosquée	2	5000	10		8	0.09	
DME	1	3000	3		2.4	0.03	
Sureté de wilaya	1	10000	10		8	0.09	
Espace vert	1	10000	10		8	0.09	
Terrain convoyeur	1	10000	10		8	0.09	
Autre �quipements	12	20000	240		192	2.22	
Total			333			266.4	3.08

Tableau III.3 : Evaluation des débits pointe des eaux usées domestiques
et des équipements

Besoins	Débit moyen de consommation (m ³ /j)	Coff de rejet	Débit moyen Rejet (m ³ /j)	Débit moyen Rejet (l/s)
Domestiques	2011.05	0.8	1608.84	18.62
Equipements	333		266.4	3.08
Total	2344.05		1875.24	21.70

III.4.3-Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyr} \dots\dots\dots(III-2)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe en (l/s);

Q_{moyr} : débit moyen rejeté en (l/s);

K_p : coefficient de pointe ; Ce coefficient de pointe peut être :

Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyr}}} \quad \text{si } Q_{moyr} \geq 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots(III-3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyr} < 2.8 \text{ l/s}$$

Donc: $K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{21.70}} \rightarrow K_p = 2.04$

En appliquée la formule (III-2) :

$Q_{pte} = 44.27 \text{ l/s}$

III.4.4-Evaluation du débit spécifique :

Il est calculé par formule suivante :

$$Q_{SP} = \frac{Q_p}{L} \dots\dots\dots(III-4)$$

Avec :

Q_{SP} : débit spécifique en (l/s/ml);

Q_{pte} : débit de pointe en (l/s);

L : longueur totale du réseau ; L= 10557 ml

Donc : $Q_{SP} = 44.27/10557$; $Q_{SP} = 0.00419 \text{ l/s/ml}$

Tableau III.4 : Résultat des différents débits du réseau :

Collecteur	tronçon		longueur du tronçon (m)	débit spécifique (l/s/m)	débit des eaux usées du tronçon (l/s)	débit des eaux usées amont (l/s)	débit des eaux usées total (l/s)
	1	2					
P3-S1	1	2	30.00	0.00419	0.13	0.00	0.13
	2	3	25.00	0.00419	0.10	0.13	0.23
	3	4	25.00	0.00419	0.10	0.23	0.34
	4	5	30.00	0.00419	0.13	0.34	0.46
	5	6	30.00	0.00419	0.13	0.46	0.59

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	6	7	27.00	0.00419	0.11	0.59	0.70
	7	8	26.00	0.00419	0.11	0.70	0.81
	8	9	27.00	0.00419	0.11	0.81	0.92
	9	10	26.00	0.00419	0.11	0.92	1.03
	10	11	30.00	0.00419	0.13	1.03	1.16
	11	12	28.00	0.00419	0.12	1.16	1.27
	12	13	30.00	0.00419	0.13	1.27	1.40
	13	14	28.00	0.00419	0.12	1.40	1.52
P3	14	15	22.50	0.00419	0.09	1.52	1.61
	15	16	22.50	0.00419	0.09	1.61	1.71
P3-S2	24	25	35.00	0.00419	0.15	0.00	0.15
	25	26	30.00	0.00419	0.13	0.15	0.27
	26	27	24.00	0.00419	0.10	0.27	0.37
	27	23	24.00	0.00419	0.10	0.37	0.47
	21	22	22.50	0.00419	0.09	0.00	0.09
	22	23	22.50	0.00419	0.09	0.09	0.19
	23	28	38.00	0.00419	0.16	0.66	0.82
	28	29	37.00	0.00419	0.16	0.82	0.98
	29	30	40.00	0.00419	0.17	0.98	1.14
	36	37	24.00	0.00419	0.10	0.00	0.10
	37	30	24.00	0.00419	0.10	0.10	0.20
	30	31	28.00	0.00419	0.12	1.34	1.46
	31	32	35.00	0.00419	0.15	1.46	1.61
	38	39	24.00	0.00419	0.10	0.00	0.10
	39	32	24.00	0.00419	0.10	0.10	0.20
	32	33	24.00	0.00419	0.10	1.81	1.91
	33	34	24.00	0.00419	0.10	1.91	2.01
	34	35	28.00	0.00419	0.12	2.01	2.13
	35	16	28.00	0.00419	0.12	2.13	2.25

P3	16	17	24.00	0.00419	0.10	3.95	4.05
	17	18	24.00	0.00419	0.10	4.05	4.15
P3-S2	40	41	29.00	0.00419	0.12	0.00	0.12
	41	18	29.00	0.00419	0.12	0.12	0.24

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

P3	18	19	27.00	0.00419	0.11	4.40	4.51
	19	20	28.00	0.00419	0.12	4.51	4.63
P3-S6	178	177	25.50	0.00419	0.11	0.00	0.11
	177	176	22.50	0.00419	0.09	0.11	0.20
	176	175	22.50	0.00419	0.09	0.20	0.30
	179	175	22.50	0.00419	0.09	0.00	0.09
	175	172	35.00	0.00419	0.15	0.39	0.54
	174	173	20.00	0.00419	0.08	0.00	0.08
	173	172	20.00	0.00419	0.08	0.08	0.17
	172	171	20.00	0.00419	0.08	0.70	0.79
	171	162	20.00	0.00419	0.08	0.79	0.87
	169	168	25.00	0.00419	0.10	0.00	0.10
	168	167	35.00	0.00419	0.15	0.10	0.25
	170	167	30.00	0.00419	0.13	0.00	0.13
	167	166	25.00	0.00419	0.10	0.38	0.48
	166	165	25.00	0.00419	0.10	0.48	0.59
	165	164	30.00	0.00419	0.13	0.59	0.71
	164	163	30.00	0.00419	0.13	0.71	0.84
163	162	29.00	0.00419	0.12	0.84	0.96	
P3	162	160	30.00	0.00419	0.13	1.83	1.96
	161	160	25.00	0.00419	0.10	0.00	0.10
	160	159	24.00	0.00419	0.10	2.06	2.16
	159	20	24.00	0.00419	0.10	2.16	2.26
P3-S7	158	157	30.00	0.00419	0.13	0.00	0.13
	158	156	30.00	0.00419	0.13	0.13	0.25
	156	155	29.00	0.00419	0.12	0.25	0.37
	155	20	30.00	0.00419	0.13	0.37	0.50
P3	20	64	22.50	0.00419	0.09	7.39	7.48
	64	65	22.00	0.00419	0.09	7.48	7.57
P3-S3	42	43	35.00	0.00419	0.15	0.00	0.15
	43	44	35.00	0.00419	0.15	0.15	0.29
	45	46	35.00	0.00419	0.15	0.00	0.15
	46	47	35.00	0.00419	0.15	0.15	0.29
	47	48	21.00	0.00419	0.09	0.29	0.38

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	48	44	21.00	0.00419	0.09	0.38	0.47
	44	49	30.00	0.00419	0.13	0.76	0.89
	49	50	30.00	0.00419	0.13	0.89	1.01
	54	53	21.00	0.00419	0.09	0.00	0.09
	53	50	21.00	0.00419	0.09	0.09	0.18
	52	51	20.00	0.00419	0.08	0.00	0.08
	51	50	20.00	0.00419	0.08	0.08	0.17
	50	55	25.00	0.00419	0.10	1.36	1.46
	55	56	25.00	0.00419	0.10	1.46	1.57
	56	57	28.00	0.00419	0.12	1.57	1.68
	57	58	27.00	0.00419	0.11	1.68	1.80
	58	59	29.00	0.00419	0.12	1.80	1.92
	59	60	29.00	0.00419	0.12	1.92	2.04
	60	61	28.00	0.00419	0.12	2.04	2.16
	61	62	27.00	0.00419	0.11	2.16	2.27
	62	63	30.00	0.00419	0.13	2.27	2.40
	63	65	30.00	0.00419	0.13	2.40	2.52
P3-S8	154	153	25.00	0.00419	0.10	0.00	0.10
	153	152	25.00	0.00419	0.10	0.10	0.21
	152	151	30.00	0.00419	0.13	0.21	0.34
	151	150	25.00	0.00419	0.10	0.34	0.44
	150	149	25.00	0.00419	0.10	0.44	0.54
	149	148	30.00	0.00419	0.13	0.54	0.67
	148	147	30.00	0.00419	0.13	0.67	0.80
	147	146	29.00	0.00419	0.12	0.80	0.92
	146	65	30.00	0.00419	0.13	0.92	1.04
P3	65	66	22.00	0.00419	0.09	11.14	11.23
	66	67	22.00	0.00419	0.09	11.23	11.32
P3-S4	75	74	28.00	0.00419	0.12	0.00	0.12
	74	73	27.00	0.00419	0.11	0.12	0.23
	73	72	29.00	0.00419	0.12	0.23	0.35
	72	71	29.00	0.00419	0.12	0.35	0.47
	71	70	28.00	0.00419	0.12	0.47	0.59
	70	69	27.00	0.00419	0.11	0.59	0.70

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	69	68	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.70	0.83
	68	67	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.83	0.96
P3	67	76	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	12.28	12.37
	76	77	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	12.37	12.47

P3-S5	91	90	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.00	0.15
	90	89	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.15	0.29
	89	88	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.29	0.40
	88	87	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.40	0.50
	87	86	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.50	0.63
	86	85	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.63	0.75
	85	84	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.75	0.87
	84	83	27.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.87	0.98
	83	82	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.98	1.09
	82	81	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	1.09	1.19
	81	80	27.00	<i>0.00419</i>	0.11	1.19	1.31
	80	79	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	1.31	1.42
	79	78	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	1.42	1.56
	78	77	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	1.56	1.71
P3	77	125	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	14.18	14.27
	125	124	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	14.27	14.37
P3-S10	145	144	23.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.00	0.10
	144	143	23.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.10	0.19
	143	142	23.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.19	0.29
	142	141	33.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.29	0.43
	141	140	33.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.43	0.57
	140	139	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.57	0.70
	139	138	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.70	0.84
	138	137	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.84	0.98
	137	136	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.98	1.13
	136	135	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	1.13	1.24
	135	124	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	1.24	1.35
P3-S9	134	133	23.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.00	0.10
	133	132	23.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.10	0.19

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	132	131	23.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.19	0.29
	131	130	33.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.29	0.43
	130	129	33.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.43	0.57
	129	128	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.57	0.70
	128	127	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.70	0.84
	127	126	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.84	0.98
	126	124	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.98	1.13

