
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université TAHRI Mohamed, Béchar



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil & Hydraulique

Polycopié Pédagogique
(Cours)

Intitulé :

"Assainissement"

Code de la Matière : F621 Niveau : Licence (S6)

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Etabli par l'enseignant :
BENDIDA Ali

Année Universitaire : 2019/2020

Sommaire

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

Introduction générale..... 01

Chapitre I : Caractéristiques générales des eaux à évacuer

Introduction	02
I.1. Pollution des eaux.....	02
I.2. Classification des eaux usées.....	03
I.2.1. Les eaux usées domestiques.....	03
I.2.2. Les eaux industrielles.....	03
I.2.3. Les eaux pluviales.....	03
I.3. Indicateurs de pollution des eaux usées.....	03
I.3.1. Les paramètres physico-chimiques.....	04
I.3.1.1. La température.....	04
I.3.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH).....	04
I.3.1.3. La conductivité électrique (CE).....	04
I.3.1.4. La Salinité.....	05
I.3.1.5. La turbidité.....	05
I.3.1.6. Matière en suspension.....	05
I.3.1.7. Demande biochimique en oxygène (DBO).....	05
I.3.1.8. Demande chimique en oxygène (DCO).....	05
I.3.1.9. La biodégradabilité.....	06
I.3.1.10. Azote	06
I.3.1.11. Phosphore.....	07
I.3.2. Microorganismes.....	07
I.3.2.1. Les bactéries.....	07
I.3.2.2. Les virus.....	07
I.3.2.3. Les protozoaires.....	08
I.3.3. Eléments traces et métaux lourds.....	08
I.4. Les normes algérienne de rejet d'eaux usées.....	08
Conclusion.....	09

Chapitre II : Systèmes et schémas d'assainissements

Introduction.....	10
II.1. Systèmes d'assainissement.....	10
II.1.1. Système unitaire.....	10
II.1.2. Système séparatif.....	11
II.1.3. Système pseudo- séparatif.....	11
II.2. Choix du système d'Assainissement.....	12
II.3. Schémas d'évacuation	13
II.3.1. Schéma perpendiculaire.....	13
II.3.2. Schéma par déplacement latéral.....	13
II.3.3. Schéma transversal ou oblique.....	13
II.3.4 Schéma par zone étagée.....	14
II.3.5. Schéma radial	14
II.4. Les éléments d'un réseau d'assainissement.....	14
II.4.1. Les regards.....	14
II.4.2. Les canalisations.....	17
II.4.3. Les joints des conduites.....	18
II.5. Différentes actions supportées par la conduite.....	19
II.6. Essai des tuyaux préfabriqués.....	19
II.7. Exécution de la tranchée et la pose de la canalisation.....	21
II.8. Croisement des réseaux.....	22
II.9. Stockage des tuyaux.....	22
Conclusion	23

Chapitre III : Évaluation des débits à collecter

Introduction.....	24
III.1. Calcul des débits des eaux usées et des eaux pluviales.....	24
III.1.1. Calcul des débits des eaux usées.....	24
III.1.1.1. Situation démographique.....	25
III.1.1.2. Evaluation du débit moyen journalier.....	26
III.1.1.3. Evaluation du débit de pointe.....	27
III.1.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	28
III.1.2.1. Méthode rationnelle.....	28
III.1.2.2. Méthode superficielle.....	33
III.1.2.3. Méthode de transfert.....	35
III.1.2.4. Méthode d'Horton.....	35
III.1.2.5. Méthode de SOCOSE.....	35

Chapitre IV : Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

Introduction.....	41
IV.1. Conception du réseau d'assainissement.....	41

IV.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	42
IV.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	42
IV.3. Formules d'écoulements.....	42
IV.3.1. Formule de Chézy.....	43
IV.3.2. Formule de Manning.....	43
IV.3.3. Formule de Manning –Strickler.....	44
IV.4. Mode de calcul.....	44
IV.5. Conditions d'auto-curage.....	47

