

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME

**Déviations de collecteurs en vue du projet
« marina d'alger MEDINA-CENTER » dans la commune de
mohammedia wilaya d'alger.**

Présenté Par :

Selma CHEKIRED

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme MEDDI Hind	M.C.A.	Président
Mr DERNOUNI Youssef	M.A.A.	Examineur
Mr HACHEMI Abdelkader	M.C.B.	Examineur
Mme SALHI Chahrazed	M.A.A.	Examineur
Mr KOLIAI Djaffar		Promoteur

Session - 2017 H.U.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Dédicaces

Je dédis ce modeste travail aux femmes de ma vie.

Mes mamans.

Mes sœurs de sang.

Mes sœurs de cœur.

Remerciements

Je remercie toute les personnes ayant participer de prés ou de loin à l'élaboration de ce travail, tout d'abord toute la famille de l'ENSH spécialement les enseignants qui m'ont former et épauler, mon promoteur et les membres du jury, je remercie aussi les enseignants de l'école préparatoire en science technique d'Alger ou j'ai passer deux années intense en émotions spécialement monsieur KHERFI et monsieur SAHBI. Ensuite j'aimerais remercier ma famille qui m'a soutenu tout au long de mon cursus. Et enfin je remercie mes amies sans qui je n'aurais pas pue surmonter toutes les difficultés aux quelles j'ai était confronter : selma, wassim, mehdi, mounir, sonia et rym.

Sommaire :

Introduction générale.

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

I.1. Introduction.....	01
I.2. Situation géographique.....	01
I.3. Données naturelles du site.....	02
I.3.1 Aperçu climatologique.....	02
I.3.2 Situation géologique et hydrogéologique.....	05
I.4. Réseaux routiers et souterrains.....	07
I.5. Occupation du sol	07
I.6. Présentation du futur centre d'affaire.....	07
I.7. Conclusion.....	08

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.

II.1 Introduction.....	09
II.2 Généralités.....	09
II.3. Objectifs attendus.....	09
II.4. Description Physique du Système d'Assainissement de la Zone d'Etude	09
II.4.1 Le collecteur les dune-partie amont (Ø500/1000mm).....	10
II.4.2. Le collecteur SAB (Ø500/900mm).....	11
II.4.3. Le collecteur rocade nord d'Alger (Ø600/1200mm).....	12
II.4.4. L'ouvrage combiné.....	12
II.4.5. Les collecteurs aval.....	14
II.5. Conclusion.....	15

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

III.1. Introduction.....	16
--------------------------	----

III.2. Les pluies maximales journalières.....	16
III.3. Choix de la période de retour.....	16
III.4. Etude des pluies maximales journalières.....	16
III.4.1 Caractéristiques empirique de la série pluviométrique.....	17
III.4.2. Homogénéité de la série.....	17
III.4.3. Choix de la loi d'ajustement.....	18
III.4.4. Les courbes intensités-durées-fréquences.....	21
III.5. Conclusion.....	22

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV.1. Introduction.....	23
IV.2. Le système d'évacuation.....	23
IV.2.1. Le système séparatif.....	23
IV.2.2. Le système unitaire.....	23
IV.2.3. Le système pseudo séparatif.....	23
IV.2.4. Le système mixte.....	24
IV.3. Délimitation des sous bassins versants.....	24
IV.4. Estimation des coefficients de ruissèlement.....	24
IV.5. Evaluation du débit d'eaux usées domestique.....	26
IV.5.1. Evaluation du nombre d'habitants à l'horizon de calcul.....	26
VI.5.2. Estimation des eaux usées domestique.....	26
IV.5.3. Estimation des débits d'équipement.....	27
IV.6. Estimation des débits pluviaux.....	29
IV.6.1. Méthode rationnelle.....	29
IV.6.2. Méthode superficielle.....	30
IV.6.3. Choix de la méthode de calcul.....	31
IV.6.4. Temps de concentration.....	31

IV.6.5. Coefficient réducteur d'intensité.....	32
IV.7. Conclusion.....	33

CHAPITRE V : VERIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.

V.1. Introduction.....	34
V.2. Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement.....	34
V.2.1. Branchement eau usée, avaloirs eau pluviale.....	34
V.2.2. Collecteur.....	34
V.2.3. Les regards.....	34
V.3. Dimensionnement des réseaux d'assainissement.....	35
V.3.1. Condition de dimensionnement.....	35
V.3.2. Le mode calcul.....	35
V.3.3. La déviation.....	37
V.4. Description de la déviation.....	39
V.5. Conclusion.....	41

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

VI.1. Introduction.....	42
VI.2. Les ouvrages normaux.....	42
VI.2.1. Les branchements.....	42
VI.2.2. Les gargouilles.....	42
VI.2.3. Les caniveaux.....	42
VI.2.4. Les bouches d'égout.....	42
VI.2.5. Les regards.....	43
VI.3. Les ouvrages spéciaux.....	44
VI.3.1. Déversoir d'orage.....	44
VI.3.2. Les ouvrages de rejet.....	47

VI.4. Le déversoir d'orage.....	48
VI.4.1. Les dimensions du déversoir d'orage	48
VI.5. Les regards.....	49
VI.6. L'ouvrage de rejet en mer.....	49
VI.7. Conclusion.....	49

CHAPITRE VII : POSE DES CANALISATIONS ET COMPARAISON DES VARIANTES.

VII.1. Introduction.....	50
VII.2. Comparaison des deux variantes.....	50
VII.3. Pose des canalisations.....	51
VII.3.1. Emplacement des collecteurs.....	51
VII.3.2. Etapes des travaux.....	51
VII.4. Planification des travaux.....	53
VII.5. Conclusion.....	54

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1.1 : Variation des pluies journalières maximales et pluies mensuelles moyennes interannuelles.....	04
Tableau 3.1 : Caractéristiques empiriques.....	17
Tableau 3.2 : Test de WILCOXON.....	18
Tableau 3.3 : Ajustement à la loi lognormale.....	19
Tableau 3.4 : Ajustement à la loi GEV.....	20
Tableau 3.5 : Intensités, durées, fréquences.....	21
Tableau 4.1 : Valeurs des coefficients de ruissèlement selon la nature des surfaces.....	25
Tableau 4.2 : Valeurs du coefficient de ruissèlement pour différentes densité de population.....	25
Tableau 4.3 : Valeurs des coefficients de ruissèlement des sous bassins versant de la zone d'étude.....	25
Tableau 4.4 : Evaluation du nombre d'habitants.....	26
Tableau 4.5 : Evaluation des débits d'eau usée domestique.....	27
Tableau 4.6 : Tableau des rejets des équipements	28
Tableau 4.7 : Récapitulatif des rejets domestique et d'équipement par sous bassin.....	28
Tableau 4.8 : Valeurs du coefficient réducteur d'intensité K.....	32
Tableau 4.9 : Débits pluviaux.....	32
Tableau 4.10 : Débit totaux à évacuer par sous bassins.....	33
Tableau. 6.1. Valeurs du coefficient "k"	47
Tableau. 6.2. Valeurs du coefficient de débit.....	47
Tableau 6.3 : Calcul du déversoir d'orage.....	49
Tableau 7.1 : Tableau comparatif des deux variantes.....	50
Tableau 7.2 : Détermination des délais.....	54

LISTE DES FIGURES :

Fig I.1 : Situation géographique de la zone d'étude.....	02
Fig I.2 : Variation de la température minimale, maximale et moyenne (Station de Dar El Beida).....	03
Figure I.3 : Variation mensuelle de l'humidité de l'air à Dar Beida.....	04
Figure I.4 : Répartition des pluies mensuelles moyenne inter annuelles à Baraki.....	05
Figure I.5 : Carte géologique de la région d'Alger (Source / Carte géologique d'Alger_Nord 1/500.000 dressée par M M .CORNET A. et Al, 1952).....	6
Figure 2.1 : regard n°9 vu de haut	10
Figure 2.2 : regard n°10 vu de haut.....	11
Figure 2.3 : regard n°11 vu de haut.	11
Figure 2.4 : entré de l'ouvrage de combinaison	13
Figure 2.5 : canal suspendu à double seuil déversant.....	13
Figure 2.6 : chambre de déversement.....	13
Figure 2.7 : canal suspendu à double seuils déversant.	14
Figure 2.8 : regard eau usée en aval du déversoir d'orage.	14
Figure 2.9 : chambre de déversement.	15
Figure 2.10 : regard eau pluviale en aval du déversoir d'orage.....	15
Figure III.1 : Ajustement à la loi lognormale.....	18
Figure III.2 : Ajustement a loi GEV.....	19
Figure III.3 : Les courbes intensité-durée-fréquence.....	21
Figure IV.1 : Principe schématique de détermination du coefficient K.....	31
Figure VI.1 : Schéma déversoir à seuil haut.....	42
Figure VI.2 :Schéma déversoir à seuil bas.....	42

Liste des planches :

Planche n°1 : Plan de masse de la zone d'étude commune de la Mohammedia d'Alger.

Planche n° 2 : Plan de détail de l'ouvrage de combinaison et de deversoir d'orage existant au niveau du domaine ARDIS à l'aval du système d'assainissement principal les dunes.

Planche n° 3 : Profil En Long du Collecteur des Eaux Usées Projeté Ø1000-135A de Déviation des Eaux usés Entre l'Ouvrage de Combinaison et de Déversoir d'Orage & le Collecteur Ø1100mm Littoral Existant.

Planche n° 4 : Profil en long de la déviation du collecteur d'eau pluviale projeté Dalot (2x3)m entre le DVO et l'ouvrage de rejet.

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم انحراف الأنابيب التي تمر حاليا ضمن الموقع المحجوز للمشروع «مدينة سانتير». هذا الانحراف يؤدي إلى إزاحة تصريف مياه الأمطار في البحر الذي هو حاليا في منتصف الموقع المخصص للمرسى المستقبلي "مارينا باي". من أجل ذلك، قمنا بتشخيص شبكة الصرف الصحي لبلدية المحمدية، و كذلك نصمم تأهيل جزئي لهذه الشبكة بحيث أنها سوف تلبي الاحتياجات المستقبلية للبلدية، و هكذا نختار البديل المناسب للانحراف.

Résumé :

Le but de la présente étude est de prévoir la déviation des émissaires se trouvant actuellement sur l'emprise foncière du méga projet « MEDINA CENTER » situé dans la commune de Mohammedia. Cette déviation implique aussi le déplacement du rejet des eaux pluviales en mer qui se trouve actuellement au milieu de l'emplacement réservé au futur port de plaisance « MARINA BAY ».

Pour cela, nous avons établie le diagnostique du réseau en amont, celui de la commune de Mohammedia, dont les débits rejetés régissent les paramètres hydrauliques de la déviation, nous avons aussi prévu la réhabilitation partielle de ce réseau pour qu'il réponde aux exigences futures de cette agglomération, et ainsi choisi la variante adéquate pour la déviation des émissaires.

Abstract :

The aim of this study is to envisage the deflection of the pipes that are currently on the land use of the mega project « MEDINA CENTER » at its limit. This deflection implies to dislodge the storm water discharge at sea that is currently in the middle of the reserved site of the futur marina « MARINA BAY ». For this, we diagnose the upstream sewerage system of Mohammedia whose discharge governs the hydraulic parameters of the deflection . We also envisage a partial rehabilitation of this system, so that it meets the futur needs of the township . Finally, we chose the adequate variant for the deflection.

INTRODUCTION GENERALE

L'Assainissement consiste à assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales, ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels, après traitements compatibles avec les exigences de santé publique et de l'environnement.

Aujourd'hui, le constat de la qualité des ouvrages d'assainissement est sévère. Les gestionnaires se trouvent trop souvent face à des réseaux qui vieillissent mal et présente des dysfonctionnements qui ont pour cause la surcharge du trafic routier, l'obstruction ou encore des étanchéités défectueuses. Ces dysfonctionnements dans le réseau ont comme conséquences directes :

- une introduction d'eaux claires parasites (infiltrations) ;
- une diminution des capacités hydrauliques des canalisations ;
- des surverses en temps sec ;
- des rejets diffusés dans le milieu naturel (exfiltrations) ;
- des perturbations du fonctionnement des stations d'épuration.

Il est donc nécessaire de procéder à la remise en état des systèmes de canalisations sous peine de les voir incapables de remplir leur rôle.

A ce titre, le présent travail a pour but de faire, d'une part, une étude de diagnostic hydraulique et physique du système d'assainissement principale qui draine la zone d'étude ainsi que ses ouvrages annexes et de prévoir les éventuelles réhabilitations à projetés, et d'autre part, de prévoir une déviation des émissaires de ce réseau, dans le but de libérer l'assiette du projet MEDINA CITY CENTER, le centre d'affaire et touristique initié par le groupe DAHLI, qui prévoit un port de plaisance MARINA BAY, et par conséquent, nécessite le déplacement du rejet en mer des eaux pluviales.

CHAPITRE

I

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

I.1. Introduction :

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique aux plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux usées de diverses origines provenant d'une agglomération, la conception d'un pareil système nécessite la connaissance parfaite des paramètres influents son dimensionnement et sa mise en œuvre. En effet chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- La nature du site ;
- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données propres à l'assainissement.

La présentation de l'agglomération est donc une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude d'un système d'assainissement.

I.2.Situation géographique :

La zone d'étude occupe la partie Nord et Sud-est de la Commune de Mohammedia, à environ 10 km à l'est d'Alger, elle relève de la circonscription administrative d'El Harrach, et est limitée :

- Au nord par la Mer Méditerranée ;
- Au sud par la Route Nationale n°5, la limite administrative de la Commune d'El Harrach et Oued Smar ;
- A l'Est par la commune de Bordj El Kiffan et Bab Ezzouar ;
- Et à l'Ouest par la Commune de Hussein Dey et l'Oued El Harrach

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

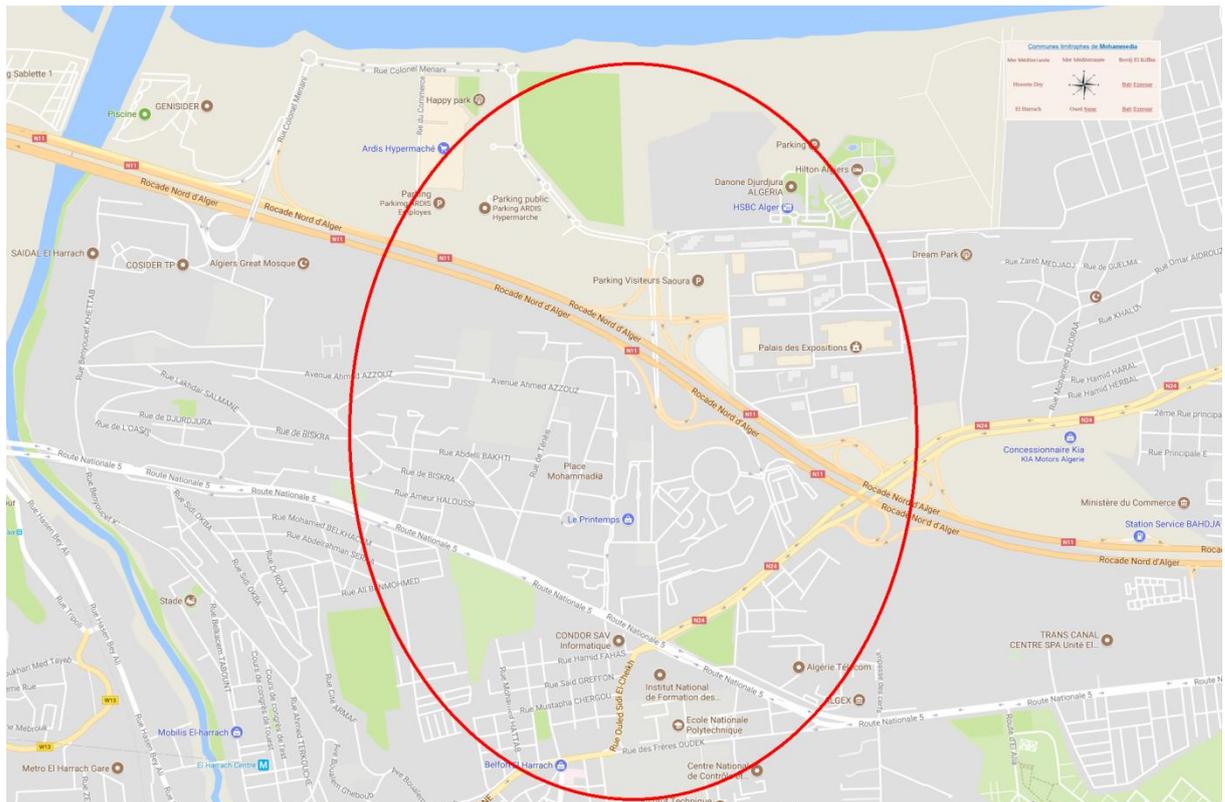


Fig I.1 : Situation géographique de la zone d'étude
Commune de Mohammadia W. d'Alger

I.3. Données naturelles du site :

I.3.1. Aperçus climatologiques :

La région d'Alger est régie par un climat méditerranéen modéré caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide. La température dépasse rarement les 40°C et ne descend presque jamais en dessous de 0°C. Les précipitations moyennes inter annuelles sont de l'ordre de 580 mm.