P3	124	123	30.50	<i>0.00419</i>	0.13	16.85	16.97
	123	122	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	16.97	17.11
	122	121	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	17.11	17.22
	121	120	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	17.22	17.36
P3-S11	92	93	33.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.00	0.14
	93	94	33.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.14	0.28
	94	95	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.28	0.37
	95	96	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.37	0.47
	96	97	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.47	0.56
	97	98	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.56	0.65
P3	98	99	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.65	0.80
P3-S12	105	104	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.00	0.08
	104	103	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.08	0.17
	103	102	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.17	0.26
	102	101	22.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.26	0.36
	101	100	27.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.36	0.47
	100	99	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.47	0.58
P3	99	106	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	1.38	1.48
	106	107	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	1.48	1.59
P3-12	109	108	27.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.00	0.11
	108	107	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.11	0.22
P3	107	110	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	1.81	1.89
	110	111	33.00	<i>0.00419</i>	0.14	1.89	2.03
P3-S12	113	112	27.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.00	0.11
	112	111	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.11	0.22
P3	111	114	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	2.25	2.34

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	114	115	25.00	0.00419	0.10	2.34	2.44
	115	116	25.00	0.00419	0.10	2.44	2.55
	116	117	25.00	0.00419	0.10	2.55	2.65
	117	118	25.00	0.00419	0.10	2.65	2.76
	118	119	31.00	0.00419	0.13	2.76	2.89
	119	120	31.00	0.00419	0.13	2.89	3.02
P1	120	180	27.00	0.00419	0.11	20.38	20.49
	180	181	27.00	0.00419	0.11	20.49	20.61
	181	182	24.00	0.00419	0.10	20.61	20.71
	182	183	25.00	0.00419	0.10	20.71	20.81

P1-S1	212	211	35.00	0.00419	0.15	0.00	0.15
	211	210	35.00	0.00419	0.15	0.15	0.29
	210	209	32.00	0.00419	0.13	0.29	0.43
	209	208	33.00	0.00419	0.14	0.43	0.57
	208	207	34.00	0.00419	0.14	0.57	0.71
	207	206	33.00	0.00419	0.14	0.71	0.85
	206	205	34.00	0.00419	0.14	0.85	0.99
	205	204	34.00	0.00419	0.14	0.99	1.13
	204	203	34.00	0.00419	0.14	1.13	1.27
	203	202	32.00	0.00419	0.13	1.27	1.41
	202	201	26.00	0.00419	0.11	1.41	1.52
	201	183	35.00	0.00419	0.15	1.52	1.66
P1	183	184	19.50	0.00419	0.08	22.48	22.56
	184	185	19.50	0.00419	0.08	22.56	22.64
P1-S2	224	223*	35.00	0.00419	0.15	0.00	0.15
	223*	223	35.00	0.00419	0.15	0.15	0.29
	223	222	33.00	0.00419	0.14	0.29	0.43
	222	221	33.00	0.00419	0.14	0.43	0.57
	221	220	31.00	0.00419	0.13	0.57	0.70
	220	219	35.00	0.00419	0.15	0.70	0.85
	219	218	33.00	0.00419	0.14	0.85	0.98
	218	217	35.00	0.00419	0.15	0.98	1.13
	217	216	30.00	0.00419	0.13	1.13	1.26
	216	215	35.00	0.00419	0.15	1.26	1.40
	215	214	28.00	0.00419	0.12	1.40	1.52

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	214	213	35.00	0.00419	0.15	1.52	1.67
	213	185	10.00	0.00419	0.04	1.67	1.71
P1	185	186	31.00	0.00419	0.13	24.35	24.48
	186	187	27.00	0.00419	0.11	24.48	24.59
	187	188	27.00	0.00419	0.11	24.59	24.70
	188	189	28.00	0.00419	0.12	24.70	24.82
	189	190	27.00	0.00419	0.11	24.82	24.93
P1-S3	239	238	35.00	0.00419	0.15	0.00	0.15
	238	237	35.00	0.00419	0.15	0.15	0.29
	237	236	33.00	0.00419	0.14	0.29	0.43
	236	235	33.00	0.00419	0.14	0.43	0.57
	235	234	30.00	0.00419	0.13	0.57	0.70
	234	233	35.00	0.00419	0.15	0.70	0.84
	233	232	33.00	0.00419	0.14	0.84	0.98
	232	231	35.00	0.00419	0.15	0.98	1.13
	231	230	30.00	0.00419	0.13	1.13	1.25
	230	229	35.00	0.00419	0.15	1.25	1.40

P1-S3	229	228	29.00	0.00419	0.12	1.40	1.52
	228	227	35.00	0.00419	0.15	1.52	1.67
	227	226	30.00	0.00419	0.13	1.67	1.79
	226	225	28.00	0.00419	0.12	1.79	1.91
	225	190	28.00	0.00419	0.12	1.91	2.03
P1	190	191	25.00	0.00419	0.10	26.96	27.07
	191	192	25.00	0.00419	0.10	27.07	27.17
P1-S4	254	253	35.00	0.00419	0.15	0.00	0.15
	253	252	35.00	0.00419	0.15	0.15	0.29
	252	251	32.00	0.00419	0.13	0.29	0.43
	251	250	34.00	0.00419	0.14	0.43	0.57
	250	249	30.00	0.00419	0.13	0.57	0.70
	249	248	35.00	0.00419	0.15	0.70	0.84
	248	247	33.00	0.00419	0.14	0.84	0.98
	247	246	35.00	0.00419	0.15	0.98	1.13
	246	245	31.00	0.00419	0.13	1.13	1.26
	245	244	35.00	0.00419	0.15	1.26	1.40
	244	243	28.00	0.00419	0.12	1.40	1.52

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	243	242	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	1.52	1.67
	242	241	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	1.67	1.79
	241	240	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	1.79	1.91
	240	192	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	1.91	2.03
P1-S5	271	270	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.00	0.13
	270	269	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.13	0.28
	269	268	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	0.28	0.42
	268	267	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.42	0.56
	267	266	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.56	0.69
	266	265	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.69	0.84
	265	264	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.84	0.97
	264	263	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.97	1.12
	281	280	38.00	<i>0.00419</i>	0.16	0.00	0.16
	280	279	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.16	0.28
	279	278	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.28	0.43
	278	277	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.43	0.56
	277	276	17.00	<i>0.00419</i>	0.07	0.56	0.63
	288	287	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.00	0.11
	287	286	26.00	<i>0.00419</i>	0.11	0.11	0.22
	286	285	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.22	0.35
	285	284	20.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.35	0.44
284	283	20.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.44	0.52	
283	282	24.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.52	0.62	
282	276	24.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.62	0.72	

P1-S5	276	275	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	1.35	1.46
	275	274	24.00	<i>0.00419</i>	0.10	1.46	1.56
	295	294	38.00	<i>0.00419</i>	0.16	0.00	0.16
	294	293	29.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.16	0.28
	296	293	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.00	0.15
	293	292	23.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.43	0.52
	297	292	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.00	0.15
	292	291	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.67	0.80
	291	290	38.00	<i>0.00419</i>	0.16	0.80	0.96
	298	290	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.00	0.13
	290	289	24.50	<i>0.00419</i>	0.10	1.09	1.19

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	289	274	24.50	0.00419	0.10	1.19	1.29
	274	273	35.00	0.00419	0.15	2.85	3.00
	273	272	32.00	0.00419	0.13	3.00	3.13
	272	263	30.00	0.00419	0.13	3.13	3.26
	263	262	32.00	0.00419	0.13	4.38	4.51
	262	261	35.00	0.00419	0.15	4.51	4.66
	261	260	26.00	0.00419	0.11	4.66	4.77
	260	259	35.00	0.00419	0.15	4.77	4.91
	259	258	30.00	0.00419	0.13	4.91	5.04
	258	257	30.00	0.00419	0.13	5.04	5.17
	257	256	30.00	0.00419	0.13	5.17	5.29
P1-S6	330	329	25.00	0.00419	0.10	0.00	0.10
	329	328	25.00	0.00419	0.10	0.10	0.21
	328	327	30.00	0.00419	0.13	0.21	0.34
	327	326	30.00	0.00419	0.13	0.34	0.46
	333	332	29.00	0.00419	0.12	0.00	0.12
	332	331	25.00	0.00419	0.10	0.12	0.23
	331	326	25.00	0.00419	0.10	0.23	0.33
	326	325	21.50	0.00419	0.09	0.79	0.88
	325	324	21.50	0.00419	0.09	0.88	0.97
	335	334	25.00	0.00419	0.10	0.00	0.10
	334	324	25.00	0.00419	0.10	0.10	0.21
	324	323	28.00	0.00419	0.12	1.18	1.30
	323	322	28.00	0.00419	0.12	1.30	1.42
	338	337	34.50	0.00419	0.14	0.00	0.14
	337	336	25.00	0.00419	0.10	0.14	0.25
	336	322	25.00	0.00419	0.10	0.25	0.35
	322	321	29.00	0.00419	0.12	1.77	1.89
	321	320	30.00	0.00419	0.13	1.89	2.02

P1-S6	341	340	33.50	0.00419	0.14	0.00	0.14
	342	340	33.50	0.00419	0.14	0.00	0.14
	340	339	25.00	0.00419	0.10	0.28	0.39
	339	320	25.00	0.00419	0.10	0.39	0.49
	351	350	20.00	0.00419	0.08	0.00	0.08
	350	349	20.00	0.00419	0.08	0.08	0.17

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

	349	348	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.17	0.30
	348	344	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.30	0.44
	347	346	33.50	<i>0.00419</i>	0.14	0.00	0.14
	346	345	24.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.14	0.24
	345	344	24.00	<i>0.00419</i>	0.10	0.24	0.34
	344	343	29.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.78	0.90
	343	320	29.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.90	1.02
	320	319	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	3.53	3.61
	319	310	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	3.61	3.70
	318	317	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.00	0.13
	317	316	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.13	0.25
	316	315	21.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.25	0.34
	315	314	21.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.34	0.43
	314	313	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.43	0.55
	313	312	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.55	0.67
	312	311	29.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.67	0.79
	311	310	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.79	0.91
	310	309	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	4.61	4.69
	309	300	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	4.69	4.78
	308	307	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.00	0.13
	307	306	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.13	0.25
	306	305	21.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.25	0.34
	305	304	21.50	<i>0.00419</i>	0.09	0.34	0.43
	304	303	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.43	0.55
	303	302	28.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.55	0.67
	302	301	29.00	<i>0.00419</i>	0.12	0.67	0.79
	301	300	30.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.79	0.91
	300	299	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	5.69	5.79
	299	256	25.00	<i>0.00419</i>	0.10	11.09	11.19
	256	255	20.50	<i>0.00419</i>	0.09	11.19	11.28
	255	192	20.50	<i>0.00419</i>	0.09	11.28	11.36
P2	363	362	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.00	0.08
	362	361	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.08	0.17
	361	360	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.17	0.31

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

P2	360	359	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.31	0.46
	359	358	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.46	0.61
	358	357	40.00	<i>0.00419</i>	0.17	0.61	0.78
	357	356	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.78	0.92
	356	355	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	0.92	1.07
	355	354	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	1.07	1.22
	354	353	35.00	<i>0.00419</i>	0.15	1.22	1.36
	370	369	32.00	<i>0.00419</i>	0.13	0.00	0.13
	369	368	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.13	0.22
	368	367	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.22	0.30
	367	366	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.30	0.39
	366	365	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.39	0.47
	365	364	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.47	0.55
	364	353	20.00	<i>0.00419</i>	0.08	0.55	0.64
	353	352	40.00	<i>0.00419</i>	0.17	2.00	2.17
	352	200	34.00	<i>0.00419</i>	0.14	2.17	2.31
P1	192	193	39.00	<i>0.00419</i>	0.16	40.56	40.73
	193	194	45.00	<i>0.00419</i>	0.19	40.73	40.92
	194	195	45.00	<i>0.00419</i>	0.19	40.92	41.10
	195	196	45.00	<i>0.00419</i>	0.19	41.10	41.29
	196	197	45.00	<i>0.00419</i>	0.19	41.29	41.48
	197	198	40.00	<i>0.00419</i>	0.17	41.48	41.65
	198	199	40.00	<i>0.00419</i>	0.17	41.65	41.82
	199	200	21.00	<i>0.00419</i>	0.09	41.82	41.90
	200	SR	5.00	<i>0.00419</i>	0.02	44.21	44.23

III.5 - Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié notre réseau d'assainissement selon le plan de masse de cite El Moudjahidine Ouest: la zone d'étude. Après l'achèvement du tracé et l'adaptation du type du system unitaire qui convient notre zone d'étude.

