



N° d'ordre :...../....

UNIVERSITE MOHAMMED PREMIER
ECOLE NATIONALE DES SCIENCES APPLIQUEES
D'AL HOCEIMA



Département: Génie Environnement & Génie Civil

Mémoire de Projet de Fin d'Études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
En Génie Civil

**Dimensionnement des réseaux d'assainissement et
étude de viabilité du lotissement M.I.A
à Casablanca : Comparaison technico-financière
des solutions hors site**

Réalisé Par :
ZEGMOUT LAILA
Effectué à
SOFT étude et développement
Membres de jury :

Encadrée à l'ENSAH par :
Mme. Ait Benichou Samah

Encadrée à **SOFT étude et
développement** par :
Mr. Al Hadi Toufik

Soutenu le 21/07/2017 devant le jury composé de :

Pr. Ait Benichou Samah.
Pr. Bengamra Said.
Pr. Lamhamdi Abdellatif.

Professeur (ENSAH)
Professeur (ENSAH)
Professeur (ENSAH)

Année Académique: 2016-2017

Dédicace

Je dédie à mes parents, que Dieu leur prête une longue vie, à mes deux sœurs Hanae et Hind qui m'ont soutenu dans la permanence, à mes amis et collègues, généreux en conseils empreints de bon sens.



REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier particulièrement mon tuteur de stage Monsieur EL HADI TOUFIK, d'avoir accepté ma candidature pour ce stage. Son aide très précieuse, sa disponibilité et son grand soutien ont été les facteurs clé de la réussite de ce stage.

Je tiens à remercier, par la même occasion les membres de l'équipe du bureau d'étude SOFT qui m'ont chaleureusement accueilli et m'ont témoigné une bonté sans égale pendant toute la durée de mon stage.

Je remercie le professeur Ait Benichou Samah qui m'a encadrée pédagogiquement pendant mon projet de fin d'étude et qui a su m'orienter et me diriger pour mon rapport.

Je remercie également mes professeurs de l'ENSAH pour leurs disponibilités, soutiens et encouragements tout au long de ma formation diplomate.



RÉSUMÉ

Dans le cadre de mon projet de fin d'étude, Le directeur général de la société SOFT m'as chargé d'élaborer une étude visant à doter le lotissement M.I.A sise au sud de HAY ERRAHMA au niveau du Grand Casablanca d'un réseau d'assainissement.

Le titre foncier du lotissement se compose de deux parcelles éloignées l'une de l'autre environ 200m, dont la première est distante de toute infrastructure de base, alors que la seconde est située à proximité du lotissement KAWTAR.

Notre étude s'est penchée sur la recherche d'une solution économique, qui tient en compte le côté environnemental, qui vise à doter le lotissement d'un réseau d'assainissement vu que la topographie de la première parcelle en forme de cuvette, rend l'écoulement gravitaire délicat.

Les variantes proposées lors de cette étude sont limitées à deux, la première consiste à réaliser une conduite liant les deux parcelles pour déboucher dans le réseau du lotissement KAWTAR la deuxième variante consiste à converger les eaux usées et les eaux pluviales vers un bassin de rétention situé au niveau du point le plus bas dans cette parcelle afin de les refouler par la suite vers le réseau retenu pour la deuxième parcelle.

Les estimations initiales des travaux des deux variantes ont montré que la première variante est la plus économique alors que la deuxième variante a l'avantage de créer un consommateur des eaux pluviales à des fins agricoles rentables capables de financier les frais d'exploitation et d'amortir la différence remarquée entre les prix des investissements initiaux.

En conséquent et malgré le fait que cette deuxième solution n'est pas favorable pour le lotisseur mais à long terme elle comblera cette défaillance.

En effet, et vu les difficultés techniques d'exécution (l'instabilité du sol, les grandes profondeurs, les surcharges sur les conduites et sur les regards et la difficulté de pause) de la première variante par rapport à la deuxième, nous poussera à convaincre le lotisseur de supporter cette différence qui sera récupérée au fil des années voire aussi le gestionnaire du Réseau (LYDEC) de retenir cette solution puisqu'il ne supportera aucune charge supplémentaire d'exploitation future.

Les mots clés : réseau d'assainissement, dimensionnement, étude technico-financière , eaux pluviales , eaux usées.



SOMMAIRE

Introduction:	11
Présentation de l'organisme :	13
Chapitre I : Présentation du projet :	16
I-Introduction.....	17
II- Situation de lotissement M.I.A.....	17
III- Données foncières de la zone du lotissement M.I.A.....	18
IV- Topographie du site.....	20
V- Réseau hydrographique.....	21
VI- Climatologie.....	21
VII- Hydrologie de la zone.....	22
VIII- Consistance du lotissement.....	22
IX- Conclusion.....	25
Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement.....	26
I-Introduction	27
II- Aperçu historique de l'évolution des systèmes d'assainissement.....	27
III- Choix du type de réseaux.....	29
1- <i>Les bases du choix d'un réseau d'assainissement</i>	29
2- <i>Type des réseaux d'assainissement</i>	29
a- Le système unitaire.....	29
b- Le système séparatif.....	31
3- <i>Notre choix du type de réseau d'assainissement</i>	33
IV- Etape de conception d'une étude d'assainissement.....	34
V- Diagnostic des données topographiques caractérisant le site.....	38
VI- Conclusion.....	38
Chapitre III : Calcul des débits des eaux usées :.....	39
I-Introduction	40



II-Données de bases.....	40
III-Premières étapes du dimensionnement des eaux usées.....	41
1- <i>Tracé du réseau</i>	41
2- <i>La côte tampon</i>	42
3- <i>Le choix de la côte radier</i>	42
4- <i>Le choix du type de canalisations</i>	42
a- Les formes de canalisations disponibles.....	42
5- <i>Type de canalisation</i>	43
a- Conduites en fonte.....	43
b- Conduites en béton non armé.....	44
c- Conduites en béton armé.....	44
d- Conduites en grés artificiels.....	45
e- Conduites en amiante ciment.....	45
f- Conduites en matières plastiques.....	46
g- Conduites en PVC.....	46
h- Les tubes PEHD.....	47
6- <i>Critères du choix d'une canalisation</i>	48
7- <i>Détermination du diamètre de la canalisation</i>	49
8- <i>Conditions d'auto-curage</i>	51

Chapitre IV : Calcul des débits des eaux pluviales :.....56

I-Introduction.....	57
1- <i>La transformation pluie-débit</i>	57
2- <i>La méthode rationnelle</i>	60
3- <i>La méthode superficielle</i>	63
II-Dimensionnement du réseau des eaux pluviales.....	65
1- <i>Détermination des paramètres</i>	65
a- Les coefficients de Montana.....	65
b- Les paramètres $\beta + \delta$	65
c- Le coefficient d'ajustement.....	66



Projet de fin d'étude 2016-2017



d- Les coefficients d'allongement.....	66
e- Le coefficient de ruissellement.....	67
f- La superficie.....	69
g- La vitesse d'écoulement V.....	69
2- <i>Le dimensionnement des canalisations</i>	70
3- <i>Le bassin de rétention</i>	73
a- Définition.....	73
b- Son dimensionnement.....	73
b-1-Méthode de pluies.....	73
b-2-Méthode des volumes.....	74
4- <i>La méthodologie du calcul</i>	74
a- Calcul par voie graphique.....	74
b- Calcul par voie numérique.....	76
III- Conclusion.....	77
Chapitre V : Étude comparative financière du projet	78
II-Comparaison du coût d'investissement initial	79
1- Variante 1 :.....	79
2- Variante 2 :.....	80
a- Le coût des travaux du bassin de rétention.....	80
b- Station de pompage.....	80
III- Comparaison du coût d'exploitation.....	81
1- Variante 1 :.....	81
2- Variante 2 :.....	81
Conclusion.....	83
Bibliographie.....	84
Annexe	



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Les coordonnées cartésiennes de la première parcelle.....	17
Tableau 2 : Les coordonnées cartésiennes de la deuxième parcelle.....	18
Tableau 3 : Consistance du lotissement parcelle1.....	23
Tableau 4 : Consistance du lotissement parcelle 2.....	24
Tableau 5 : Pourcentage de la pente suivant le type de la chaussée.....	41
Tableau 6 : valeur des paramètres μ , c , d et f	63
Tableau 7 : Valeur de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation.....	65
Tableau 8 : Valeur du coefficient de ruissellement suivant la nature de la surface.....	65
Tableau 9 : Coefficient de ruissellement suivant le type d'habitation.....	66
Tableau 10 : tableau comparatif des investissements et charges d'exploitations.....	78

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Plan de situation du Projet.....	16
Figure 2 : Modélisation 3D du terrain.....	19
Figure 3 : Modélisation du terrain en grille.....	19
Figure 4 : Courbes de Niveau.....	20
Figure 5 : Plan de masse des parcelles P1 et P2 du lotissement M.I.A.....	22
Figure 6 : Plan coté des parcelles P1 et P2 du lotissement M.I.A.....	22
Figure 7 : La Cloaca maxima de Rome.....	26
Figure 8 : Schéma simplifiant le mécanisme du réseau unitaire.....	28
Figure 9 : Schéma montrant le fonctionnement du réseau séparatif.....	29
Figure 10 : Conduite en fonte	42
Figure 11 : Conduite en béton non armé.....	43
Figure 12 : Conduite en béton armé.....	43
Figure 13 : Conduite en grés artificiels	44
Figure 14 : Conduite en amiante ciment	44
Figure 15 : Conduite en matière plastique.....	45
Figure 16 : Conduite en PVC	45
Figure 17 : Conduite PEHD	46
Figure 18 : Canalisation circulaire	48
Figure 19 : Algorithme du calcul de débit de pointe des eaux usées.....	50
Figure 20 : Algorithme de dimensionnement et de vérification du réseau des eaux usées....	51
Figure 21 : Influence d'un élément de pluie uniforme d'intensité i à l'exutoire.....	57
Figure 22 : Définition de la pluie nette et de la pluie efficace.....	58
Figure 23 : Organigramme d'assemblage des bassins versants.....	67
Figure 24 : Diagramme du dimensionnement des canalisations.....	68
Figure 25 : Variation du rapport des vitesses en fonction du rapport du remplissage.....	69
Figure 26 : La courbe de variation du volume de précipitations en fonction du temps.....	72
Figure 27 : Tranchée asymétrie recevant deux canalisations.....	75



Liste des abréviations

- EP** : Eau pluviale.
EU : Eau usée.
PNA : Programme national d'assainissement.
VRD : Voiries et réseaux divers.
PTT : Postes , télégraphes et téléphones.
Lot : Lotissement.
PVC : PolyVinylChloride.
PEHD : Polyéthylène haute densité.
RPS2000 : Règlement parasismique.
Cr : Coefficient de rejet .
C_{ph} : Coefficient de pointe horaire.
H₂S : (hydrogène sulfuré).
C_{pj} : Coefficient de pointe journalier.
Q_{pj} : Débit de pointe journalier .



INTRODUCTION

Le secteur d'assainissement a subi une grande évolution qui s'est reflétée sur le taux de raccordement de plus en plus croissant aux réseaux d'assainissement.

Depuis le premier jour de l'indépendance, l'état a délégué la gestion de ces réseaux à des régies municipales dans une dizaine de villes du Maroc, alors que dans les zones rurales et les petites villes c'est l'office nationale de l'eau potable qui s'est chargé de leur gestion. Ces deux types d'organisme avaient pour charge de revoir la capacité de desserte des réseaux d'eau potable et d'assainissement et à veiller à leur extension pour répondre à l'évolution urbanistique que connaît les agglomérations marocaines de différentes tailles allant de petits centres autonomes aux grandes villes, et ce dans le but d'atteindre un taux de branchement de 100% au niveau urbain et 80% au niveau rural à l'horizon 2020.

Pour réaliser cet objectif et accélérer la cadence de réalisation, le gouvernement a lancé un programme national ambitieux d'assainissement PNA qui vise l'augmentation de taux de branchement ainsi que le taux de traitement des eaux usées à 60%. Le financement de ce programme est l'une des tâches de l'initiative nationale de développement humain INDH contrôlée par le ministère de l'intérieur par le biais des services techniques provinciaux.

Pour l'application de telle politique, des réglementations ont été mises en application telles que la nécessité de la dotation des nouvelles zones urbaines aménagées par les secteurs privés par des infrastructures de bases répondant aux besoins des résidents parmi eux figurent les réseaux d'assainissements dont les études d'exécutions sont réalisées par des bureaux d'études spécialisés.

Mon projet intitulé « Dimensionnement des réseaux d'assainissement et de viabilité du lotissement M.I.A à Casa : une comparaison technico-financière des solutions hors site » fait partie de ces études.



Projet de fin d'étude 2016-2017



Cette étude a l'intérêt de viabiliser un lotissement à travers les activités proposées :

- ✓ De créer une zone viable.
- ✓ De répondre à la demande de la population en zone viabilisée.
- ✓ De réaliser des infrastructures d'assainissement.
- ✓ D'évaluer le coût de projet tout en tenant compte de l'impact environnemental.

La présente étude s'est concentrée sur l'assainissement du site, avec le dimensionnement du réseau des eaux pluviales et celui des eaux usées. Les analyses des données et documentations ainsi que les visites des lieux ont permis de développer les méthodes de travail et de calcul.

Ce rapport est composé d'une brève présentation de l'entreprise, d'une présentation du projet et des aménagements qui sont envisagés, suivi des différentes études effectuées concernant les variantes proposées du raccordement des réseaux d'assainissement avec le dimensionnement et la vérification.



Présentation de l'organisme

« SOFT ETUDE ET DEVELOPPEMENT » est un bureau d'étude technique et d'ingénierie ayant pour mission la réalisation des prestations d'Ingénierie et Conseil en génie civil et travaux publics, notamment :

- Étude et suivi des travaux d'aménagement et infrastructure.
- Ordonnancement, pilotage et coordination des projets de génie civil.

Son domaine d'activités

Aménagement et infrastructure

- Aménagement des projets intégrés.
- Aménagement des projets touristique et golfique
- Aménagement des zones urbaines et industrielles.
- Schémas directeurs de voirie et assainissement.
- Schémas directeurs d'eau potable
- Routes et ouvrages d'art.

Management de projet

- Ordonnancement, pilotage et coordination de projet.
- Assistance à la maîtrise d'ouvrage.
- Assistance à la maîtrise d'ouvrage délégué.
- Evaluation technico-économique des projets.

Expertise et développement

- Expertise des infrastructures.
- Etudes générales et de faisabilité.
- Formation: Initiation et maîtrise de logiciels techniques.
- Diagnostic et études de réhabilitation des réseaux VRD.



Bâtiments et structures

- Structure Béton Armé.
- Structure métallique.
- Métrés des travaux.
- Lots techniques.

Ses agréments

Agréments définitifs

▪ **D3. Hydraulique urbaine**

Adduction et distribution d'eau, assainissement urbain, traitement d'eau potable et épuration des eaux résiduaires.

- **D17. Voirie, réseaux d'assainissement et eau potable.**
- **D18. Réseaux d'électricité basse et moyenne tension, Réseaux téléphoniques et éclairage public.**

Agréments provisoires

▪ **D4. Routes, autoroutes, transport**

Routes, autoroutes, voies ferrées, aéroports, y compris petits ouvrages (ponceaux, Dalots), signalisation, système de transport, transport urbain, infrastructure aéroportuaire.

▪ **D5. Ouvrages d'art**

Ponts, aqueducs, réservoirs, carrefours dénivelés, tunnels, grands ouvrages de prestige..., y compris diagnostic d'ouvrages.

▪ **D6. Barrages**

Grands barrages, barrages collinaires.

▪ **D7. Travaux maritimes et fluviaux**

Ports maritimes et fluviaux, aménagement des cours d'eau.

▪ **D10. Industrie et énergie**

Industrie manufacturière et de transformation, métallurgie, nucléaire, traitement des déchets, énergie (transport-distribution : pipelines, gazoducs...), mécanique, électromécanique, agro-industrie, pharmacie, chimie, pétrochimie, énergie



Projet de fin d'étude 2016-2017



De substitution, engrais, ciments, automatisation de procédés, aéronautique, automobile, chambres froides, électronique.

- **D12. Géologie, géophysique, géotechnique, hydrologie, hydrogéologie**

Prospection, planification dans le domaine des ressources en eau, diagnostic d'ouvrages existants, contrôles non destructifs, fondations.

- **D13. Etudes générales**

Etude de planification, d'économique, de marche, d'organisation, de gestion et de formation ressources humaines, de gestion de la production, de sociologie, d'environnement, d'impact, sectorielles, d'audit de qualité, d'aide de mise à niveau.

- **D14. Calcul de structures pour bâtiments à tous usages**

Calcul de structures en béton armé, béton précontraint, charpente métallique, charpente en bois et autres structures pour bâtiments à tous usages : habitat, industriel, bureaux, centres commerciaux, Établissements d'enseignement, hôtels, hôpitaux, gares, équipements publics...

- **D15. Courant Fort et Courant Faible pour bâtiments à tous usages**

Energie électrique : branchement de 1ère catégorie et distribution de l'énergie électrique à l'intérieur des immeubles, centres commerciaux tertiaires Courants faibles : installations téléphoniques, signalisations sonores et lumineuses, sonorisations d'ambiance, câblages informatiques, vidéo surveillance, audiovisuel...

- **D16. Réseaux des fluides pour bâtiments à tous usages**

Plomberie et assainissement, Chauffage, Climatisation, Ventilation mécanique, Fluides médicaux.