Les deux contraintes climatiques sont constituées par les vents d'Ouest dominants qui nécessitent des brise-vent, et la grêle qui se manifeste en moyenne 12 jours/an sur le Sahel. Il est à noter le sirocco qui peut durer jusqu'à 20 jours par an en moyenne.

Une synthèse des paramètres climatiques, à savoir la température ($T^{\circ} C$) et les précipitations (P mm), s'avère nécessaire pour compléter les informations caractérisant le site étudié. Pour cela, une collecte de données climatiques a été effectuée auprès de la station météorologique de Dar El Beida (ONM).

I.3.1.1 Température :

La figure ci-dessous montre la variation de la température maximale, moyenne et minimale mensuelle de la station de Dar El Beida pendant la période (1974-2005) :

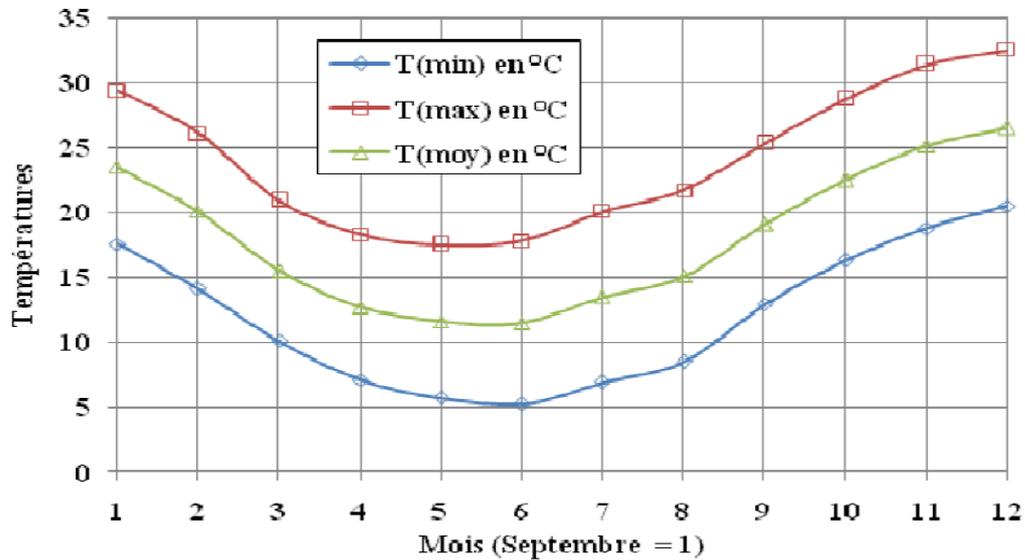


Fig I.2 : Variation de la température minimale, maximale et moyenne (Station de Dar El Beida).

La valeur de la température moyenne interannuelle au niveau de la station de Dar EL Beida est de 18.1°C. On distingue deux périodes :

- La première période : c'est la période froide qui s'étale du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril avec des températures moyennes 10°C. Le mois le plus froid est le mois de février avec une température de 5.2°C.
- La deuxième période : c'est la période chaude, de Mai à Octobre avec une température moyenne supérieur à la moyenne annuelle. Août est le mois le plus chaud de l'année avec une moyenne des températures maximales égale à 32.5°C.

I.3.1.2 Humidité :

L'humidité relative ou état hydrométrique est le rapport en pourcentage de la tension de vapeur maximum correspondante à la température mesurée au thermomètre

$$I = \frac{P}{T + 10} \dots\dots\dots I.1$$

I : humidité,

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

P : précipitation moyenne annuelle en (mm),

T : température moyenne annuelle en (°C)).

Elle est marquée par une variation bimodale avec un maximum moyen interannuel de 75% en Septembre et un minimum interannuel de 66 % en Avril.

La variation de l'humidité relative à Dar El Beida au cours de l'année est représentée par la courbe suivante :

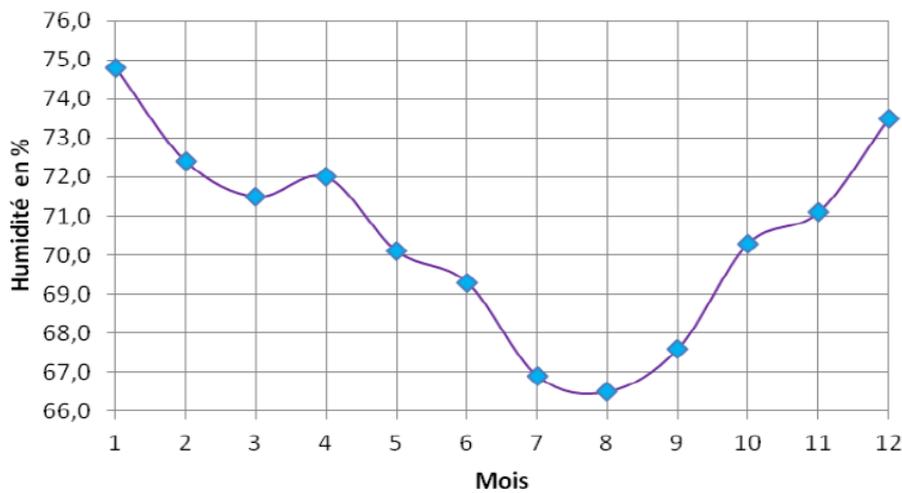


Figure I.3 : Variation mensuelle de l'humidité de l'air à Dar Beida

I.3.1.3 *Les précipitations :*

Le tableau et la figure ci-dessous indiquent la variation des pluies journalières maximales à la station de Baraki sur une période de 31 ans (1980 – 2011).

Tableau I.1 : Variation des pluies journalières maximales et pluies mensuelles moyennes interannuelles.

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluies journalières Maximale « mm »	102,9	68,00	76,00	71,80	73,30	52,60	46,30	67,40	45,10	33,30	34,50	33,70
Pluies Mensuelles Moyennes « mm »	30,54	53,52	92,16	94,65	84,86	71,49	52,32	54,35	36,55	8,47	4,73	7,13
P Moy en %	5,2	9,1	15,6	16,0	14,4	12,1	8,9	9,2	6,2	1,4	0,8	1,2

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

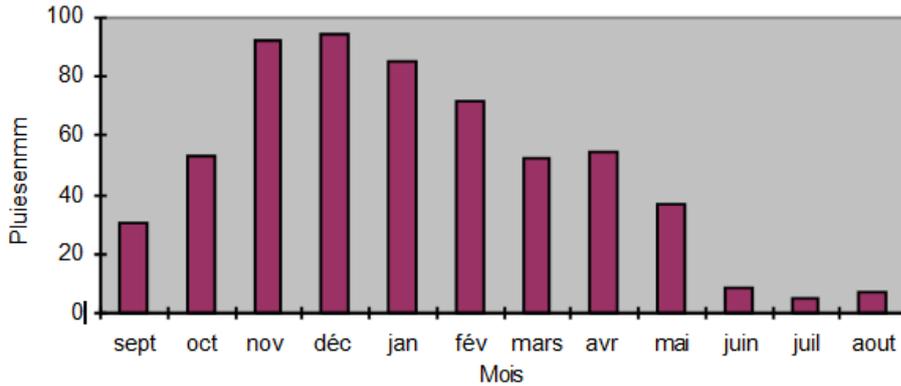


Figure I.4 : Répartition des pluies mensuelles moyenne inter annuelles à Baraki.

On remarque qu'il tombe sur cette zone, une moyenne de 550 à 750 mm d'eau par an, ce qui permet de classer le site parmi l'étage bioclimatique subhumide à grande valeur agricole. Les premières pluies tombent généralement entre septembre et novembre, les dernières en avril-mai. Bien que les événements pluvieux soient peu fréquents et durent peu longtemps, ils sont néanmoins intenses. Ce qui signifie que les inondations peuvent être dangereuses et provoquer de considérables dégâts humains et matériels.

Au cours des trois dernières décennies, les données pluviométriques de la station de Baraki la plus représentative (données collectées de l'ANRH d'Alger).donnent une moyenne interannuelle de 581 mm, avec une pluie maximale journalière de 102.9 mm en septembre 1986.

I.3.2 Situation géologique et hydrogéologique :

I.3.2.1 *Situation géologique :*

La région d'Alger est constituée d'un socle métamorphique - le massif d'Alger - entouré par des dépôts sédimentaires d'âge plio-quadernaire, le Sahel. Ces deux constituants sont limités en leur partie méridionale par le bassin plio-quadernaire de la Mitidja. Plus au Sud les reliefs de l'Atlas Blidéen, limitent la Mitidja.

Du point de vue stratigraphique, les observations relevées sur le site confirment le contexte géologique régional. Dans notre zone d'étude les faciès rencontrés appartiennent à la formation des « argiles et argiles marneuses, caillouteuses, beige-jaunâtres » du quadernaire d'El Harrach.

Ces marnes à cailloutis cartées "q", dites "Marnes de Maison Carrée" correspondent aux formations sablo-argileuses plus ou moins limoneuses, ou graveleuses appartenant aux dépôts

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

sédimentaires de la plaine de la Mitidja. Ces dépôts récents recouvrent en profondeur la formation dite : Série des "**Marnes de Maison Carrée**". Ce faciès géologique est généralement marno-argileux formant une alternance de marnes jaunes collantes, d'argiles graveleuses, de quelques lits de graviers et de sables, où les éléments argileux dominent. Ces deux formations continentales recouvrent le Pliocène marin (Plaisancien-Astien).

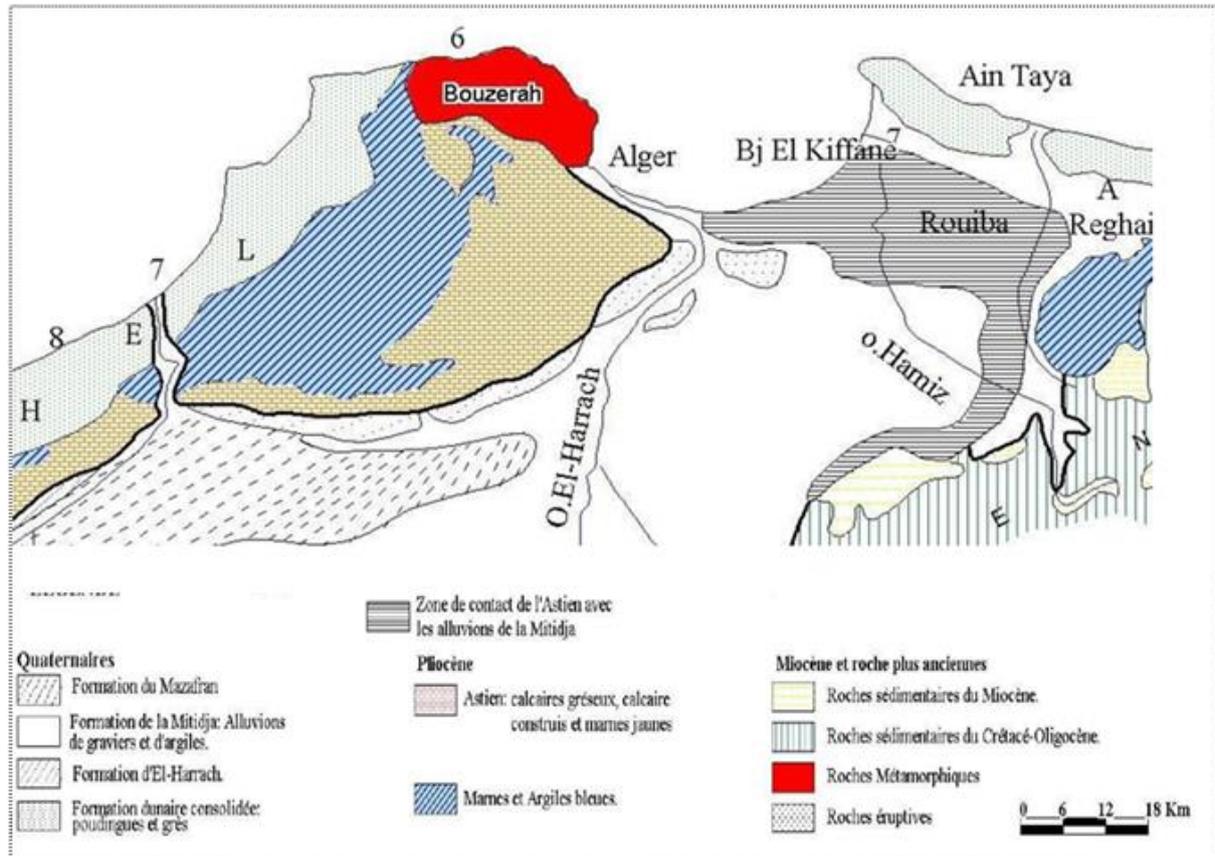


Figure I.5 : Carte géologique de la région d'Alger (Source / Carte géologique d'Alger Nord 1/500.000 dressée par M M .CORNET A. et Al, 1952).

I.3.1.2 Aperçu Hydrogéologique :

La lithologie et les paramètres hydrodynamiques des terrains permettent d'individualiser deux unités aquifères principales :

- L'Astien gréseux ou grésocalcaire,
- Les alluvions du Quaternaire.

Ces deux aquifères sont séparés de manière plus ou moins continue par les marnes (couche imperméable).

- L'astien gréseux ou grésocalcaire : Il se trouve en charge sous les marnes jaunes semi-perméables d'El Harrach, sauf dans la partie est où il est en contact direct avec l'aquifère de la

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

Mitidja. Les caractéristiques hydrodynamiques de l'Astien sont mal connues. Les estimations de la transmissivité indiquées par la société Géohydraulique (1968-1972), et le bureau d'étude Bennie & Partners (1979-1980) varient de 90 à 2000m²/jour. Le coefficient d'emmagasinement estimé à partir des essais de pompage de courte durée (Bennie & Partners 1979-1980) est compris entre 5×10^{-6} et 5×10^{-3} m/s.

- Aquifère quaternaire - Séparée de l'aquifère Astien par une couche épaisse de marnes jaunes, sauf à l'est du Hamiz (poche de Rouiba) où ils sont en contact direct. La nappe libre s'étend sur l'ensemble du bassin de la Mitidja. Cet aquifère se situe dans des graviers et des sables plus ou moins consolidés et inter stratifiés d'argile, il est alimenté par les pluies, l'infiltration à partir d'El Harrach et de Hamiz et l'aquifère astien par drainage.

I.4. Réseaux routier et souterrain :

La région d'étude étant située dans la capitale algéroise, le réseau routier y est très développé. Elle est notamment traversée par l'autoroute rocade nord d'Alger.

En ce qui concerne les réseaux souterrains, en plus des réseaux d'AEP et d'assainissement, la zone d'étude est traversée par un gazoduc qui alimente la centrale électrique d'el Hamma.

I.5 Occupation du sol :

La zone d'étude est principalement occupée par des habitations individuelles ou collectives, des administrations, mais aussi quelques sièges d'entreprise ou d'usine tel que la SAB (société algérienne de blanchisserie) ou encore le centre commercial ARDIS et le palais des expositions d'Alger (la SAFEX).

I.6. Présentation du futur centre d'affaire :

Le projet MEDINA CITY CENTER est initié par le groupe DAHLI, société chargée de la réalisation de ce conglomérat qui sera le cœur battant d'Alger. Ce projet entre dans le cadre du méga projet d'aménagement de la baie d'Alger où il occupe une place stratégique de 70ha à l'est de la ville, il comportera des espaces de loisir divers et variés, un centre d'affaire, un centre commercial doté d'un parking de 4000 places, des logements promotionnels de différents standings ainsi qu'un port de plaisance nommé «MARINA BAY » comprenant 600 places de petits bateaux .

I.7. Conclusion :

Ce premier chapitre nous donne un aperçu global sur la situation du secteur d'étude et nous permet de retenir des informations importantes tel que la période des premières pluies, la période des précipitations a grande intensité, l'occupation du sol ou encore les formations géologique qui affleure.