On a procédé à l'étape de quantification des débits des eaux usées par la méthode des débits le plus utilisée. Ce calcul nous a permis, de procéder aux calculs hydrauliques de notre réseau d'assainissement adopté.

CHAPITRE IV :

CALCUL HYDRAULIQUE

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE

IV.1-Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire. les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
 - Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;
- Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement.

L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

IV.2- Conditions d'implantation des réseaux : [03]

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements.

En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

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

IV.3- Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/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 250 mm.

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 à prévenir est la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduites posent des limites supérieures aux pentes admissibles.

IV.4- Formules d'écoulement :

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développées par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a : **Formule de CHEZY**

$$V = C \times \sqrt{Rh \times I} \dots\dots\dots IV.1$$

V : vitesse moyenne de l'écoulement dans la section ;(m/s).

Rh : rayon hydraulique ;(m).(Rh=D/4).

I : pente du canal ; (m/m).

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE

C : coefficient est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} \dots\dots\dots IV.2$$

γ : Constante de rugosité des parois

Tableau IV.1 –valeur γ en fonction de la nature des parois :

Nature des parois	γ
Enduit de ciment lissé	0.06
Enduit de ciment ordinaire	-
Parois unies (briques, pierre de taille, béton brut)	0.16
Parois peu unies (moellons)	0.46
Parois de nature mixte	0.85
Canaux en terre	1.30
Canaux en terre avec fond de galets et parois herbeuses	1.75

Si on prend le coefficient de «BAZIN» égal à 0.46 de telle sorte que «C» peut être représenté approximativement par l'expression

$$C = 60Rh^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots IV.3$$

Ce qui conduit à la formule :

$$V_{ps} = 60Rh^{\frac{3}{4}}I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots IV.4$$

Le procédé de calcul se fait comme suit :

Avec la pente et le débit ; on tire de l'abaque le diamètre normalisé, le débit à Pleine section et la vitesse à pleine section.

Ensuite, on calcul les rapports donnant les paramètres hydrauliques :

- $r_q = Q/QPS$ (rapport des débits) ;
- $r_v = V/VPS$ (rapport des vitesses) ;
- $r_h = H/D$ (rapport des hauteurs) ;

Dans notre étude, le système unitaire est le système choisi pour l'agglomération Considérée, donc la vitesse minimale à respecter est de 0,6m/s pour qu'il n'y ait Pas de dépôt de sable (auto curage) et ceci pour le dixième du débit à pleine section

Ou de 0,3m/s pour le centième du débit maximum, en conséquence, le diamètre doit répondre nécessairement à ces conditions.

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE

IV.5- Mode de calcul:

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement, 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.
- L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \times S \dots\dots\dots IV.5$$

Avec :

Q : Débit (m³/s) ;

S : Section mouillée (m²) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Alors les paramètres qui influent sur les conditions d'écoulement ainsi que le dimensionnement du réseau sont.

Pour le dimensionnement de notre réseau, 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 :

$$V = K \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \dots\dots\dots IV.6$$

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \times S \dots\dots\dots IV.7$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2036 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots IV.8$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi(D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots IV.9$$

- $rh = -11,423 \cdot rq^6 + 40,641 \cdot rq^5 - 55,497 \cdot rq^4 + 37,115 \cdot rq^3 - 12,857 \cdot rq^2 + 2,8373 \cdot rq + 0,0359$
- $rv = -25,63 \cdot rq^6 + 93,647 \cdot rq^5 - 134,25 \cdot rq^4 + 95,24 \cdot rq^3 - 35,151 \cdot rq^2 + 7,0395 \cdot rq + 0,2263$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE

$$rv = V / V_{ps} \Rightarrow V = rv * V_{ps}$$

$$rh = H / D_{nor} \Rightarrow H = rh * D_{nor}$$

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

Condition 1: $V_{aut} = 0.6 * V_{ps}$; $V_{aut} \geq 0.30$ m.

Condition 2: $H \geq 0.2 * D$;

Les résultats du calcul hydraulique sont représentés dans le tableau IV.2

Légende :

C_{tam} : côte de terrain naturel amont (m) ;

C_{tav} : côte de terrain naturel aval (m) ;

 C_{am.r} : côte projet amont (m) du terrain ;

C_{av.r} : côte projet aval (m) du terrain ;

P_{av}: profondeur de file d'eau aval;

P_{am} : profondeur de file d'eau amant;

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m) ;

Q_{eu} : débit d'eau usée (m³/s) ;

Q_{ps}: débit à pleine section (m³/s) ;

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;

D_{nor}: diamètre normalisé (mm) ;

r_q : rapport des débits ;

r_h : rapport des hauteurs ;

r_v : rapport des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

IV.6-Présentation du réseau d'assainissement proposé:

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages.

Dans notre projet, le tracer du réseau doit éviter le maximum possible la nappe phréatique et même temps, doit suivre le chemin des routes qui existent et pour facilite de travail et de gestion (pose de canalisation).

IV.7-Réseau d'assainissement à étudier :

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE

Le réseau d'assainissement proposée à pour objet d'évacuer la totalité du débit les eaux usées domestique, provenant de la partie amont de la zone étudiée vers les stations de relevage qui est projetée et qui se trouve à l'aval de notre zone étude et après vers du réseau d'assainissement existant.

IV.8-Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable.

Nous pouvons conclure que :

D'après nos calculs des débits des eaux usées et le dimensionnement de notre réseau d'assainissement que le réseau est bien vérifié et justifié les conditions d'écoulement gravitaires des eaux usées.

CHAPITRE V :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE
RELEVAGE**

V.1- Introduction :

Pour notre réseau d'assainissement, nous avons proposé la réalisation de la station de relevage (SR) qui a pour rôle le refoulement des eaux usées vers le réseau d'assainissement existant.

V.2 -Condition de choix de la station de relevage : [07]

Tout projet de station de relevage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil ;
- Organisation de l'exécution des travaux en phases ;
- Détermination du nombre des stations après des calculs technico- économique ;
- Utilisation des matériaux de conception récente ;
- Normalisation des solutions techniques ;
- Utilisation des projets-types ;
- Eviter les zones inondables.

V.3 -Choix de l'emplacement de la station de relevage : [09]

L'implantation et le type de la station de relevage sont établis suivant des considérations techniques et économiques. Ils vérifient bien certains critères et conditions d'établissement du bâtiment de la station notamment aux conditions topographique et géologiques.

L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.

Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).

Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques.

Prévoir de la verdure autour de la station.

La station de relevage doit être située au mieux, Par rapport :

- Aux besoins à satisfaire ;
- A la ressource en eau.

En tenant compte des contraintes liées à la nature de la ressource en eau, et notamment :

- Des plus basses eaux ;
- Des plus hautes eaux ;
- De débit solide.

D'après la disponibilité du terrain et des eaux, et les conditions topographiques et géologiques favorables, et tant que les stations doivent recevoir les eaux usées à partir du collecteur qui sont arrivées gravitairement, donc les données relatives à nos stations sont représentées sur le tableau V.1 suivant et pour l'emplacement voir la planche n° 02:

Tableau V.1 : Côte de la station de relevage proposée

Station de relevage	Cote(m)
SR	80.69

V.4 -Données de base initiales :

Les données nécessaires à l'élaboration de la station de relevage sont les suivantes :

- La quantité d'eau (débit) demandée par la station, et qui est représentée dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Débit reçu de la station de relevage proposée

Station de relevage	Débit reçu (l/s)
SR	44.27

- Le plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.
- La source d'énergie électrique : il permet de faire le choix technico-économique de certains équipements (il existe une ligne de haute tension traverse la région).
- La nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station.

V.5 -Dimensionnement de la station de relevage (SR) :

La station de relevage a pour objet de faire franchir les eaux d'un point haut de leur parcours à une autre point plus haut ce qui ne pourrait avoir lieu par gravité sans approfondissement excessif du réseau.

V.5.1-Dimensions de la bache :

La bache d'aspiration est un bassin collecteur de retenue, il joue un rôle d'accumulateur et de régulateur.

Sachant que le débit arrivé à la station est un débit total $Q = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$, pour notre station la bache de stockage a deux fonctions, la première est de stocker les eaux usées qui arrivent du collecteur et la deuxième d'être une bache d'aspiration pour les pompes de refoulement.

A. Volume de la bache :

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit total qui arrivent dans un temps déterminé.

On a :
$$V = \frac{t \times Q}{4 \times n} \dots\dots\dots V-1$$

V : volume de la bache en (m3).

Q : débit total qui arrivées à la station de refoulement = (0,044 m³/s).

t : fréquence de démarrage en (s) = (5400s).

n : nombre de pompes fonctionnelles =(1).

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE

A.N

$$V = \frac{5400 \times 0.044}{4 \times 1}$$

Donc le volume total de la bache sera : $V = 59.40 \text{ m}^3$

On adopte un volume normalisé :

$$V = 60 \text{ m}^3$$

B. Surface de la bache :

$$\text{On a : } S = \frac{V}{H} \text{ (la forme de bache est rectangulaire).....V-2}$$

S : surface de la bache en (m^2) ;

V : volume de la bache en (m^3) ;

H : la hauteur de la bache en (m), on fixe cette hauteur à **H = 3 m**.