CHAPITRE I

présentation du projet

Ce chapitre sera réservé à la présentation du site, ses caractéristiques topographiques et climatologiques ainsi que son influence sur le choix de types de réseau.

I- Introduction

L'objectif principal du projet est de proposer une solution qui permet de raccorder le site du lotissement objet de l'étude au réseau d'assainissement de la ville de Casablanca. Ainsi que la réalisation d'une étude technico-économique visant la dotation du lotissement du réseau d'assainissement et des autres équipements de bases.

II-Situation du lotissement M.I.A

Le lotissement objet de l'étude est situé au nord ouest de la municipalité de DAR Bouazza, province de Nouaceur à Casablanca, il est délimité:

- ❖ Au Nord : par un titre foncier 100052/c et deux voies d'aménagement de 30m projetées DB 97 et DB 110.
- ❖ Au Sud : par une voie d'aménagement DB 119 de 30m projetée.
- ❖ A l'Est : par des titres fonciers 100052/c, 100053/c et 19250/c en terrain nu.
- ❖ A l'Ouest : par un terrain nu de TF 21 876/c.

Le terrain objet de l'étude se situe au sud de HAY ERRAHMA entre deux voies d'aménagements projetés de 30 m d'emprise et s42tqle sur environ 4Ha 52a96ca.

Les coordonnées Lambert moyennes du site du projet sont les suivantes :

$$X = 284297 \text{ mNGM} ; Y = 326637 \text{ mNGM}$$

Le lotissement comprend deux parcelles P1 et P2 (cf.fig1)



Figure1 : Plan de situation du projet

III-Données foncières de la zone du lotissement M.I.A

Le site objet de notre étude s'étale sur une superficie de 4Ha52a96ca objet du titre N T34765C et se compose en deux parties distantes de 200m.

❖ La première partie qui représente la parcelle N°1

Cette partie a une forme rectangulaire de longueur 500m et 60m de large.
La parcelle est limitée par les points de bornage dont les coordonnées cartésiennes sont comme suit :

		X	Y
B	36	284102	326971
B	20	284145	326901
B	38	284129	326894
B	24	284178	326796
B	25	284230	326725
B	26	284297	326637
B	27	284348	326675
B	28	284417	326574
B	1	284321	326507
B	2	284174	326703
B	3	284111	326786
B	4	284094	326825
B	5	284080	326871
B	6	284065	326864
B	37	284033	326919

Tableau1 : Les coordonnées cartésiennes de la première parcelle.

Et par conséquent les coordonnées de son centre sont :

X	Y
284181,6	326776,533

Selon le découpage architectural, cette partie abritera 50 lots couvrant une superficie de 29608,45m², le reste est réservé aux voies de dessertes intérieures.

Sa topographie ayant une allure de cuvette caractérisée par une forte pente descendante de l'ouest vers le milieu et une remontée vers la voie de 30 m selon le plan d'aménagement de la zone.

Les côtes varient de 76 à l'ouest et 72 à l'est en passant par le point le plus bas ayant comme côte 69 m.

Cette zone n'est actuellement desservie par aucune voie aménagée mais celles projetées sont de trente mètres d'emprise déboucheront sur une artère principale de 60 m de largeur. Les équipements de base se limitent au réseau électrique dont la ligne d'une moyenne tension passe à proximité des frontières Nord d'où dérivent deux artères traversant le lotissement et qui doivent être déplacées pour la sécurité future des habitants.

❖ **La deuxième partie qui représente la parcelle N°2**

Cette partie dont la forme géométrique est rectangulaire s'étale sur une superficie de l'ordre 5946 m² ayant comme longueur 140 alors que la largeur est 43m.

La parcelle est limitée par les points de bornage dont les coordonnées cartésiennes sont comme suit :

		X	Y
B	29	284535	326655
B	30	284499	326630
B	31	284451	326694
B	32	284420	326747
B	33	284450	326767

Tableau2 : les coordonnées cartésiennes de la deuxième parcelle

Donc les coordonnées de son centre sont :

X	Y
284471	326698,6

Selon le découpage architectural, cette partie abritera 20lots couvrant une superficie de 2684,73m², le reste est réservé aux voies de dessertes intérieures

Sa topographie est régulière caractérisée par une pente douce descente de l'Est à l'Ouest. Les côtes varient entre 71.37 (au niveau de la voie d'aménagement projetée) et 68.3 m à l'ouest de la parcelle

Cette partie, contrairement à la précédente, est située à proximité d'un lotissement déjà existant doté des infrastructures de base à savoir (voirie, assainissement liquide, ligne électrique, eau potable et PTT).

IV-Topographie du site

La topographie du site est vallonnée. Les côtes du terrain naturel du site varient entre +67.5mNGM et +77 mNGM ayant deux dépressions sur la parcelle 1.

À travers les points de niveau qu'on a obtenu d'après la carte topographique on a pu modéliser notre terrain sous plusieurs formes comme montrent les figures ci-dessous :

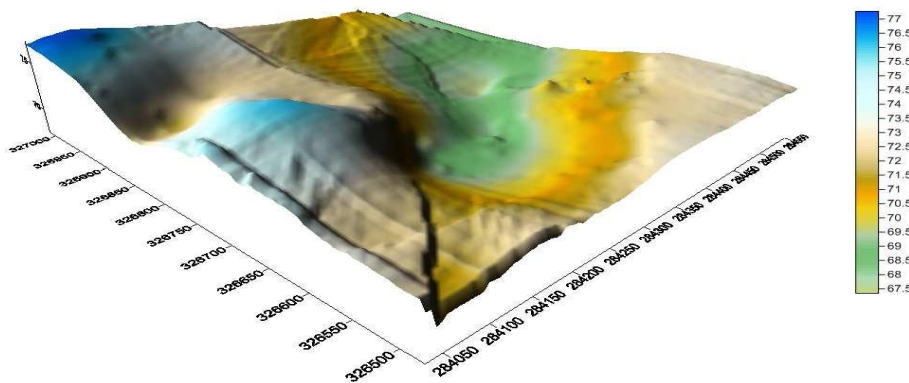


Figure 2 : Modélisation 3D du terrain

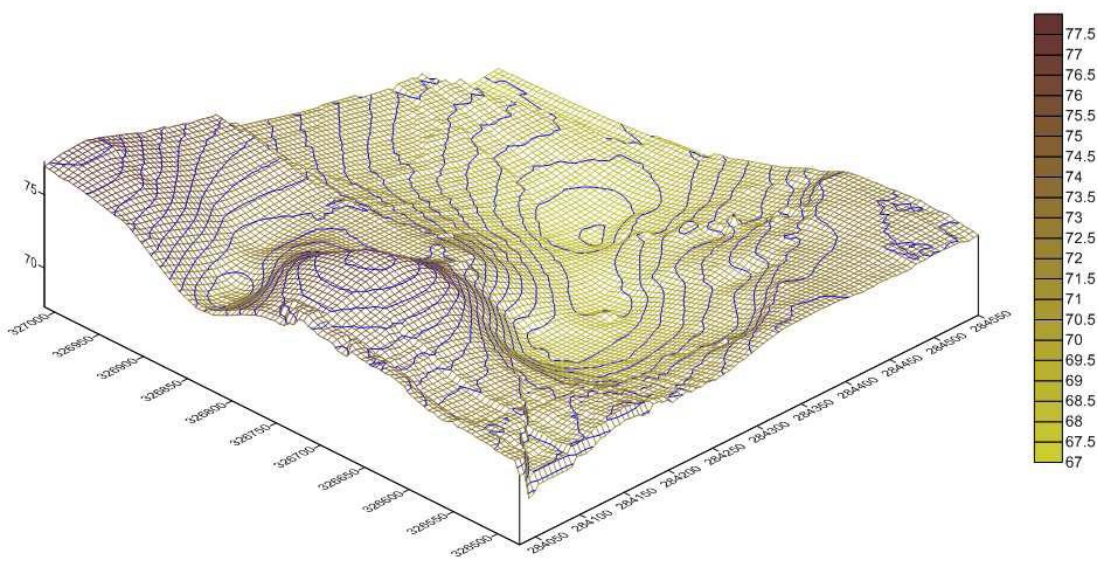


Figure 3 : modélisation 3D du terrain en grille

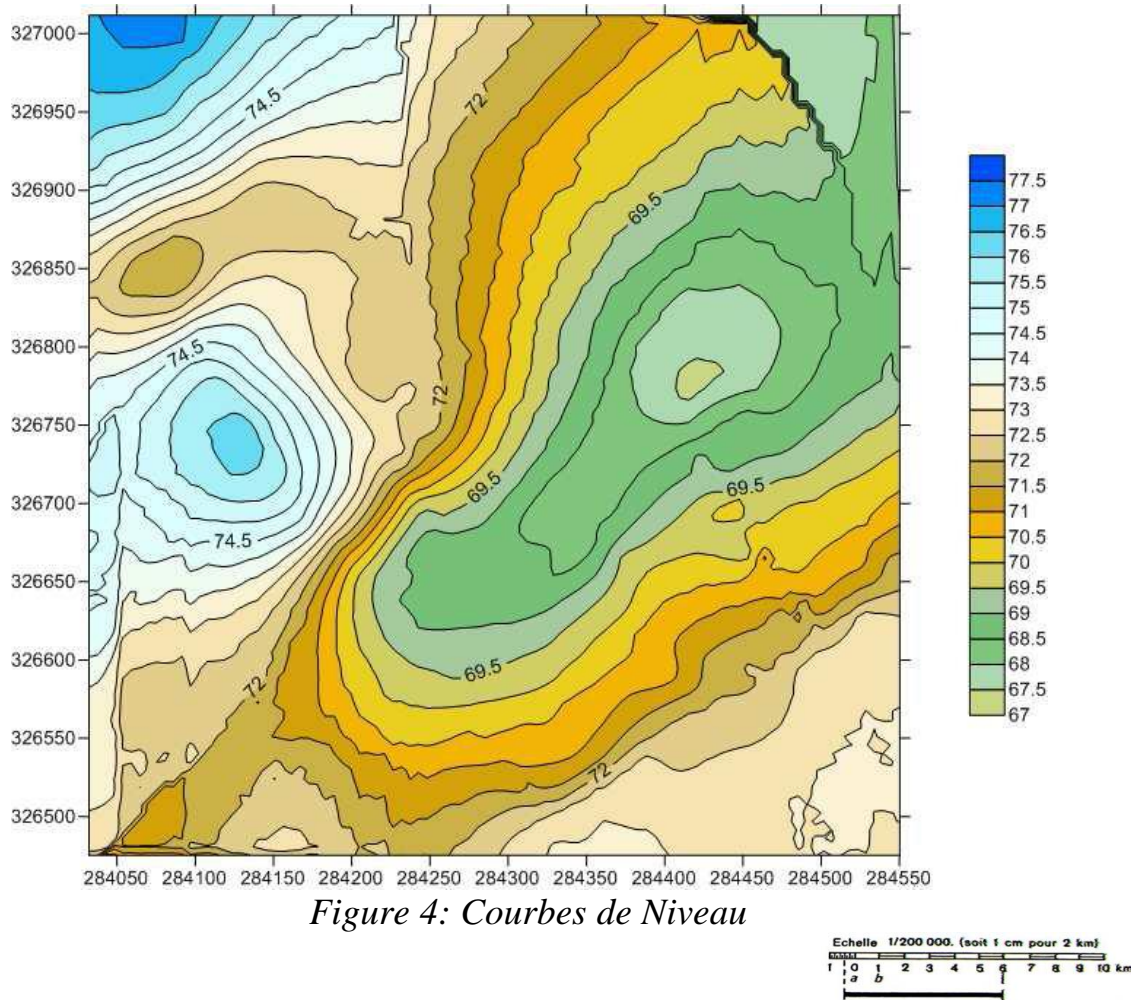


Figure 4: Courbes de Niveau

V-Réseau hydrographique

Il n'existe aucun réseau hydrographique de surface. Les eaux pluviales ruissellent vers des DAYAS qui présentent des points bas.

VI-Climatologie

Selon les données collectées au niveau du centre national de prévisions de la météorologie nationale (Météorologie Nationale) de l'année 2015, le climat de la région est généralement subhumide, il est tempéré par la proximité de l'océan. Les maxima pluviométriques se situent généralement en décembre ou janvier, avec un maximum secondaire en Mai ou parfois Avril. La pluviométrie moyenne annuelle de la région



se situe autour de 500mm, ces précipitations se répartissent grossièrement en 70 jours pluvieux avec des écarts interannuels importants.

La température moyenne annuelle est d'environ 18°C, les différences entre les maxima et minima moyens annuels sont de l'ordre de 12°C.

VII-Hydrologie de la zone

La région de Casablanca est intéressée par une nappe générale alimentée par le bassin versant de BERRECHID. Les écoulements se font du SE vers le NW en direction de l'océan. Le socle primaire de par son caractère étanche, constitue la base de l'écoulement de la nappe. Dans les zones à prédominance marneuse, c'est cette formation qui est le support des écoulements. Les formations aquifères qui sont déposées sur ces sols imperméables sont les calcaires gréseux abondants dans la zone du littoral. Toutefois, on observe que la nappe est déviée localement par endroit lorsque la topographie du socle imperméable est surélevée.

VIII-Consistance du lotissement

Le projet s'étend sur une superficie totale de 4Ha 52a96ca environ. Il consiste en l'équipement VRD de toutes les parcelles en infrastructure de base voirie, assainissement eau potable, électricité et téléphone.

L'opération MIA est composée principalement des lots suivants :

- ✚ 50 Immeubles R+5 ayant des surfaces variant de 400m² à 700m².
- ✚ 11 Immeubles R+3 ayant des surfaces de 160m² environ.
- ✚ 9 Immeubles R+2 ayant des surfaces de 100m² environ.

L'élaboration de la présente étude s'est basée sur les données et les informations recueillies, ainsi que les documents existants complétés par les visites effectuées dans la zone du projet.

Les documents de base ayant servi pour l'élaboration de la présente étude sont :

- ❖ Plan de masse à l'échelle 1/1000 version 20/10/ 2016(fig5).

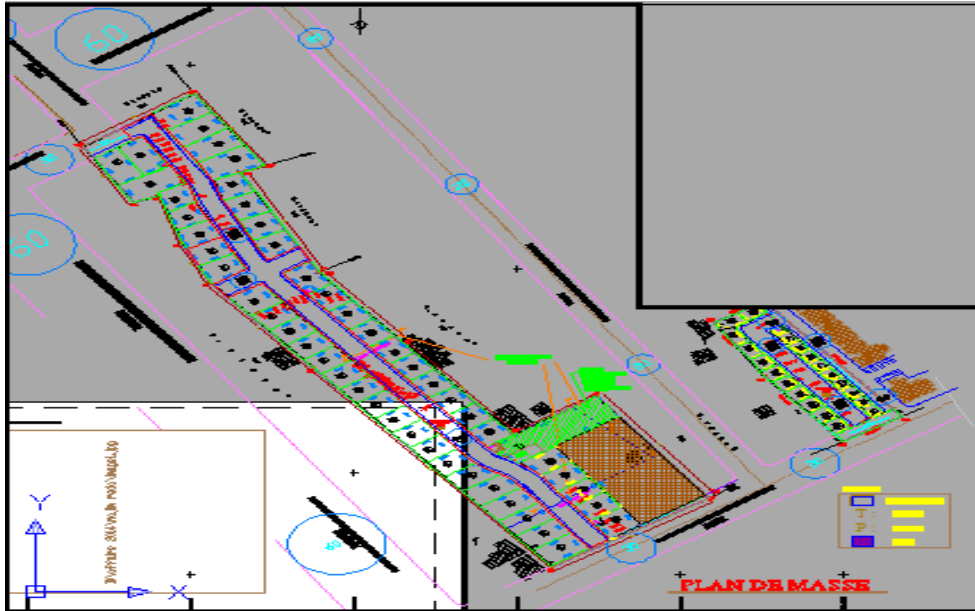


Figure 5 : plan de masse des parcelles P1 et P2 du lotissement M.I.A

- ❖ Cahier de charge version reçu le 20/10/2016.
- ❖ Plan coté à l'échelle 1/500 dernière version reçu le 15 Avril 2014 (fig 6).

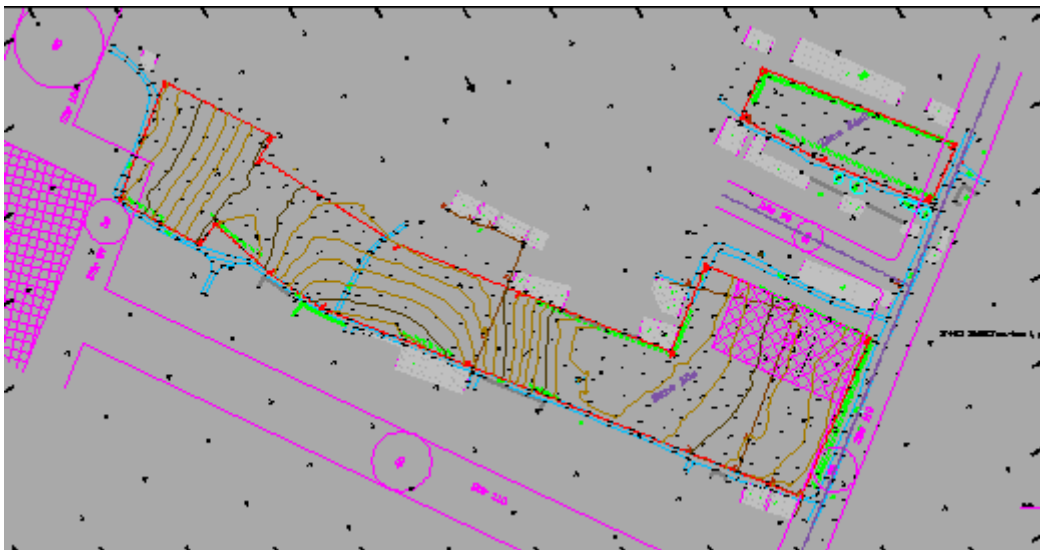


Figure 6 : plan coté des parcelles P1 et P2 du lotissement M.I.A.