CHAPITRE

II

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.

II.1. Introduction :

Le diagnostic des réseaux d'assainissement est une étude préalable et complémentaire, qui passe par des travaux d'investigation, comprenant des mesures de débits par exemple, et qui a pour objectifs l'établissement d'un outil d'aide à la décision pour la gestion des réseaux, la détection des eaux parasites, la planification d'éventuels travaux futures ou pour établir l'efficacité et la pérennité du réseau d'assainissement.

II.2. Généralités :

Un système d'évacuation est l'ensemble d'ouvrages permettant la collecte et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles hors de l'agglomération vers un point précis (STEP, oued, ...), il doit répondre aux exigences suivantes :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- Ne pas porter à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques ;
- Limiter les risques liés aux inondations.

II.3. Objectifs attendus :

Les objectifs principaux attendus de ce chapitre sont l'établissement d'un diagnostic physique et hydraulique du réseau et des ouvrages annexes pour :

- Connaître l'état de fonctionnement du réseau qui est drainé par l'émissaire qui doit être dévié.
- Connaître l'état de fonctionnement de l'ouvrage de combinaison et déversoir d'orage.
- Identifier les caractéristiques, les problématiques et les contraintes.

II.4. Description Physique du Système d'Assainissement de la Zone d'Etude: [1]

Le Système d'assainissement de la zone d'étude est constitué d'un ensemble de collecteurs qui draine la partie Nord Est et Sud Est de la commune de Mohammédia, datant de l'indépendance, formé de buses de diamètre variant entre 400mm et 1500mm réalisées par les services de la DRE de la Wilaya d'Alger, la société des eaux et de l'Assainissement d'Alger (SEAAL) et les services techniques de la Commune de Mohammédia, au fur et à mesure de l'extension de la ville. Ces collecteurs principaux traversent le centre-ville du sud vers le nord

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.

Le système d'assainissement de la Zone d'étude présente Trois émissaires principaux à savoir :

- Le collecteur les dune-partie amont (Ø500/1000mm).
- Le collecteur SAB (Ø500/900mm).
- Le collecteur rocade nord d'Alger (Ø600/1200mm).

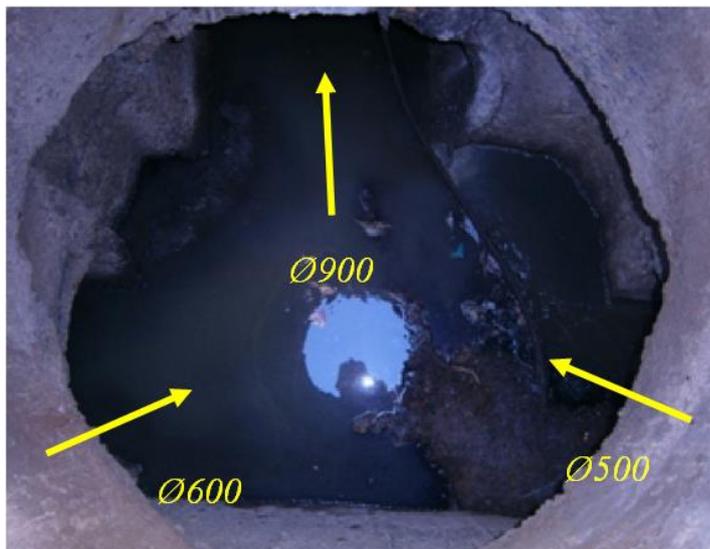
II.4.1. Le collecteur les dune-partie amont (Ø500/1000mm) :

Il prend départ de la cité les Dunes au niveau de la rue de Maghnia (Ex : Bernard Amiot), il draine la cité Mohamed BOUDIAF (Ancien Bâtiments monumental les Dunes – Bâtiment « A »)

A la sortie de la cité les dunes, il reçoit un autre collecteur Ø900mm qui draine la cité 632 Lgts (Cité Slimane Amirate) et qui résulte de la confluence de trois collecteurs secondaire : le Collecteur (A) Ø500mm en BA de la cité 632 Lgts, le Collecteur (B) Ø600mm en BA de la cité 632 Lgts/CATERPILLAR et le Collecteur Ø400mm en BA rue de Ténés (ex : rue d'Aquitaine).

A partir du regard n°11 le collecteur les dunes amont devient un Ø1000 et continuer son tracé traversant l'Autoroute Rocade Nord pour aboutir a l'ouvrage Combiné qui se situe à l'entrée principal du domaine ARDIS (Pin Maritime).

Ici nous avons quelques photos présent par le bureau d'étude charger des travaux de diagnostic



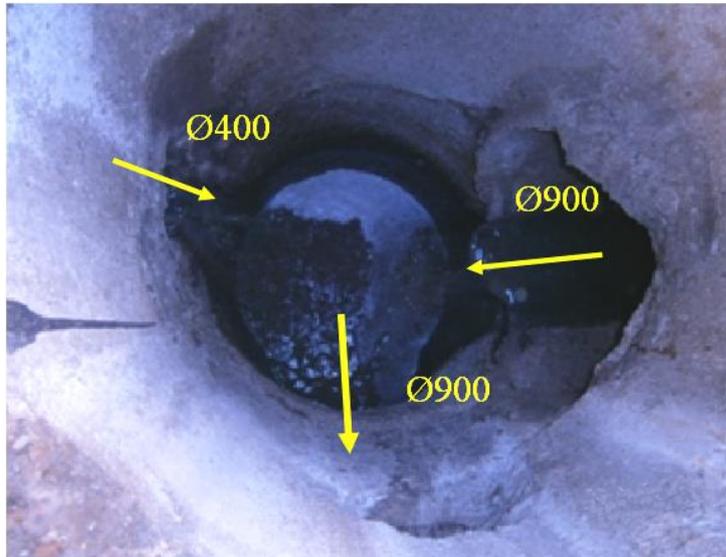
Regard n° 09

Arrivées : Ø500 + Ø600.

Départ : Ø900.

Figure 2.1 : regard n°9 vu de haut (photo prise le 27/12/2016)

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.

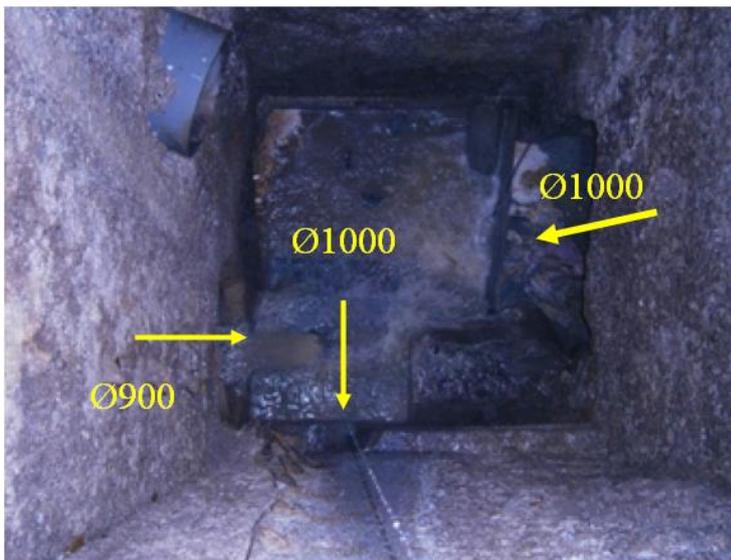


Regard n° 10

Arrivées : Ø900 + Ø400.

Départ : Ø900.

Figure 2.2 : regard n°10 vu de haut. (photo prise le 27/12/2016)



Regard n° 11

Arrivées : Ø900 + Ø1000.

Départ : Ø1000.

Figure 2.3 : regard n°11 vu de haut. (photo prise le 27/12/2016)

II.4.2. Le collecteur SAB (Ø500/900mm) :

Il prend départ de l'usine SAB (Société Algérienne de Blanchisserie) au niveau du quartier Cinq Maison avec un diamètre Ø600mm en BA, puis il traverse le champ expérimental appartenant à l'institut National de la Protection des Végétaux (INPV), où il reçoit un collecteur de drainage des eaux pluviales de diamètre 400mm en PVC qui draine la RN5 et son diamètre devient un 800mm, par la suite, il prend un cheminement rectiligne pour aboutir au lotissement Goyard plus exactement à la RN24. Arrivant à la RN 24 (en face de la Brigade Gendarmerie Nationale 5 Maisons), le Collecteur 800mm longe cette route sur environs

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.

100ML pour faire une inflexion en traversant la RN24 et la Voie Ferré du Tramway, il prend un cheminement rectiligne en longeant une voie secondaire qui mène vers la Cité 618 Lgts les Dunes et le lotissement des Architecte. A partir du regard d'inflexion sur l'accotement de la RN 24 le Collecteur principal 800mm reçoit trois autres Collecteur Secondaire :

- Le Collecteur Ø800mm en BA, qui draine le lotissement Goyard ;
- Le Collecteur Ø500/600mm en BA, qui draine la cité la Radieuse, Panorama, ENSPA et le quartier Cinq maison en longeant la ligne de Tramway ;
- Le Collecteur Ø600mm en BA, qui prend départ du siège de la DRE d'Alger et traverse la RN5 pour aboutit à l'autre coté de la RN05 en passant par le chemin menant à la DG Algerie Télécom et l'INMV pour aboutir au collecteur Ø500/600mm en BA cité précédemment et par la suite à l'émissaire principal Ø800mm en BA.

II.4.3. Le collecteur rocade nord d'Alger (Ø600/1200mm) :

Il est destiné au drainage des eaux pluviales de la Rocade Nord d'Alger et il reçoit aussi une partie des eaux de ruissellement en provenance de la cité 618 Lgts les Dunes et une partie des eaux de ruissellement en provenance de la SAFEX. Ce collecteur prend départ de l'échangeur existant au croisement de la Rocade Nord d'Alger avec la RN24 et plus précisément sous l'ouvrage de Pont de croisement des deux Routes, par la suite, il longe l'Autoroute Rocade Nord vers Alger sur l'accotement gauche sur un linéaire de 450m et arrivant au deuxième échangeur le collecteur prend le tracé de la voie de sortie des Pins Maritimes vers l'entrée principale de la SAFEX avec un diamètre de Ø1000mm en BA et arrivant à l'entrée du Domaine ARDIS ce dernier est raccordé à l'ouvrage combiné en adjonction avec les deux collecteurs principaux suscités.

II.4.4. L'ouvrage combiné :

C'est un ouvrage de combinaison puisque il sert de confluence aux trois collecteurs suscités et a aussi la fonction de déversoir d'orage.

Cet ouvrage reçoit :

- Le collecteur les dunes-partie amont avec un diamètre Ø1000mm.
- Le collecteur SAB avec un diamètre Ø 900mm.
- Un collecteur Ø1200 qui est la jonction du collecteur rocade nord d'Alger ainsi que deux autre collecteur (Ø500 et Ø600mm) qui draine une partie des eaux de ruissellement de la SAFEX.

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.



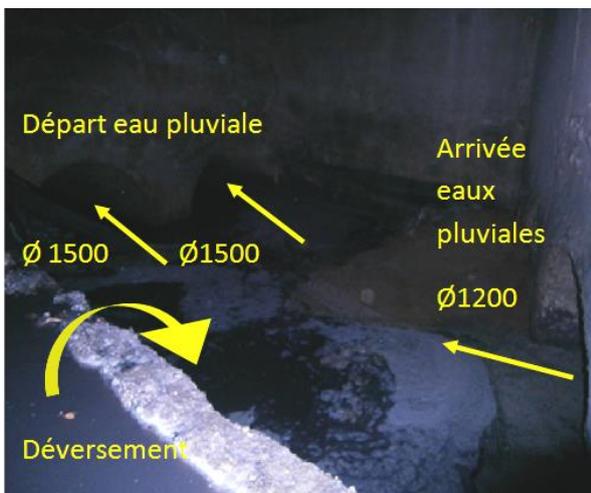
Les deux premier collecteur suscités sont combiné a l'entrée de l'ouvrage et traverse un couloire d'amener de 16,70m de long et de dimension (2,50x2,50)m et équipé d'une cunette en demi cercle de diamètre 0,70m pour atteindre la chambre de déversement.

Figure 2.4 : entrée de l'ouvrage de combinaison (photo prise le 31/12/2016)



Arrivant à la chambre de déversement, la cunette devient un canal suspendu à double seuil déversant que les eaux usées domestique (débit temps sec) traversent pour atteindre le collecteur Ø700 eaux usées les dunes aval.

Figure 2.5 : canal suspendu à double seuil déversant. (photo prise le 31/12/2016)



La chambre de déversement, avec les dimensions (6,5×5×5)m, reçoit les eaux de ruissellement amenées par le collecteur rocade nord d'Alger et celui de la SAFEX pour les évacuer vers un collecteur 2×1500mm eau pluviale les dunes aval.

Figure 2.6 : chambre de déversement. (photo prise le 31/12/2016)

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.

II.4.5. Les collecteurs aval :

A la sortie de l'ouvrage combiné il y'a deux collecteur :

- le 1er est un collecteur Ø700mm de sortie des eaux usées : c'est le collecteur Ø700mm EU les Dunes Aval.
- le 2eme est un collecteur 2x Ø1500mm de sortie des eaux pluviales : c'est le collecteur 2x Ø1500mm EP les Dunes Aval.

Le premier (Ø700mm EU les Dunes Aval) est actuellement complètement obstrué puisque il n'a pas fait l'objet de curage durant de longues années, ce qui explique le déversement que l'on peut observer sur les photos et le fait que les regards sur ce collecteur soit complètement secs.



Figure 2.7 : canal suspendu à double seuils déversant.
(photo prise le 31/12/2016)



Figure 2.8 : regard eau usée en aval du déversoir d'orage.
(photo prise le 02/01/2017)

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT ET DES OUVRAGES ANNEXES.

Le deuxième (2x Ø1500mm EP les Dunes Aval) reçoit, par conséquent, la totalité des eaux (usées domestiques et pluviales) qui sont acheminées à l'ouvrage de rejet en mer.



Figure 2.9 : chambre de déversement. (photo prise le 31/12/2016)



Figure 2.10 : regard eau pluviale en aval du déversoir d'orage. (photo prise le 02/01/2017)

II.5. Conclusion :

Le deuxième chapitre nous a permis, entre autre, la pleine connaissance de la situation actuelle du réseau d'assainissement de la zone d'étude, en particulier le tracé des collecteurs principaux ainsi que leur état de fonctionnement. Mais aussi l'état de fonctionnement de l'ouvrage combiné qui est l'exutoire du réseau amont et le point de départ de la déviation prévu.

CHAPITRE

III

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

III.1. Introduction :

Le rôle principal d'un système d'assainissement est la protection des agglomérations contre les inondations, il est donc impératif de connaître la pluviométrie d'une région avant de dimensionner son réseau d'assainissement.

L'étude hydrologique nous permet de déterminer l'intensité pluviométrique adéquate en se basant sur une série des pluies maximales journalières et une période de retour.

Celles-ci doivent être rigoureusement choisies et traitées afin d'avoir un dimensionnement économique mais qui est surtout apte à drainer les eaux usées et de ruissèlement.

III.2. Les pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rare fréquence sont utilisées pour déterminer les intensités moyennes de précipitation par ce qu'elles engendrent des crues de débits importants et provoquent les inondations.

Pour déterminer l'intensité de pluies qui sera utilisée dans un dimensionnement en assainissement, on a besoin d'une série de données la plus longue possible (30 ans au minimum).

Dans le présent travail notre série comporte quarante et un (41) ans de données mesurées à la station de Dar El Beida dont les caractéristiques sont : (annexe n°1)

Caractéristique	Valeur
Nom	Dar El Beida
Code	020607
X	557,25
Y	374,5
Z	87

III.3. Choix de la période de retour :

La période de retour, en hydrologie, définit le temps T qui sépare deux événements pluviométriques d'une intensité donnée, elle témoigne de la fréquence de cet événement, plus l'intensité est grande plus sa fréquence est faible.

Pour un projet d'aménagement hydraulique, on se fixe une période de retour plus ou moins grande selon l'envergure du projet et les moyens qui sont employés à sa réalisation.

En assainissement, généralement la période de retour est prise égale à dix (10) ans, un choix qui est le résultat d'un compromis entre le coût du projet et son bon fonctionnement

III.4. Etude des pluies maximales journalières :

Cette étude a pour but la détermination de la pluie de projet qui sera utilisée dans la vérification du fonctionnement du réseau existant et dans le dimensionnement des émissaires avenir

III.4.1 Caractéristiques empirique de la série pluviométrique :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{max,j}}$:

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} \dots\dots\dots \text{III.1}$$

- L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ » : Pour n égales à 41 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\left[\frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2 \right) \right]} \dots\dots\dots \text{III.2}$$

- Le coefficient de variation « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} \dots\dots\dots \text{III.3}$$

Le tableau suivant résume les caractéristiques empiriques de la série d'observation :

Tableau 3.1 : Caractéristiques empiriques.