C. Longueur et largeur de la bache :

$$\text{On a : } S = B \cdot L \text{ (la forme de la bache est rectangulaire).....V-3}$$

L : la longueur de la bache en (m)

B : la largeur de la bache **B=S/L** en (m) V-4

Les résultats des dimensions sont cités dans le tableau suivant :

Tableau V. 3 : Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	La bache (SR)
V (m^3)	60
H (m)	3
S (m^2)	20
L (m)	4
B (m)	5

IV.5.2 Hauteur manométrique totale : [08]

On détermine la hauteur manométrique totale par l'expression suivante :

$$HMT = H_{\text{géo}} + \sum \Delta H_t$$

..... V-5

$H_{géo}$ = Hauteur géométrique ;

$$H_{géo} = Crf - Casp$$

A.N:

$$H_{géo} = 81.54 - 71,69 = 9.85m$$

Donc :

$$H_{géo} = 10 \text{ m}$$

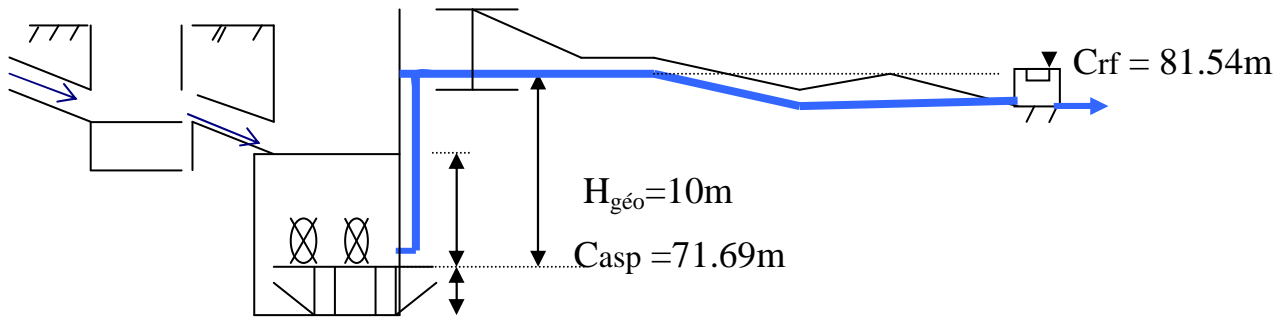


Fig V.1: Plan déterminer la hauteur géométrique $H_{géo}$

$\sum \Delta H_t$: Perte de charge totales

$$\sum \Delta H_t = \sum \Delta H_L + \sum \Delta H_s \quad \dots\dots\dots VI-6$$

$\sum \Delta H_s$: Pertes de charges singulières elles représentent 15% des pertes de charge linéaire

Donc :

$$\sum \Delta H_s = 0.15 \times \sum \Delta H_L \quad \dots\dots\dots VI-7$$

$\sum \Delta H_L$: Pertes de charges linéaires ;

$$\sum \Delta H_L : J \times L$$

Avec :

L : Longueur de la conduite de refoulement ; L= 930 m

J : Perte de charge en (m/m) ; $J = \frac{\lambda}{D} \times \frac{V^2}{2g}$ en m/m

$$\Delta HL = \frac{\lambda}{D} \times \frac{V^2}{2g} \times L \text{ en m} \dots\dots\dots \text{VI-8}$$

Donc :

- ΔH_f : Perte de charge par frottement en (m) ;
- D : Diamètre de la canalisation en (m) ;
- V : Vitesse du fluide dans la canalisation en (m/s) ;
- g : 9,81m/s².

- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- λ : Coefficient de perte de charge.

* **Nombre de Reynolds (détermination de λ) :**

$$R_e = V \times \frac{D}{\nu} \dots\dots\dots \text{V-9}$$

- ν : Viscosité cinématique = 1,31.10⁻⁶ en m²/s pour l'eau à 10°.
- V : Vitesse en (m/s) ;
- D : Diamètre en (m).

***Calcule le diamètre de la conduite de refoulement :**

Le diamètre de la conduite de refoulement a été calculé de façon à avoir une vitesse de circulation proche de 1 m/s lors du pompage. on appliquée la formule de Bonnin :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{V-10}$$

***Calcule la vitesse :**

$$V = Q / S \dots\dots\dots \text{V-11}$$

A.N:

$$D = \sqrt{0,044} = 0,209 \text{ m} \approx 250 \text{ mm} \text{ (diameter commercial en P.H.E.D PN16 bar).}$$

$$V = \frac{4 \times 0,044}{\pi \times 0,25^2} = 0.89 \text{ m/s}$$

* **Calcule Nombre de Reynolds :**

$$R_e = 0.89 \times 0, \frac{250}{1,31 \times 10^{-6}} = 0,169 \times 10^6$$

Remarque :

$$R_e = 0,169 \times 10^6 > 4000 \Rightarrow \text{régime turbulent}$$

Donc :

On utilise la formule de NIKURADSE :

*Calcule λ :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,74 + 2 \log \frac{D}{2\varepsilon} \dots\dots\dots V-12$$

$\varepsilon = 0,15$ mm (rugosité absolue).

A.N :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{1,74 + 2 \log 250}{2 \times 0,15}$$

$$\lambda = 0,017$$

*Calcule perte de charge linéaire :

A.N :

$$\sum \Delta H_L = \frac{0,017}{0,25} \times \frac{0,89^2}{2 \times 9,81} \times 930 = 2,55 \text{ m}$$

$$\sum \Delta H_L = 2,55 \text{ m}$$



*Calcule perte de charge singulière :

On applique la formule V-7 :

$$\sum \Delta H_s = 0,15 \times 2,55$$

$$\sum \Delta H_s = 0,38 \text{ m}$$

*Calcule perte de charge totale :

On applique la formule V-6 :

$$\sum \Delta H_t = 2,55 + 0,38 = 2,93 \text{ m}$$



$$\sum \Delta H_t = 2,93 \text{ m}$$

*Calcule hauteur manométrique totale :

On applique la formule V-5 :

A.N : $HMT = 10 + 2.93 = 12.93 \text{ m}$

HMT = 13 m

Les dimensions sont citées dans le tableau suivant :

Tableau V .4 : Les dimensions de la station de relevage (SR)

Qp	V	D(ref.)	L(ref)	S	B	L	Hgéo	ΔH_t	HMT
(l/s)	(m ³)	(mm)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
44.27	60	250	930	20	5	4	10	2.93	13

V.5.3- Détermination du nombre des pompes : [09]

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant des pompes assurant le débit demandé : $N=np+nps$

N : nombre de pompes installées =2;

nps : nombre de pompes de secours =1;

np : nombre de pompes de fonctionnement=1 ;

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4 comme dans notre cas le nombre de la pompe de secoure est égale à1.

V.5.3.1 -Critères du choix du type de pompes: [09]

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseille de projeter le minimum de groupes possible dans la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec une souplesse. Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- Assurer la hauteur et le débit calculé.
- Assurer le rendement maximal de la pompe.
- Etre d'un poids minimum possible.
- Présenter une forme peu encombrante.
- Répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- La pompe choisie doit être de préférence de production nationale.
- Doit être facile à l'entretien.

D'après le logiciel (KSB) la pompe choisie est de type **Amarex KRT K100-250/114XC1-S** .et ces caractéristiques sont récapitulées dans la figure V.1 suivants :(Logiciel KSB Pompe)

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE

Feuille de données

Type de pompes

Amarex KRT K 100-250/114XC1-S

Caractéristiques techniques

Débit	44.3	l/s	Fluide		
Hauteur mano.	13	m	Densité	998.3	kg/m ³
Vitesse de fonctionnement	1450	tr/min	Viscosité	1.005	mm ² /s
Puissance absorbée	7.07	kW	Température	20	°C
Rendement	79.2	%			
NPSH requis de la pompe		m			
Hauteur manométrique H(Q=0)	20.2	m			
Plage d'utilisation	Hauteur mano.	Débit			
De	16.9	m	14.7	l/s	
A	9.71	m	63	l/s	

Fig V.2- les caractéristiques des pompes disponibles (SR)

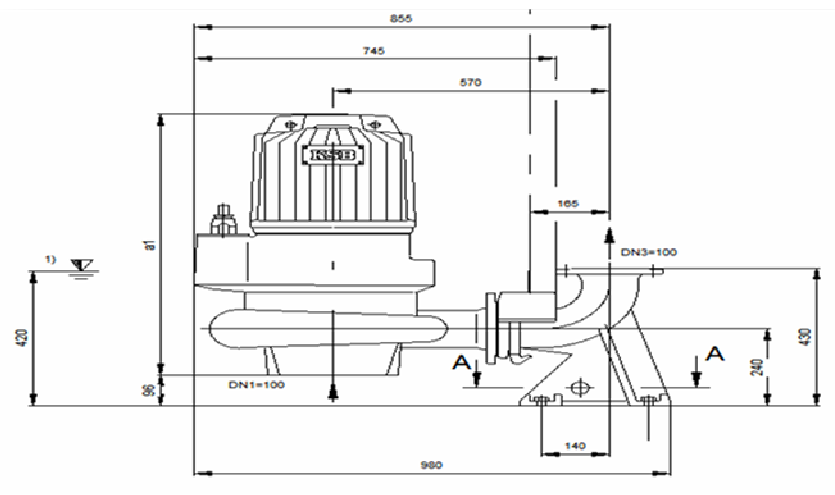


Fig. V-3 : Les dimensions de la pompe choisie (vue en profil)

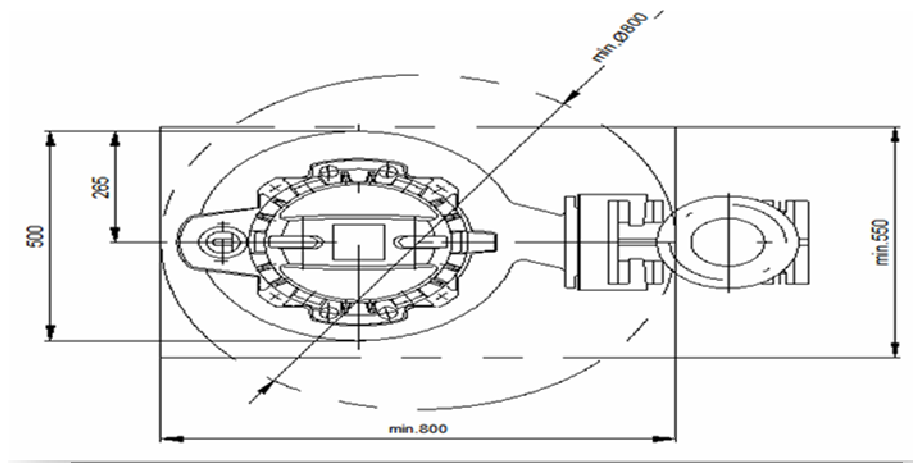


Fig. V-4 : Les dimensions de la pompe choisie (vue de dessus)

V.5.3.2- Courbes caractéristiques de la pompe choisie :

La courbe caractéristique de la pompe est tirée à partir du catalogue de logiciel (KSB) des pompes, sachant que les courbes caractéristiques, nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement ainsi qu'une longue durée de vie.