Chapitre V : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

Introduction.....	51
V.1. Les ouvrages annexes.....	51
V.1.1. Ouvrages normaux.....	51
V1.1.1 Les branchements.....	51
V.1.1.2 Ouvrages des surfaces.....	52
V.1.1.3. Ouvrages d'accès au réseau.....	53
V.1.2. Les ouvrages spéciaux.....	54
V.1.2.1. Les déversoirs d'orage.....	54
V.1.2.2. Les grilles et les degriilleurs.....	55
V.1.2.3 Bassins de dessablement.....	55
Références bibliographiques.....	57
Annexe.....	58

Liste des figures

Chapitre II : Systèmes et schémas d'assainissements

Figure II.1 : Schéma de principe d'un système unitaire	11
Figure II.2 : Schéma de principe d'un système séparatif	11
Figure II.3 : Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif.....	12
Figure II.4 : Regard de visite	15
Figure II.5 : Regard de chute	16
Figure II.6 : Regard de branchement	16
Figure II.7 : Regard avaloir (bouche d'égout).....	17
Figure II.8 : Pose de la conduite	21
Figure II.9 : Croisement des réseaux	22
Figure II.10 : Méthodes de stockage des tuyaux	23

Chapitre III : Évaluation des débits à collecter

Figure III.1: Longueur maximale du parcours de l'eau d'un bassin versant.....	29
Figure III.2: Eléments descriptif d'une crue	32

Chapitre V : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

Figure V.1 : Les bouches d'égout	53
Figure V.2: Représentation schématique d'un déversoir d'orage.....	54
Figure V.3 : Schéma d'un dessableur couloir	56

Liste des tableaux

Chapitre III : Évaluation des débits à collecter

Tableau III.1: Paramètres équivalents d'un assemblage de bassins 34

Chapitre IV : Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

Tableau VI.1 : Coefficients de rugosité..... 44

Liste des abréviations

°C : Degré Celsius

g/l : Gramme par litre

mS/cm : MilliSiémens par centimètre

pH : Potentiel d'Hydrogène

mg : Milligramme

l : Litre

h : Heure

s : Seconde

m³ : Mètre cube

DBO₅ : Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours.

DCO : Demande chimique en oxygène.

M.E.S : Matières en suspension.

CE : Conductivité électrique

Hab : Habitant

T : Période de retour

t_c : Temps de concentration

t_s : Temps de ruissellement

t_e : Temps d'écoulement

PVC : Polychlorure de vinyle

PEHD : Polyéthylène haute densité

VRD : Voirie et Réseau Divers

Introduction générale

Introduction générale

L'eau sur terre c'est la vie. C'est un bien commun à toute la population, mais, aussi, il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

A cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'assainissement et l'alimentation en eau potable entre autres. Par ailleurs, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publiques et de l'environnement.

En effet, le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement considérable des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers, faut-il le souligner, se traduisent par un accroissement permanent du volume des rejets polluants et de la quantité d'eau ruisselante.

L'assainissement urbain représente l'ensemble des techniques qui ont pour but d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur traitement et rejet dans des exutoires naturels, en vérifiant les exigences de la santé publique.

Ce polycopié de cours, intitulé : Assainissement, est destiné pour les étudiants de 3^{ème} année licence hydraulique. Le contenu de ce polycopié est compatible avec le programme de formation de la licence hydraulique. Ce polycopié pédagogique présente l'ensemble des notions nécessaires à la bonne compréhension des calculs du réseau d'assainissement.

Chapitre I :
Caractéristiques générales des eaux à évacuer

Chapitre I : Caractéristiques générales des eaux à évacuer

Introduction

Les eaux usées, appelées aussi eaux polluées, sont toutes les eaux qui sont de nature à contaminer les milieux dans lesquelles elles sont déversées.

Les eaux usées sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique, industriel, artisanal, agricole ou autre. Elles sont considérées comme polluées et doivent être traitées.

Dans la plupart des pays et en particulier dans les milieux urbanisés, les eaux usées sont collectées et acheminées par un réseau d'égout (appelé aussi réseau d'assainissement), soit dans une station de traitement soit sur un site autonome de traitement.