Caractéristiques	Sta. Dar El Beida
Nombre d'observations	41
Minimum	21,5 mm
Maximum	105,1 mm
La moyenne des Pjmax en (mm)	50,7 mm
L'écart type « x » ; pour n> 30ans	17,9 mm
La médiane	49,9 mm
Coefficient de variation (Cv)	0,353
L'exposant climatique	b=0,38 (ANRH)

III.4.2. Homogénéité de la série :

Avant de pouvoir utiliser la série de données, un traitement statistique est nécessaire pour obtenir des résultats fiables, la première étape de ce traitement est le test d'homogénéité.

Dans le présent travail nous allons utiliser le test de WILCOXON qui est le plus puissant des tests non paramétriques.

Procédure :

- Diviser l'échantillon en deux sous-échantillons X et Y de taille N1 et N2 avec $N1 \leq N2$.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

- Classer l'échantillon XUY par ordre croissant.
- Additionner les rangs des valeurs appartenant au premier sous-échantillon X ($W_x = \sum \text{rang}(X)$).
- L'échantillon est homogène si : $W_{\min} < W_x < W_{\max}$.

$$\text{Avec : } W_{\min} = \frac{[(N_1 + N_2 + 1) \times N_1] - 1}{2} - \mu \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \times \sqrt{\frac{N_1 \times N_2 \times (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \dots\dots\dots \text{III.4}$$

(μ : variable réduite de gauss)

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min} \dots\dots\dots \text{III.5}$$

Application :

Tableau 3.2 : Test de WILCOXON.

X	Y	Rang de X dans XUY
74,8	55,1	38
105,1	68,7	41
66,8	59,1	34
50,6	49,9	23
46,1	65,2	17
40,1	43,2	11
33,9	57,6	9
35,3	47,7	10
53,4	41,5	27
64,2	32,4	32
44,4	29,9	16
51,8	26,2	25
43,9	50,2	14
72,9	82,6	37
49,7	56,5	20
84,5	44	40
32,1	52	7
67,4	25	35
47,7	27	1
49,7	51,4	5
	46,5	

$W_x = 442$

$W_{\min} = 344,35$

$W_{\max} = 475,65$

Résultat : l'inégalité de la condition est vérifiée, et donc la série est homogène.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

III.4.3. Choix de la loi d'ajustement :

Pour pouvoir choisir une loi d'ajustement, on a besoin de tester l'adéquation de cette loi à la série traitée. Pour ce faire il existe plusieurs tests d'adéquation, nous utiliserons le test de khi carré qui donne de très bons résultats.

Pour l'ajustement de notre série le logiciel HYFRAN, largement utilisé dans le domaine de l'hydrologie urbaine, propose de nombreux test d'ajustement tel que la loi LOGNORMALE et la loi de GEV (en anglais :generalized extrem value et en français : loi d'extremum généralisée) que nous allons utiliser.

Le protocole d'ajustement suivit par le logiciel est expliqué dans les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement ;
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- Calculer la fréquence expérimentale (formule de HAZEN) ;
- Calculer caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

III.4.3.1. Ajustement a la loi lognormale :

Résultats de l'ajustement à la loi lognormale par le logiciel HYFRAN

Tableau 3.2 : Ajustement à la loi lognormale

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}(mm)$	Intervalle de conf. (95%)
5	0,80	64,52	56,24-72,81
10	0,90	75,57	64,30-86,85
20	0,95	86,11	74,48-100,75
50	0,98	99,74	80,24-119,24

Graphique d'ajustement à la loi lognormale

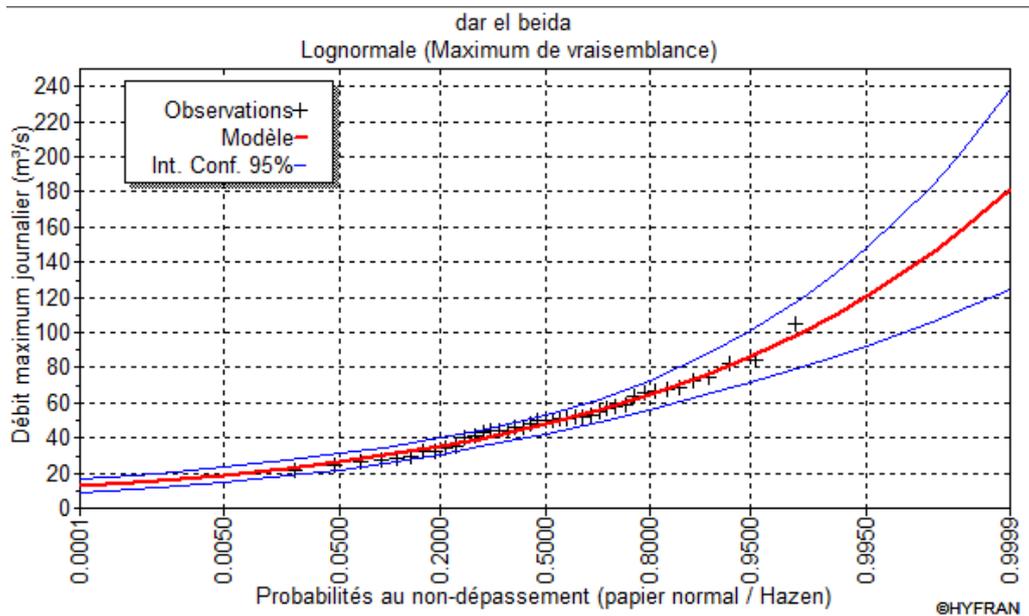


Figure III.1 : Ajustement à la loi lognormale

Résultats du test d'adéquation de khi carré :

$$X^2=5,63$$

$$p\text{-value} = 0,3435$$

$$\text{Degré de liberté} = 5$$

$$\text{Nombre de classes} = 8$$

⇒ Nous pouvons accepter l'hypothèse que l'échantillon provient d'une loi lognormale au niveau de signification de 5%

III.4.3.2 Ajustement à la loi GEV :

Résultats de l'ajustement à la loi GEV par le logiciel HYFRAN

Tableau 3.3 : Ajustement à la loi GEV

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$	Intervalle de conf. (95%)
5	0,80	64,60	56,91-72,30
10	0,90	74,56	64,82-84,29
20	0,95	83,60	70,72-96,48
50	0,98	94,61	75,74-113,47

Graphique d'ajustement à la loi GEV :

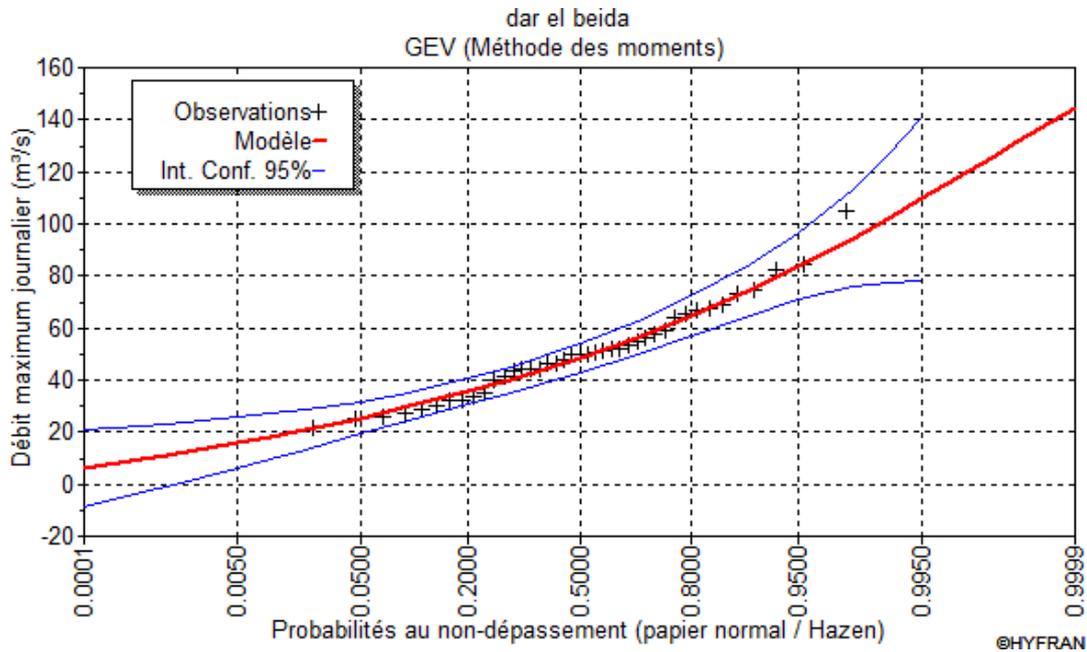


Figure III.2 : Ajustement a loi GEV

Résultats du test d'adéquation de khi carré :

$$X^2 = 3,29$$

$$p\text{-value} = 0,5101$$

$$\text{Degré de liberté} = 4$$

$$\text{Nombre de classes} = 8$$

⇒ Nous pouvons accepter l'hypothèse que l'échantillon provient d'une loi GEV au niveau de signification de 5%

Discussion :

Le test du khi carré montre que les deux loi s'ajustent à notre série pluviométrique et peuvent donc être utilisées pour le calcul de la pluie décennale. Par conséquent il vaut mieux choisir la loi lognormale puisque elle donne une pluie décennale sensiblement supérieure à celle de la loi GEV.

III.4.4. Les courbes intensités-durées-fréquences :

Les courbes IDF sont très utile en hydrologie urbaine, puisque elles résument les résultats de l'étude hydrologique et les rendent plus facile à exploiter.

Pour obtenir ces courbes nous devons passer des pluies en millimètres a une intensité de pluie en litre par seconde, pour ce faire nous utiliserons la formule de MONTANARI :

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

$$I_{t,P\%} = I_{24,P\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

Avec :

$I_{t,P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (P%) et de durée t.

$I_{24,P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (P%).

$$I_{24,P\%} = \frac{P_j}{24}$$

t : durée de l'averse en heure.

b : exposant climatique de la région.

A l'aide du logiciel Excel nous pouvons aisément calculer les différentes intensités pour différentes durées et différentes fréquences.

Tableau 3.4 : Intensités, durées, fréquences.

durée	Intensités			
	T=5ans	T=10ans	T=20ans	T=50ans
0,25	45,55	53,35	60,79	70,42
0,50	29,68	34,71	39,56	45,82
0,75	23,08	27,00	30,76	35,63
1	19,31	22,59	25,74	29,81
1,5	15,02	17,57	20,02	23,19
2	12,56	14,70	16,75	19,40

Le graphique suivant met en évidence les courbes IDF.

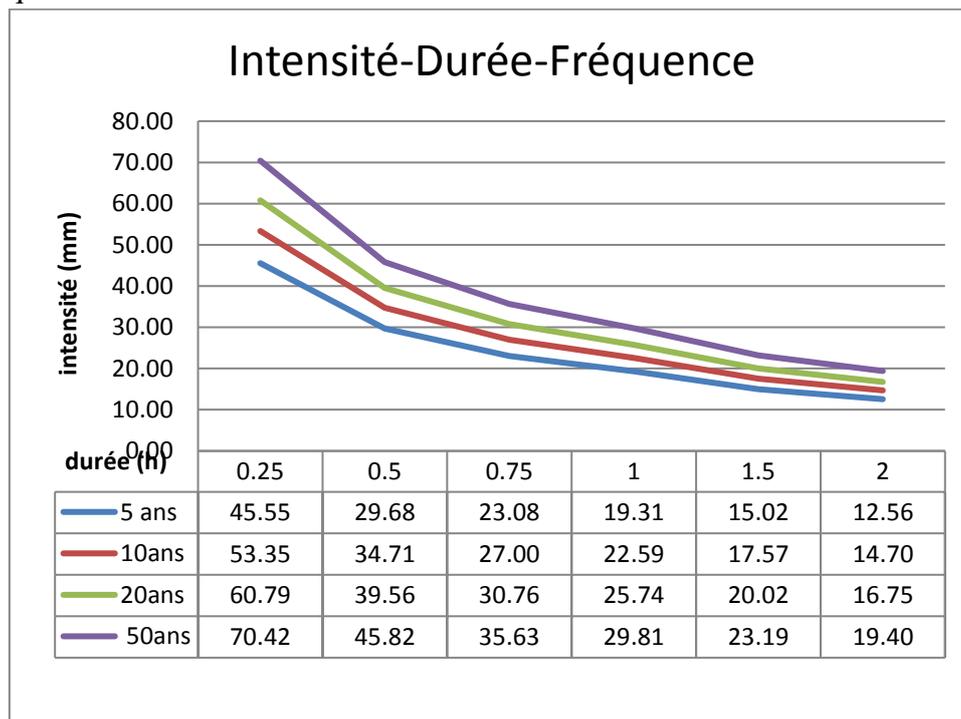


Figure III.3 : Les courbes intensité-durée-fréquence.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

Pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, on préconise d'envisager le cas le plus défavorable, c'est-à-dire, l'averse la plus intense qui est celle de 15 minutes, soit

$$I_{15mn,10\%} = 53,35mm$$

$$i = \frac{53,35 \times 10000}{3600} = 148,19 \text{ l/s/ha.}$$

III.5. Conclusion :

Ce troisième chapitre nous a permis de connaître la pluviométrie de la zone d'étude. Après le traitement des données nous nous sommes rendu compte que notre série obéissait à une loi lognormale ce qui nous a permis de calculer la pluie décennale et ainsi l'intensité moyenne de la pluie $i=148,19 \text{ l/s/ha.}$

CHAPITRE

IV

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV.1. Introduction :

Le dimensionnement des réseaux et ouvrages hydraulique commence par l'évaluation des débits transitants par ces ouvrages et réseaux. Dans ce chapitre, nous nous occuperons de l'estimation des débits domestiques et de ruissellement drainer par le réseau de la zone d'étude et évacuer par les émissaires avenir. Cette estimation sera régie par les différents paramètres qui influence la quantité d'effluents à évacuée qui sont, entre autres, le nombre d'habitants correspondant à l'horizon de calcul, les coefficients de ruissellement ainsi que la topographie de la région.

IV.2. Le système d'évacuation :

Un système d'évacuation des eaux usées est l'ensemble des collecteurs et des ouvrages dont le rôle est l'évacuation rapide, sans stagnation et sans débordement des eaux usées ménagère, vannes, industrielle et pluviale. Il peut être : séparatif, pseudo-séparatif, mixte ou unitaire selon l'effluent évacué.

IV.2.1. Le système séparatif :

Il tient son nom du fait que les eaux usées domestique (eaux vannes, ménagères ainsi que les rejets de certaines industries) sont séparées des eaux pluviales (ruissellement des cources, des toitures ...), ce type de système à donc deux réseaux distincts. Même si sa mise en place peut être coûteuse, ce système permet de préserver les eaux de pluie à fin de pouvoir les rejeter directement en milieu naturel ou même d'envisager une éventuelle réutilisation.

IV.2.2. Le système unitaire :

C'est le système le plus simple et le plus ancien, il comporte une canalisation unique qui draine les eaux usées domestiques et pluviales. Ce réseau s'impose par des raisons économique lorsque les pentes faible impose de grandes sections aux réseaux séparatif ou que le point de rejet des eaux pluviales est trop loin.

IV.2.3. Le système pseudo séparatif :

Ce système, tout comme le système séparatif, comporte deux réseaux distincts, cependant les eaux pluviales sont séparées en deux : d'une part les eaux de ruissellement issues des voiries sont acheminées vers le réseau d'eau pluviale et d'autre part, les eaux de ruissellement issues des toitures et des cources sont acheminées vers le réseau d'eau usée domestique. Ce système

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

peut être une bonne solution pour décharger les réseaux unitaire déjà existants surtout si la superficie des réseaux de voiries est importante.

IV.2.4. Le système mixte :

Un système dit mixte est un système dans lequel certaines zone sont drainées par un système séparatif et d'autre par un système unitaire. On retrouve ce genre de système lorsqu'une ville ou une agglomération subit des extensions.

Quand à notre zone d'étude, elle bénéficie d'un système mixte, dont le réseau d'eaux usées domestique s'étend sur 7056ml et le réseau d'eaux pluviales sur 2195ml.