- ❖ Guide LYDEC du promoteur.
- ❖ Enquêtes préliminaire et réunions de coordination avec le MO.
- ❖ Visite des lieux :

Une visite du lotissement objet de l'étude a été nécessaire pour acquérir les informations indispensables:

- Chercher les points projetés de rejet et leurs profondeurs.
- Avoir une vue 3D de la topographie du site
- Les dimensions des canalisations existantes
- Le sens d'écoulement.
- La qualité du sol du bassin versant objet de notre étude.

Les Tableaux ci-dessous détaillés par secteur les différents lots prévus par le Plan de masse

TABLEAU DES SURFACES PARCELLE P1

LOTS R+5						LOTS R+5						LOTS R+5					
Lot N°	Surface m²	Hauteur	Lot	Surface m²	Hauteur	Lot	Surface m²	Hauteur	Lot	Surface m²	Hauteur	Lot	Surface m²	Hauteur			
1	544.35	R+5	11	414.71	R+5	21	436.40	R+5	31	408.46	R+5	41	400.57	R+5			
2	538.71	R+5	12	417.80	R+5	22	413.25	R+5	32	467.26	R+5	42	401.27	R+5			
3	552.18	R+5	13	420.90	R+5	23	410.82	R+5	33	458.17	R+5	43	403.33	R+5			
4	565.65	R+5	14	424.23	R+5	24	706.05	R+5	34	428.13	R+5	44	400.13	R+5			
5	558.45	R+5	15	428.83	R+5	25	584.23	R+5	35	456.83	R+5	46	450.10	R+5			
6	463.44	R+5	16	433.62	R+5	26	592.23	R+5	36	402.16	R+5	47	426.55	R+5			
7	405.06	R+5	17	438.42	R+5	27	651.90	R+5	37	401.24	R+5	48	426.20	R+5			
8	405.41	R+5	18	546.14	R+5	28	624.70	R+5	38	402.42	R+5	49	425.85	R+5			
9	408.55	R+5	19	485.60	R+5	29	635.50	R+5	39	401.83	R+5	50	460.24	R+5			
10	411.61	R+5	20	450.42	R+5	30	732.33	R+5	40	401.15	R+5						
TOTAL 29608,45																	

Tableau 3 : consistance du lotissement parcelle 1

TABLEAU DES SURFACES PARCELLE P2

LOTS R+2			LOTS R+3					
Lot N°	Surface m ²	Hauteur	Lot N°	Surface m ²	Hauteur	Lot N°	Surface m ²	Hauteur
1	100.10	R+2	10	161.42	R+3	19	161.39	R+3
2	100.10	R+2	11	172.54	R+3	20	160.25	R+3
3	100.10	R+2	12	160.10	R+3	TOTAL 2684.73		
4	100.10	R+2	13	160.98	R+3			
5	100.10	R+2	14	160.98	R+3			
6	100.10	R+2	15	160.80	R+3			
7	100.10	R+2	16	160.65	R+3			
8	100.10	R+2	17	160.03	R+3			
9	104.05	R+2	18	161.25	R+3			

Tableau 4 : consistance du lotissement parcelle 2

IX- La conclusion :

La topographie vallonnée du site ainsi que son emplacement rend la dotation par des réseaux d'assainissement un peu délicate ce qui nous a poussé à penser de trouver une solution qui tiendra en compte à la fois du coté environnemental et économique, c'est qu'on va détaillé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II

Généralités sur les réseaux d'assainissement

Dans ce chapitre on essayera de donner un aperçu sur l'évolution historique des systèmes d'assainissement dans le monde et en particulier au Maroc ainsi qu'une présentation des principaux types de réseaux d'assainissement , tout en explicitant d'avantage les règles imposées par LYDEC lors de l'exécution des réseaux adoptés



I-Introduction :

Au fil des années le Maroc, ne manège aucun effort pour allier l'humanisme à l'urbanisme afin d'accompagner le développement du pays dans la quiète, en particulier le secteur d'assainissement a subit une évolution immense qui s'est reflété sur le taux de raccordement au raison d'assainissement mais aussi sur le nombre des projets liant les zones rurales aux zones urbaines dont l'objectif crucial de mon projet.

II- Aperçu historique de l'évolution des systèmes d'assainissement

Durant la partie obscure de l'humanité, la nature était un espace ouvert pour pratiquer son besoin vital. En effet pour des obligations religieuses ils se trouvaient censées au sein de leurs propriétés liaient à des fosses. Suite à l'évolution urbaniste et le manque d'espace dans les villes romaines qui attachaient une très grande importance à la qualité de l'eau, ils ont construit des aqueducs pour acheminer l'eau jusqu'aux villes et jusqu'aux maisons, ils ont construit des thèmes pour se baigner, ainsi que des égouts et des latrines pour évacuer les déchets. Une ville romaine était d'abord bâtie sur l'établissement de son réseau d'évacuation, qui, avec le temps, fut couvert et enterré pour des raisons d'odeur et de salubrité. L'égout romain est donc la conséquence de l'adduction d'eau : *l'eau qui entre dans la ville doit en sortir.*

Le réseau d'égout le plus ancien du monde romain est la fameuse *cloaca maxima* de Rome, dont la fonction première était de drainer et d'assainir la vallée du Forum, et ce drain, à mesure de l'urbanisation de Rome, est devenu un égout qui collectait les eaux usées.



Figure 7 : La Cloaca maxima de Rome

[6] L'apparition du cholera lors de l'épidémie terrible de 1854 et afin d'éradiquer cette maladie, ils ont opté pour collecter des eaux urbaines et de les mener par des canalisations enterrées, à des sites de rejets en milieu naturel avec la croissance continue de l'urbanisation et la poussée démographique, les villes vont développer des réseaux d'égout comptant des milliers de kilomètres de canalisations et aboutir au concept du « tout à l'égout ».

La collecte se faisait au début à travers des galeries, puis des caniveaux en argile caractérisés par une faible résistance à la compression.

Avant le protectorat, les marocains ont opté pour des caniveaux réalisés par des parois en briques réfractaires (briques en argiles cuit) couverts par des pierres taillées.

En effet selon des historiens ce système a vu le jour au niveau de Rachidia avec l'arrivée des premières dynasties Idrissi au Maroc, puis ils ont développé ce système à FEZ l'ancienne capitale des Addarissas

Au début de colonialisme français la gestion des réseaux a été confiée à la société marocaine de distribution d'eau de gaz et de l'électricité SMD filiale de groupe lyonnaise des eaux, qui a abandonné le système des caniveaux au profit des buses en béton comprimé ,

puis on s'est orienté vers les buses en béton centrifugées ensuite en béton armé après l'indépendance.

Cependant ces dernières sont peu utilisées vu leurs poids et la difficulté de leurs poses. Actuellement on opte le plus souvent pour des canalisations plus légères et faciles à transporter et poser telles que PVC et PEHD.

III- Choix du type du réseau

Parmi les différents réseaux d'assainissements réalisés pour desservir les agglomérations on cite les cinq les plus répandus à savoir :

1- Les bases du choix d'un réseau d'assainissement

La conception des réseaux d'assainissement se base sur quatre principes

- a- un écoulement gravitaire le long de la trajectoire.
- b- le choix de type de canalisation et le respect de leurs fourchettes (pas faible pour éviter la stagnation et pas forte pour protéger les parois contre l'effet des frottements)
- c- le choix économique
- d- l'impact sur l'environnement.

2- Type des réseaux d'assainissement

Parmi les réseaux existants on cite

a- Le système unitaire :

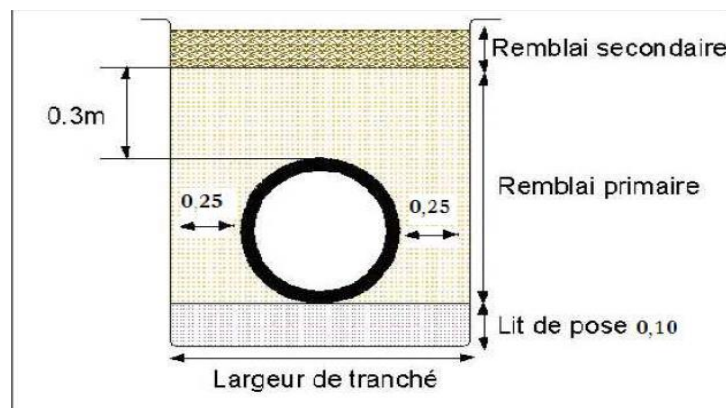


Figure 8 : schéma simplifiant le mécanisme du réseau unitaire.



[7] Le système unitaire est l'héritage du « tout-à-l'égout », né vers 1830 à la suite des épidémies et du mouvement hygiéniste, dont la doctrine était « qu'on lave tout et qu'on évacue le tout à l'égout ».

La notion de « tout-à-l'égout » est aujourd'hui à proscrire, car elle suggère que tout et n'importe quoi peut être rejeté dans le réseau d'assainissement unitaire.

L'ensemble des eaux usées et pluviales est, en système unitaire, évacué par un réseau unique, généralement équipé de déversoirs d'orage, vannages, etc. permettant, en cas de pluies intenses, le rejet par surverse d'une partie des eaux, dirigées par un évacuateur vers le milieu naturel soit directement, soit après un traitement spécifique.

Le système unitaire, qui équipe les grandes agglomérations, les centres historiques des villes moyennes et certaines petites communes, ne connaît aujourd'hui que peu de développement. Le système unitaire s'impose de fait lorsqu'il n'ya plus de possibilité de concevoir économiquement un réseau séparatif et une reprise des branchements particuliers.

Par ailleurs, si l'agglomération, d'importance moyenne, est située en bordure d'un cours d'eau important à très gros débit d'étiage (Débit minimal d'un cours d'eau il correspond statistiquement sur plusieurs années où le niveau d'un cours d'eau atteint son point le plus bas), susceptible de recevoir d'un réseau des quantités d'eau peu polluées, le déversement des eaux n'est pas gênant, par la suite de la dilution que provoque le débit du cours d'eau.

On peut créer des réservoirs d'orage rendant possible des réductions de section des collecteurs en aval de la ville. Néanmoins, la sensibilité du milieu naturel, non seulement en termes de qualité physico-chimique des eaux, mais aussi en termes d'impact sur la vie aquatique, doit être prise en compte.

Le système unitaire présente l'avantage de la simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque bloc d'immeuble ou parcelle, sans souci de conformité.

Il fournit également l'avantage de collecter les eaux de « petites pluies » fortement souillées, qui représentent 90% des événements pluviométriques, et de les traiter en station d'épuration.

Il présente, toutefois, un inconvénient majeur qui consiste en des déversements parfois intempestifs qu'il convient de gérer au plus juste.

En effet, les nouveaux concepts de gestion automatisés, qui visent à maîtriser toutes les eaux polluées, reposent sur des structures communes et des alternances de flux générés. Rappelons que les durées des événements entraînant le ruissellement et la pollution représentent les 2/3 des précipitations, de l'ordre de 300 à 600 heures par an, sur 150 jours, soit une durée moyenne d'environ 3 heures.

b- Le réseau séparatif :

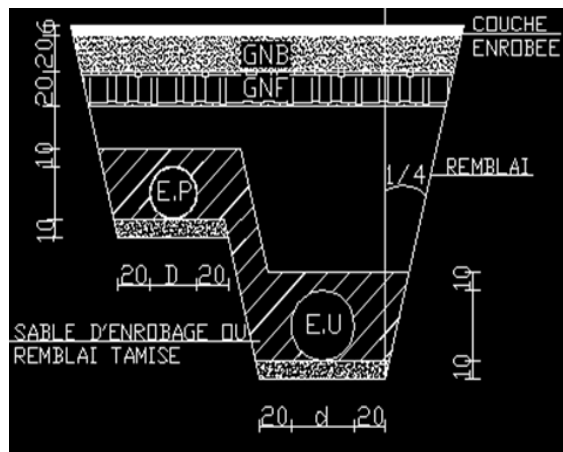


Figure 9 : schéma montrant le fonctionnement du réseau séparatif

[8] Le système séparatif consiste à spécialiser chaque réseau selon la nature des effluents. Un réseau est affecté à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et des effluents industriels, sous la condition qu'ils aient des caractéristiques analogues aux eaux usées domestiques.

Un autre réseau assure l'évacuation des eaux pluviales directement rejetées dans le milieu récepteur.

L'origine du système séparatif est liée à la création des stations d'épuration : l'on pensait alors les alimenter des seules eaux usées domestiques, sans eaux parasites et sans mauvais branchements.

Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, mais c'est surtout celui choisi pour les extensions des villes, qui constituent de véritables appendices sur le réseau initial, souvent en système unitaire, créant ainsi un système hybride (*dont le détail de fonctionnement sera présenté en paragraphe*).

On l'adopte également lorsque le réseau d'égout existant dans la ville-centre doit reprendre l'extension nécessitée par les zones résidentielles en voie de création.



La collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de sections réduites en raison du volume limité des effluents en cause.

Elle apparaîtra le plus souvent préférable à une collecte unitaire lorsque les eaux pluviales peuvent être évacuées rapidement dans le milieu naturel en faisant largement appel au ruissellement superficiel, à l'écoulement dans les caniveaux et à des solutions « sans tuyau » dites alternatives.

On notera que le recours à un assainissement séparatif peut être avantageux, en particulier pour l'équipement d'un quartier résidentiel réalisé par étape, si le réseau unitaire existant en aval et servant d'exutoire est sur le point d'être saturé.

Le système séparatif présente, par ailleurs, certains avantages :

- Il est le seul concevable si la population est relativement dispersée.
- Il permet le recours à des postes de relèvement ou refoulement que la faiblesse du relief imposerait.
- Le relèvement des eaux usées restant inévitable en tout état de cause, les eaux de ruissellement pourront, quant à elles, être rejetées gravitairement dans les cours d'eau par l'intermédiaire de réseaux pluviaux partiels ou par des canaux demeurant à ciel ouvert.
- Il s'impose si le cours d'eau traversant l'agglomération est de faible importance, notamment en période critique d'étiage.

On admet que les déversoirs d'orage en système unitaire peuvent amener une pollution conséquente, en raison de l'insuffisance de dilution des déversements dans le cours d'eau. De même, il est inacceptable d'émettre une pollution bactérienne sur des rivages balnéaires ou de conchyliculture.

- Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées, sans aucun contact avec l'extérieur, ce qui n'est pas le cas d'orages, le fonctionnement de déversoirs de surverse.
- Il assure à la station d'épuration qui traite les eaux collectées un fonctionnement régulier, puisque les eaux à traiter ont les débits les plus faibles et les plus réguliers.
- la station d'épuration reçoit alors des eaux ayant un degré de pollution relativement uniforme et cette installation est économique en investissement comme en exploitation.



Toutefois, il nécessite une « police » de réseau, réalisant des contrôles permanents et des mises en demeure sévères pour supprimer les inversions de branchements, sources d'une pollution chronique importante, parfois plus pénalisante pour le milieu que des surverses unitaires épisodiques.

3-le choix du type des réseaux

Le choix du type de réseau à adopter dépend du classement des trois critères suivant nos priorités :

- 1- Le coût d'investissement.
- 2- La protection de l'environnement.
- 3- La réutilisation de l'eau collectée pour sauvegarder les ressources en eau limitée.

Le réseaux unitaire est généralement le plus économique vu que l'évacuation des eaux usées et les eaux potables se font dans la même conduite, ce qui nous permet d'économiser le coût d'investissement initial dans le réseau usé domestique et industriel , et par conséquent sur le volume des tranchées et des remblais, contrairement au réseau séparatif qui nécessite deux réseaux indépendants plus d'investissements mais qui nous permet de drainer un débit bien limité (débit des EU) vers les stations de traitement.

Notre choix sera dicté par ce qui suit :

Après le Sommet de Rio de Janeiro lié à la protection de l'environnement qui englobe la lutte contre l'effet de serre, le Maroc s'est engagé à entreprendre des actions de grandes envergures que se soit par :

- ✚ un programme ambitieux de protection des forêts ou par l'espace forestier dans le cadre du Maroc vert.
- ✚ L'encouragement des collectivités locales à se doter des stations de traitements des eaux usées par le biais du FEC (Fond d'équipement des collectivités locales) qui est un fond financier attaché au Ministre de l'intérieur chargé d'exécuter des orientations gouvernementales et la mise en application des engagements extérieurs du Maroc.
- ✚ La création de grandes fermes pour la production de l'électricité (NOUR I-II-III) ce qui réduit l'émission du CO2 et la protection d'ozone.

Etant donné le Maroc a approuvé une attitude responsable et confiante vis-à-vis la protection environnementale, il a pu abriter un événement aussi grandiose que la COP22 qui était



une occasion de la signature de l'accord d'application des recommandations retenues par la COP21 organisée à Paris , et cette fois-ci de grandes puissances telles que les états unies et la Chine ont décidé de participer à telle action mondiale pour la protection de la terre contre les dangers futurs sur l'humanité, tout en encourageant en particulier le Maroc financièrement afin de développer quelques volets citant par exemple le recyclage des eaux usées pour la réutilisation des eaux traitées dans l'agriculture d'où la nécessité de concevoir de plus en plus des réseaux séparatifs qui agissent sur la réduction du débit traité et encore augmenter la rentabilité de telle station.