L'épuration des substances est assurée par des stations d'épuration d'effluents d'eaux usées dans le cas d'habitat collectif. En milieu liquide, l'épuration se fait par les microorganismes qui biodégradent la matière organique contenue dans les eaux usées.

I.1. Pollution des eaux

La pollution de l'eau s'entend comme, une modification défavorable ou nocive des propriétés physico-chimiques et biologiques, produite directement ou indirectement par les activités humaines, les rendant impropres à l'utilisation normale établit.

La pollution de l'eau est due essentiellement aux activités humaines ainsi qu'aux phénomènes naturels. Elle a des effets multiples qui touchent aussi bien la santé publique que les organismes aquatiques, ainsi que la flore et la faune terrestre. L'ensemble des éléments perturbateurs parviennent au milieu naturel de deux façons différentes : par rejets bien localisés (villes et industries) à l'extrémité d'un réseau d'égout ou par des rejets diffus (lessivage des sols agricoles, des aires d'infiltration dans les élevages, décharges, ...). L'introduction dans le sous-sol provoque une pollution des eaux souterraines qui est caractérisée par une propagation lente et durable (une nappe est contaminée pour plusieurs dizaines d'années) et une grande difficulté de résorption ou de traitement (DJIDEL, 2008).

I.2. Classification des eaux usées

On distingue trois grandes catégories des eaux usées : les eaux domestiques, les eaux industrielles et les eaux pluviales (Kendouci, 2018).

I.2.1. Les eaux usées domestiques

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont constituées essentiellement d'excréments humains, des eaux ménagères de vaisselle chargées de détergents, de graisses appelées eaux grises et de toilette chargées de matières organiques azotées, phosphatées et de germes fécaux appelées eaux noires.

I.2.2. Les eaux industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures. Certaines d'entre elles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte. Elles sont mêlées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution.

I.2.3. Les eaux pluviales

Les eaux pluviales peuvent être un facteur de la pollution des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air polluée par exemple (fumées industrielles). En se ruisselant sur les toits et les chaussées chargés de résidus (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

I.3. Indicateurs de pollution des eaux usées

Les normes de rejet des eaux usées, fixent des indicateurs de qualité physico-chimique et biologique. Ce potentiel de pollution généralement exprimés en mg/l, est quantifié et apprécié par une série d'analyses. Certains de ces paramètres sont indicateurs de modifications que cette eau sera susceptible d'apporter aux milieux naturels récepteurs. Pour les eaux usées domestiques, industrielles et les effluents naturels, on peut retenir les analyses suivantes : (Bendida, 2019)

I.3.1. Les paramètres physico-chimiques

Ils résultent de l'introduction dans un milieu des substances conduisant à son altération, se traduisant généralement par des modifications des caractéristiques physicochimiques du milieu récepteur. La mesure de ces paramètres se fait au niveau des rejets, à l'entrée et à la sortie des usines de traitement et dans les milieux naturels.

I.3.1.1. La température

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique (pollution thermique). Elle joue un rôle important dans la nitrification et la dénitrification biologique. La nitrification est optimale pour des températures variant de 28 à 32°C par contre, elle est fortement diminuée pour des températures de 12 à 15°C et elle s'arrête pour des températures inférieures à 5°C (Rodier, 2005).

I.3.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH)

Les organismes sont très sensibles aux variations du pH, et un développement correct de la faune et de la flore aquatique n'est possible que si sa valeur est comprise entre 6 et 9. L'influence du pH se fait également ressentir par le rôle qu'il exerce sur les autres éléments comme les ions des métaux dont il peut diminuer ou augmenter leur mobilité en solution biodisponible et donc leur toxicité. Le pH joue un rôle important dans l'épuration d'un effluent et le développement bactérien. La nitrification optimale ne se fait qu'à des valeurs de pH comprises entre 7,5 et 9.