Les courbes caractéristiques sont :

Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H_{mt} = f(Q)$;

En utilisant logiciel (KSB) et d'après la représentation du débit demandé et la hauteur, nous avons tracé les courbes caractéristiques (H_{mt_Q}) qui est présentée la figure (V.5)

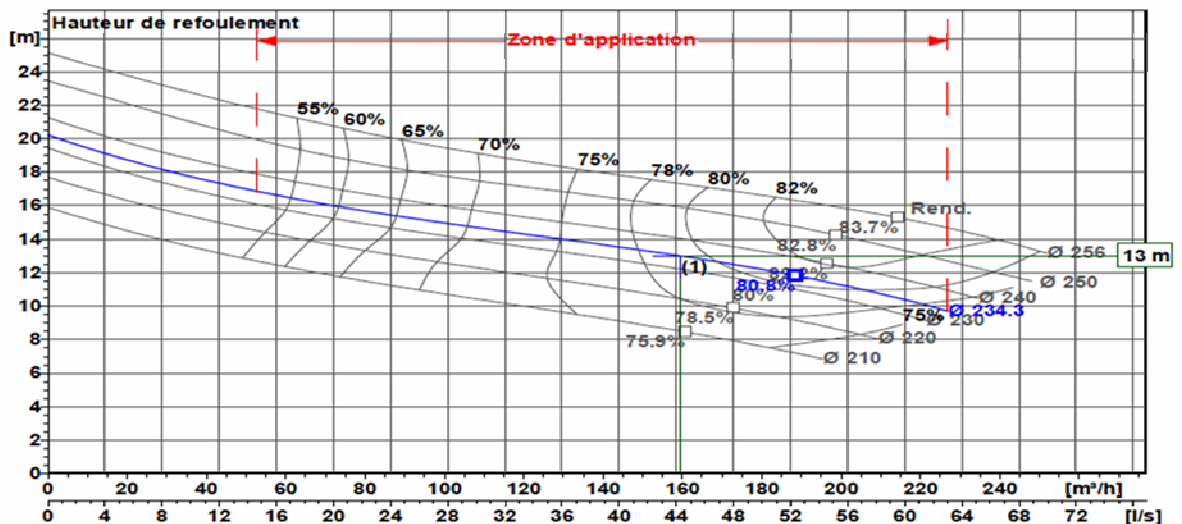


Fig. V-5 : Courbe du caractéristique de la pompe choisie (Hmt-Q)



Photo V.1 : photo de la pompe choisie (marque la Pompe KSB)

Remarque :

Nous posons pose deux capteurs l'un est considéré comme capteur min (destiné pour l'arrêt de la pompe) et l'autre comme capteur max (destiné pour démarrage de la pompe).

Les détails de station de relevage, la boîte de commande et conduite de refoulement sont schématisés dans les figures V.6, V.7, V.8 (Annexe)

V.6- Groupe électrogène :

Pour assurer le bon fonctionnement de la station de relevage, il faut fournir un courant électrique nécessaire afin d'alimenter les pompes de la station. Cela implique de faire une salle électrique. En cas de coupure, on utilise un groupe électrogène.

La puissance des groupes électrogènes est choisie en fonction de la puissance totale de la station de relevage.



Photo V.2.Groupe électrogène

V.7- Conduite de refoulement :

Généralement le dimensionnement de la conduite de refoulement est basé sur deux paramètres (débit et la pente) qui sont liés entre eux, ce conduit en charge est destiné à transporter l'eau de la station de relevage jusqu'au lieu de stockage.

V.7.1-Trace de conduite de refoulement:

V.7.1.1 Choix du tracé :

Le choix du tracé doit être fait en fonction de plusieurs critères topographiques et géologiques

Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs ;

Plan d'urbanisation (situation et importance des constructions) ;

Suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pendant la réalisation (terrassment) et la gestion (accès facile aux regards de visite) ;

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où le refoulement sera du type mixte (refoulement – gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

Tableau V.5: Calcul des cotes de projet de la conduite de refoulement de la station (SR)

Tronçon	CTN(m)		CP (m)		I (m/m)	L (m)
	Am	Av	Am	Av		
SR-R1	80.69	81.23	80.16	80.28	0.005	24

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE

R1-R2	81.23	82.65	80.28	80.68	0.005	80
R2-R3	82.65	82.7	80.68	80.96	0.005	57
R3-R4	82.7	82.6	80.96	81.04	0.002	40
R4-R5	82.6	82.65	81.04	81.09	0.001	45
R5-R6	82.65	82.55	81.09	80.64	-0.009	50
R6-R7	82.55	81.50	80.64	79.80	-0.014	60
R7-R8	81.50	81.50	79.80	79.94	0.002	70
R8-R9	81.50	83.10	79.94	81.56	0.020	81
R9-R10	83.10	83.88	81.56	81.90	0.005	68
R10-R11	83.88	84.00	81.90	82.23	0.005	66
R11-R12	84.00	83.95	82.23	82.53	0.005	60
R12-R13	83.95	83.70	82.53	81.93	-0.009	66
R13-R14	83.70	83.85	81.93	82.14	0.003	69
R14-R15	83.85	83.32	82.14	81.41	-0.015	49
R15-Rex	83.32	83.32	81.41	81.54	0.003	45

V.8-Conclusion :

D'après ce que nous avons vu dans ce chapitre, on peut déterminer les dimensions du bâches d'aspiration, ainsi que le type des pompes, diamètres et les longueurs de conduites de refoulement en se basant sur les données des chapitres précédant.



CHAPITRE VI :

ELEMENTS CONSTITUTIFES

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS

VI.1 –Introduction :

Le réseau d'assainissement et la station de relevage a pour objet de collecter les eaux usées, et pour objectif, la protection du milieu naturel.

Il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées.

Les ouvrages d'assainissement comprennent des éléments constitutifs :

- Réseau d'assainissement.
- Station de relevage.

VI.2- Eléments constitutif du réseau:

VI.2.1- 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.

VI.2.1-1- Type de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

➤ **Conduites en béton non armé :**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais 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.

➤ **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. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

➤ **Conduites en amiante – ciment :**

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

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 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé. [04]

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS



Photo VI.1 : Conduite en amiante ciment.

➤ **Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) nonplastifié :**

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.



Photo VI.2 : Conduite en PVC

VI.2.1-2- Choix du type de canalisation :

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.

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en PVC de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Résistance à l'abrasion ;
- Résistance aux charges extérieures ;
- Résistance et réaction au feu ;
- Tenue à la pression ;
- Étanchéité.
- 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.
- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans ;

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS

- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

VI.2.1-3-Assemblage en PVC :

Assemblage par collage à froid :

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

- Dépolir les parties à assembler à l'aide de papier de verre ;
- Vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout mâle et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture ;
- Bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant ;
- Appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout mâle ;
- Emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracés) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion ;
- Oter avec un chiffon propre l'adhésif superflu à l'extérieur du joint;
- Reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas enlever la terre souillée).

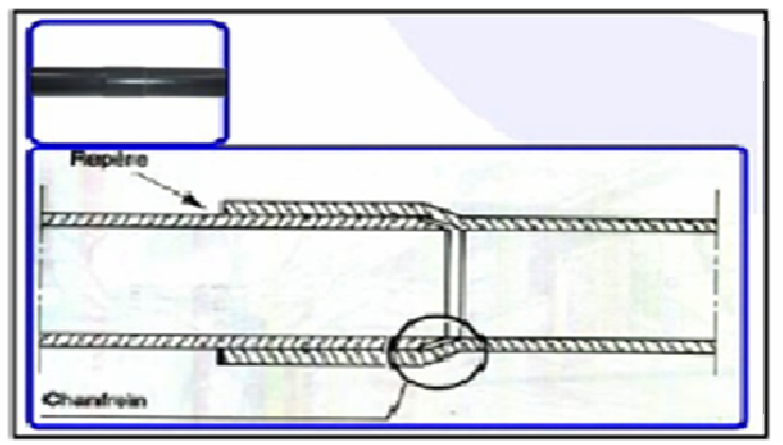


Fig VI.1 : Type d'assemblage par collage à froid.

Assemblage a joint :

- Nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, ainsi que le bout mâle à introduire ;
- Introduire le joint dans son logement ;
- Tracer un repère sur le bout mâle coupe d'équerre et chanfreine ;
- Lubrifier le bout mâle et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse) ;
- Introduire le bout mâle dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.
- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout mâle dans l'emboîture jusqu'au repère du bout male.

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS

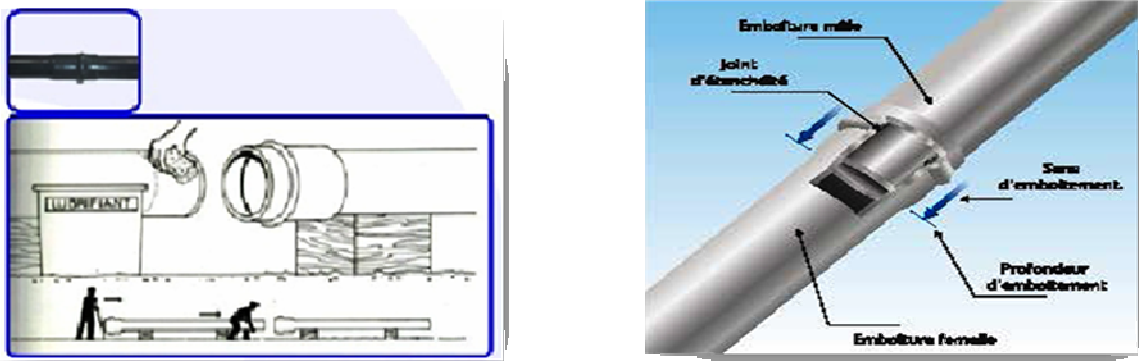


Fig VI.2: Type d'assemblage a joint en PVC.

VI.2.2. Les branchements :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou. 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. [01]

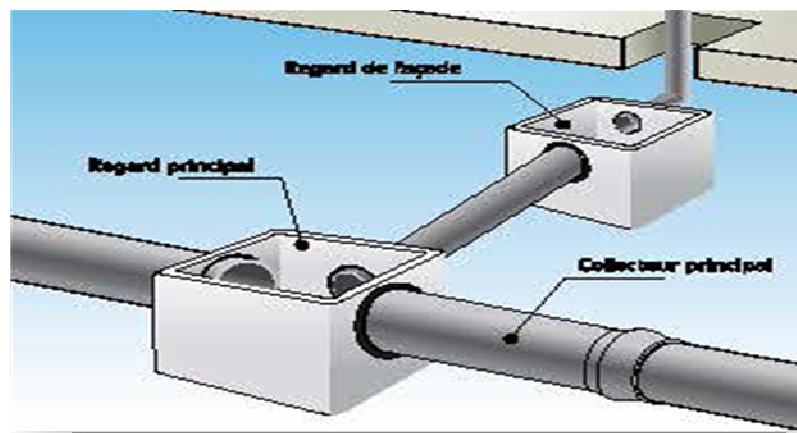


Fig VI.3: Les branchements du réseau.

VI.2.3. Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

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.

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS

de diamètre important.