Par conséquent, nous optons pour le réseau séparatif que nous allons développer le dimensionnement selon les étapes suivantes détaillées dans le paragraphe ci-dessous :

IV-Étapes de conception d'une étude d'assainissement

En général, la conception d'un réseau d'assainissement passe par les étapes suivantes :

- A-** Délimitation des bassins versants élémentaires cette étape consiste à subdiviser le plan en sous bassins élémentaires de l'amont vers l'aval.
- B-** Etablissement de la vue en plan du réseau, c'est-à-dire le traçage en plan des collecteurs, la définition des emplacements des regards, des boîtes de branchements, des avaloirs et cela en respectant les normes en vigueur suivantes :

Réglementation de LYDEC

[1] LYDEC est un Organisme chargé de la gestion de l'eau potable et des réseaux d'assainissement dans la grande Casablanca)

- 1-** Les canalisations et les ouvrages annexes d'assainissement doivent être implantés sous chaussée et/ou sous trottoir afin de permettre l'accès aux véhicules d'entretien d'un poids de 25 tonnes et de gabarit de 4,5 m de hauteur.
- 2-** L'implantation des collecteurs doit respecter les emplacements suivants:
La voie étroite 8 - 12 m : dans l'axe voie moyenne 12 - 15 m : sous chaussée au niveau de l'accotement voie large > 15 m.

3- Les réseaux d'assainissement ne doivent être implantés sous des habitations ou sous des plantations.

4- Les regards de visite doivent être implantés dans les singularités suivantes :

- ✚ Aux extrémités amont et aval du réseau.
- ✚ A chaque changement de direction ou de pente des collecteurs.
- ✚ A chaque changement de diamètre des collecteurs.
- ✚ Au droit d'intersection entre 2 ou plusieurs collecteurs.
- ✚ Au droit des chutes.
- ✚ En alignement droit, La distance maximale entre deux regards de visite consécutifs ne devra pas dépasser 80 m.
- ✚ Les regards à chute accompagnée doivent être prévus au cas où les hauteurs de chute dépassent 0,80 m.
- ✚ Sur des canalisations de diamètre nominal supérieur ou égal à 800mm, les regards doivent être visitables.
- ✚ Bouche d'égout :
 - Pour la collecte et le drainage des eaux pluviales, les bouches d'égout (avaloirs ou grilles) sont reliées individuellement sur les réseaux d'eaux pluviales ou unitaires par une canalisation d'un diamètre minimal de 300 mm raccordée au collecteur par un regard de visite.
 - Elles sont implantées à tous les points bas et carrefours en fonction du profil en travers des voies (espacement maximal 100m).
 - Des regards intermédiaires sont également nécessaires si la longueur dépasse 35 m.
- ✚ Les regards de façade doivent être toujours implantés sous trottoir à la limite de la propriété.

- ✚ Mode de pose des collecteurs : Les collecteurs sont implantés en fonction de l'emprise de la voie à équiper.
Ils doivent être posés selon l'alignement et les pentes indiquées sur les plans, tout en respectant une pente compatible avec une vitesse d'auto-curage n'atteignant cependant pas la vitesse maxi de 4m/s.
- ✚ Calage des collecteurs afin d'éviter d'une part les surcharges roulantes, et d'autre part les encombrements avec les autres réseaux (eau potable, électricité, télécom, ...), les collecteurs seront projetés à une profondeur minimale de 1,45 m au dessus de la génératrice supérieure par rapport au niveau du sol et puis on trouvera la distance entre le réseau d'assainissement et les autres réseaux.
Le réseau d'assainissement des eaux usées doivent être placés au dessous du réseau d'eau potable et que :
 - La distance minimale horizontale en parallèle d'une canalisation d'assainissement par rapport à un câble, une conduite d'eau potable et/ou une autre canalisation devra être de 0,40 m ;
 - La distance minimale verticale en croisement d'une canalisation d'assainissement par rapport aux canalisations d'autres réseaux (câble, conduite d'eau potable et/ou une autre canalisation) devra être de 0,20 m ;
 - La distance verticale entre les fonds de fouille des collecteurs des eaux usées et des eaux pluviales sera de 0,80 m afin d'éviter les points de perturbation hydraulique qui ralentissent l'écoulement.
 - Calage entre EU et EP Le collecteur des eaux usées étant plus profond que le collecteur des eaux pluviales.
- ✚ L'angle de raccordement de deux collecteurs doit être inférieur à 60°. Pour les conduites de diamètre inférieur ou égal à 600 mm, le raccordement à 90° est toléré, sous réserve de construire une cunette directionnelle au niveau du radier du regard de visite. La jonction des différents collecteurs secondaires devra être dans le sens d'écoulement

de l'effluent avec un angle entre 45° et 67° et d'un angle de 45° à un collecteur principal.

- ✚ **Pente des collecteurs** Les pentes minimales pour les collecteurs sont :
 - 0,5% pour les réseaux des eaux usées en respectant les critères d'auto-curage.
 - 0,3% pour les réseaux des eaux pluviales en respectant toujours les critères d'auto-curage.

- ✚ **Branchements Particuliers**

- Le branchement devra être réalisé obligatoirement à partir d'un regard de façade sis en domaine public.
- La profondeur devra permettre le rejet gravitaire des eaux usées dans le collecteur assainissement existant et sera au maximum de 1,20 m.
- Les conduites de branchement auront une pente supérieure à 2%.
- Les branchements particuliers ne doivent pas être raccordés dans un regard de visite ou sur des conduites de diamètre supérieur ou égal à 600 mm.
- Le raccordement de plusieurs immeubles sur un même branchement est interdit.

C- Faire le montage des sous bassins versants ainsi que l'élaboration des profils en long qui nécessite la définition des pentes des conduites voire aussi obtention de la ligne rouge qui nous permet de déterminer les côtes tampons.

D- Le choix de la méthode du calcul pour déterminer les débits élémentaires de chaque sous bassin puis celui correspondant aux assemblages des bassins.

E- Dimensionner les collecteurs en respectant les conditions de bon fonctionnement (auto-curage, La résistance à l'élasticité, la flexion et la traction sous l'effet des charges extérieures).

F- Avant métré et détails estimatifs du coût des travaux.

V-Diagnostic des données topographiques caractérisant le site

En se référant aux documents topographiques élaborés par un géomètre agréé nous avons constaté ce qui suit :

Pour la première parcelle :

- La topographie du terrain a tendance à converger vers un point bas sis au milieu du terrain de la parcelle et par conséquent l'écoulement gravitaire n'est pas assuré de l'ouest à l'est.
- Il y a une différence de niveau très importante entre le départ du futur réseau et le milieu qui atteint les 6.86m= (75.86-69) suivi d'une remontée vers le croisement avec la voie de 30m projetée.
- Pas de point de branchement proche aux alentours du site.

VI- conclusion :

D'après la diagnostic faite ainsi les pré-étude qu'on vient d'achever on s'est mis d'accord sur les deux suivantes pour la dotation de notre projet par des réseaux d'assainissement.

✚ **1^{er} choix consiste à :** chercher un point de rejet malgré son éloignement
Les points de déversement possibles se trouvent au niveau du lotissement Kawtar sis à proximité du 2^{ème} lotissement et dont la topographie est convenable à une desserte gravitaire de l'Est à l'Ouest d'où l'idée de lier les réseaux des deux parties.

✚ **2^{ème} choix consiste à :** converger tout les eaux (de ruissellement et des eaux ménagères et autres) vers une structures de stockage à savoir le bassin de rétention qui sera implanté au niveau du lot N°45, à partir duquel elles seront refoulées vers un réseau existant.

Pour les eaux pluviales, on va créer un bassin d'orage limitrophe du bassin de rétention des eaux usées puis elles seront refoulées par la suite vers un réseau existant.

CHAPITRE III

Calcul des débits des eaux usées

Ce chapitre sera réservé à la présentation des données de base pour le dimensionnement des canalisations des eaux usées ainsi que l'évolution de la construction des conduites et leurs caractéristiques dynamiques afin de justifier le choix adopté.



I-Introduction

Le dimensionnement des canalisations des réseaux des eaux usées se fait le plus souvent suivant les quantités d'eaux qui remplissent les conduites. L'évacuation des eaux usées doit permettre d'éviter tout débordement du réseau en cas d'événement pluvieux. En raison du coût des infrastructures et des contraintes de mise en œuvre, le diamètre des conduites doit cependant être limité. Le plus souvent, il n'est pas possible de dimensionner les réseaux pour être capable d'encaisser des événements pluvieux trop importants. Pour éviter la stagnation des matières fécales et la surcharge du réseau et des installations de traitement, les canalisations sont munies de déversoirs d'orage permettant le système de se décharger du trop-plein, le plus souvent, directement dans les cours d'eau.

II-Données de Bases

Pour dimensionner le réseau des eaux usées nous avons besoin premièrement de connaître les données suivantes :

Les types d'occupation du terrain P1, comprennent des immeubles de types R+5 dont la superficie varie entre 400 et 565 m² couvrant une superficie totale de 29608.45m², alors que la voirie ne représente que 8951m² ce qui représente 22.75% de la superficie totale de la première parcelle qui est de l'ordre de 39350m².

Il est à noter que la totalité des lots ne disposent que d'une seule façade ce qui nécessite la prise en compte d'un recul du côté arrière de l'ordre de 6m sur toute la largeur du bâtiment et réduit la surface couverte en application de la loi 12-90 d'urbanisme ainsi que la RPS2000 (le règlement parasismique). En plus on doit réserver une surface pour l'ascenseur et à la cage d'escalier et les deux cours de part et d'autre du bâtiment pour améliorer l'aération et l'éclairage.

Par conséquent la superficie restante ne peut abriter en moyenne que trois logements par étage.

Selon les recensements des foyers au Maroc la moyenne d'une petite famille marocaine se compose de 5 personnes par ménage.

1- Pour la consommation en eau potable, selon LYDEC, est de l'ordre 234l/j/hab ce qui dépasse largement la moyenne nationale qui est de l'ordre de 120l/j/hab.



- 2- 20% de la consommation en eau et le pourcentage de rejet ne dépasse pas 80% (le coefficient de rejet est $C_R = 0,8$).
- 3- Ce débit connaît une variation le long de la journée ce qui nous pousse à prendre en considération le rapport entre le débit de pointe journalier et le débit moyen estimé dans notre rapport à 1,3.
- 4- En plus ce débit connaît une variation horaire entre sa moyenne et son maximum représenté par un rapport = C_{PH} exprimé par la formule :

$$1,8 + \frac{2}{\sqrt{1,2 * Q}}$$

- 5- Dans le calcul on a majoré ce débit par 10% afin de prendre en considération les eaux parasites, qui sont généralement des eaux non chargées dont l'origine peut être des eaux naturelles du drainage du bâtiment, eaux de refroidissement climatisation ou d'autre source non prévue.
- 6- La dotation moyenne par habitant selon LYDEC est 234l/hab/j.

III-Première étape du dimensionnement des réseaux des eaux usées

1- Tracé du réseau

- ❖ En se référant au plan architectural, on définit le tracé du réseau qui doit être généralement situé au milieu des voies.
Nous allons présenter dans l'annexe « *Plan du lotissement : les profils en long et tableau de dimensionnement* » à chacune des variantes.
- ❖ Après avoir déterminé les sous bassins versants dont la longueur maximale est celle qui sépare deux regards successifs (voir le profil en long).
- ❖ On définit la position des regards en respectant les directives techniques de LYDEC, déjà mentionnée précédemment, qui définit le choix de la position, la distance entre les regards, la profondeur minimale et le type du tampon.

2- La côte tampon

- ❖ Une fois le tracé est choisit, on doit définir la ligne rouge de la voirie qui nous permet de connaître la côte du tampon de chaque regard.

NB : La ligne rouge est une ligne fictive qui définit l'allure que prendra la voirie en fin des travaux en respectant certaines réglementations qu'on peut les résumer comme suit :

a- la pente transversale : [2] Elle varie entre 1,5 et 4 répartie en quatre types (*tableau 5*):

Type de la chaussée	Pourcentage de la pente (%)
Non revêtue	4
Pavée	3
Hydrocarbonée	2
Asphalte ou enrobée	1,5

Tableau 5 : pourcentage de la pente suivant le type de la chaussée

b- la pente longitudinale : elle ne peut pas dépasser un certain maximum fixé par chacune des catégories des routes allant de 4 à 8%.

Dans notre cas les pentes longitudinales retenues varient entre 2.1% et 5.1% ce qui montre que notre choix est dans les normes.

3- le choix de la côte radier

Il est à noter que dans notre cas (réseau séparatif) la profondeur de la génératrice supérieure de la conduite des eaux pluviales doit être supérieure ou égale à 1,4 par rapport à la côte tampon.

Concernant le radier des eaux pluviales, il doit être supérieur ou égale à 0,8 par rapport à la côte radier des eaux usées, en conséquent le choix de la pente dépend de ces deux critères.

4-Choix du type de canalisation

Projet de fin d'étude 2016-2017

Avant de passer au dimensionnement du diamètre de la canalisation on doit choisir le type de canalisation afin de prendre en considération ses caractéristiques lors de la vérification des effets extérieurs et intérieurs sur son fonctionnement.

a- Les formes de canalisations disponibles :

[4] Elles se présentent sous plusieurs formes :

- 1-1 Cylindriques préfabriquées en usine, désignées par leurs diamètres intérieurs, dits diamètres nominaux exprimés en millimètre dont le diamètre maximal est de 1000mm.
- 1-2 Ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et des ouvrages visitables. Ce type de canalisation est choisit pour des grands débits et de grandes profondeurs vu que sa forme lui permet de résister aux effets de flexion dû au poids du sol.

Dans notre dimensionnement on se limitera aux conduites circulaires

5-Type de canalisation circulaire

Sur le marché marocain il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur utilisation.

a- Conduites en fonte :



Figure 10 : conduite en fonte

[3] Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole

Projet de fin d'étude 2016-2017

utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

b- Conduites en béton non armé :



Figure 11: conduite en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit suffisante. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armé pour des canalisations visitables.

c- Conduites en béton armé :



Figure 12 :Conduite en béton armé

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- ✚ De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.

Projet de fin d'étude 2016-2017

- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.

- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

d- Conduites en grés artificiels :

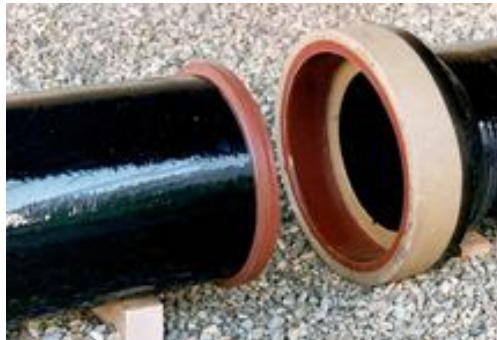


Figure 13: Conduite en grés artificiels

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuit entre 1200°C à 1300°C.

Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique.

L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans la zone industrielle.

e- Conduites en amiante ciment :



Figure14 : Conduite en amiante ciment

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de série «assainissement» du type sans emboîtement, le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit antiacide.

f- Conduites en matières plastique :



Figure15 : Conduite en matière plastique

Pour ce type nous distinguons :

- ✚ les conduites en matières thermodurcissables.
- ✚ les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- ✚ Résistance aux chocs.
- ✚ Résistance au gel.
- ✚ Résistance à la corrosion chimique.
- ✚ Adaptation à la déformation.

g- Conduites en PVC:



Figure16 : les conduites en PVC

Le tuyau en PVC s'utilise principalement pour les évacuations des eaux usées où il a supplanté le plomb.

Ces tubes sont d'un usage pratique par leur légèreté et leur relative facilité à mettre en œuvre.

Les caractéristiques du (PVC) sont:

- + Matière plastifiée de synthèse polychlorure de vinyle ($\text{CH}_2\text{-CHCL}$) ;
- + Imperméable ;
- + Facilite du transport et du branchement ;
- + Légère de poids ;
- + Résistance aux gaz chimiques ;
- + La longueur minimale est de 6 ml ;
- + Capacité hydraulique maximale
- + Etanchéité
- + Résistance mécanique aux chocs, à l'abrasion et à la corrosion
- + Recyclable.

h- Les Tubes PEHD (*Polyéthylène semi-cristalline Haute Densité*):



Figure17 : conduite PEHD

Ce Produit a été synthétisé en 1953 par le chimiste et prix Nobel allemand KARL Ziegler.

✚ Propriétés mécaniques et physiques :

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

✚ Propriétés chimiques :

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

✚ Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans ;
- Compétitivité facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

Projet de fin d'étude 2016-2017

6- Critère du Choix d'une canalisation

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- ✚ De la nature du sol (agressivité, stabilité) ;
- ✚ De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite ;
- ✚ Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises ;
- ✚ Du milieu à traverser.

En se basant sur les caractéristiques de chacune des conduites déjà mentionnées on constate ce qui suit :

- A-** On a éliminé les conduites en fontes malgré leur forte résistance mécanique, elles sont très couteuses et ne sont pas disponibles pour les grands diamètres

- B-** Pour les types 2 et 3 en béton armé leur poids et leur courte longueur qui ne dépasse pas généralement les 2.5m ainsi que la difficulté de leur pose qui nécessite des grands engins et plus de mains d'œuvres nous poussent à l'éliminer.
- C-** Pour le grès artificiel, la non disponibilité sur le marché rend son choix non cohérent.
- D-** Pour les canalisations en plastiques sont très souples et très flexibles caractérisées par une faible résistance à la traction sous l'effet de la charge des remblais.
- E-** Pour le PVC malgré sa rigidité, sa résistance à la flexion qui est très réduite d'une part et d'autre part le diamètre disponible sur le marché ne dépasse les 600mm.