I.3.1.3. La conductivité électrique (CE)

La conductivité est la propriété que possède une eau à favoriser le passage d'un courant électrique. Elle fournit une indication précise sur la teneur en sels dissous (salinité de l'eau). La conductivité s'exprime en micro Siemens par centimètre. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau (Rodier, 2005).

I.3.1.4. La Salinité

La salinité d'une eau correspond à sa concentration en sels dissous dans leur ensemble. Elle est exprimée soit par la valeur de la conductivité électrique (CE) ou par le résidu sec

(RS). La CE de l'eau, peut être estimée à partir de la concentration en RS exprimé en g/l, en utilisant à titre indicatif les relations approximatives suivantes :

- $RS \text{ (g/l)} = 0,64 \times CE \text{ (dS/m)}$ lorsque $CE < 5 \text{ dS/m}$.
- $RS \text{ (g/l)} = 0,80 \times CE \text{ (dS/m)}$ lorsque $CE > 5 \text{ dS/m}$.

I.3.1.5. La turbidité

La turbidité est inversement proportionnelle à la transparence de l'eau, elle est de loin le paramètre de pollution indiquant la présence de la matière organique ou minérale sous forme colloïdale en suspension dans les eaux usées. Elle varie suivant les matières en suspension (MES) présentes dans l'eau.

I.3.1.6. Matière en suspension

Les matières en suspension (MES) sont, en majeure partie, de nature biodégradable. La plus grande part des microorganismes pathogènes contenus dans les eaux usées, est associée aux MES. Les particules en suspension peuvent, par définition, être éliminées par décantation. C'est une étape simple et efficace pour réduire la charge organique et la teneur en germes pathogènes des eaux usées. Toutefois, un traitement beaucoup plus poussé est généralement requis pour faire face aux risques sanitaires.

I.3.1.7. Demande biochimique en oxygène (DBO)

Ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours DBO_5 (mg/l) ; c'est la DBO_5 . Elle se résume à la réaction chimique suivante :

Matière organique + micro organisme + $O_2 \rightarrow CO_2 + H_2O + \text{énergie} + \text{biomasse}$

I.3.1.8. Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène est exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. La valeur du rapport DCO/DBO indique le coefficient de biodégradabilité d'un effluent, il permet aussi de définir son origine (Suschka. J et Ferreira. E, 1986). Généralement la valeur de la DCO est :

- DCO = 1.5 à 2 fois DBO Pour les eaux usées urbaines ;
- DCO = 1 à 10 fois DBO Pour tout l'ensemble des eaux résiduaire ;
- DCO > 2.5 fois DBO Pour les eaux usées industrielles.

I.3.1.9. La biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux. La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que, $K = DCO / DBO_5$:

- Si $k < 1,5$: cela signifie que les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradable ;
- Si $1,5 < K < 2,5$: cela signifie que les matières oxydables sont moyennement biodégradables.
- Si $2,5 < K < 3$: les matières oxydables sont peu biodégradables.
- Si $K > 3$: les matières oxydables sont non biodégradables.

La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter, si l'effluent est biodégradable on applique un traitement biologique, si non on applique un traitement physico-chimique (Kendouci, 2018).

I.3.1.10. Azote

L'azote se présente dans les eaux sous forme d'états :

- Forme réduite : azote organique ou ammoniacal (NH_4^+),
- Forme moléculaire : azote dissous,
- Forme oxydée : azote nitreux (NO_2^-), azote nitrique (NO_3^-).

La présence de grande quantité d'azote ammoniacal indique généralement une contamination récente par des matières organique en décomposition. Sous l'influence de certaines bactéries, l'azote ammoniacal se transforme en azote nitreux, puis en azote nitrique.

Une eau pauvre en ammoniacque et riche en nitrate indique donc qu'elle a subi une filtration et une épuration efficace dans le sol, certaines eaux profondes peuvent cependant être riches en ammoniacque sans être pour cela nécessairement des eaux polluées.

L'ammoniaque est favorable au développement de certaines bactéries qui sont à leur tour génératrices est mauvais goûts, une dose importante de nitrate n'est désirable pour l'eau potable en particulier pour l'alimentation des nourrissons.