IV.3. Délimitation des sous bassins versants :

La délimitation en sous bassins versants de la zone d'étude est nécessaire pour l'évaluation des débits de ruissellement mais aussi pour l'évaluation des débits d'eaux usées domestique, elle se fait en tenant compte des paramètres suivants :

- La nature du sol.
- L'occupation du sol.
- La densité d'habitations.
- La topographie.
- Les routes et voiries existantes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Concernant le présent travail, la délimitation ce fait en tenant compte de la nature du sol, son occupation et sa topographie.

IV.4. Estimation des coefficients de ruissellement:

L'estimation du coefficient de ruissellement est très importante et doit être rigoureusement établi pour éviter la surestimation ou la sous-estimation des débits pluviaux.

Il est définit comme étant le rapport du volume d'eau qui ruissèle d'une surface au volume d'eau tombé sur cette surface. Il dépend de plusieurs paramètres comme : l'inclinaison de la surface, sa nature (perméabilité), son humidité, l'humidité de l'air et la durée de l'averse.

En pratique, le coefficient de ruissellement est déterminé à partir de tableaux qui l'estiment selon la densité de population et selon la nature des surfaces.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

Tableau 4.1 : Valeurs des coefficients de ruissèlement selon la nature des surfaces.

Nature de la surface	Valeur du coefficient
Toits en métal, tuile, ardoise	0,9
Chaussée avec peu de joints	0,85-0,9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0,75-0,85
Pavage en blocages	0,4-0,5
Surface goudronnées	0,25-0,6
Chemins en gravier	0,25-0,3
Gare, terrain de sport	0,1-0,3
Parcs, jardins, gazons	0,05-0,25
forets	0,05-0,25

Tableau 4.2 : Valeurs du coefficient de ruissèlement pour différentes densité de population.

Densité de population	Valeur du coefficient
20	0,23
30-80	0,2-0,27
60-150	0,25-0,34
150-200	0,3-0,45
200-300	0,6-0,62
300-400	0,6-0,8
400-600	0,7-0,9

En tenant compte de ces estimation et selon la nature des surfaces de nos sous bassins versant nous pouvons estimer la valeur de leurs coefficients de ruisselemnt pondérés comme suit :

Tableau 4.3 : Valeurs des coefficients de ruissèlement des sous bassins versant de la zone d'étude.

sous bassins	Valeur du coefficient
SB01	0,25
SB02	0,35
SB03	0,45
SB04	0,25
SB05	0,35
SB06	0,4
SB07	0,25
SB08	0,4
SB09	0,35
SB10	0,25
SB11	0,45
SB12	0,3
SB13	0,1
SB14	0,1
SB15	0,1

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV.5. Evaluation du débit d'eaux usées domestique :

IV.5.1. Evaluation du nombre d'habitants à l'horizon de calcul :

Pour s'assurer du bon fonctionnement du réseau actuel, de sa longévité et pour le dimensionnement des émissaires nous avons besoins de connaître le nombre d'habitants de la région actuel et future (l'an 2045).

Pour effectuer ce calcul nous avons besoins de connaître le nombre d'habitants au dernier recensement (2016) ainsi que le taux d'accroissement géométrique de la région, ces informations sont disponibles au niveau de l'APC de Mohammedia.

Pour calculer le nombre d'habitants à l'horizon de calcul nous utilisons la formule suivante :

$$P_{2045} = P_{2016} \times (1 + \tau)^n \dots\dots\dots\text{IV.1}$$

Avec :

P_{2045} : Population en 2045.

P_{2016} : Population en 2016.

τ : Taux d'accroissement géométrique.

n : Nombre d'année séparant les deux horizons ($n=2045-2016=29$).

Tableau 4.4 : Evaluation du nombre d'habitants.

SB	Nbr.hab.16	τ	nbr.hab.45	Surface (ha)	densité.16 (hab/ha)	densité.45 (hab/ha)
1	0	-	0	6,7	0,0	0,0
2	6385	2,6	13442	8,7	733,9	1545,0
3	0	-	0	9,4	0,0	0,0
4	1891	2,6	3981	7,1	266,3	560,7
5	3929	2,6	8272	4,8	818,6	1723,3
6	982	2,6	2068	3,9	251,9	530,2
7	1965	2,6	4136	9,7	202,5	426,4
8	3438	2,6	7238	2,6	1322,4	2783,8
9	6071	2,6	12780	10,6	572,7	1205,7
10	614	2,6	1292	46,8	13,1	27,6
11	3438	2,6	7238	1,8	1910,1	4021,0
12	6896	2,6	14517	10,5	656,8	1382,6
13	0	-	0	8,7	0,0	0,0
14	0	-	0	7,7	0,0	0,0
15	0	-	0	6,7	0,0	0,0
total	37610	-	78140	145,7	244,4	514,5

VI.5.2. Estimation des eaux usées domestique :

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

Les eaux usées domestique sont estimés à partir des dotations d'eau potable et sont ensuite réduit a l'aide d'un coefficient de rejet pris généralement égal à 0.8, c'est le débit rejeté moyen. Pour obtenir le débit rejeté de pointe, le débit moyen est multiplié par un coefficient de pointe K_p qui est estimé comme suit :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{mj} \geq 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots\text{IV.2}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{mj} < 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots\text{IV.3}$$

$$\text{Finalement : } Q_{pte} = K_p \times Q_{moy} \dots\dots\dots\text{IV.4}$$

$$\text{Et : } Q_{moy} = 0,8 \times \frac{dot \times N \times 3600 \times 24}{1000} \dots\dots\dots\text{IV.5}$$

Avec :

Q_{moy} : Débit rejeté moyen en l/s

dot : Dotation d'eau potable.

N : Nombre d'habitants.

Le tableau suivant résume le calcul des rejets par sous bassins

Tableau 4.5 : Evaluation des débits d'eau usées domestiques.

S.B.	N	Dot(l/j/ hab)	Kr	Qmoy (l/s)	Kp	Qmax(l/s)
1	0	0	0,8	0,00	3,00	0,00
2	13442	200	0,8	24,89	2,00	49,81
3	0	0	0,8	0,00	3,00	0,00
4	3981	200	0,8	7,37	2,42	17,85
5	8272	200	0,8	15,32	2,14	32,76
6	2068	200	0,8	3,83	2,78	10,64
7	4136	200	0,8	7,66	2,40	18,41
8	7238	200	0,8	13,40	2,18	29,26
9	12780	200	0,8	23,67	2,01	47,66
10	1292	200	0,8	2,39	3,00	7,18
11	7238	200	0,8	13,40	2,18	29,26
12	14517	200	0,8	26,88	1,98	53,29
13	0	0	0,8	0,00	3,00	0,00
14	0	0	0,8	0,00	3,00	0,00
15	0	0	0,8	0,00	3,00	0,00
total	74964			138,82		296,11

IV.5.3. Estimation des débits d'équipement :

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

La zone d'étude comporte plusieurs équipement si bien que quelque sous bassins ne contiennent pas d'habitations, il est donc important de les connaitre et d'estimer leurs rejets rigoureusement.

Le tableau suivant contient la liste des équipements répartis dans les bassins versant ainsi que leur débit rejeté selon les dotations et le nombre d'unité correspondante à chaque activité.

Tableau 4.6 : Tableau des rejets des équipements

S.B.	Equipement	N unité	Dot(l/j/h ab)	Kr	Qmoy (l/s)	Qmoy/ SB (l/s)	Kp	Qpte (l/s)
1	Diprochimie	/	200 m3/j	0,8	2,31	5,25	2,6	13,61
	SAB	/	250m3/j	0,8	2,89			
	ENSI	50	50	0,8	0,02			
	Algex	60	50	0,8	0,03			
2	DG algerie telecom	150	50	0,8	0,07	0,17	3	0,52
	DRE alger	90	50	0,8	0,04			
	Mosqué omar ibn elkhettab	200	5	0,8	0,01			
	CNCC	70	80	0,8	0,05			
3	INFPE	150	60	0,8	0,08	1,92	3	5,75
	ENSP	3300	60	0,8	1,83			
4	GDPS	30	50	0,8	0,01	0,20	3	0,61
	CEM	400	20	0,8	0,07			
	INMV	100	80	0,8	0,07			
	01 primaire	300	15	0,8	0,04			
5	01 primaire	300	15	0,8	0,04	0,04	3	0,13
6	Brigade gendarmerie	50	120	0,8	0,06	0,06	3	0,17
7	01 primaire	500	15	0,8	0,07	0,35	3	1,04
	01 CEM	500	20	0,8	0,09			
	BCN interpolate	150	80	0,8	0,11			
	Mosqué les dunes	500	5	0,8	0,02			
	Centre religieux	80	20	0,8	0,01			
	Naftal	40	100	0,8	0,04			
8	Centre commercial printemps	5400	5	0,8	0,25	0,25	3	0,75
9	02 primaire	1000	15	0,8	0,14	0,23	3	0,69
	01 CEM	500	20	0,8	0,09			
10	Espace d'exposition	80000	5	0,8	3,70	3,81	2,8	10,61
	Employés	300	40	0,8	0,11			
11		0		0,8	0,00	0,00	3	0,00
12	02 Primaire	1000	15	0,8	0,14	0,63	3	1,89
	02CEM	1000	20	0,8	0,19			
	01 Lycée	700	25	0,8	0,16			
	Bibliothèque	100	20	0,8	0,02			
	DEFP	50	50	0,8	0,02			
	Commune de Mohammedia	60	60	0,8	0,03			
	Marché Couvert	1500	5	0,8	0,07			
Total					12,92			35,76

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

Abréviation : SAB : société algérienne de blanchisserie. ENSI : entreprise nationale des systèmes informatiques. DRE : direction des ressources en eau. CNCC : centre national des cultures céréalière. INFPE : Institut National de Formation des Personnels de l'Education. ENSP : école nationale supérieure polytechnique. GDPS : General Data Processing & Services. INMV : institut national de la médecine vétérinaire. BCN : bureau central national. DEFP : Direction de l'Enseignement et de la Formation Professionnelle.

Tableau 4.7 : Récapitulatif des rejets domestique et d'équipement par sous bassin.

S.B.	Qmoy.dom(l/s)	Qpte.dom(l/s)	Qmoy.equ(i/l/s)	Qpte.equ(i/l/s)	total pte(l/s)
1	0,00	0,00	5,25	13,61	13,61
2	24,89	49,81	0,17	0,52	50,33
3	0,00	0,00	1,92	5,75	5,75
4	7,37	17,85	0,20	0,61	18,46
5	15,32	32,76	0,04	0,13	32,89
6	3,83	10,64	0,06	0,17	10,80
7	7,66	18,41	0,35	1,04	19,45
8	13,40	29,26	0,25	0,75	30,01
9	23,67	47,66	0,23	0,69	48,36
10	2,39	7,18	3,81	10,61	17,79
11	13,40	29,26	0,00	0,00	29,26
12	26,88	53,29	0,63	1,89	55,18
13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	138,82	296,11	12,92	35,76	331,87

Avec :

Qmoy.dom : débit moyen domestique.

Qpte.dom : débit domestique de pointe.

Qmoy.equ(i) : débit moyen des équipements.

Qpte.equ(i) : débit de pointe des équipements.

total pte : somme des débit domestique et d'équipement de pointe.

IV.6. Estimation des débits pluviaux

Il existe plusieurs méthodes pour l'évaluation des débits de pointe d'eaux pluviale parmi elles la méthode rationnelle et la méthode superficielle, qui sont largement utilisées pour leur simplicité et les bons résultats qu'elles donnent. Ces méthodes diffèrent par les paramètres qu'elles prennent en compte lors de l'évaluation des débits pluviaux et aussi par leur champ d'application.

IV.6.1. Méthode rationnelle

L'évaluation des eaux pluviales, nécessite plusieurs paramètres, comme la pluviométrie ou encore la nature et la topographie du sol. La méthode rationnelle permet de calculer rapidement les débits de ruissellement pour des pluies uniformes tombant sur des bassins

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

versants de faible superficie. Elle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement d'une averse considérée constante.

$$Q = a \times I \times A \times C_r / 360 \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

Avec :

Q : Débit d'eau ruisselé (m³/s).

a : Coefficient réduisant l'intensité des pluies tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa détermination est en fonction de l'allongement du bassin.

I : Intensité moyenne maximale de précipitation (l/s/ha).

A : Surface de l'aire d'influence (ha), ne doit pas dépasser 10Km². [3]

C_r : Coefficient de ruissèlement.

360 : Coefficient d'homogénéité des unités.

Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- la fréquence d'occurrence T du débit de pointe Q_p est la même que celle de la précipitation.
- La durée de l'averse est égale au temps de concentration du bassin.
- Le coefficient de ruissellement est constant sur toute la durée de l'averse.

IV.6.2. Méthode superficielle :

La méthode superficielle ou modèle de Caquot est une évolution de la méthode rationnelle. En faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs [2]. Elle s'exprime par la formule suivante :

$$Q(f) = K_u^{\frac{1}{u}} \times I_u^{\frac{v}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times A_u^{\frac{w}{u}} \dots \dots \dots \text{IV.7}$$

Où :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f = 90 %. (m³/s).

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré. (m/m).

C_r : Coefficient de ruissellement.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

A : Surface du sous bassin considéré. (ha).

Les coefficients d'expression K , u , v , w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{0,5^{b(f)} \times a(f)}{6,6} \dots\dots IV.8$$

$$v = -0,41 \times b(f) \dots\dots IV.8.1$$

$$u = 1 + 0,287 \times b(f) \dots\dots IV.8.2$$

$$w = 0,95 + 0,507 \times b(f) \dots\dots IV.8.3$$

$a(f)$ et $b(f)$ sont des paramètres de la relation : $i(t, f) = a(f) \times t^{b(f)} \dots\dots IV.9$

Où :

$i(t, f)$: Intensité de pluie de durée t et de fréquence f . $t = 15$ min. $f = 90$ %.

La pente moyenne du collecteur considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots\dots IV.10$$

Cam : Cote amont du collecteur. (m) ;

Cav : Cote aval du collecteur. (m) ;

L : Longueur du collecteur. (m) ;

Hypothèses de la méthode superficielle :

- La valeur de la pente est comprise entre 0,2 % et 5 %.
- Le coefficient de ruissellement : $0.2 \leq Cr \leq 1$
- Le coefficient d'allongement : $AL \geq 0,8$

IV.6.3. Choix de la méthode de calcul :

En nous basant sur les hypothèses de chacune des deux méthodes on peut choisir de travailler avec la méthode rationnelle puisque celle-ci répond parfaitement au caractéristique des sous bassins versant traités.

IV.6.4. Temps de concentration :

Le temps de concentration est défini comme étant le temps que met une goutte d'eau pour arriver à l'exutoire en partant du point le plus éloigné de celui-ci. Il caractérise le bassin versant et entre dans le calcul des débits pluviaux de pointes puisque il est considéré aussi comme étant le temps nécessaire pour atteindre le débit de pointe à l'exutoire.

Son calcul est très fastidieux puisque il prend plusieurs paramètres en compte comme la pente, le nature du terrain, le taux de saturation du sol... mais aussi les différent temps de parcours (temps mis par l'eau pour atteindre les rigoles, temps mis par l'eau pour atteindre

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

une bouche d'égout, temps mis par l'eau pour parcourir les collecteurs). Néanmoins, pour les petits bassins versant urbains on le prend généralement égale à 15min.

IV.6.5. Coefficient réducteur d'intensité :

Ce coefficient tiens compte du fait que l'intensité de pluie n'est jamais la même sur tout le bassin versant et est maximale au niveau de l'épicentre de l'averse. Il est déterminé selon l'allongement du bassin versant.

- Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.

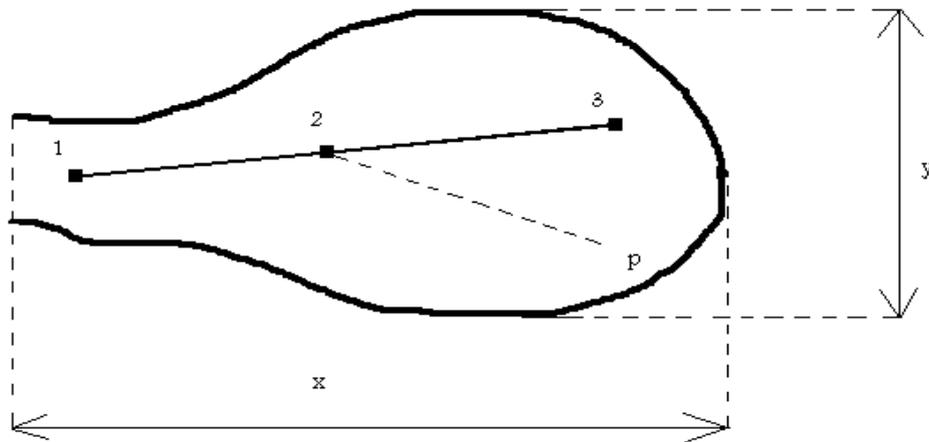


Figure IV.1 : Principe schématique de détermination du coefficient K

- Le point (p) du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul (p-2) est la distance du point (2) situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point (p) du bassin considéré.