Les conduites PEHD que nous avons choisies par la suite rassemblent les avantages des types précédemment déjà présentés à savoir :

- a-** Légèreté de transport et de pose (moins de frais).
- b-** Résistance à la traction et la flexion.
- c-** Un Prix modéré presque équivalent à celui du béton armé



Projet de fin d'étude 2016-2017 7-Détermination du diamètre de la canalisation

- a-** Après la délimitation des sous bassins versants, l'emplacement des regards est choisi au niveau du point le plus bas afin de jouer le rôle de l'exutoire du ce sous bassin.
- b-** On doit définir tout les bâtiments branchés entre les deux regards, en prenant en considération les données de bases (type d'habitation, nombre d'étage, nombre d'appartements par étage, la taille des ménages et la dotation en eau potable par personne). Et par conséquent le nombre d'habitant est égal au nombre de lots * type d'habitat * nombre d'appartement par étage * moyenne habitant par ménage.
- c-** On définit après la consommation C par sous bassin exprimée en (l/s) comme suit :
la dotation* le nombre d'habitant/86400.
- d-** Par la suite on définit le débit moyen journalier qui est égal à $C * C_R$ et qui sera majoré par la suite de 10% pour aboutir au débit Q (débit moyen journalier+ le débit des eaux parasites). Ce dernier sera pondéré par C_{pj} (coefficient de pointe journalier pris égal à 1,3) pour obtenir le débit de pointe journalier Q_{pj} . Cette dernière valeur sera une autre fois pondérée par le coefficient de pointe horaire dont l'expression est $1,80 + [2 / (1,2.Q)]^{1/2}$ avec Q exprimée en l/s (Il est à noter que ce coefficient prend plusieurs expressions telles que $1.5 + 2.5 / Q^{1/2}$ mais dont les valeurs sont supérieures à l'expression que nous avons choisie afin de ne pas sur-dimensionner les conduites) et qui sera la base du dimensionnement des canalisations selon le cheminement suivant :

e- Calcul du diamètre théorique

Selon Manning-Strickler :

- La vitesse est exprimée par la formule suivante :

$$V = K * Rh^{2/3} * I^{1/2}$$

- Le débit s'exprime comme suit :

$$Q = k * Rh^{8/3} * I^{1/2}$$

Pour une conduite circulaire pleine, le rayon hydraulique peut être formulé comme Ci-dessous:

$$Rh = \frac{Sm}{Pm} = \frac{Dh}{4}$$

Ainsi qu'on obtient une formule pour le diamètre théorique :

$$Dh = \left(\frac{1}{k} * \frac{Q}{\sqrt{I}} * \frac{1}{\pi} \right)^{\frac{3}{8}} * 4^{5/8}$$

Une fois le diamètre théorique déterminé, on choisit le diamètre commercial supérieur le plus proche **noté D**.

8-Conditions d'auto-curage :

Le but de la vérification d'auto-curage est de :

- s'assurer que les matières solides ne stagnent pas au fond de la canalisation
C'est-à-dire que la vitesse d'écoulement quelque soit le débit est suffisante pour les transporter.
- La vitesse d'écoulement ne doit pas être si forte pour ne pas détériorer les canalisations.

Ce qui se traduit par la vérification des trois conditions suivantes :

- **La première condition** exige le calcul de la vitesse pleine section. Celle-ci est donnée par la formule de Manning-Strickler, en remplaçant le rayon hydraulique

$$Par = \frac{D}{4}$$

Ainsi que cette condition se met sous la forme :

$$Vps = \frac{K * D^{2/3} * I^{1/2}}{4^{2/3}}$$

- **La deuxième condition** que le rapport $\frac{h}{D}$ doit être supérieur à 0.2.

Pour une canalisation circulaire, la section mouillée S_m ainsi que le périmètre mouillé P_m sont déterminés comme suit :

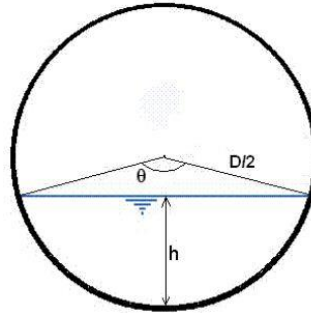


Figure 18 : canalisation circulaire

$$S_m = (\theta - \sin\theta) * D^{2/8}$$

(Ici θ est en radian)

Et

$$P_m = D * \frac{\theta}{2} \text{ Avec } \theta = 2 * \arccos\left(\frac{\frac{D}{2} - h}{\frac{D}{2}}\right)$$

$$Q_m = S_m * K * \left(\frac{S_m}{P_m}\right)^{2/3} * I^{1/2}$$

$$Q_{ps} = \frac{\pi D^2}{4} * k * D^{2/3} * I^{1/2} * 4^{-2/3}$$

Tous calculs faits, la deuxième condition revient à :

$$\frac{Q_m * 1.1}{Q_{ps}} > 0.088$$

- **La troisième condition** consiste à vérifier que la Vitesse est supérieure à 0.3 m/s pour $h/d=0.2$.

Projet de fin d'étude 2016-2017

De même, en reprenant la formule de Manning-Strickler et les formules donnant la section et le périmètre mouillé, on trouve le rapport de vitesses :

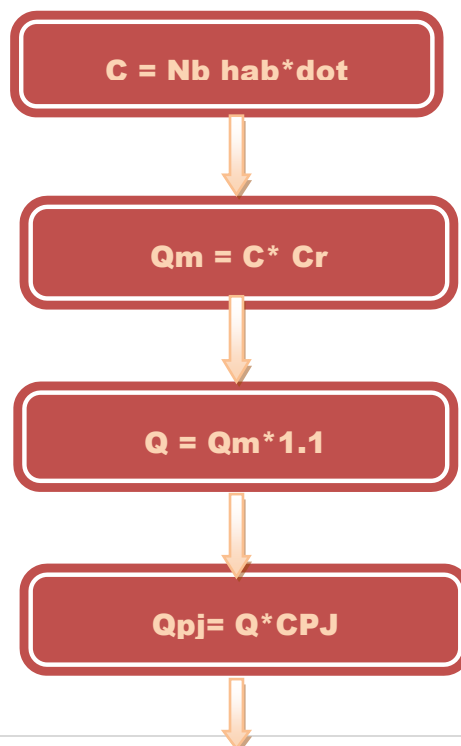
$$\frac{V}{V_{ps}} = \left(\left[2 * \arccos \left(1 - 2 * \frac{h}{D} \right) - \sin \left(2 * \arccos \left(1 - 2 * \frac{h}{D} \right) \right) \right]^{2/3} * 2^{2/3} * \left[\arccos \left(1 - 2 * \frac{h}{D} \right) \right]^{2/3} \right)$$

Ainsi on peut calculer la vitesse V pour une valeur :

$$\frac{h}{D} = 0.2$$

Dans l'annexe « *Plan du lotissement les profils en long et tableau de dimensionnement* » le calcul de dimensionnement et la vérification selon l'organigramme ci-joint :

Toutes ces étapes sont résumées dans l'organigramme suivant :



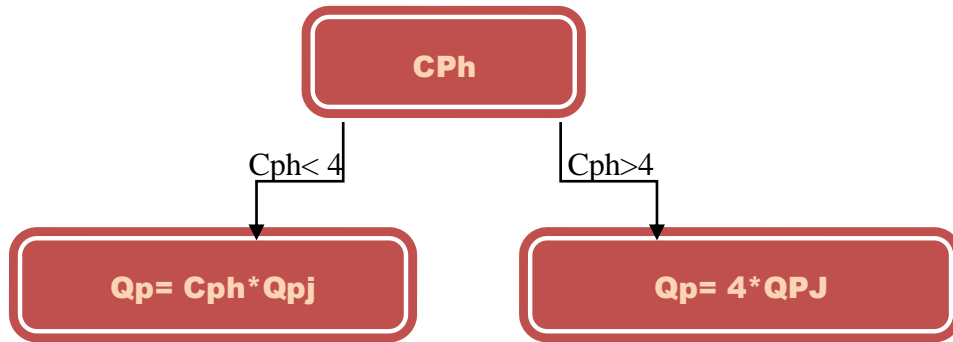
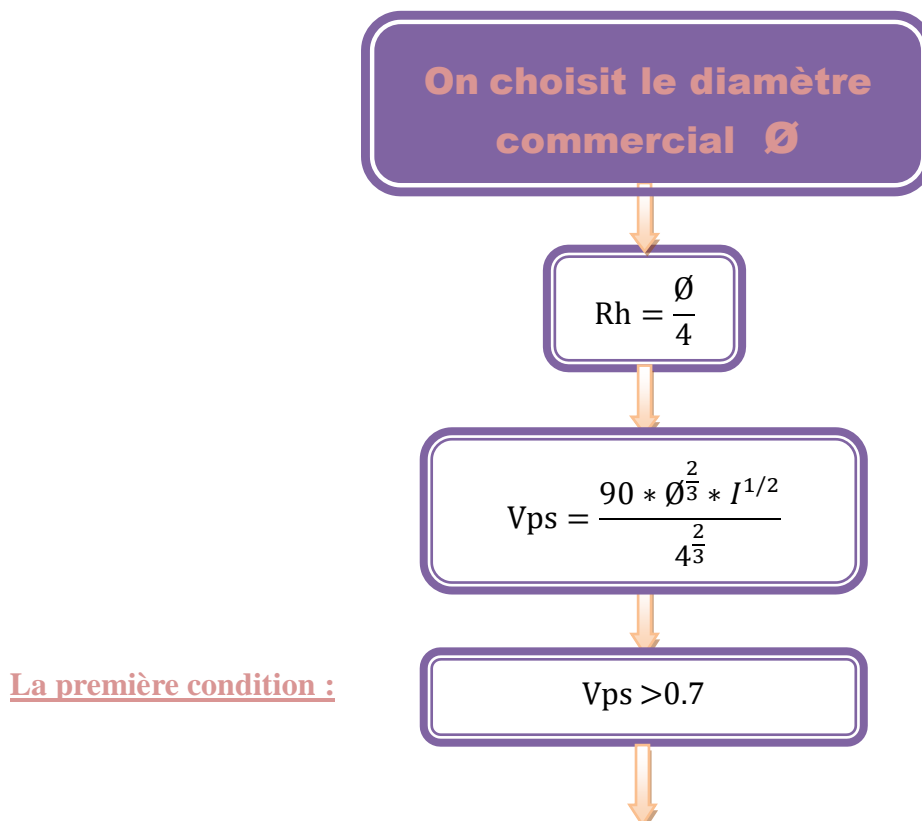


Figure 19 : algorithme du calcul de débit de pointe des eaux usées



La première condition :

Projet de fin d'étude 2016-2017

La deuxième condition :

$$0.616 * V_{ps} > 0.3$$

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\phi^2 * \pi}{4}$$

La troisième condition :

$$\frac{Q_m * 1.1}{Q_{ps}} > 0.088$$

Figure 20 : algorithme de dimensionnement et de vérification du réseau des eaux usées

NB : les calculs ont été présentés pour chacune des variantes

✚ Pour la première variante :

Il y n'aura qu'un seul collecteur principal qui desservira P1 puis P2 avant de déverser les eaux drainées vers le réseau du lotissement KAWTAR.

✚ Pour la deuxième variante :

- Nous avons veillé à choisir des pentes aussi faibles que possible afin de réduire la génératrice supérieure du bassin de rétention dans le but de minimiser les dépenses (moins de terrassement en masse et moins de charges sur la dalle du bassin).

- Les conduites allant du 1 jusqu'à 10 convergent vers le Bassin de rétention, de même pour la partie de R12 à R11.



Ce chapitre est une présentation des méthodes appliquées pour évaluer les débits des eaux pluviales qui seront acheminés à travers des conduites projetées dont le diamètre sera calculé sur la base des formules adéquates.

CHAPITRE IV

Calcul des débits des eaux pluviales



I- Introduction

Dès le début d'une averse, les sols s'humidifient par rétention d'une partie de la pluie qu'ils reçoivent. Lorsque le phénomène de saturation apparaît, c'est-à-dire lorsque la vitesse de pénétration dans le sol tend vers zéro, il y a stockage de l'eau dans les dépressions du sol, ce qui se traduit par la formation de flaques avant la génération du ruissellement.

1-La transformation pluie-débit

[5] Les relations pluie-débit évoluent lors des différentes phases de l'averse :

- ✚ L'imbibition est caractérisée par une infiltration qui dépend de la nature et de l'occupation des sols, du relief, du degré de saturation. La vitesse d'infiltration d'une pluie est obtenue en se référant au coefficient k de la formule de Darcy.

Projet de fin d'étude 2016-2017

- ✚ La phase transitoire correspond à la constitution d'un stock d'eau, qui peut être important sur les terrains plats (Pente < 1%), avant d'obtenir la mise en pression nécessaire au ruissellement.
- ✚ Le régime permanent est obtenu par une intensité, un ruissellement et un écoulement constants.
- ✚ La vidange intervient à la fin de l'averse par un prolongement dans le temps des apports d'eau décroissants. Plus le parcours dans le bassin versant sera long avec un faible relief, plus la phase de vidange sera longue.

Le phénomène de saturation se manifeste après le début de l'averse, en un temps d'entrée, dans le système, varie de 2 à 20 minutes selon les observations établies sur les différents milieux urbains.

Plusieurs formules, qui intègrent plus au moins de paramètres (pentes, longueur, surface nature des sols, etc.), permettent de déterminer le temps d'entrée en un point considéré :

- ✚ La formule de Bourrier :

$$T2 = K1 \left[(SL)^{\frac{1}{3}} / I^{\frac{3}{2}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

- ✚ La formule de Caquot :

$$T2 = L / 11 \sqrt{I}$$

- ✚ La formule de Kirpich :

$$T1 = K2 * L^{0.77} * I^{-0.385}$$

Dans lesquelles :

T2 : Temps de ruissellement en secondes ;

L : Longueur du plus long parcours ;

S : Surface de l'impluvium ;

I : Pente sur le parcours L en m/m ;

T1 : Temps d'entrée en minutes ;

K1 : Facteur de variation selon la nature des sols :

K1 = 1 : sol revêtu et pentu

2 : sol revêtu

3 : sol naturel nu



Projet de fin d'étude 2016-2017

4 : sol naturel herbu ;

K2 : Facteur d'homogénéité se rapportant aux unités ($K2=0.0195$).

Le ruissellement se traduit par la génération d'hydrogrammes qui se nourrissent tout au long de son développement vers l'exutoire naturel, viennent s'ajouter et amplifier les hydrogrammes résultant du transfert d'amont vers l'aval.

Il ya ce qu'on appelle « propagation » d'amont vers l'aval, et ce sont précisément ces hydrogrammes que l'on prendra en considération pour la détermination ou la vérification des caractéristiques du réseau.

Dès lors, on conçoit que la variabilité se transmet à l'ensemble des mécanismes entrant en jeu dans le processus en utilisant des modèles fondés sur l'observation, les probabilités de retour des événements pluvieux, et en tenant compte de l'ensemble des facteurs susceptibles d'influencer la détermination des débits.

Ces modèles sont très nombreux dans le monde et l'on peut dire que chaque pays évolué dispose d'au moins un modèle qui lui est propre.

Au Maroc, notamment on a utilisé durant de longues années le modèle dite « Méthode rationnelle », simple dans sa formation, mais contraignant dans l'élaboration des résultats intermédiaires dans le temps.

Avec les travaux de Caquot, de 1941 à 1949, et ses évolutions successives, l'instruction de 1977 a repris l'essentiel, moyennant des ajustements, pour une application courante de la « méthode superficielle ».

Ces deux modèles font l'objet des développements qui suivent.

2-La méthode rationnelle

La méthode rationnelle est un excellent outil pour la détermination d'un hydrogramme. En effet, elle permet tout au long du développement du calcul, de rationaliser les résultats et de dégager ainsi les meilleures caractéristiques du projet à retenir.



Projet de fin d'étude 2016-2017

Comme une des finalités de la méthode consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ délimités par des lignes isochrones de ruissellement. Ainsi, la zone A_j est délimitée par les isochrones t_{j-1} et t_j .

Si l'on pose $t = \Delta t, t_2 = 2\Delta t, \dots, t_n = n\Delta t$ et qu'il tombe sur cette aire une averse uniforme d'intensité i et de durée t_r , la valeur C_{ji} sera la partie de l'averse qui ruisselle sur cette aire élémentaire A_j .

Dans cette hypothèse, l'évolution du débit mesuré à l'exutoire pour une durée $t_r = \Delta t, \dots$, se présente ainsi :

$$\begin{aligned} Q(0) &= 0 \\ Q(\Delta t) &= C_1 I A_1 \\ Q(2\Delta t) &= C_2 I A_2 \\ &\dots \\ Q(n\Delta t) &= C_n I A_n \end{aligned}$$

Et la somme des temps Δt représentera la valeur finale du temps que mettra une goutte d'eau, la plus éloignée hydrauliquement, pour parvenir à l'exutoire considéré.

C'est cette valeur finale qu'on appelle « temps de concentration t_c ».