I.3.1.11. Phosphore

Le phosphore est présent dans les eaux usées sous forme des sels minéraux et sous forme organique d'origine biologique ; c'est une substance nutritive pour les microorganismes. Il est utilisé pour la synthèse des nouvelles cellules et peut provenir de détergents ménagers et engrais.

I.3.2. Microorganismes

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale est accompagnée d'organismes pathogènes. L'ensemble de ces organismes peut être classé en quatre grands groupes : les bactéries, les virus, les protozoaires et les helminthes (Nebil, 2010).

I.3.2.1. Les bactéries

Les bactéries sont les microorganismes les plus communément rencontrés dans les eaux usées (Toze, 1999). Les eaux usées urbaines contiennent environ 10⁶ à 10⁷ bactéries/100 mL dont la plupart sont proteus et entérobactéries, 10³ à 10⁴ streptocoques et 10² à 10³ clostridiums. La concentration en bactéries pathogènes est de l'ordre de 10⁴ germes/L. Parmi les plus détectées sont retrouvées, les *salmonellas*, dont celles responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Les coliformes thermotolérants sont des germes témoins de contamination fécale communément utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau (Nebil, 2010).

I.3.2.2. Les virus

Les virus sont des parasites intracellulaires obligés qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule *hôte*. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10³ et 10⁴ particules par litre. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées restent difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous estimation de leur nombre réel. Les virus entériques sont ceux qui se multiplient dans le trajet intestinal. Parmi les virus entériques humains les plus nombreux il faut citer les entérovirus (exemple: polio), les rotavirus, les retrovirus, les adénovirus et le virus de l'Hépatite A. Il semble que les virus soient plus résistants dans l'environnement que les bactéries. Au cours de processus de

traitement des eaux usées, les virus sont plus difficiles à éliminer que les bactéries classiques couramment utilisées comme indicateurs de la qualité bactériologique des eaux. (Kendouci, 2018).

I.3.2.3. Les protozoaires

Au cours de leur cycle vital, les protozoaires passent par une forme de résistance, les kystes, qui peuvent être véhiculés par les eaux résiduaires. Ces parasites sont très persistants. Ainsi, selon les conditions du milieu, ces organismes peuvent survivre plusieurs semaines voir même plusieurs années. Plusieurs protozoaires pathogènes ont été identifiés dans les eaux usées. Parmi les plus importants du point de vue sanitaire, il faut citer *Entamoeba histolytica*, responsable de la dysenterie amibienne (Bendida, 2019).

L'analyse des risques sanitaires liés aux agents pathogènes susceptibles d'être transportés par les eaux usées est le fondement des recommandations proposées par l'Organisation Mondiale de la Santé en 1989 (OMS, 1989).

I.3.3. Eléments traces et métaux lourds

Les sources de métaux pour les milieux aquatiques sont multiples. On différencie principalement les sources d'origine naturelle et anthropique. En effet, les métaux sont présents naturellement dans les sols. Certains en sont des constituants majeurs (Al) ou importants pour la structure des minéraux (Fe, Mn) (Nebil, 2010).

I.4. Les normes algériennes de rejet d'eaux usées

Les eaux usées collectées, dans les réseaux urbains ou les eaux usées directement émises par les industries, ne doivent être rejetées dans un milieu récepteur naturel (rivière, lac, littoral marin, ou terrain d'épandage) que lorsqu'elles correspondent à des normes fixées par voie réglementaire.

Le Décret exécutif n° 93-160 du 10 Juillet 1993, du Journal Officiel de la République Algérienne réglementant les rejets d'effluents liquides dans son chapitre I, article 2 (voir annexe I), définit un rejet comme tout déversement, écoulement, jets, dépôts directs ou indirects d'effluents liquides dans le milieu naturel et fixe, en son annexe, les valeurs limites de ce rejet.

Ces mêmes valeurs viennent d'être renforcées par un nouveau texte réglementaire ; le Décret Exécutif n° 06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 19 Avril 2006, section 1, article 3. Les valeurs limites maximales de rejet d'effluents sont regroupées dans l'annexe II.