Les valeurs de K sont données par le tableau suivant :

Tableau 4.8 : Valeurs du coefficient réducteur d'intensité K

p-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
Y < x/2	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
Y > x/2	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
p-2 (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y < x/2	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
Y > x/2	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

Les calculs des débits de pointe pluviaux dans les différents sous bassins versants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 : Débits pluviaux

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

SB	Cr	Surface(ha)	I(l/s/ha)	K	Qplu (m ³ /s)
1	0,25	6,7	148,2	0,76	0,52
2	0,35	8,7	148,2	0,69	0,86
3	0,45	9,4	148,2	0,67	1,17
4	0,25	7,1	148,2	0,76	0,56
5	0,35	4,8	148,2	0,74	0,51
6	0,4	3,9	148,2	0,76	0,49
7	0,25	9,7	148,2	0,70	0,70
8	0,4	2,6	148,2	0,75	0,32
9	0,35	10,6	148,2	0,72	1,10
10	0,25	46,8	148,2	0,63	3,03
11	0,45	1,8	148,2	0,83	0,28
12	0,3	10,5	148,2	0,72	0,93
13	0,1	8,7	148,2	0,76	0,27
14	0,1	7,7	148,2	0,76	0,24
15	0,1	6,7	148,2	0,63	0,17
total		145,7			11,16

Le tableau suivant résume tout les calculs effectués dans ce chapitre

Tableau 4.10 : Débit totaux à évacuer par sous bassins.

SB	Qplu (m ³ /s)	usé pt (m ³ /s)	Total(m ³ /s)
1	0,52	0,0136	0,54
2	0,86	0,0503	0,92
3	1,17	0,0058	1,17
4	0,56	0,0185	0,57
5	0,51	0,0329	0,54
6	0,49	0,0108	0,50
7	0,70	0,0195	0,72
8	0,32	0,0300	0,35
9	1,10	0,0484	1,15
10	3,03	0,0178	3,05
11	0,28	0,0293	0,31
12	0,93	0,0552	0,99
13	0,27	0,0000	0,27
14	0,24	0,0000	0,24
15	0,17	0,0000	0,17
total	11,16	0,3319	11,49

IV.7. Conclusion :

Dans ce quatrième chapitre nous avons calculé les débits de rejet domestique et les débits pluviaux qui doivent être drainé par le réseau d'assainissement de la zone d'étude, cela vas nous permettre de vérifier la capacité d'évacuation du réseau existant et de dimensionner les émissaires en aval du déversoir d'orage.

CHAPITRE

V

CHAPITRE V : VERIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons effectuer les calculs hydrauliques nécessaires à la vérification du bon fonctionnement du réseau en amont du déversoir d'orage et au dimensionnement des émissaires en aval de celui-ci. Cela doit être fait de façon à ce que :

- Les eaux soit évacué rapidement et sans stagnation.
- Les normes d'hygiène soient respectées.
- Les conditions de résistance mécanique des conduites soient satisfaites.
- Le cout du projet soit le moindre possible.

V.2. Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est l'assemblage de plusieurs éléments qui ont pour but la collecte et l'évacuation des eaux usées, en générale on peut citer :

V.2.1. Branchement eau usée, avaloirs eau pluviale :

Ce sont les premiers ouvrages que rencontrent les eaux à évacuées, ils rependent à des normes précises et sont en générale préfabriqués en usines. Ils sont caractérisés par leur emplacement sur le plan et leurs cotes d'arrivée et de départ.

V.2.2. Collecteur :

Ce sont des conduites caractérisées par leur diamètre, leur longueur, leur tracé sur le plan, leurs cotes amont et aval, leur matériau de confection qui définie leur rugosité et leur résistance mécanique ainsi que leurs jointures. En générale, dans le domaine de l'assainissement, on utilise des conduites en béton armé dont le diamètre varie entre 300 et 2000 mm.

V.2.3. Les regards :

Ce sont des ouvrages en béton armé, ils peuvent être préfabriqués ou coulé sur place, ils peuvent servir de regard de visite lors de travaux de diagnostique ou être de simple regard de branchement. Ils sont caractérisés par leur emplacement sur le plan, leur profondeur et les cotes d'arrivée et de départ des collecteurs qu'ils relient.

On peut aussi citer les regards de chute qui servent à réduire la pente sur les zones accidentés.

V.3. Dimensionnement des réseaux d'assainissement

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement passe par un calcul hydraulique rigoureux est obéit à des normes et à des conditions bien définis.

V.3.1. Condition de dimensionnement :

Le dimensionnement de collecteurs d'assainissement doit prendre en compte :

- Le débit à évacuer : qui est très variable dans les réseaux unitaires, en effet, le débit de temps sec, soit le débit domestique, est en générale négligeable devant le débit de pointe pluviale.
- La pente du collecteur : qui dépend de la pente du terrain naturel, en effet il faut éviter les grandes profondeurs mais aussi les profondeurs trop faibles. La pente régit la vitesse d'écoulement dans le collecteur et a une limite inférieure qui assure l'auto curage et une limite supérieure de 5 à 6 m/s pour éviter l'érosion des parois intérieurs et protéger les joints.
- Le matériau de confection du collecteur : qui définit la rugosité des parois intérieur, la résistance mécanique et donc l'épaisseur du collecteur et aussi le type de joint et la manutention lors de la pose des conduites.
- L'auto curage des collecteurs : qui est l'entraînement des sables et des argiles amené par les pluie de petit intensité pour éviter les dépôts et l'encrassement du collecteur, l'auto curage est assuré par 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.

V.3.2. Le mode calcul :

Le calcul hydraulique des réseaux d'assainissement en écoulement gravitaire repose sur 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 d'assainissement est un écoulement à surface libre régit par la formule de continuité

$$Q = V \times S \dots\dots\dots V.1$$

CHAPITRE V : VERIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.

Ou :

Q : est le débit d'écoulement. (m³/s)

V : est la vitesse d'écoulement. (m/s)

S : est la section mouillée. (m²/s)

Pour le calcul de la vitesse, on utilise la formule de Maninig qui donne la vitesse moyenne d'écoulement.

$$V = K_s \times R^{2/3} \times \sqrt{I_m} \dots\dots\dots V.2$$

Ou :

V : la vitesse moyenne de Maning. (m/s)

K_s : le coefficient de rugosité de Maning-Strickler qui dépend de la nature des parois.

R : est le rayon hydraulique qui égale au rapport de la section au périmètre. (m)

I_m : la pente moyenne du collecteur, $I_m = \frac{C_{am} - C_{av}}{L}$. (m/m)V.3

De cette équation on peut avoir l'équation de calcul du diamètre :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \times Q}{K_s \times \sqrt{I_m}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots V.4$$

Ce diamètre est un diamètre calculé qui n'existe pas forcément dans la gamme de produits proposé par les constructeurs, il doit donc être normalisé au plus petit des diamètres supérieur à lui et proposés par les constructeurs.

Le débit pleine section est donc calculé selon la formule suivante :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D_{nor}^2}{4} \dots\dots\dots V.5$$

Ou :

Q_{ps} : est le débit pleine section. (m³/s)

V_{ps} : est la vitesse pleine section calculé par la formule de Manning.(m/s)

D_{nor} : est le diamètre normalisé. (m)

Pour obtenir les vitesses correspondantes aux débits réels et au débit minimum ainsi que les hauteurs d'eau dans les collecteurs, nous utiliserons les rapports de débit Rq et Rqmin (respectivement Q/Qps et Q/Qts) et les régressions polynomiales des formules de Bazin [7].

Régressions polynomiales des formules de Bazin :

$$Rv = 0,18 + 13,02 \cdot Rq - 177,41 \cdot Rq^2 + 1453,71 \cdot Rq^3 - 7013,42 \cdot Rq^4 + 20892,22 \cdot Rq^5 - 39519,42 \cdot Rq^6 + 47540,26 \cdot Rq^7 - 35211,58 \cdot Rq^8 + 14635,093 \cdot Rq^9 - 2611,51 \cdot Rq^{10} \dots\dots\dots V.6$$

CHAPITRE V : VERIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.

$$R_{vmin} = 0,18 + 13,02 \cdot R_{qmin} - 177,41 \cdot R_{qmin}^2 + 1453,71 \cdot R_{qmin}^3 - 7013,42 \cdot R_{qmin}^4 + 20892,22 \cdot R_{qmin}^5 - 39519,42 \cdot R_{qmin}^6 + 47540,26 \cdot R_{qmin}^7 - 35211,58 \cdot R_{qmin}^8 + 14635,093 \cdot R_{qmin}^9 - 2611,51 \cdot R_{qmin}^{10} \dots\dots\dots V.7$$

$$R_h = 0,029 - 0,86 \cdot R_q^{0,5} + 32,7 \cdot R_q - 336,44 \cdot R_q^{1,5} + 1923,42 \cdot R_q^2 - 6621,64 \cdot R_q^{2,5} + 14266,02 \cdot R_q^3 - 19348,04 \cdot R_q^{3,5} + 16030,81 \cdot R_q^4 - 7406,85 \cdot R_q^{4,5} + 1461,66 \cdot R_q^5 \dots\dots\dots V.8$$

$$R_{hmin} = 0,029 - 0,86 \cdot R_{qmin}^{0,5} + 32,7 \cdot R_{qmin} - 336,44 \cdot R_{qmin}^{1,5} + 1923,42 \cdot R_{qmin}^2 - 6621,64 \cdot R_{qmin}^{2,5} + 14266,02 \cdot R_{qmin}^3 - 19348,04 \cdot R_{qmin}^{3,5} + 16030,81 \cdot R_{qmin}^4 - 7406,85 \cdot R_{qmin}^{4,5} + 1461,66 \cdot R_{qmin}^5 \dots\dots\dots V.9$$

Ces calculs sont effectués pour chaque tronçon du réseau pour déterminer le diamètre approprié et le comparer avec le diamètre existant et ainsi vérifier le fonctionnement du réseau et projeter sa réhabilitation. Pour cela on élabore une fiche de calcul à l'aide du logiciel Excel ce qui facilite le travail et fait gagner du temps. Le résultat de ce calcul est présenté dans l'annexe 3.

V.3.3. La déviation : (voir planche n°1)

V3.3.1. Le tracé de la déviation : (voir page suivante)

La déviation qui fait l'objet de ce travail prendra naissance à la sortie du déversoir d'orage (qui se trouve à la sortie du centre commercial ARDIS coté LA SAFEX) et va longer la rue colonel Menani sur l'accotement droit jusqu'à rejoindre les exutoires respectifs des collecteurs à dévier, à savoir : la mer pour le collecteur d'eau pluviale, et le collecteur Ø1100mm Littoral existant qui longe le rivage marin entre le PR 16-41(Hilton) et l'Ouvrage de siphon de l'Oued El Harrach pour le collecteur d'eau usée. (Voir planche n°1)

Ce tracé tient compte des considérations ci-après :

- Eviter toute intervention sur l'ouvrage de confluence et de déversement existant à l'amont de cette voie, afin de ne pas bouleverser sa structure génie civil, ce qui mettrait en péril sa stabilité ;
- Passer parallèlement au GAZODUC Ø28'' existant qui alimente la central Electricque d'El Hama, pour éviter tout croisement et ainsi tout incidents lors des travaux ;
- Le collecteur de déviation projeté est de l'ordre de 2x Ø 1800mm ;
- Réduire au maximum la longueur du tracé pour des raisons économiques.

V.3.3.2. Le dimensionnement :

En ce qui concerne le collecteur d'eaux usées (qui évacue un débit égal à deux fois le débit de temps sec puisque l'on prend en compte un coefficient de dilution au niveau du déversoir d'orage) il est dimensionné selon le mode de calcul suscitée (annexe n°4).

Pour réaliser cette étude on propose deux variantes :

Variante numéro 1 : (annexe n° 5)

La variante n°1 projetée, à la place des collecteurs existants (un collecteur EU Ø700mm et deux collecteurs EP Ø1500mm), leurs déviation pour la réalisation de nouveaux collecteurs de même conception (conduites circulaire en béton armé) et en augmentant le diamètre. C'est-à-dire un collecteur EU Ø1000mm et deux collecteurs EP Ø1800mm.

Ces futures collecteurs EP Ø1800mm intercepteront les collecteurs existants EP 2x Ø1500mm de sortie de l'ouvrage de combinaison et de déversement, et cela par la projection d'un ouvrage d'interception et de dérivation de forme polygonale (regard projeté R01-EP) sur les collecteurs EP 2xØ1500 mm existant, de façon à créer une inflexion de 90° pour que le collecteur des eaux pluviales projeté (2x Ø 1800mm) prenne un cheminement suivant et longeant la rue colonel Menani sur l'accotement droit. Au niveau des deux Giratoire A et C, le collecteur projeté 2x Ø1800mm en BA fait deux inflexion de 45° et 35° respectivement, pour arriver au Giratoire n°1 ARDIS (Côté la Mer) où il fait une autre inflexion de 75° pour arriver finalement à l'Ouvrage de Rejet qui sera projeté à 70 ml du Giratoire n°1.

Le linéaire total du Collecteur de déviation **2x Ø 1800mm en BA -135A** projeté est de **808 ml** avec une pente uniforme de l'ordre de **2 ‰**. Ce collecteur drainera un débit total d'eau pluvial de l'ordre de **11,49 m³/s**.

Résultats de simulation Excel : pour cette variante on peut voir que la hauteur de la lame d'eau dans les collecteur vari entre 0,5m et 1,54m et les vitesses moyennes d'écoulement sont assez bonnes dans l'ensemble des tronçons du collecteur projeté. (profil en long planche n°2)

Variante numéro 2 : (annexe n° 6)

Cette variante consiste en la réalisation d'un ouvrage de déviation pour les eaux pluviales de type Dalot de trois mètres de largeur sur deux mètre de hauteur, concernant le collecteur d'eaux usée, il est identique a celui de la variante n°1.

CHAPITRE V : VERIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.

Cette nouvelle conception interceptera les collecteurs existants 2x Ø1500mm des eaux pluviales de sortie de l'ouvrage de combinaison et de déversement existant, pour cela nous avons gardé le même tracé que celui de la première variante, le seul changement est bien la section transversal du collecteur d'eaux pluviales qui est devenue une section rectangulaire. Le linéaire total de l'ouvrage de déviation projeté **Dalot (3,00x2,00) m en BA** est de **808 ml** avec une pente uniforme de l'ordre de **2‰**. Cet ouvrage drainera un débit total d'eau pluviale de l'ordre de **11,49 m³/s**.

Mode de calcul : contrairement à la section circulaire la hauteur d'eau dans le dalot est calculé avec l'équation de Mannig qui après manipulation devient :

$$(3h)^5 = 4 \times \left(\frac{Q}{K_s \times \sqrt{I}}\right)^3 \times h^2 + 12 \times \left(\frac{Q}{K_s \times \sqrt{I}}\right)^3 \times h + 9 \times \left(\frac{Q}{K_s \times \sqrt{I}}\right)^3 \dots\dots\dots V.10$$

La solution de cette équation de cinquième degré nous donne la hauteur selon le débit
Résultats de la simulation Excel : pour cette variante on peut voir que la hauteur de la lame d'eau dans le dalot vari entre 0,4m et 1,4m et les vitesses moyennes d'écoulement sont assez bonnes dans l'ensemble des tronçons du collecteur. (profil en long planche n°3)

V.4. Description de la déviation :

Pour Le Collecteur de déviation des eaux usées Ø1000mm en BA-135A projeté, il aura le même tracé, le même matériau de canalisation et le même dimensionnement et ce pour les deux variantes 1 et 2. En tenant compte des résultats du tableau de l'annexe n°4 et du profil en long de ce collecteur pour une pente uniforme de 2‰ entre le regard d'interception en Amont (R1-EU) et le Raccordement final avec le collecteur existant Ø1100mm Litt (R12 Litt), nous remarquons que la cote du fil d'eau correspondant au débit max qui peut véhiculer ce dernier (Q= 0,664 m³/s) est de 1,4m NGA avec une vitesse moyenne de 1,5 m/s, et pour un débit min (Q=0,332 M³/s) la cote du fil d'eau est de 1,2m NGA et la vitesse minimale correspondante est de 1,2 m/s. Alors que la côte fil d'eau du collecteur Ø1100mm Litt au niveau du même regard est de +0,23m NGA, se sera donc un raccordement de chute d'une hauteur de 1m. Pour le Collecteur de déviation des eaux pluviales, que ce soit pour le cas de la première ou la deuxième variante, en tenant compte du profil en long des deux variantes pour une pente uniforme de 2‰ et un débit total à évacuer de 11,49m³/s, et ce pour les deux cas, après le calage altimétrique du modèle par rapport au différents réseaux existants au niveau du site du domaine ARDIS.