Le pas étant délimité par les lignes isochrones (Δt), si l'averse d'intensité i dure $2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, on obtient l'hydrogramme d'écoulement en ajoutant successivement les hydrogrammes élémentaires correspondant aux intervalles $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$ en allant de gauche à droite sur le graphique.

Projet de fin d'étude 2016-2017

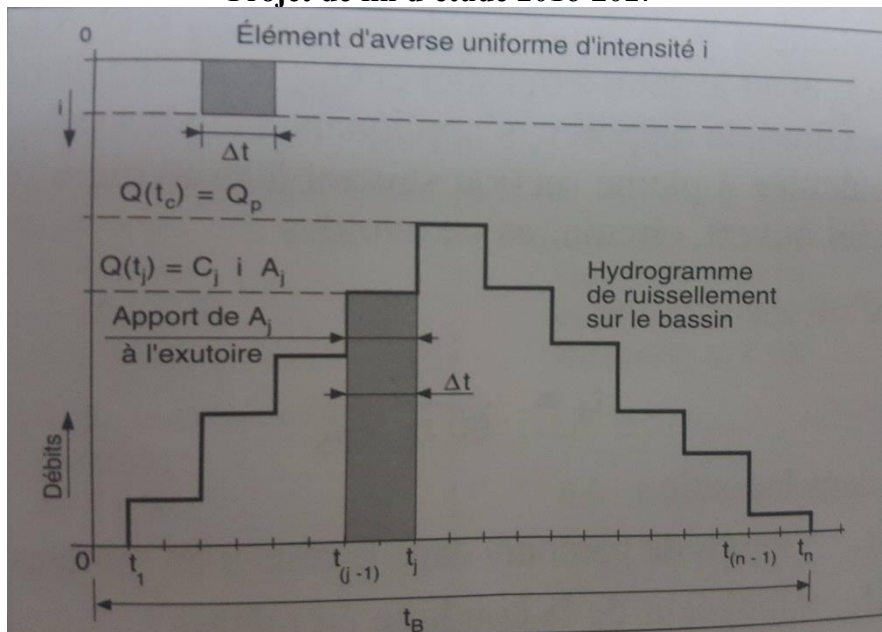


Figure 21 : Influence d'un élément de pluie uniforme d'intensité i à l'exutoire

Ainsi, les débits à l'exutoire auront les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}
 Q(0) &= 0 \\
 Q(\Delta t) &= C_1 i A_1 \\
 Q(2\Delta t) &= C_1 i A_1 + C_2 i A_2 \\
 &\dots \\
 Q(n\Delta t) &= C_{(n-1)} i A_{(n-1)} + C_n i A_n
 \end{aligned}$$

On conviendra alors que, pour averse uniforme d'intensité i et de durée $n\Delta t = t_c$, tout le bassin contribution maximale du ruissellement à l'exutoire sera obtenue lorsque la durée de l'averse sera au moins égale au temps de concentration t_c du bassin.

Dans ce cadre de démonstration, il a été supposé que l'intensité i correspondait à une pluie nette évaluée à partir de l'existence d'un ruissellement, c'est-à-dire après déduction de toutes les pertes qui sont :

- r : interception par la végétation (0,2 à 1,5 mm de pluie), qu'on néglige en général ;
- e : évaporation pendant la chute de pluie (ce qui est difficile à évaluer) sur la surface d'impluvium ; la moyenne annuelle d'évapotranspiration

Projet de fin d'étude 2016-2017

étant variable dans le temps. Elle pourrait être de l'ordre de 400 à 600mm/an en métropole ;

- i_s : infiltration dans le sol, qui peut dépasser 40mm/h au début de l'averse sur un sol perméable, en tendant vers 0 à saturation d'humidification du sol ;
- s : stockage dans les dépressions superficielles du terrain.

On peut donc proposer l'égalité suivante à rattacher à l'évaluation de l'intensité uniforme i :

$$P_{\text{nette}} = P_{\text{brute}} - (r + e + i_s + s)$$

La pluie efficace sera donc équivalente à la hauteur de la lame d'eau reçue par le bassin pendant la seule durée de la pluie nette :

$$P_{\text{eff}} = P_{\text{nette}} \Sigma \Delta t$$

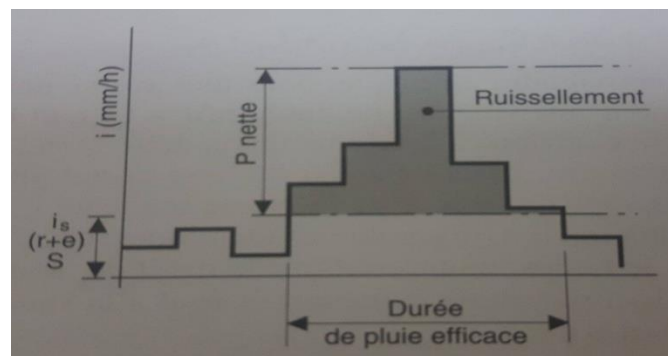


Figure 22 : Définition de la pluie nette et de la pluie efficace.

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont, par conséquent, les suivantes :

- ✚ l'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- ✚ le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité iA ;
- ✚ L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;

✚ Enfin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre, et l'on a :

$$Q_p = Q(n\Delta t) = \sum_{k=1}^n C_k i A_k = i \sum_{k=1}^n C_k A_k$$

En posant :

$$CA = \sum_{k=1}^n C_k A_k$$

On obtient finalement l'expression de la formule rationnelle:

$$Q_p = K_1 C i A$$

Dans laquelle :

Q_p : débit de pointe de l'hydrogramme en m.

K_1 : coefficient d'homogénéité se rapportant aux unités $K_1 = 1/360$;

C : coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C < 1$;

I : intensité en mm/h ;

A : superficie du bassin en hectares.

Sans doute, la méthode rationnelle est simple dans son expression. Il n'en demeure pas moins qu'elle suppose une attention soutenue dans la recherche de la meilleure définition possible de ses paramètres et des facteurs d'ajustement.

3-La méthode superficielle

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

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



Projet de fin d'étude 2016-2017

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

Il est démontré, à propos de l'effet de capacité, que le débit à l'instant où le réseau fonctionne au maximum (réseau plein), correspond exactement au volume tombé dans l'unité du temps, tandis que le volume tombé antérieurement a servi à la fois à l'écoulement, au remplissage des canalisations et l'humidification de toutes les surfaces du bassin de réception, la capacité correspondante pouvant être grande s'il s'agit de terrains particulièrement perméables.

$$\frac{1}{6} * \alpha * H * A * C = q(\beta + \delta) * t_c$$

α : $A^{-\epsilon}$, coefficient de distribution spatiale de l'averse la valeur de A étant exprimée en hectares

H : hauteur de pluie à l'épicentre de l'averse, en millimètres entre t_0 et t_c .

A : Surface du bassin versant, en hectares ou surface imperméabilisée brute ;

C : Coefficient de ruissellement ;

$q \cdot d \cdot t_c$: volume stocké dans le réseau et le bassin versant depuis le début de l'averse et jusqu'à l'instant t_c .

$q \cdot \beta \cdot t_c$: volume écoulé en m^3 pendant le temps de concentration t_c ;

$d + \beta$: effet de capacité totale (β correspondant à l'écoulement et d au stockage) ;

q : débit maximal en m^3 par seconde au point considéré.

Dans le modèle de Caquot, l'effet de capacité est traduit, en fait, par :

$d + \beta = 0.85 + 1$ initialement,

= 0.75 + 0.75 dans la circulaire CG 1333,

= 1.1 dans l'instruction de 1977,

Ce qui correspond à un « amortissement volumétrique » de 10% pour les bassins urbains de petite taille.



Projet de fin d'étude 2016-2017

Notons que l'effet de capacité peut être important, compte tenu du choix des éléments de projet du parti architectural. Notre expérience a montré que dans le cas de secteurs importants

(Presque 200 ha). En effet on a opté pour la valeur de $\beta + \delta = 1.1$ retenue dans l'instruction 1977.

Le temps de concentration

Le temps de concentration est la durée du temps écoulée entre le début de l'averse et l'instant t où l'intensité est maximale.

L'expression du temps de concentration t_c selon l'instruction de 1977 est comme suit :

$$t_c = \mu * I^c * A^d * Q_p^f \quad \text{équa (1)}$$

Selon Caquot Q_p qui est le débit maximal est donné par la formule :

$$Q_p = \frac{1}{6(\beta + \delta)} * C * \frac{H}{t_c} * A^{1-\epsilon} \quad \text{équa (2)}$$

Sachant que $\frac{H}{t_c}$ est l'intensité maximale i (H est la hauteur de précipitations).

Donc on aura par la suite l'expression suivante :

$$Q_p = \frac{1}{6(\beta + \delta)} * C * i * A^{1-\epsilon} \quad \text{équa (3)}$$

Selon l'expression de i en fonction du temps de concentration d'après Grisollet est donnée par la formule suivante :

$$i = a * t_c^b \quad \text{équa(4)}$$

Sachant que a et b sont les coefficients de Montana

Projet de fin d'étude 2016-2017

En remplaçant l'expression de i (équation 4) et t_c objet de l'équation 1 alors l'équation 3 devient la suivante :

$$Q_p = \left[\frac{a * \mu^b}{6 * (\beta + \delta)} \right]^{\frac{1}{1-b*f}} * C^{\frac{1}{1-b*f}} * I^{\frac{b*C}{1-b*f}} * A^{\frac{[b*d]+[1-\epsilon]}{1-b*f}}$$

II- Dimensionnement du réseau des eaux pluviales

1-Détermination des paramètres

Afin de pouvoir évaluer les débits des eaux pluviales par la formule de Caquot nous allons déterminer les différents paramètres propres au site.

a- Les coefficients de Montana

Selon le service du bassin versant de la région Casablanca les coefficients retenus sont :

$$a = 5,136$$

$$b = - 0.641$$

b- Les paramètres $\beta + \delta$

Pour les paramètres $\beta + \delta$ du bilan volumétrique était initialement fixées à (0.85+1). Mais la circulaire CG 1333 recommande de prendre la valeur 0.75 pour les deux, en effet une vérification expérimentale a aboutit à $\beta + \delta = 1.1$ que nous allons prendre lors de nos Calculs.

c- Les coefficients d'ajustement

Coefficients d'ajustement et les exposants caractérisant le temps t_c (temps de concentration)

	μ	c	d	f
CG 1333	1/1.09	-0.363	0.367	-0.2

Nouvelles instructions	0.5	-0.41	0.507	-0.287
D'après débordes	0.65	-0.41	0.507	-0.287

Tableau 6 : valeur des paramètres μ , c , d et f

Nous allons appliquer les valeurs proposées par les nouvelles instructions objet de la deuxième ligne.

L'expression du débit exprimée dans l'équation 5 sera pondérée par un coefficient d'allongement.

d- Le coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement a pour effet de tenir compte de la forme plus au moins ramassée des sous bassins.

Il est exprimé :

$$m = \left(\frac{4A}{L^2}\right)^{\frac{-0,42 b}{1-b*f}} = \left(\frac{4A}{L^2}\right)^\tau \quad \text{avec } 0.21 \leq \tau \leq 0.33$$

Où :

$$m = \left(\frac{L}{2 * \sqrt{A}}\right)^t \quad \text{avec } -0.66 \leq t \leq -0.42$$

➡ **On doit vérifier que L/\sqrt{A} doit être supérieure ou égale 0.8. (première vérification)**

En conséquent l'équation définitive que nous avons utilisé est la suivante :

$$Q = 1.214^{1.225} * I^{0.322} * C^{1.225} * A^{0.766} * m$$

Pour les paramètres intervenants dans le paramètre Q à savoir I, C, A et M sont définis comme suit :

e- Le coefficient de ruissellement C

Le coefficient de ruissellement C est à déterminer comme un facteur de contraction du débit.

Aussi dans l'application de la méthode rationnelle, C doit être évalué le plus justement possible,



Projet de fin d'étude 2016-2017




car il doit englober de nombreux paramètres : la perméabilité des sols, l'influence de la topographie et de l'urbanisation du bassin, etc.

En effet selon des études concernant le coefficient de ruissellement on a constaté que celui-ci varie en fonction de :

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
--------------------------	------------------------------

 La durée de l'averse.

 La saturation du sol non urbanisé tels que $C = C_{(t)}$ comme l'indique la formule de Bourrier définie comme suit :

$$C = \frac{1}{1+t} P + \frac{S * t}{100+t} (1 - P)$$

Avec :

C : Coefficient de ruissellement global.

P : Pourcentage de surfaces imperméables (≤ 1) (s'il n'y a pas de construction $P=0$, le premier terme est nul).

T : temps écoulé à partir du commencement de l'averse (en min), $t \geq 1$.

S : Taux de saturabilité des sols ($0.1 \leq S \leq 1$) $S= 0.1$: terrains perméables et peu pentus (1 à 3%).

$S= 0.5$: terrains argileux compacts assez imperméables sans végétations et moyennement pentus ($3 \leq I \leq 6\%$).

$S= 0.75$: terrains imperméables et assez pentus.

$S= 1$: terrains rocheux, laves, sans végétation et pentus (pente $> 6\%$).

on peut signaler aussi que le coefficient de ruissellement dépend de l'occupation du sol ainsi que la pente du relief comme montre Les tableaux ci-joints :

Commercial	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Résidentiel :	$0.30 \leq C \leq 0.50$
➤ Lotissements collectifs	$0.50 \leq C \leq 0.75$
➤ Habitat dispersé	$0.25 \leq C \leq 0.40$
Industriel	$0.50 \leq C \leq 0.80$
Parcs et jardins publics	$0.05 \leq C \leq 0.25$
Terrains de sport	$0.10 \leq C \leq 0.30$
Terrains vagues	$0.05 \leq C \leq 0.15$
Terres agricoles :	
➤ Drainées	$0.05 \leq C \leq 0.13$
➤ Non drainées	$0.03 \leq C \leq 0.07$

Tableau 7 : Valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol

<i>Nature de la surface</i>	<i>Coefficient de ruissellement</i>
<i>Pavage, chaussées revêtues pistes ciment</i>	$0.70 \leq C \leq 0.95$
<i>Toitures et terrasses</i>	$0.75 \leq C \leq 0.95$
<i>Sols imperméables avec végétation :</i>	
➤ <i>I < 2%</i>	$0.13 \leq C \leq 0.18$
➤ <i>I # 2 à 7%</i>	$0.18 \leq C \leq 0.25$
➤ <i>I > 7%</i>	$0.25 \leq C \leq 0.35$
<i>Sols perméables avec végétation :</i>	
➤ <i>I < 2%</i>	$0.05 \leq C \leq 0.10$
➤ <i>I # 2 à 7%</i>	$0.10 \leq C \leq 0.15$
➤ <i>I < 7%</i>	$0.15 \leq C \leq 0.20$

Table
au8 :
Valeu
r du
coeffic

ient de ruissellement suivant la nature de la surface

Dans notre cas, on va se baser sur les données retenues par le règlement CG1333 qui sont des approches très fiables pour le calcul du débit Q_p et qui sont données dans le tableau ci-dessous.

Selon le circulaire CG 1333, les valeurs retenues pour de tel coefficient sont celles données par le tableau suivant :

Habitation très dense	C= 0.9
Habitation denses	C= 0.6 à 0.7
Habitations moins denses	C= 0.4 à 0.5
Habitations quartiers résidentiels	C= 0.2 à 0.3
Pavage à larges jointes	C= 0.6
Voies en macadam	C= 0.35
Allées en gravier	C= 0.20
Surfaces boisées	C= 0.05

Tableau 9 : coefficient de ruissellement suivant type d'habitation

Nous avons procédé aux calculs de coefficient de ruissellement de chaque sous bassins en prenant en considération ses composantes (toiture, voirie et trottoirs).

Les résultats seront présentés dans un tableau lié à l'annexe « Coef de ruissellement par sous bassin ».

Pour les autres paramètres I, A qui sont la pente et la superficie on va respecter ce qui suit :

**La pente moyenne d'écoulement I doit être comprise entre 0.002 et 0.05 m/m.
(Condition 2)**

f- La superficie

La formule de Caquot est valable pour une superficie inférieure à 200ha et c'est selon le règlement CG 1333.