- Regard double : pour système séparatif
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous
- Regard de chute : à forte pente

La distance entre deux regards est variable

- 35 à 50 m en terrain accidenté.
- 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre ;



Regard de visite



Regard de chute

Photo VI .3 : Différents types des regards

VI.3- Eléments constitutif station de relevage:

VI.3.1- Partie génie civil:

Le génie civil de la station qui entre pour au moins pour 50% dans le coût total, les éléments de partie génie civil de la station comprend:

- La salle des pompes.
- La chambre de vanne.
- La salle de commende.
- La chambre Transformateur.
- Bureau de chef d'exploitation.
- Poste de garde et sanitaire.
- Magasin d'entretien et de stockage.

Les détails de partie génie civil de la station de relevage, est schématisé dans le figure VI.7 (Annexe)

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS

VI.3.2- Groupes submersibles :

Les groupes de relevage sont destinés au pompage d'eau chargée. On les trouve en tête de station de traitement des eaux usées et dans les stations de pompage de périmètre d'irrigation.

Les pompes qui les équipent sont caractérisées par une faible hauteur manométrique (moins de 40 m) et de gros débits (0.01 à 0.3 m³/s). Elles sont équipées de roues à hélices ou de roues spéciales à vortex, à canaux ou dilacratrices, selon la qualité de l'effluent.

Les groupes d'équipement sont utilisés pour l'épuisement des fouilles sur les chantiers.

Les roues de ces pompes sont étudiées pour résister à l'abrasion.

Les groupes submersibles d'assainissement sont destinés au pompage d'eaux chargées des réseaux publics d'assainissement. Ils sont équipés de roues à hélices, à canaux ou de roue centrifuge à grande section de passage.

VI.3.2.1- Avantages des groupes submersibles : [08]

Ces groupes présentent plusieurs avantages de point de vue conception et exploitation :

- structure légère;
- Portable;
- Encombrement réduit;
- Branchement électrique et mis en service simplifié ;
- Entretien facile;
- Fonctionnement à sec sans danger.

VI.3.2.2-Inconvénients des groupes submersibles : [08]

- protection indispensable contre les déchets ;
- Phénomène d'abrasion (érosion).

VI.3.2.3-Installation des groupes submersibles :

L'ensemble moteur pompe peut être installé selon deux systèmes différents, dans le premier système les pompes sont dans la bêche d'aspiration, dans le deuxième système les pompes sont installées dans un regard étanche voisin de la bêche d'aspiration.

A. Installation immergée :

L'installation immergée fixe est mieux adaptée aux petits postes de relèvement. Le groupe immergé est relié à sa canalisation de refoulement par un accouplement direct mettant une mise en place et un démontage automatique à partir de la surface. La pompe étant guidée par des câbles ou un système à barres.

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS



Photo. VI.4 : Pompes submersibles en bête immergée

B. Installation en bête sèche :

Ce type d'installation nécessite un local de pompage séparé de la bête de l'effluent où le moteur doit être correctement refroidi

Dans le cas :

- puissance < 10 kW : une ventilation suffit ;
- Puissance > 10 kW : soit une ventilation forcée, soit un refroidissement par un liquide.

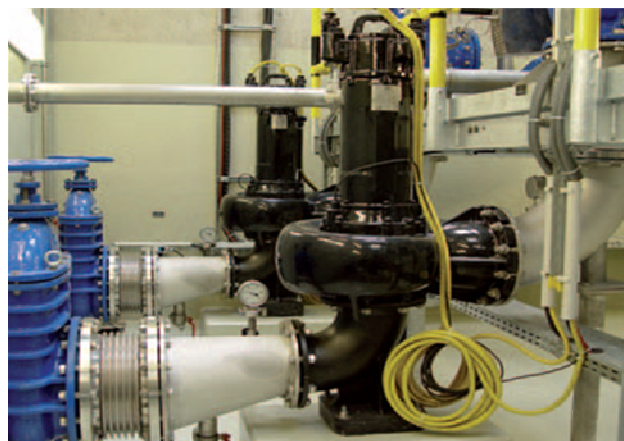


Photo. VI.5 : Pompes submersibles en bête sèche

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTITUTIFES

VI.3.3-Les accessoires de la conduite de refoulement:

A. La vanne:

La vanne est un dispositif qui sert à arrêter ou modifier le débit de l'eau usée.

B. Les ventouses:

Les ventouses sont des appareils destinés à purger les conduites de l'air qui gêne la circulation de l'eau, par son déplacement, des coups de bélier important. Sous pression, elle fonctionne comme une ventouse simple et lors de la vidange du réseau, elle permet la libre entrée de l'air dans la conduite.

C. Buté en béton:

C'est une petite base en béton, utilisé pour la stabilité de la conduite de refoulement.

VI.4-Conclusion :

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

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en PVC (06 bar) car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

CHAPITRE VII :

CAHIER DE PRESCRIPTION TECHNIQUE

VII.1- Introduction :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. a la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VII.2- 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.3- 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.4- 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.



**Photo VII.1-Blindage des tranchées avec la mise en place
de la conduite et le regard**

VII-4-1-Profondeur de la tranchée:

Elle est calculée comme suit:

$$H = D + h_i + h_e \text{ (m).}$$

Avec:

D: Diamètre de la conduite.

h_i : Hauteur de la remblais ; (1 – 5) m.

h_e : Epaisseur du lit de pose. (0.1) m.

VII-4-2-Largeur de la tranchée:

Elle est donnée par l'expression suivante:

$$B = D + 0.6 \text{ (m).}$$

Tels que:

D: Diamètre de la conduite (m).

Les conduites seront disposées suffisamment bas, pour franchir et sans difficultés, les autres conduites (Gaz, AEP....) en intersection dans les rues sans déviation de celle ci.

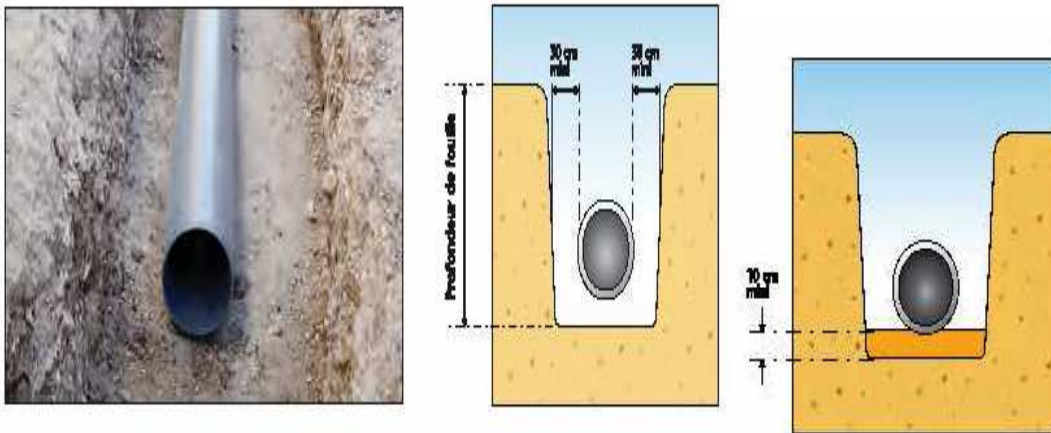


Photo VII.2-Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

VII.5 -Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

VII.6- 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 sur tout leur pourtour, 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 tasseaux naturels,
- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé 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 à ce 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



Photo VII.3 Pose des canalisations en tranchée

VII.7- 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 Ouvre 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, L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VII.8-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.



Photo VII.4 Réalisation du regard

VII.9-Devis quantitatif et estimatif

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 Tavaux de déblai de la tranchée
- La fourniture et la pose du lit de sable ;
- La fourniture et la pose des conduites du réseau ;

CHAPITRE VII

CAHIER DE PRESCRIPTION TECHNIQUE

- La construction des regards en béton armé ;
- Les Tavaux de remblaiement de la tranchée ;
- Le transport des sols excédentaires;
- La construction de la station de relevage ;
- La fourniture et la pose de la conduite de refoulement ;

Tableau VII.1: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai de la tranchée	MI	10557	1200	12668400
2	Pose du lit de sable	MI	10557	1000	10557000
3	Remblai de la tranchée	MI	10557	1000	10557000
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation en PVC PN 06 bar				
	φ500	MI	618	5000	3090000
	φ 400	MI	1530	4700	7191000
	φ 315	MI	4686	3600	16869600
	φ 250	MI	3723	2100	7818300
2	Fourniture, transport et pose de canalisation de refoulement en PEHD PN 16 bar				
	φ 250	MI	930	2800	2604000
C	Construction				
1	regards en béton armé	U	363	40000	14520000
2	station de relevage	U	1	20000000	20000000
	THT				105875300
	TVA 17%				17998801
	TTC				123874101

VII.10-Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé l'organisation des travaux dans le chantée, pour une bonne exécution de réalisation du projet, et déterminer de l'estimative du coût total du projet.

CHAPITRE VIII :

GESTION, ENTRETIEN ET EXPLOITATION DU RESEAU

VIII.1-Introduction

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principal objet d'assurer :

- la pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation ;
- l'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance ;
- l'exploitation par la régulation des débits et synchronisation : collect-transfert-traitement.

En plus des considérations techniques, trois facteurs de coûts sont en présence : les dépenses d'investissement, d'amélioration, les dépenses d'entretien courantes et les dépenses d'exploitation, qui ont des relations dépendantes entre elles.

VIII.2-La connaissance du réseau

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (pente, côte...etc.).

VIII.3- Surveillance du réseau :

La surveillance du réseau doit s'effectuée en ce qui concerne :

- La nature des effluents admis dans le réseau
- Le bon fonctionnement des diverses installations fixes

VIII.3.1 Nature des effluents :

D'une manière générale le projeteur n'est admis dans le réseau d'assainissement qu'après avoir une autorisation des services concerne, pour les effluents industriels il faut avoir des installations de prétraitement en usine.

L'exploitation du réseau, devra s'assurer à cadence régulière, que ces installations sont correctement conduites et que l'effluent déversé dans le réseau est conforme aux conditions imposées.

VIII.3.2 Mesure des débits :

Il est souhaitable qu'un réseau d'égout soit équipé avec des appareils de mesure de débit placés en des points judicieusement choisis afin de pouvoir détecter l'introduction d'eaux parasites ou le raccordement de branchements clandestins.

VIII.4-Travaux d'entretien courant :

VIII.4.1 Curages journaliers :

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boue et les fermentations et de pouvoir envoyer l'effluent frais à la station d'épuration, consiste en l'occurrence en l'auto curage de celle ci.

VIII.4.2 Possibilité d'obturation :

Il peut y'arriver que des travaux d'entretien courant nécessitent d'obturer, provisoirement, canalisation. A cet effet, il peut être fait emploi de coussins d'étanchéités.

VIII.4.3 Travaux périodiques divers :

Les travaux périodiques divers intéressants :

- Les canalisations ;
- Les bassins de dessablement.