Il est a signale que dans les deux cas de figures (variante 1 et 2) il existe le collecteur littoral (Ø1100mm EU) qui sera l'exutoire du futur collecteur EU Ø1000mm et qui croiseras les futurs collecteurs d'eaux pluviales.

CHAPITRE V : VERIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.

A ce titre deux scenario peuvent être envisagés :

Scénario n°1 :

Ce scénario prévoit la mise en place d'un ouvrage de siphon sur le collecteur d'eau pluviale. Cet ouvrage sera projeté au niveau du point de croisement des deux collecteur (Collecteur des eaux pluviales projeté et le collecteur Littoral existant) et permettra le passage du collecteur projeté de l'évacuation des eaux pluviales (2x Ø 1800 ou bien dalot 3x2m selon la variante) sous le collecteur littoral sans apporter aucune modification à ce dernier.

L'Analyse du profil en long du collecteur d'eaux pluviales projeté pour ce scénario prévisionnel et pour les deux variantes 1 et 2, pour une pente uniforme de 2‰ entre le regard d'interception R01-EP et l'Ouvrage de Rejet au niveau de la Mer montre que la côte de sortie de l'ouvrage de rejet est de -0,25 mNGA en dessous du niveau « 0 » de la Mer.

d'autre part l'ouvrage de Siphon projeté au niveau du point de croisement des deux collecteurs d'eaux pluviales pour les deux variantes 1 et 2 et le collecteur littoral existant peut provoqué des perturbations fonctionnel au niveau du collecteur de déviation des eaux pluviales projeté, le fait que l'écoulement à travers ce type d'ouvrage est un écoulement en charge, généralement il engendre un ressaut hydraulique (écoulement transitoire) entrainant des ondes de retour vers l'Amont ce qui peut provoquer des débordements voir des inondation à l'amont, en tenant compte du débit véhiculé qui est de l'ordre de 11,49 m³/s, et cela peut s'intensifier avec la présence du regard d'inflexion juste à quelques dizaines de mètres de l'ouvrage de siphon projeté.

Scénario n° 2 :

Tenant compte des détails du croisement et du profil en long du collecteur Littoral Ø1100mm existant en remarque que le croisement en confluence directe peut être évité si on effectue un changement sur le collecteur Littoral Ø1100mm existant en augmentant sa profondeur et cela sur le tronçon R10Litt-R11Litt. Ainsi le collecteur d'eau pluviale projeté passera au dessus du collecteur existant.

Scénario retenu : le scénario retenu est le deuxième car :

- L'ouvrage de siphon (scenario n°1) engendre un reflux des eaux de la Mer vers le collecteur des eaux pluviales projeté, du fait que la côte d'arriver au niveau de l'ouvrage de rejet est de -0,25 mNGA en dessous de la mer et particulièrement en période hivernale où on a des remontées importantes de la houle.

CHAPITRE V : VERIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.

- La réalisation du deuxième scénario est plus simple à mettre en place et engendre moins de dépenses.

V.5. Conclusion :

Ce cinquième chapitre nous a permis de vérifier la fonctionnalité du réseau en amont de la déviation en exploitant les données recueillies et traitées dans les chapitres précédents, mais aussi d'envisager différentes variantes de projection pour la déviation des collecteurs d'eaux pluviales et usées. Ces variantes seront utiles pour la prise de décision finale qui prendra en compte aussi la faisabilité technique et économique du projet.

CHAPITRE

VI

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

VI.1. Introduction :

Les ouvrages annexes font partie intégrante de tous réseaux d'assainissement, ils contribuent au bon fonctionnement de celui-ci et à sa durabilité. Ce sont des constructions en béton coulé ou des ouvrages préfabriqués, leur conception requière la bonne connaissance des paramètres qui régissent leur fonctionnement. Généralement les ouvrages qu'on retrouve sur un réseau d'assainissement sont les différents type de regards, les déversoirs d'orage, les branchements, les rejets.

VI.2. Les ouvrages normaux

VI.2.1. Les branchements

Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte. Un branchement particulier comporte :

- Le raccordement à l'immeuble avec éventuellement, si la longueur et la pente le justifient, un ouvrage dit « regard de façade » situé sur le domaine public.
- Une canalisation.
- Le raccordement à l'égout public.

Le diamètre des branchements, doit rester inférieur à celui de la canalisation publique afin de limiter les risques d'obstruction.

Les branchements doivent être raccordés sous un angle de 45° à 60° par rapport à l'axe général du réseau public pour éviter le retour d'eau chez les habitants.

VI.2.2. Les gargouilles

Ce sont des conduites à section carré ou rectangulaire, encastré dans le sol, destiné à conduire les eaux pluviales au collecteur lorsqu'il n'existe pas d'égout à proximité immédiate. En aucun cas les eaux ménagères ne doivent transiter par les gargouilles.

VI.2.3. Les caniveaux

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destiné à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement des trottoirs s'il y en a.

VI.2.4. Les bouches d'égout

Ce sont des ouvrage destiné à collecter en surface les eaux de ruissellement, ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

a) La façon dont on recueille des eaux :

- Bouche d'égout latérale aménagées au bord des trottoirs.
- Bouche d'égout à accès par le dessus situés sous les promenades ou parcs de stationnement, ou sous les caniveaux dans le cas de trottoirs étroits.

b) La façon dont les déchets sont retenus :

- Avec décantation.
- Sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives).

VI.2.5. Les regards

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer la maintenance et la surveillance du réseau. Le 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 de collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- *Regard latéral* : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- *Regard double* : pour système séparatif.
- *Regard toboggan* : en cas d'exhaussement de remous.
- *Regard de chute* : en cas de forte pente.

La distance entre deux regards est variable

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

Les regards doivent être installés sur les canalisations :

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

VI.3. Les ouvrages spéciaux :

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

VI.3.1. Déversoir d'orage

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur à la tranche d'eau excédant le débit des eaux usées (débit de pointe sec) et de petite pluie.

Les deux fonctions principales de l'ouvrage sur le plan hydraulique sont de réguler les débits conservés vers l'aval pour les maintenir en deçà d'une valeur seuil, et évacuer l'excédent, en général vers le milieu récepteur.

Ces fonctions peuvent être réalisées par divers types d'aménagements, intégrant ou non des seuils déversant. Ainsi le terme "déversoir d'orage" pourra s'appliquer à des ouvrages de dérivation par orifice ou ajutage.

VI.3.1.1. Les types de déversoirs d'orage

Déversoirs à seuil haut :

Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite).

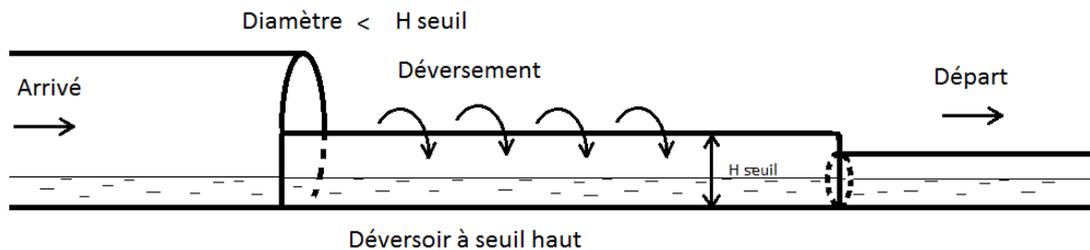


Figure VI.1 : schéma déversoir à seuil haut.

Déversoir à seuil bas :

Les déversoirs d'orage sont dits à seuil bas lorsque le niveau du seuil déversant se situe sous le niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval.

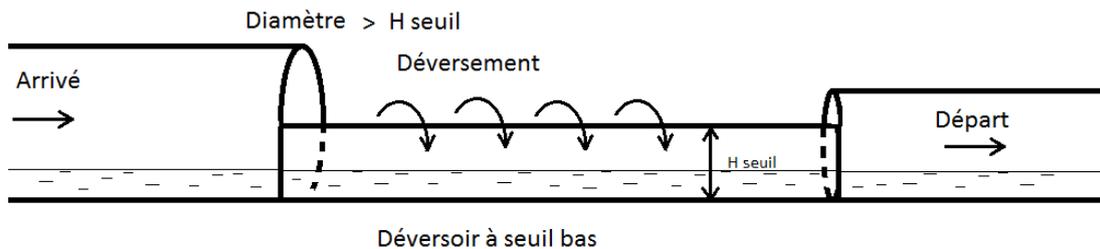


Figure VI.2 : schéma déversoir à seuil bas.

Avantages et inconvénients des ouvrages à seuil déversant

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

Le déversoir à seuil haut

- Vitesse d'approche plus faible.
- Tranquillisation de l'écoulement.
- Meilleure connaissance des conditions hydrauliques : Calcul aisé.
- Piégeage des flottants et des matériaux transportés par charriage.
- Il empêche l'entrée des eaux de l'émissaire dans le réseau.
- Il pose par contre des problèmes d'entretien et de curage.

Le déversoir à seuil bas

- Les conditions d'écoulement hydrauliques à l'amont et à l'aval de déversement sont très variées suivant la pente du radier du collecteur (ouverture latérale).
- Différentes configurations de la ligne d'eau au droit du déversoir d'orage : Ce qui explique les différentes formules proposées par les auteurs.
- Pollution déversée plus importante.

Organe de dérivation sans seuil

A orifice

Le principe hydraulique de cet ouvrage est de permettre l'évacuation des eaux déversées par un orifice.

A ouverture de radier

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire ou elliptique.

Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont.

Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %).

VI.3.1.2. Choix du type de déversoir

Les déversoirs d'orage présentent une diversité importante concernant leur rôle et leur typologie sur un réseau d'assainissement unitaire. Cela s'explique essentiellement parce qu'ils doivent assurer un fonctionnement hydraulique pour des configurations topographiques et hydrauliques très variables (régimes d'écoulement, pente, niveaux d'eaux de l'émissaire, position de la STEP). Le choix d'un déversoir nécessite donc une analyse précise de son environnement et du contexte pour lequel il est sollicité.

En zone relativement plate par exemple, les déversoirs à crête latérale prédominent.

VI.3.1.3. Calcul et mesure des caractéristiques des déversoirs d'orage

- Choix du type de déversoir d'orage : les données de base nécessaires

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

- 1) Q_{ts} pour le débit de temps sec.
 - 2) Q_{max} débit maximum admissible.
 - 3) Q_{lim} débit limite admissible pour le collecteur aval. $Q_{dev}=Q_{max}-Q_{lim}$
- Les données concernant le collecteur :
 - 1) Tenir compte de la pente motrice moyenne.
 - 2) Diamètres des collecteurs amont et aval (écoulement à surface libre).
 - Les conditions d'écoulement : fluvial ou torrentiel.
 - Charge moyenne disponible pour évacuer l'eau à la décharge.
 - Zone d'implantation.

Avec ces éléments, on procède à la détermination directe du type de déversoir d'orage à retenir, avec une comparaison économique des déversoirs

VI.3.1.3.1. Calcul du débit déversé

La loi de calcul du débit déversé diffère selon la nature du déversoir d'orage, plusieurs formules ont été développées par les auteurs. On cite les plus utilisés en assainissement :

a) pour déversoir à seuil frontal :

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = \mu.L.H.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots VI.1$$

Dans laquelle :

- Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m^3/s) ;
- μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;
- L : Longueur de la lame déversant (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($9.81m/s^2$).

b) pour déversoir à seuil latéral :

On applique la formule de DOMINGEZ pour les déversoirs latéraux, quel que soit le régime de l'écoulement on a :

$$Q_{dev} = mkL_{dev}H_d\sqrt{2gH_d} \dots\dots\dots VI.2$$

Avec :

- L_{dev} : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) (m) ;
- g : La pesanteur ($g = 9,81 m/s^2$) ;

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

- m : coefficient de débit, il est en fonction de la forme de la crête et la charge moyenne au-dessus du déversoir « H_d » ;
- H_d : Hauteur d'eau au niveau du seuil, ($H_d=h_{\text{amont}}$ en régime Torrentiel et $H_d=h_{\text{aval}}$ en régime Fluvial).
- K : Coefficient choisi dans le tableau suivant :

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de « k » en fonction de ces charges

Tableau. 6.1. Valeurs du coefficient "k"

Rapport	Régime fluvial ($h_{\text{aval}} > h_{\text{amont}}$)	Valeur de K
$h_{\text{aval}}/h_{\text{amont}}$	0,4	0,598
	0,5	0,659
	0,6	0,722
	0,7	0,784
	0,8	0,856
	0,9	0,924
	1	1

Il faut que le régime d'écoulement soit fluvial c'est-à-dire : $h_{\text{aval}} > h_{\text{amont}}$.

- h_{aval} : hauteur d'eau aval au-dessus du seuil ;
- h_{amont} : hauteur d'eau amont au-dessus du seuil.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs du coefficient m .

Tableau. 6.2. Valeurs du coefficient de débit

Forme de crête	Charge moyenne h (m)					
	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête arrondie	0,315	0,32	0,32	0,325	0,325	0,33
Crête épaisse	0,27	0,27	0,273	0,275	0,276	0,28
Crête mince, nappe libre	0,37	0,36	0,35	0,35	0,35	0,35

VI.3.2. Les ouvrages de rejet :

Les ouvrages de rejet en milieu marin sont tous les dispositifs (qui se résume dans la plus part des cas à un tuyau) qui disperse directement dans la mer les effluents qui y aboutissent.[4]

L'aménagement d'un émissaire ou point de rejet pluvial doit être réalisé de manière à disperser l'écoulement et dissiper son énergie afin de minimiser l'affouillement et l'érosion locale du milieu récepteur. A cette fin un tranquillisateur de diamètre supérieur à celui de l'émissaire doit être réalisé ainsi qu'un aménagement contre l'affouillement et éventuellement un brise vagues pour éviter la remonter des eaux dans l'émissaire.

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

VI.4. Le déversoir d'orage :

C'est un ouvrage combiné, il sert de confluence à plusieurs collecteurs qui draine la zone amont et en même temps c'est un déversoir d'orage qui décharge les eaux de forte pluie pour les rejeter dans la mer pendant que les eaux usées sont dirigées vers le collecteur Ø1100mm Littoral pour aboutir à l'ouvrage de siphon de l'Oued El Harrach.

Il est situé juste à l'entrée principale du centre commercial ARDIS (coté la SAFEX), ou il reçoit deux collecteurs du réseau unitaire de la commune de Mohammedia (Ø1000mm et Ø900mm) qu'il dirige vers un ouvrage de déversoir d'orage après le passage à travers un canal rectangulaire de dimensions (2,00x3,50)m muni d'une cunette de 50cm de profondeur, dans la chambre de déversement (qui reçoit elle aussi un collecteur Ø1200mm qui draine une partie de l'autoroute rocade nord, une partie de la cité 632 logts et la SAFEX) cette cunette se prolonge en un canal suspendu, le déversoir d'orage est donc à double seuils latéraux de hauteur 50 cm.

A la sortie du déversoir d'orage il existe deux départs :

- Le 1er est un collecteur Ø700mm de sortie des eaux usées : c'est le collecteur Ø700mm EU les Dunes Aval ;
- Le 2eme est un collecteur 2x Ø1500mm de sortie des eaux pluviales : c'est le collecteur 2x Ø1500mm EP les Dunes Aval.

La conception de cet ouvrage est schématisée dans la page suivante.

VI.4.1. Les dimensions du déversoir d'orage :

Canal suspendu :

Hauteur : 50 cm

Largeur : 60 cm

Cote amont : 2,89 m NGA

Cote aval : 2,70 m NGA

Pente : 1,8 %

Longueur : 10 m

Débit maximum véhiculé par le canal:



Figure 6.1 : cunette et canal suspendu (photo prise le 31/12/2016)

$$Q = V \times S \dots\dots\dots \text{VI.2}$$

$$V = K_s \times R^{2/3} \times \sqrt{I_m} \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

$$R = \frac{S}{P_m} \Rightarrow V = K_s \times \left(\frac{S}{P_m}\right)^{2/3} \times \sqrt{I_m}$$

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES.