Dans le tableau lié à l'annexe numéro 1, on a procédé au calcul du débit en appliquant l'organigramme suivant concernant l'assemblage ainsi que la vérification nécessaire.

g- La vitesse d'écoulement V

Doit être comprise entre 0.6 et 4 m/s (condition 3)

2-Le dimensionnement des canalisations

On va procéder à l'assemblage des bassins versants afin de définir le débit d'écoulement puis le diamètre théorique ce qui nous permettra de choisir le diamètre commercial et enfin la vérification des trois conditions ci-dessous :

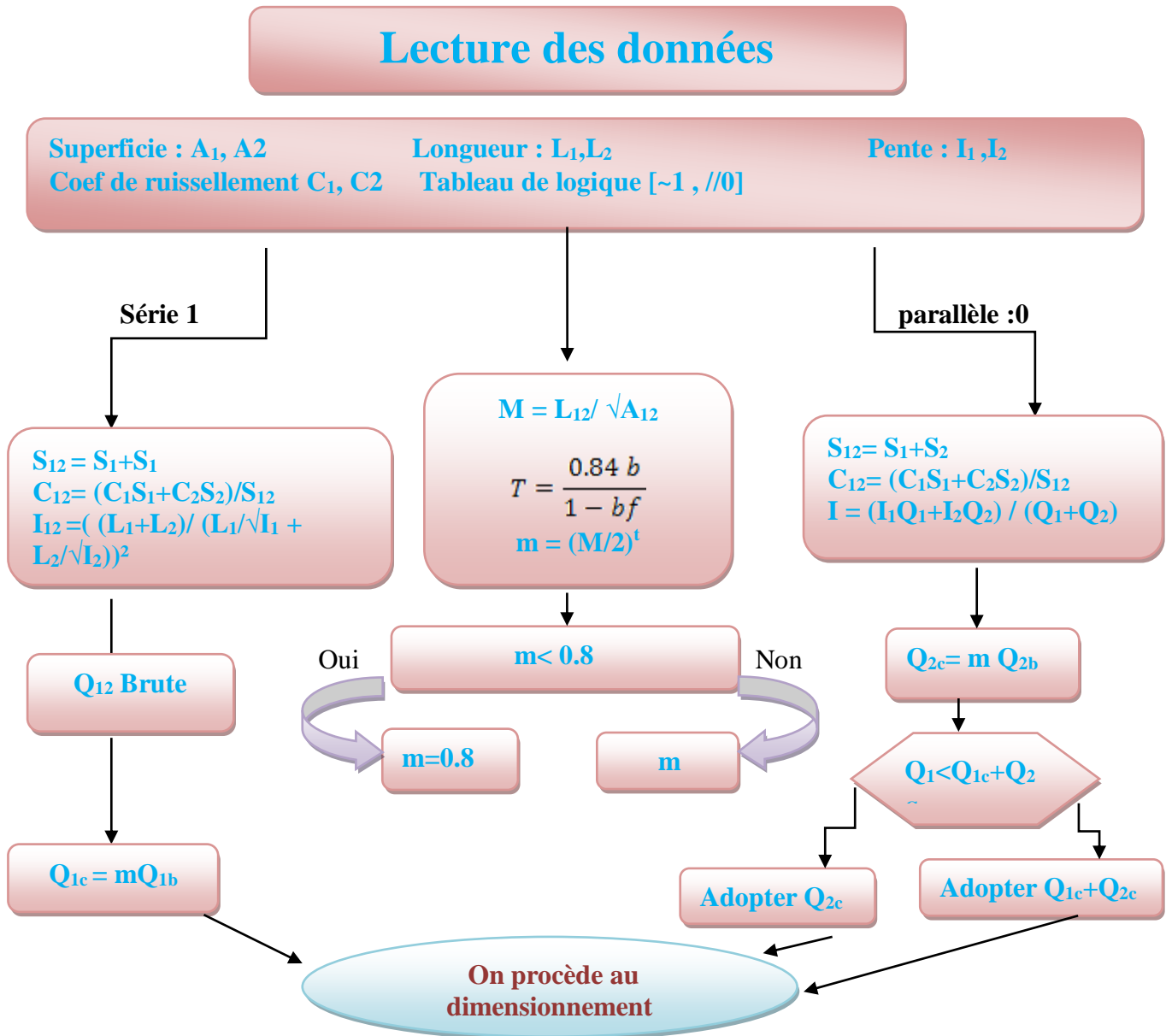


Figure 23 : organigramme d'assemblage des bassins versants

Dimensionnement des canalisations et vérifications des conditions de fonctionnement

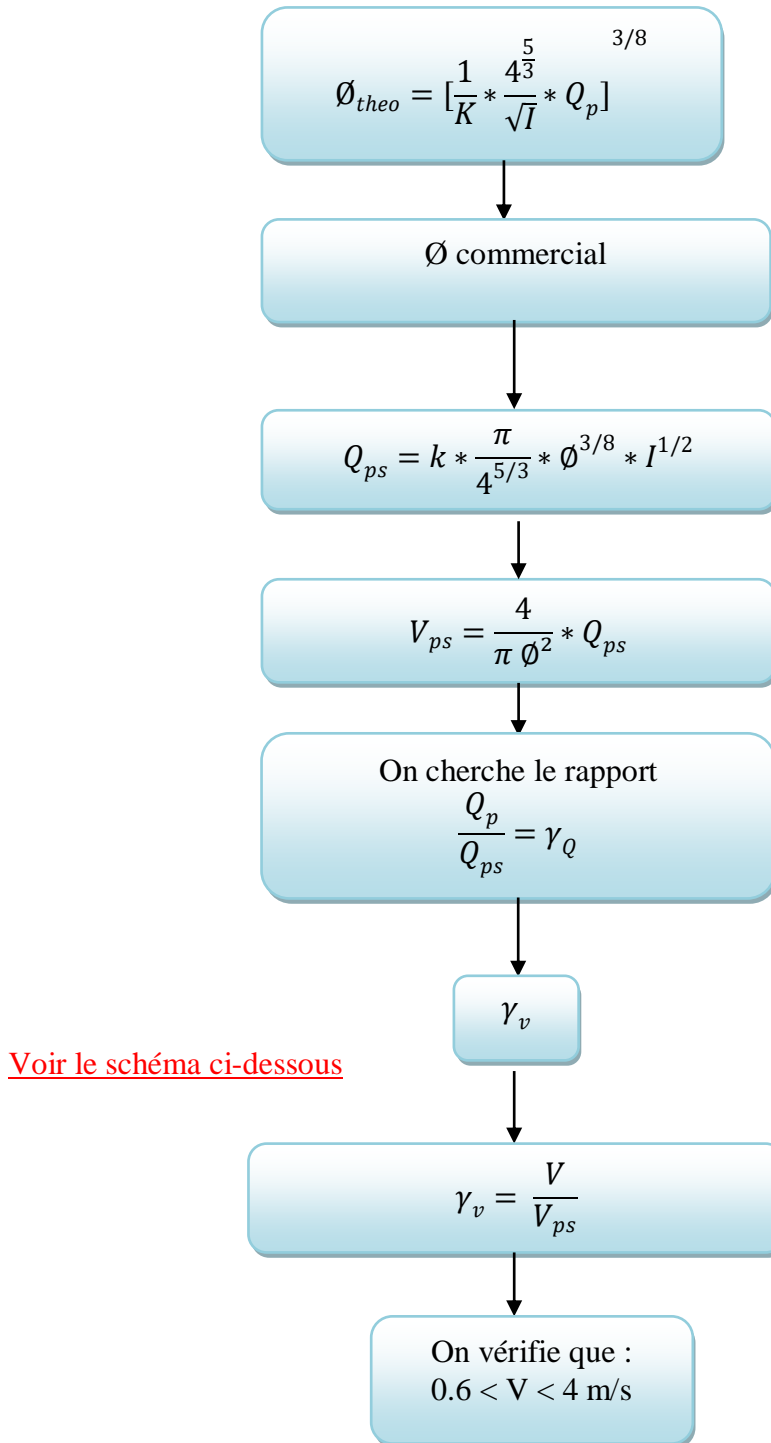


Figure 24 : Diagramme du dimensionnement des canalisations

✚ Pour une section circulaire :

Selon le diagramme ci-joint le rapport $\gamma_{d \max} = 1.073$ pour $\gamma = 0.94$, ce qui veut dire que $Q_{\max} = 1.073 * Q_{ps}$.

On remarque aussi que $\gamma_{v \max} = V/V_{ps} = 1.139$ ce qui veut dire que $V_{\max} = 1.139 * V_{ps}$, et si $V_{\max} < 4\text{m/s}$ alors V est forcément inférieure à 4m/s , et $V_{\min} = 0.616 * V_{ps} > 0.6$.

Lors de notre vérification on va calculer le rapport $Q/Q_{ps} = \gamma_d$, si $\gamma_d < 0.94$ on déduit que $Q < Q_{\max}$ ainsi que $V < V_{\max}$.

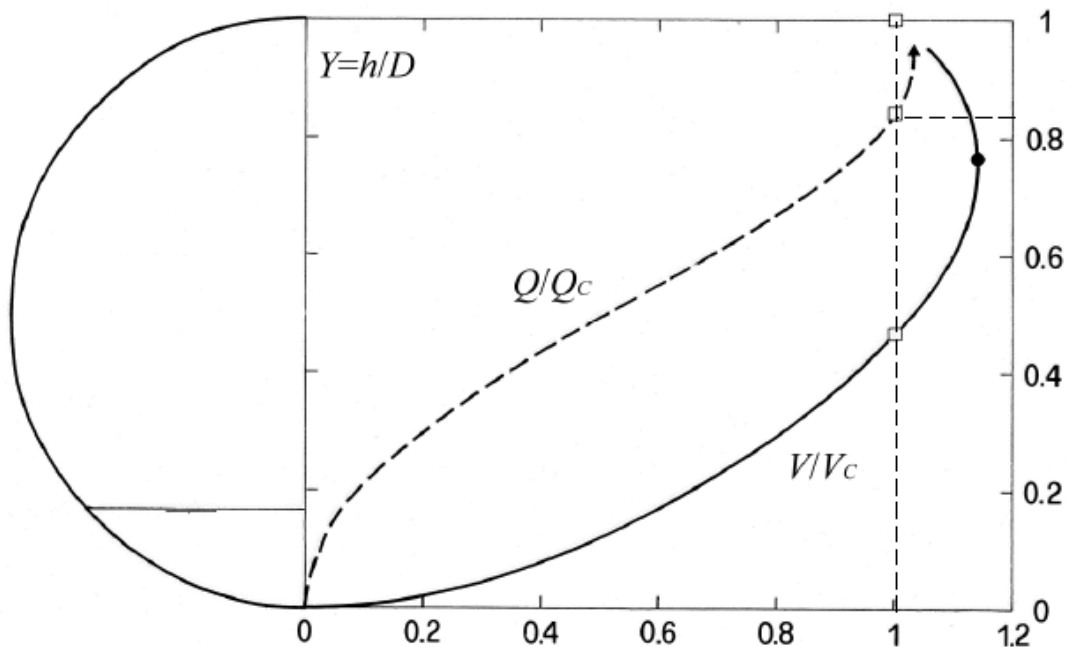


Figure 25 : Variation du rapport des vitesses en fonction du rapport du remplissage

Le calcul sera présenté dans un tableau lié à l'annexe « Plan du lotissement les profils en long et tableau de dimensionnement »

3-Bassin de rétention

a-définition

Le bassin de rétention est un ouvrage dont le rôle est de stocker les eaux d'orage pour être refoulées dans le réseau public afin de limiter les apports des eaux pluviales.



Son rôle de tampon permet d'éviter la saturation des réseaux d'assainissement, et le débordement des déversoirs.

Sa réalisation permet de régulariser le débit refoulé et par conséquent offre le choix du diamètre de la conduite à utiliser qui est un facteur économique favorable dans notre comparaison des variantes.

Dans notre cas, on va le réaliser au niveau de la côte la plus basse pour retenir les eaux d'orage et l'orienter ultérieurement vers le réseau public.
Notre choix est dicté par la topographie de la première parcelle.

b- Son dimensionnement :

Le dimensionnement dépend des caractéristiques du site et du projet. Il peut être calculé de différentes méthodes parmi lesquelles on retient la méthode des volumes ou la méthode des pluies.

b-1-Méthode de pluies :

Cette méthode consiste à définir la courbe $h(t)$ (hauteur de précipitation en fonction du temps)

et par laquelle on déduit la hauteur de fuite (dû à la stagnation des gouttes d'eau dans les cuvettes

du site, en ajoutant les quantités qui s'infiltrent et celles qui s'évaporent).

Pour ce, on procède comme suit

- 3- Un relevé des hauteurs d'eau tombée dans des intervalles de durée Δt de 0, 1, 2, ..., 24h, et cela pendant une année.
- 4- Pour une période de retour considérée, on peut construire une courbe durée hauteur maximale à laquelle on va déduire la hauteur de fuite.
- 3- On trace la courbe de vidange $h(t)$ dont l'expression est
$$h(t) = \frac{Q_t}{S_a} / 60$$

Q_t = est le débit de vidange en l/s
 t = le temps en min

Sa = la surface active en ha

Sachant que Sa est la surface active elle comprend :

- ❖ Les surfaces imperméables dont le coefficient $C=1$
- ❖ Les surfaces dont le coefficient C dépend du type d'occupation.

On définit la hauteur de fuite Q_f qui est propre pour chaque région et qui varie de 1 à 10 l/s/ha.

Pour nous, et dans le but d'éviter de sous-estimer le volume du bassin de rétention, on s'est fixé comme débit de fuite tolérable en 1 L/s/ha imposé par les dispositions réglementaires particulières du service du bassin versant du Gharb (région de casa).

b-2-Méthode des volumes :

La méthode consiste à tracer la variation du volume en fonction du temps puis chercher le volume maximum comme suit :

Sachant que le volume sera maximum quand $\frac{dV}{dt} = 0$

$$V = h * Sa - Q_f * t \quad (V \text{ en } m^3)$$

Avec :

$$h = i * t = a * t^{b+1} \quad (mm)$$

Dans la suite, on va appliquer deux démarches qui découlent des méthodes présentées précédemment surtout celle de pluie visant à définir le volume du bassin de rétention.

[9] 4-La Méthodologie du calcul

Elle consiste à définir les facteurs suivants :

- 3- La fréquence de la pluie pour laquelle il faut dimensionner le bassin tampon est la fréquence décennale (10 ans).
- 4- Surface active

Sa : La surface active d'une parcelle dépend de la taille de la parcelle et de son coefficient de ruissellement qui s'exprime par la formule suivante $Sa = \sum C_i S_i$.

Les coefficients de ruissellement varient selon le type de la surface raccordée et ils sont donnés dans le tableau 9.

Les S_i sont la surface de chaque type d'occupation en m^2

La surface du 1er bassin est 3.746ha ou 37460 m^2

À l'horizon de saturation les lots seront construits, le reste du lotissement sera occupé par les voiries et les bordures $S_a = 3.746 * 0.95 = 3.521$ ha.

a-Calcul par Voie graphique :

La voie graphique consiste à :

1- tracer la courbe Hauteur –durée (h en mm et t en min).

est définie par la formule $h = a * t^{1+b}$

2-la courbe Hauteur d'eau de vidange (ou de fuite) cumulé en fonction du temps

$$H = 60 t Q_f * S_a / 1000 \quad (1)$$

S_a = surface active en ha

$Q_f = 1$ l/s/ha qu'on va le transformer en hauteur selon l'expression (1)

On trace les deux courbes et on cherche la hauteur maximale définie par la tangente parallèle à la courbe d'équation h.

Une fois Δh max définie : $V = 10 * \Delta h \text{ max} * S_a$

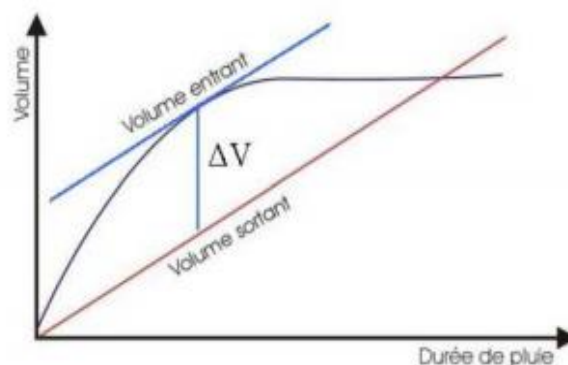
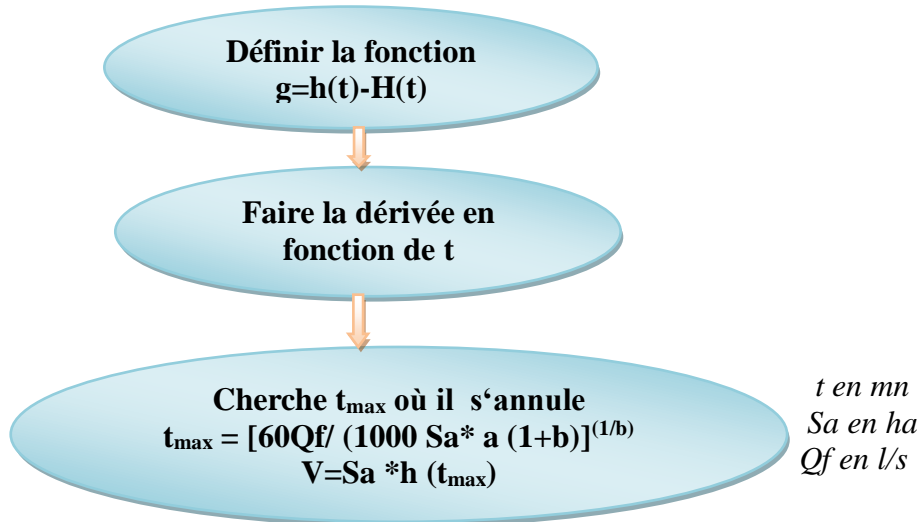


Figure 26 : La courbe de variation du volume de précipitations en fonction du temps

b-Calcul par voie numérique :

Alors que la voie numérique consiste à :



Selon nos calculs on a trouvé que le volume du bassin de rétention est de 1970m³ l'annexe « Plan béton armé du bassin de rétention »

La superficie réservée au bassin de rétention est 1728m² = (1912m² surface de lot 45- 184m² surface de la station de pompage) , ce qui lui permet de stocker 2074m³ avec une hauteur de 1.2m dont seulement 1.1m qui sera remplie d'eau .

On a opté à la réservation d'une partie de ce réservoir pour recevoir les eaux usées dont la superficie est de 250m² avec un volume de stockage des eaux usées de 275m³ (qui représente la moitié du volume rejeté par les consommateurs de la première parcelle par jour) et qui sera pompé pendant deux heures par le biais d'une conduite de refoulement de diamètre 300mm vers la deuxième parcelle.