➤ **Canalisation :**

Des nettoyages périodiques, à une cadence qui doit être déterminée dans chaque cas particulier, doivent être effectués sur les tronçons de canalisations ayant tendance à s'obstruer en dépit des curages journaliers.

Des appareils manuels ou à moteur électrique peuvent être équipés de flexibles spéciaux avec têtes d'outils diverses pour travaux de débouchage sur des canalisations de 150 mm, jusqu'à 40 m de longueur.

Pour débouchage sur porte de 40 m de canalisations jusqu'à 250 mm de diamètre, il existe des déboucheurs à pression pneumatique.

Divers types d'hydro cureuses autorisant un débit de 30 l/mn sous une pression de 40bars jusqu'à 90l/mn sous 100 bars, permettent le curage de canalisations atteignant 600 mm de diamètre.

➤ **Bassins de dessablement :**

Les sables et vases qui se rassemblent dans les bassins de dessablement construits à cet effet, mais aussi parfois en certains points du réseau, doivent être enlevés périodiquement à une cadence à fixer dans chaque cas particulier.

Cet enlèvement peut s'effectuer manuellement mais il existe des véhicules spécialisés où les dépôts sont aspirés dans une citerne dans laquelle il a été créé un vide partiel, un dispositif permet le débouchage éventuel du conduit d'aspiration.

VIII.5-Travaux spécifiques :

Les travaux spécifiques relatifs aux réseaux d'assainissement mentionnés ci-après se rapportent :

- à leur désodorisation ;
- à la détection des eaux parasites ;
- à leur réhabilitation.

VIII.5.1- Désodorisation :

Les eaux d'égout du fait même de leur composition constituent un milieu favorable au développement bactérien, ce dernier étant du type soit aérobie (avec présence d'oxygène dissous) soit anaérobie (absence d'oxygène dissous).

La fermentation anaérobie est une cause de dégagement de mauvaises odeurs (hydrogène sulfuré) et de corrosion (action de l'acide sulfurique formé par l'oxygène biochimique des sulfures avec l'oxygène atmosphérique).

Or, dans le cas de canalisations sous pression, celle-ci sont le siège de fermentations anaérobies, lors de la remise en contact des effluents avec l'atmosphère, il peut y avoir des émanations importantes d'hydrogène sulfuré engendrant une nuisance importante.

Cette nuisance peut être pallié en maintenant une certaine teneur en oxygène pur dans les eaux usées le point d'injection se situant en amont de la station de refoulement.

VIII.5.2- Détection des eaux parasites :

Les principales méthodes de détection des eaux parasites peuvent se classer comme suit :

- Visites de terrains et mesures instantanées ;
- Mesures en continu ;
- Control par dispositif fumigène ;
- Control par injection de colorant ;
- Inspection télévisée

VIII.5.3-Réhabilitation des réseaux :

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est à envisager lorsque les perturbations du fonctionnement du réseau ou bien les dommages causées à l'environnement sont inacceptables

Jusqu'à un passé récent la réhabilitation d'un tronçon détérioré s'effectuait par le remplacement de la canalisation. Le coût et la gêne causés ont contribué au développement de nouvelles techniques parmi lesquelles peuvent être cités :

- Le fraisage des obstacles intérieurs ;
- L'injection de produits comatants,
- Le tubage intérieur ;
- Le gainage intérieur.

VIII.6- Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau.

Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

VIII.7- Hygiène et sécurité :

Une attention toute particulière doit être portée aux conditions d'hygiène et de sécurité applicables aux agents travaillant à l'entretien des réseaux d'assainissements, c'est-à-dire une surveillance médicale spéciale du personnel.

VIII.8-Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. Le but de cette opération est de dégager tout fonctionnement incorrect du réseau qu'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau est terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage des tous regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'autonome.

VIII.9-Conclusion

En Algérie, la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante ; c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage ; il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage.

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitable par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitable c'est l'ONA qui s'en charge des travaux d'entretiens.

Durant les dernières décennies, l'investissement a représenté l'effort principal des collectivités locales. L'entretien et la conservation des patrimoines, jusqu'ici quelque peu négligés, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possible, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majore le coût de restauration.

CONCLUSION GENERALE

Comme le montre notre étude, le bon assainissement est une règle sine qua non dans la vie de tous les jours.

En effet, qui dit assainissement dit hygiène, santé, organisation de la ville et, somme toute, paisible vie de l'homme.

Dans notre étude, nous avons on a projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées. Notre choix s'est penché sur un système unitaire et un schéma de radial.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude a permis le tracé du réseau d'évacuation les eaux usée. Cette dernière comporte un intercepteur et des collecteurs principaux, ainsi des stations de relevage pour assurer le refoulement des eaux usées hors l'agglomération.

Pour les éléments du réseau d'égout, nous avons mis des regards de visite, des regards de jonction, mais les regards de chute ne sont pas utilisés car la pente n'est pas trop importante. L'emplacement des bouches d'égout (à section rectangulaire) se fait au niveau des caniveaux le long de la voirie qui porte le collecteur principal

L'objectif principale de notre projet, est de doter citée EL MOUDJAHIDINE d'un réseau d'assainissement de dimension optimal qui collectera et véhiculera toute les eaux usées vers la station de traitement afin d'éviter la surcharge de la nappe phréatique du point de vue du problème de la remonte du niveau statique de la nappe superficielle en même temps protéger les eaux souterrain contre la pollution par les eaux usées.

Bibliographie

- [01] **Belhcine. H**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cherchell (W.Tipaza), ENSH 2002.
- [02] **BETHS. Mrigua .M**, étude de réseau de l'assainissement a la cite de El-Moudjahidine ouest a la commune d'El-Oued.
- [03] **Bourai.S**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville FOUKA (W.Tipaza), ENSH 2005.
- [04] **Dernouni .F**. (Cours d'assainissement, ENSH2004).
- [05] **François G, Brière**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [06] **Ghammit. M**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Bou-Ismaïl (W.Tipaza) ENSH 2003.
- [07] **J.Djoukam** / Cours de station de pompage / Juin 1999.
- [08] **Khodjet Kesba.O** / Cours de PSP 5^{ème} année / ENSH
Mokrane.W / Travaux dirigés de PSP 5^{ème} année / ENSH .
- [09] **P-Pounis** / Guide d'établissement des projets de la station de pompage, 1988.