En fin :

$$Q = K_s \times \left(\frac{S}{P_m}\right)^{2/3} \times \sqrt{I_m} \times S \quad \dots\dots\dots\text{VI.4}$$

Application numérique :

$Q = 0,922 \text{ m}^3/\text{s}.$

Tableau 6.3 : Calcul du déversoir d'orage.

Qtotal (m3/S)	Qstep (m3/S)	Qdev (m3/s)	Htotal(Rh*Dn) (m)	Hseuil(Rh*Dn) (m)	Hdev (m)	Ldev(later) (m)
6,14	0,664	5,47	1,19	0,50	0,53	20

Remarque : le débit maximum que peut véhiculer le canal sans qu'il n'y ait déversement est égal à 2,78 fois le débit maximum journalier rejeté par l'agglomération, 2,78 étant supérieur au coefficient de dilution considéré égale à 2, nous pouvons dire que le déversoir d'orage reste fonctionnel à l'horizon de calcul (2045).

VI.5. Les regards :

La déviation projeté contient 26 regards (9 eau pluviale, 17 eau usée).

Les regards d'eaux pluviales pour la variante n° 1 qui prévoit un émissaire 2x1800mm sont des regards doubles, 4 de ces regards sont de forme polygonale au niveau des changements de directions plus le dernier qui fait office de tranquillisateur pour l'ouvrage de rejet.

Le regard d'eau usée pour le raccordement de la déviation au collecteur Ø1100mm Littorale est un regard de chute avec une chute d'environ 1m.

VI.6. L'ouvrage de rejet en mer :

L'ouvrage de Rejet (pour les deux variantes) sera constitué d'un Dalot coulé sur Place de dimensions (5x2)m en béton CPA dosé à 350 kg/ m3 en double nappe, pour éviter toute détérioration due à son emplacement (sur le rivage). Ce Dalot sera protégé par un brise vague en enrochement Ø1000 à Ø1500 pour éviter la montée de la houle dans le collecteur et freiner l'érosion du littoral.

VI.7. Conclusion :

Ce sixième chapitre nous a permis de passer en revue les différents ouvrages annexes qui participent au bon fonctionnement du réseau et vérifier leur dimensionnement. Ainsi nous avons opté pour la sauvegarde du déversoir d'orage en état, puisqu'il remplit sa fonction actuellement et à l'horizon de calcul. Nous avons aussi opté pour un ouvrage de rejet en mer qui respecte le milieu naturel et pour des regards de visite qui faciliteront les opérations de curage et la maintenance du réseau.

CHAPITRE

VII

CHAPITRE VII : POSE DES CANALISATIONS ET COMPARAISON DES VARIANTES.

VII.1. Introduction :

L'étude économique et de faisabilité d'un projet tel que celui traité dans le présent travail sont les derniers point sur les quels il faut se pencher avant la phase de réalisation, en effet arrivé à ce stade des décisions doivent être prises concernant les variantes proposées précédemment.

Ces décisions se basent essentiellement sur le cout et la faisabilité du projet.

Dans ce chapitre nous allons comparer le cout des deux variantes pour n'en choisir qu'une seule, en prenant en compte le taux de difficulté de sa réalisation ainsi que les contraintes imposées par le terrain.

VII.2. Comparaison des deux variantes :

D'un point de vue hydraulique, les deux variantes sont aptes à évacuer les débits calculés. Néanmoins, leur réalisation et leur cout peuvent être différents et c'est en se basant sur le tableau suivant qu'on pourra choisir l'une des deux variantes.

Tableau 7.1 : Tableau comparatif des deux variantes.[5]

	Variante n°1	Variante n°2
	Collecteur eau pluviale 2x1800mm	Collecteur eau pluviales Dalot 2x3m
Longueur (ml)	2x832	832
Nombre de regards	9	9
Type de regards	Regards de jonction simple	Regards de jonction double
Largeur de la tranchée (m)	4,70	3,8
Volumes des déblais (m ³)	11750	9500
Prix unitaire du collecteur + pose et transport (DA/ml)	58 900,00	125 000,00
Frais de pose (déblais, remblais, transport) (DA)	26 622 620,00	17 617 012,00
Cout de réalisation des regards (DA)	1 950 000,00	1 650 000,00
Cout de réalisation de l'ouvrage de rejet (DA)	100 000,00	80 000,00
Total (DA)	126 682 220,00	123 347 012,00

Remarque : ce tableau ne prend en compte que les travaux qui diffère d'une variante à l'autre, et même si les chiffres reste approximatif nous pouvons observer une différence de trois millions trois cent trente cinq milles deux cent huit dinars algériens (3 335 208,00 DA) en faveur de la variante n°2, à savoir le Dalot (2x3)m.

En plus du cout, ce tableau laisse apparaitre des difficultés techniques liées à la variante n° 1 comme la largeur de la tranchée ou encore la réalisation des regards doubles et de l'ouvrage de rejet.

VII.3. Pose des canalisations :

VII.3.1. Emplacement des collecteurs :

Les collecteurs de la déviation projetés seront placés sous le trottoir droit de la rue Colonel Menani qui relie l'entrée du centre commercial ARDIS à l'autoroute rocade nord d'Alger, à fin de ne pas interrompre la circulation de celle-ci durant les travaux.

Arrivé au giratoire ARDIS coté mer, le collecteur d'eau pluviale contourne le giratoire pour rejoindre le rivage et le collecteur d'eau usées traverse la route pour rejoindre le collecteur Ø1100mm Littoral.

VII.3.2. Etapes des travaux :

Les travaux de pose de canalisation se déroulent comme suit :

- Emplacement des jalons des piquets :

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

- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation :

Cette opération est exécutée par un dozer sur une couche de 10cm.

- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro (qui creuse en-dessous de la surface d'appui) de l'aval vers l'amont du réseau.

La largeur des tranchées dépend de plusieurs paramètres comme les dimensions extérieures des collecteurs, la nature du sol ou encore de la profondeur de pose.

- Vérification, manutention des conduites.

- Aménagement du lit de pose :

Les conduites sont posées sur un lit de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier est 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 0,1 mm.

- La mise en place des canalisations en tranchée :

Il est conseillé :

- De ne pas poser les tuyaux sur des tasseaux ou des points durs pour éviter la flexion longitudinale ;
- de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,



- 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
- 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.
- La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés «pipelayers».

- Assemblage des tuyaux :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux.

- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints :

C'est une épreuve d'étanchéité à laquelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée. L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

- Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée, mais peuvent être de forme polygonale (pour les changements de direction) 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 ou en usine (regards préfabriqués).

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

- Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur. Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10cm 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 30 mm.

VII.4. Planification des travaux :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, pour planifier nos travaux nous allons utiliser la méthode CPM (Méthode du Chemin Critique ou méthode du chemin critique) dont l'objectif est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en prenant en compte l'effectif nécessaire est les contraintes imposées par l'environnement.

Etapas de la methode :

- Collecte des données ;
- Décomposition du projet ;
- Etablir les relations entre les taches ;
- Définir les paramètres de la méthode, à savoir :
 - **TR** : temps de réalisation ;
 - **DCP** : date de commencement au plus tôt ;
 - **DCPP** : date de commencement au plus tard ;
 - **DFP** : date de finition au plus tôt ;
 - **DFPP** : date de finition au plus tard ;
 - **MT** : marge totale.
- Trouver le chemin critique qui est la succession des taches dont la marge totale est nulle (avec : $MT=DFPP-DFP$ et $MT=DCPP-DCP$ et $DFP=DCP+TR$ et $DCPP=DFPP-TR$)

Pour nos travaux, les principales opérations à exécutés sont :

- A.** Piquetage.
- B.** Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards .
- D.** Aménagement du lit de pose.
- E.** Construction des regards.
- F.** La mise en place des canalisations en tranchée.
- G.** constructions de l'ouvrage de rejet.
- H.** Assemblage des tuyaux.
- I.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J.** Remblai des tranchées.
- K.** Travaux de finition.

Tableau 7.2 : Détermination des délais.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	3	0	3	0	3	0
B	7	3	10	3	10	0
C	20	10	30	10	30	0
D	10	30	40	60	70	30
E	35	30	65	30	65	0
F	5	65	70	65	70	0
G	55	0	55	15	70	55
H	20	70	90	70	90	0
I	10	90	100	90	100	0
J	20	100	120	100	120	0
K	20	120	140	120	140	0

Le chemin critique est : A->B->C->E->F->H->I->J->K

Et $\sum TR = 140$ jours.

VII.5. Conclusion :

Ce septième et dernier chapitre nous a permis de comparer entre les variantes proposées dans les chapitres précédents et ainsi, de choisir la variante n°2 qui est la projection d'un Dalot (2x3)m en béton armé 135A pour l'évacuation des eaux pluviales à la sortie du déversoir d'orage. Mais aussi d'établir la planification des travaux avec la méthode CPM qui a donné comme résultat la durée du chantier qui est de 140 jours.



CONCLUSION GENERALE :

L'objectif déjà mentionné de notre étude est la projection d'une déviation d'émissaire d'eaux usées et pluviales pour la libération de l'assiette du projet « MEDINA CENTER » dont le lancement des travaux est conditionné par cette déviation. Cette déviation d'émissaires est quand à elle conditionné par le réseau en amont du déversoir d'orage existant qui représente l'exutoire de la commune de Mohammedia et le point de départ de la déviation à projeté.

Cette étude consiste à la présentation de plusieurs étapes qui constitue l'étude d'un réseau d'assainissement qui sont

- Le diagnostic du réseau amont ;
- La projection de certaines réhabilitations ;
- La vérification de la capacité du déversoir d'orage existant ;
- Le dimensionnement de la déviation qui à fait l'objet de deux variantes de dimensionnement.

La variante de dimensionnement retenue grâce à une comparaison technico-économique c'est avérer être celle de la projection d'un Dalot de section transversal rectangulaire pour l'évacuation des eaux pluviales et d'un collecteur d'eau usée Ø10mm.

Le présent travail nous à permis de consolider et de mettre en pratique les connaissances acquises durant tout le cursus de spécialité notamment la connaissance en hydraulique urbaine, et nous a confronter aux réalités du terrain et a ses contraintes.



Annexes

ANNEXE 01 : SERIE PLUVIOMETRIQUE.

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Max annuel	Max annuel retenu
1971	55.4	24.7	74.8	54.5	50.2	26.5	18.5	-999	51.8	16.6	0	12.3		74.8
1972	27.4	59.2	40	52.7	53.4	105.1	33.3	31.2	0.1	29.8	0.5	7.5	105.1	105.1
1973	66.3	32	7.6	61.3	4	46.1	66.8	17.2	1.2	5.7	-999	-999		66.8
1974	15	16.6	50.6	16.5	17.5	20	20.1	9.3	31.1	10.9	0	21	50.6	50.6
1975	3.1	5.2	39.2	30.7	43.6	46.1	9.2	16.7	21.1	12.5	0	12.5	46.1	46.1
1976	3.5	13.7	41.1	-999	-999	-999	-999	-999	4.8	1.2	1.2	0		41.1
1977	1.7	6.5	30.8	3.8	24.9	10.3	24.3	33.9	29.9	0.9	0	0	33.9	33.9
1978	12.4	35.3	27.4	23.2	26.5	34.6	27.3	0	0	3.2	0	3.4	35.3	35.3
1979	21	-999	38.9	13.7	36.9	29.8	24.7	53.4	12.7	0	0	3.6		53.4
1980	0	13.4	29.1	64.2	16.5	34	4.6	20.6	21.5	4.6	0	18.2	64.2	64.2
1981	1.9	33.5	6.7	34.5	41.3	44.4	16.8	6.3	21.4	32.5	0	6.5	44.4	44.4
1982	37.1	26.8	51.8	17.5	0	25.3	15.4	8.6	0	0	21	10.9	51.8	51.8
1983	0	19.5	13.8	32.2	43.9	23.4	16.4	10.9	30.9	8.6	0	0	43.9	43.9
1984	19.7	72.9	18.5	35.4	34.3	22.7	33.9	3.5	28.9	0	0	0	72.9	2.9
1985	28.7	26	49.7	26.5	25.4	27.5	49.7	11.3	0	19.2	14.4	0	49.7	49.7
1986	30.1	16.8	36.9	47.7	29.7	84.5	5.2	0	5.6	28.2	0	0	84.5	84.5
1987	16.6	16.8	13.7	17.7	20.9	8.9	32.1	10.3	24.7	19.4	0	0	32.1	32.1
1988	23.7	4.3	25.7	67.4	18.5	19.3	60.5	23.7	5.3	3.1	0	16.2	67.4	67.4
1989	3.8	16.5	21.2	6.6	14.7	0	9.3	14.7	10.3	3.2	21.5	0	21.5	21.5
1990	3.5	11.2	17.8	16.9	14.1	28.9	15.6	-999	25.7	0	0	0		28.9
1991	23.2	55.1	15.5	3.1	49.4	24.2	19.7	24.6	29.8	7.2	3.5	0	55.1	55.1
1992	3.5	27.2	68.7	19.2	14.1	25.2	7.8	15.2	12.8	0	1.8	0	68.7	68.7
1993	19.8	16.6	18.1	20.8	59.1	13.8	0.6	24	0	0	4.7	0	59.1	59.1
1994	31.3	15.3	24.6	25.9	49.9	17.4	36.3	6.5	0	10	0	10.4	49.9	49.9
1995	4.6	15.8	9.7	10.3	32.5	36	28.3	65.2	11.7	22.7	16.5	1.6	65.2	65.2
1996	20.5	43.2	7.6	15.1	11.1	17.9	13.5	34.1	6.8	4.6	0	11.5	43.2	43.2
1997	16.5	35.5	41.4	29.5	8.9	41.7	29.3	44.2	57.6	4.8	0	7.6	57.6	57.6
1998	8.7	14.8	40.8	47.7	45.3	28.2	14.7	5.6	0	5.6	0	7.6	47.7	47.7
1999		28.5	31.9	41.5	4.4	2.3	15.3	11	23.7	0.3	0	0		41.5
2000	5.4	13.6	24	13.4	32.4	25.7	0	24.9	10.6	0	0	7.7	32.4	32.4
2001	9.9	0	21.9	27.5	23.1	-999	-999	29.9	29.9					29.9
2002	0	-999	-999	-999	-999	-999	-999	26.2	13.4	1	0	0		26.2
2003	12.4	19.1	12.1	22	43	27	25	22.3	50.2	0	27.3	0	50.2	50.2
2004	3.5	27.7	48.5	82.6	34	15	14	19	1	0	0	0	82.6	82.6
2005	11	25	16	19.2	30	29	16	1.5	56.5	0	0	4.5	56.5	56.5
2006	4	8	4	44	4	5.5	37	28	32	1.5	2	1	44	44
2007	18	52	50	29	6	2.9	13	12.1	25	0.9	1	0	52	52
2008	6	6	22.4	12	25	13	9	20	8	0			25	25
2009	17.7	22.3	9.1	27	24.9	10.6	26.5	18.	15.3	51.8	16.6	0	27	27
2010	2.3	15.3	51.4	29.5	8.9	41.7	29.3	44.2	30	29	16	1.5	51.4	51.4
2011	20	20.1	9.3	31.1	10.9	46.5	16.4	10.9	30.9	8.6	0	0	46.5	46.5



ANNEXE 02 : tableau coefficients de Strickler.

Matériau	Coefficient de Strickler
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100



Références



REFERENCES

- [1] APD du bureau d'étude responsable du projet ECH-engineering ELBARAKA.
- [2] Source : Prof. KABAU, T : Cours d'Assainissement Urbain, I.N.B.T.P, 2010-2011.
- [3] Notion de base en hydrologie et modélisation de bassin versant ASSOCIATION AREAS, 2013.
- [4] Ouvrage de rejet, Assainissement, version 2001-1, SANDRE. 15, rue Edouard Chamberland 87065 Limoges Cedex.
- [5] <http://www.algerie.prix-construction.info>
- [6] polycopié Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomération ; prof.B.SALAH.
- [7] Chebba hafida (septembre 2015) Etude du système d'assainissement de la Localité de benchoubene, commune de rouïba (w.alger).Mémoire de fin d'études. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.
- [8] Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales ; MDDELCC ; Bibliothèque et Archives nationales du Québec.
- [9] archi-mag.com.
- [10] A. BENKHALED (Juin 2007) Distributions statistiques des pluies maximales annuelles dans la région du cheliff comparaison des techniques et des résultats ,Courrier du Savoir – N°08

CHAPITRE VII : POSE DES CANALISATIONS ET COMPARAISON DES VARIANTES.