Une autre réglementation a été mise en œuvre, c'est le décret exécutif N° 09-209 du 17 Joumada Ethania 1430 correspondant au 11 juin 2009 fixant les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement des eaux usées autres que domestiques dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration (voir annexe I.).

Conclusion

Les eaux usées sont de nature à contaminer les milieux dans lesquels elles sont déversées. La réglementation impose de les traiter avant de les rejeter dans l'environnement, pour que leur incidence sur la qualité de l'eau, entant que milieu naturel aquatique, soit la plus faible possible.

Chapitre II :
Systemes et schémas d'assainissements

Chapitre II : Systèmes et schémas d'assainissements

Introduction

L'assainissement urbain représente l'ensemble des techniques qui ont pour but d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur traitement et rejet dans des exutoires naturels.

II.1. Systèmes d'assainissement

Le système d'assainissement est défini comme étant composé d'un système de collecte et d'un système de traitement.

Le système de collecte est lui-même défini comme étant un système de canalisations qui recueille et achemine les eaux usées urbaines y compris les eaux des déversoirs d'orage situés sur le réseau.

Le système de traitement désigne les ouvrages d'assainissement (équipement de collecte et de traitement des eaux).

Tout service chargé en tout ou en partie de la collecte, du transport ou de l'épuration des eaux usées constitue un service d'assainissement.

L'évacuation des eaux usées (domestiques, industrielles) et des eaux pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes principaux sont :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

II.1.1. Système unitaire

Dans le système unitaire, l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau.

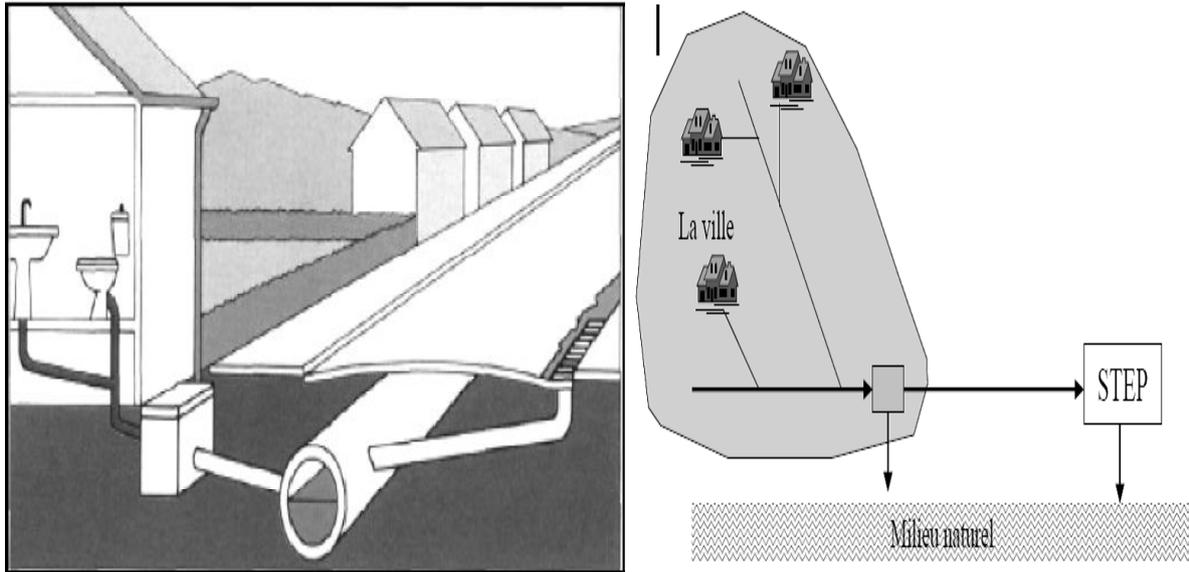


Figure II.1 : Schéma de principe d'un système unitaire (Seddiki, 2019)

II.1.2. Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et l'évacuation des eaux pluviales est assurée par un autre réseau indépendant.