ANNEXES

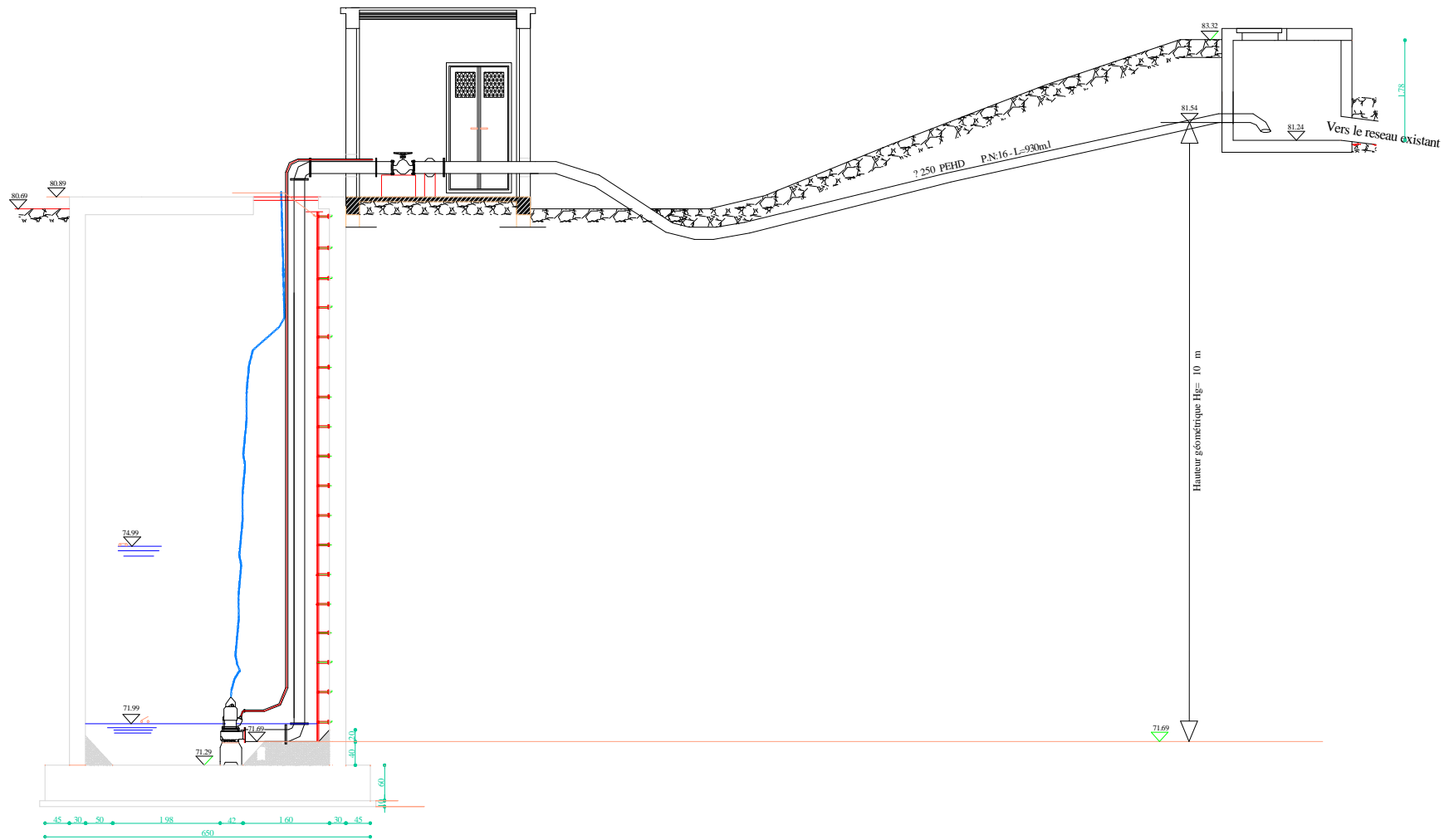


Fig V.9 Schéma de station de relevage et conduite de refoulement

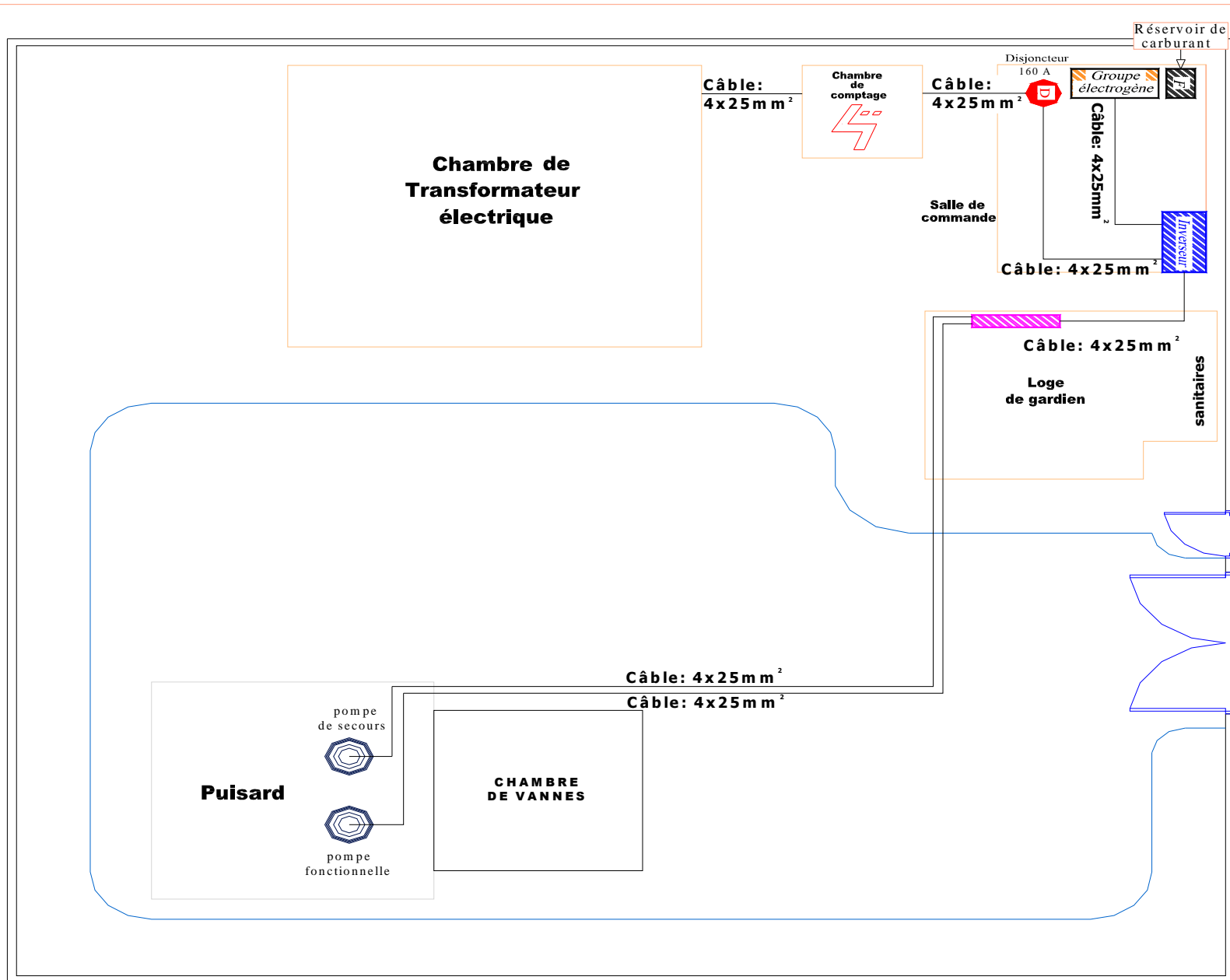


Fig V.8 Schéma de la boîte du comende de la station de relevage

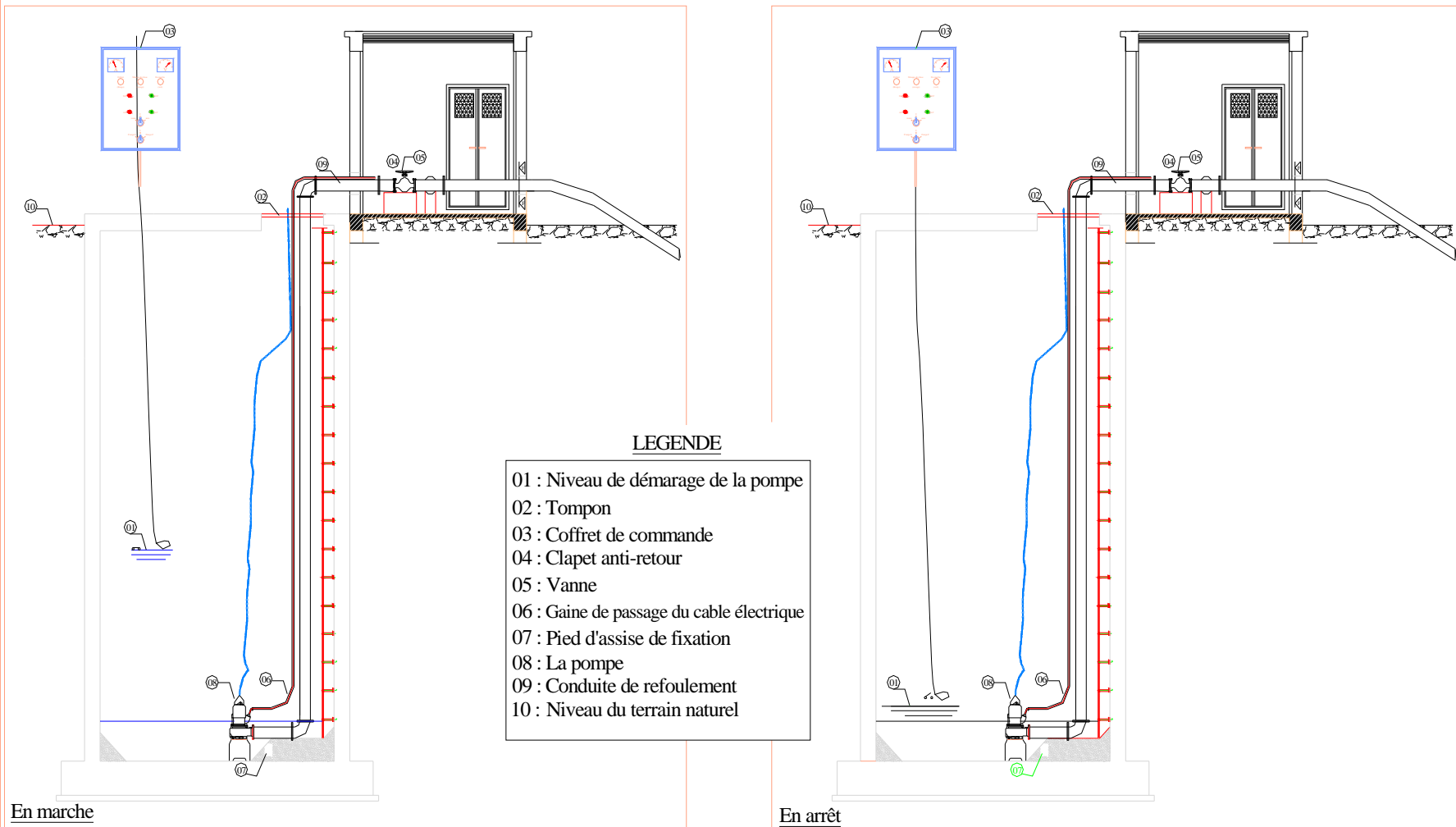


Fig V.7 Schéma de la démarage des pompes de la station de relevage

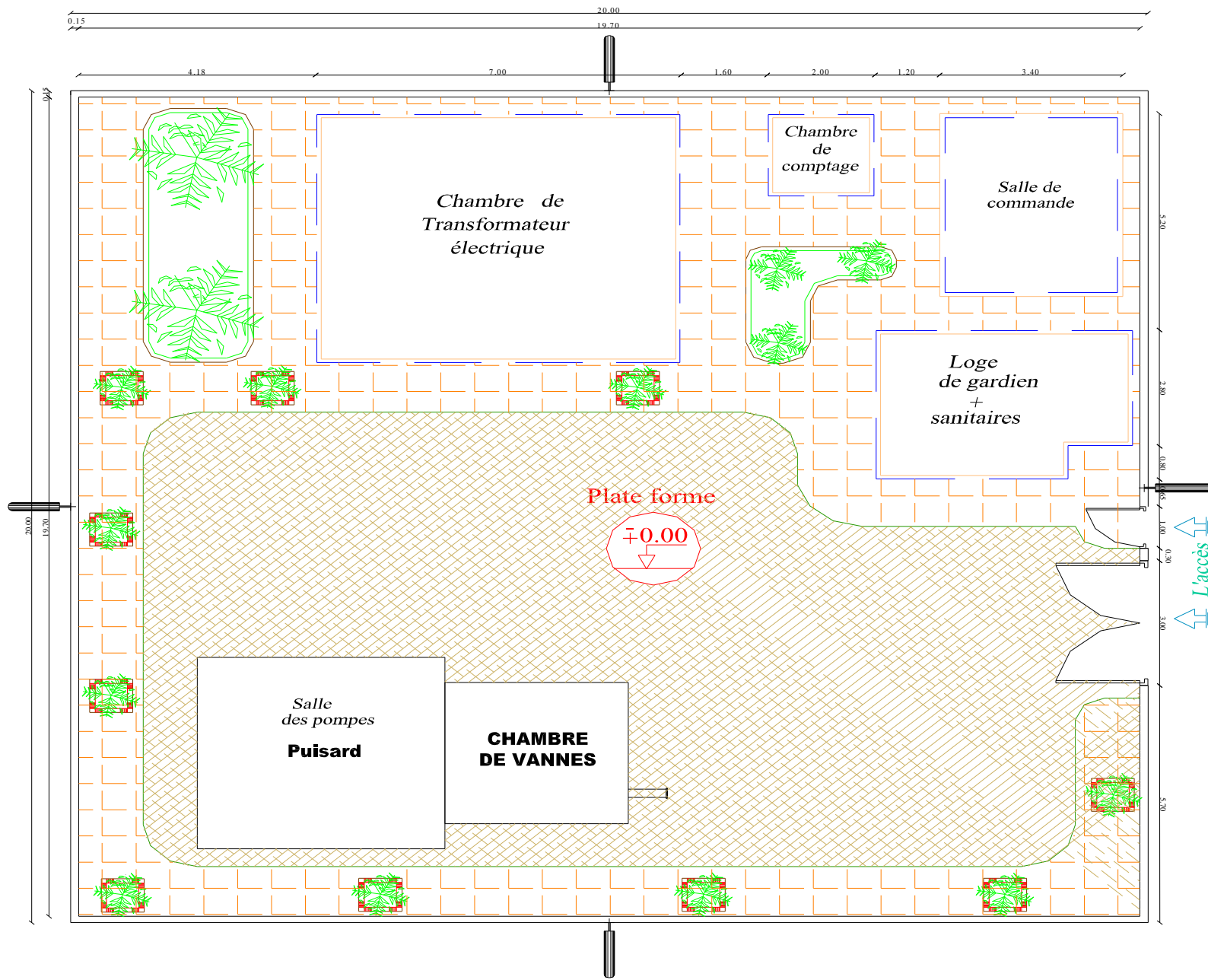


Fig VI.7 Schéma du bâtiment de la station de relevage