Le reste du bassin de rétention (1728m²-250m²= 1478m²) permet de stocker 1626m³ seulement avec une hauteur de 1.1m. le reste des eaux d'orage qui représentent 17% du volume de rétention calculé ((1970m³-1626m³)/1970m³) seulement sera refoulé.

Les 83% restantes seront utilisées pour des fins agricoles productives de revenus (Pépinière à créer sur la surface au dessus du bassin afin de faire face à la consommation énergétique de la station).



III-Conclusion

On a suivi la méthode rationnelle dans nos calculs vu qu'elle est très recommandée dans les terrains dont la topographie est un peu difficile ainsi qu'elle est reconnue comme étant une méthode plus exacte et qui englobe la méthode superficielle.

Par la suite on a passé au dimensionnement du bassin de rétention en prenant en considération l'exploitation de l'espace au dessus, où on va implanter des pépinières du coup on a opté pour diviser le bassin en deux parties une pour les eaux pluviales qui vont les arroser et la seconde pour les eaux usées et c'est ce qu'on va voir en détails dans le chapitre suivant .

CHAPITRE V :

Étude comparative financière du projet

Ce chapitre sera consacré à la présentation des critères de choix entre les deux variantes déjà étudiées et ce, dans le but de convaincre le lotisseur d'une part et l'établissement gestionnaire d'autre part de notre choix qui se basera sur trois volets :

- 1-le coût d'investissement initial.
- 2- Le coût d'exploitation.
- 3-L'impact sur l'environnement.

I-Introduction

D'après les perceptions qu'on a effectué on s'est mis d'accord au final à l'importance de comparer les deux solutions qu'on a opté afin de choisir celle qu'on va exécuter au final tout en prenant en considération le coté environnemental et économique et cela nous a obligé de faire cette étude comparative sur deux volets le premier en relation avec le coût d'investissement initial et le second en rapport avec le coût d'exploitation.

II-Comparaison du coût d'investissement initial

1- Variante 1 :

Pour cette variante on va prendre en considération le coût d'exécution de :

- ✚ Terrassement de la tranchée qui arbitrera les deux conduites dite asymétrique.

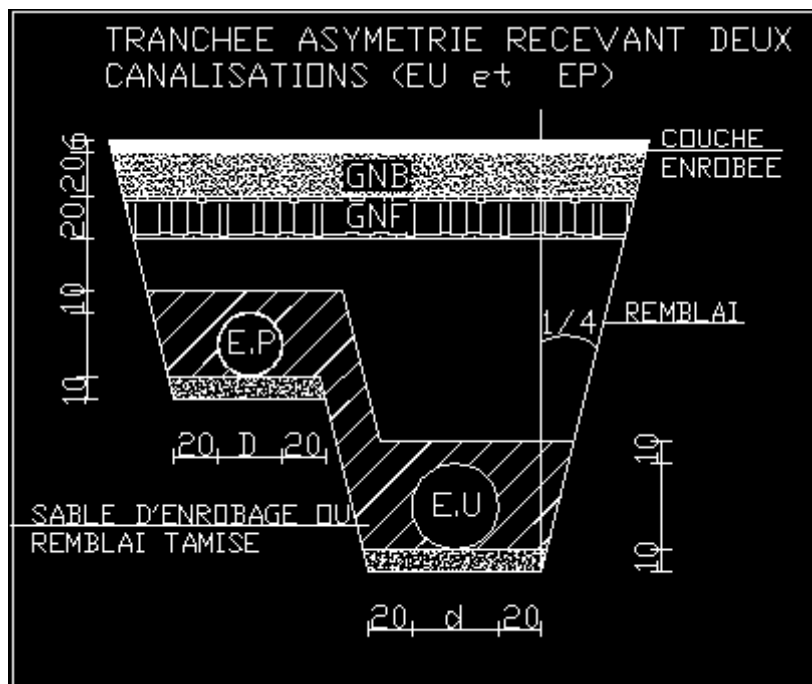


Figure 26 : tranchée asymétrique recevant deux canalisations (EU et EP)

- ✚ La mise en remblai (tamisé et brute)
- ✚ Le coût de canalisation utilisé y compris fourniture et pause.

Selon les calculs faits dans le tableau d'estimation de la variante 1, le coût est de 2178750dhs.

2- Variante 2 :

Le coût d'investissement initial comprendra

- ✚ Le coût du terrassement de remblais du lot de sable des regards et des conduites relatives aux trois collecteurs suivants (deux collecteurs liés à la parcelle numéro 1 + le troisième collecteurs desservant la parcelle numéro 2) et dont le montant des travaux de l'ordre 657433.5dhs.

a- Le coût des travaux du bassin de rétention :

Ce bassin a été réparti en deux sous-bassins l'un pour les eaux pluviales qui seront utilisées pour irriguer les pépinières et qui s'étalent sur une superficie de 1728m² dont 250m² pour les eaux usées et 1478m² pour les eaux pluviales.

Le coût des travaux est estimé à **1739922.96dhs** détaillé dans un tableau numéro voir annexe Les plans d'avant-projet sont joints à l'annexe numéro.

b- Stations de pompage :

La surface réservée à la station de pompage est de l'ordre 184m², cette dernière est d'une hauteur de 4m, et qui abritera 4 pompes.

Deux pompes pour les eaux usées de 40l/s l'une opérationnelle et l'autre de secours, ainsi que deux autres pour les eaux pluviales d'un débit de 30l/s.

Le coût estimatif des travaux est de l'ordre de **855223.32dhs**.

Par conséquent le coût d'investissement initial de la variante numéro 2 comprenant les trois composantes déjà citées sera : **3252578dhs** ce qui représente une augmentation d'investissement de l'ordre de 48.2%.

- ✚ Du point de vue investissement initial la première variante est favorable.
- ✚ Du point de vue exécution et en se référant à la profondeur de la première variante on constate qu'elle a atteint en quelques zones la hauteur de 6.75m et dans la majorité des cas elle est au-delà de 4 m ce qui représente un risque durant la période d'exécution.
- ✚ L'effet des grandes profondeurs influencent sur les conduites et peuvent les endommager en dépassant les caractéristiques mécaniques (il est recommandé de ne pas dépasser la profondeur de 3m).



Alors que pour la deuxième variante défavorisée par son coût, ne représente pas les deux contraintes précédentes à savoir $h < 3m$ et assure une meilleure condition d'exécution.

III-Comparaison du coût d'exploitation

1- variante 1 :

Pour la première variante les frais d'exploitation se réduisent à des coûts de réparation dans l'exécution sera toujours difficile à réaliser et à détecter.

2-variante 2 :

Pour la deuxième variante, le gestionnaire doit assurer les charges d'exploitations qui comprennent en plus de l'entretien dans l'exécution mais surtout les frais énergétiques de pompage.

Les frais qui sont évalués à 25064dhs pour les eaux usées et de 18798.41dhs pour les eaux pluviales.

Pour faire face à ces dépenses nous proposons l'exploitation de la terrasse du bassin de rétention afin de créer une pépinière dans la production se présente comme suit :

La superficie qu'on dispose est 1728m² dont le 1/3 sera réservé au réseau de circulation le reste pour 115000 pépinières (coût de vente 7dhs et prix de revient 5dhs, le bénéfice 2dhs)

Donc le revenu annuel est de l'ordre de 230000dhs, ce qui veut dire qu'on disposera des moyens pour payer un gardien à raison de 2000dhs /mois plus le coût des frais énergétiques.

A la fin pour récupérer la différence entre les deux variantes nous aurons besoin d'un délai de 15 ans, en revanche nous allons participer à élargir l'espace vert par des nouvelles implantations.



Projet de fin d'étude 2016-2017



	Variante 1	Variante 2	Différence
Investissement initial	2178750	657433.5	1521317
Bassin de rétention	0	17399.22	17399.22
Station de pompage	0	855233.3	855233.3
Regards			
Profondeur de variante 1	53040	20365	-32675
Profondeur de variante 2			
66.3			

	Les Charges /an
Électricité EU	25064
Électricité EP	18798
Gardiennage	24000
Entretien de station (amortissement machine)	8000
Revenu/ an 115000*2	-230000

Charges pour 15 ans

Nombre des années pris est 15 ans			
	Variante 1	Variante 2	Différence
Électricité EU	0	375960	375960
Électricité EP	0	281970	281970
gardiennage	0	360000	360000
Entretien de station (amortissement machine)	0	120000	120000
revenue	0	-3450000	-3450000
Donc une très légère différence entre les deux variantes			49204.04

Tableau10 : tableau comparatif des investissements et les charges d'exploitation



CONCLUSION

Notre étude comparative avait pour but d'approfondir l'utilisation des techniques alternatives diverses de gestion des eaux pluviales et usées par rapport aux techniques classiques de traitement, cette dernière m'a permis de juxtaposer le cadre réglementaire de leur application, l'efficacité les coûts et les conditions d'emplois des différents systèmes ainsi que l'acceptabilité sociale de leur utilisation.

En effet durant ces quatre mois de stage dans un bureau dont le potentiel humain est si performant, j'ai pu enrichir mes connaissances ainsi que d'acquérir une expérience pour élaborer une étude d'assainissement d'un lotissement, dès la collecte des informations au niveau du site et auprès des administrations concernées en passant par la recherche des solutions techniques possibles, puis le dimensionnement en prenant en considération les objectifs financiers et environnementaux jusqu'au choix de la variante la plus convaincante de point de vue rentabilité et faisabilité.



Bibliographie

- [1] Satin, M., Selmi, B.,(2005) . Guide Technique de l'assainissement. Paris : *LE MONITEUR*. 671p.
- [2] Chabrier, P. Les Stations de Pompage d'eau. Bayeux: *TECHNIQUE ET DOCUMENTATION*. 453p.
- [3] Claudon, J. Les réseaux d'assainissement. Paris : *TECHNIQUE ET DOCUMENTATION*. 322p.
- [4] Tison, L. Cours D'hydraulique. Grenoble : *GAND*. 217p.
- [5] Bayon, R. V.R.D.Voirie Réseaux divers Terrassements-Espaces verts Aide-mémoire du concepteur. Paris : *EYROLLES*. 509p.
- [9] Le cours des méthodologies de la délimitation des bassins de rétentions du Monsieur Bengamra Said.

Webographie

- [6] <http://www.services-urbains.lillemetropole.fr>
- [7] <http://www.thermoexcel.net>
- [8] <http://www.sic.g.eau.net>

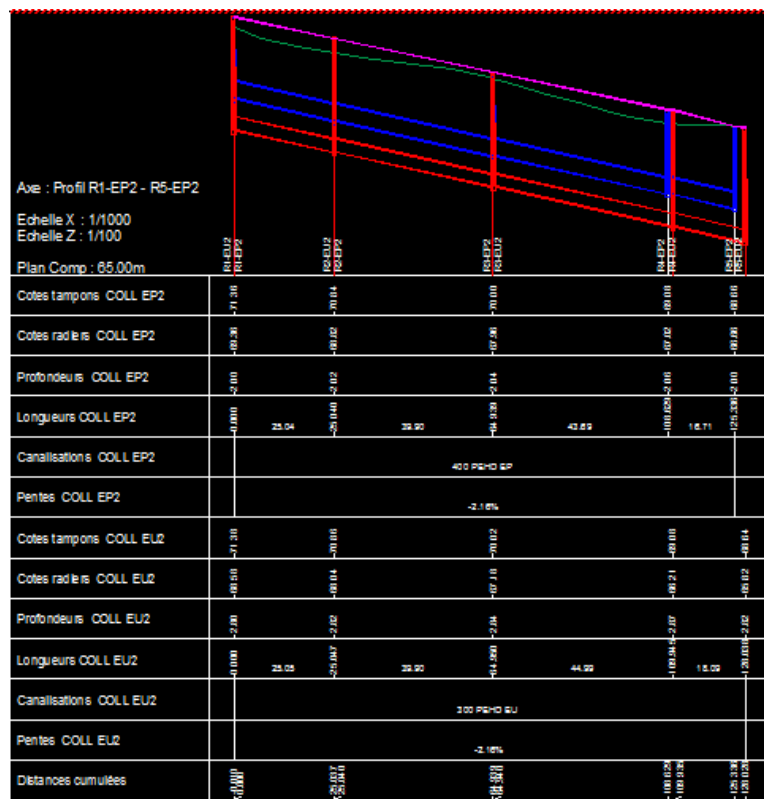
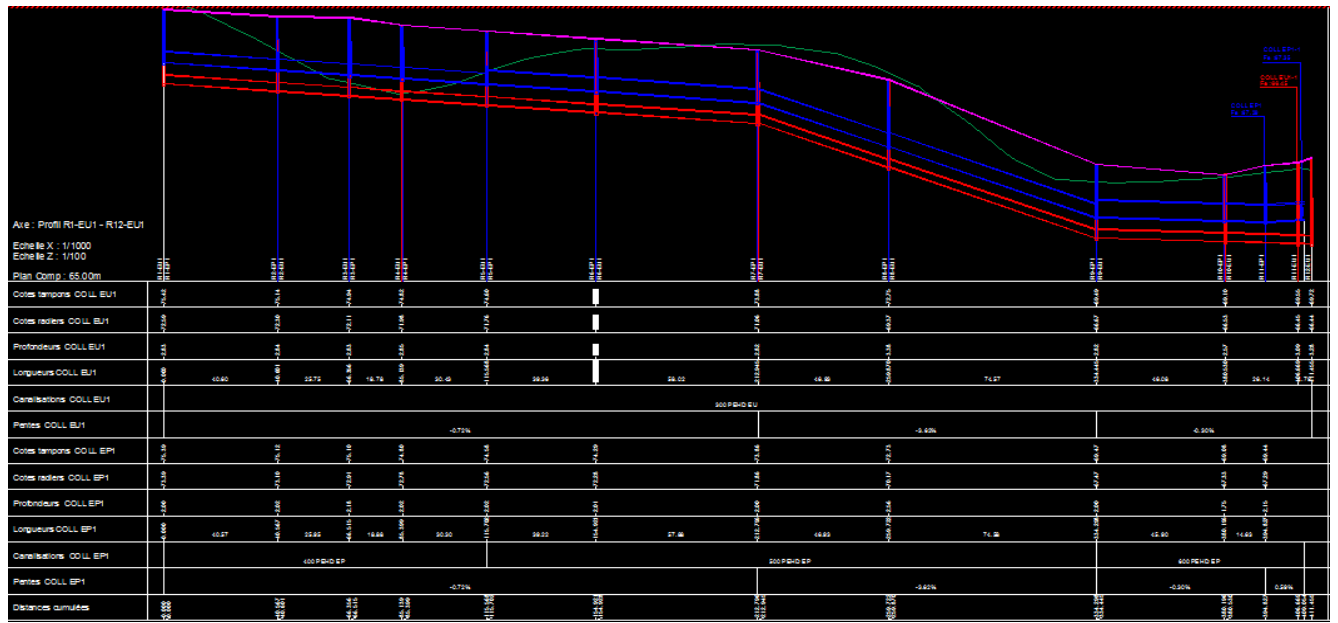


Projet de fin d'étude 2016-2017



LES ANNEXES

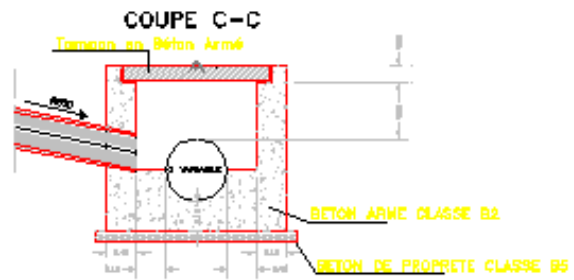
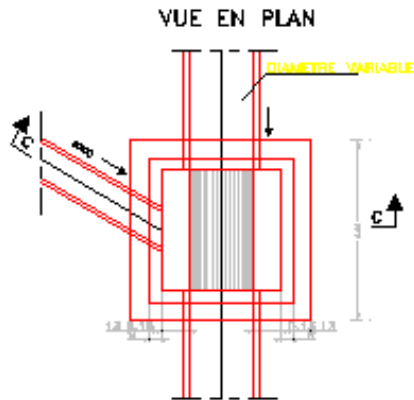
Annexe 1 : les profils en long de la première variante



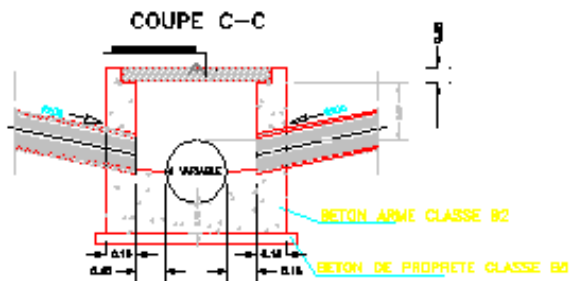
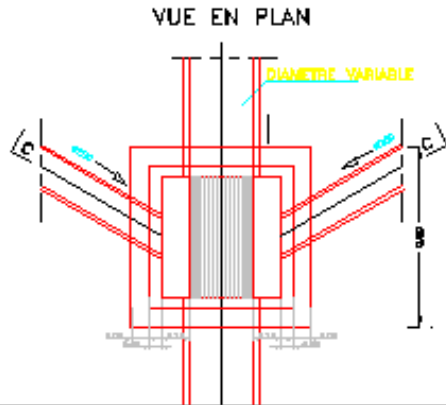
Regard de borgne

REGARD BORGNE

**REGARD BORGNE
UNE SEULE ARRIVEE**



**REGARD BORGNE
DEUX ARRIVEES**



Regard de visite avec cadre et tampon