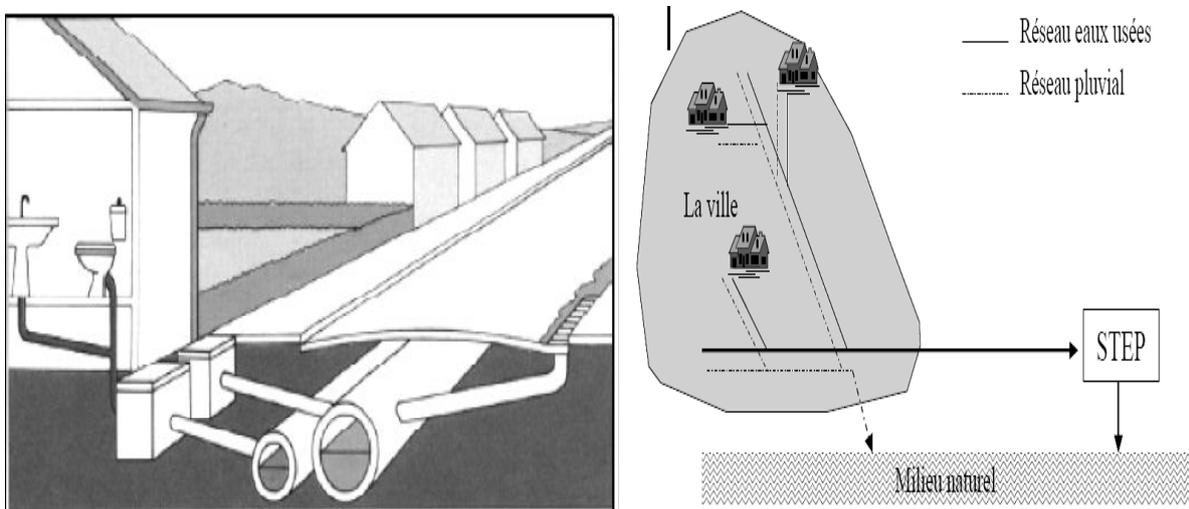


Figure II.2 : Schéma de principe d'un système séparatif (Seddiki, 2019)

II.1.3. Système pseudo- séparatif

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

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

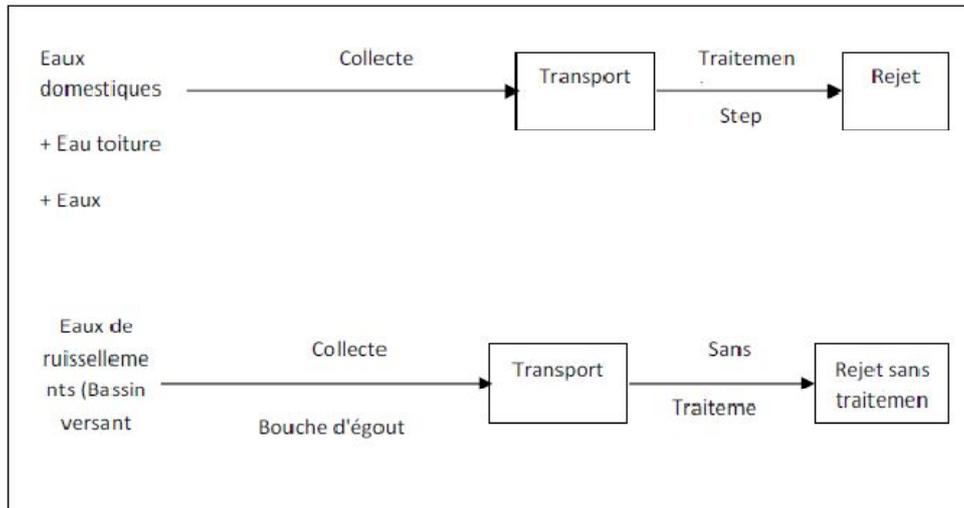


Figure II.3 : Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif (Seddiki, 2019)

II.2. Choix du système d'Assainissement

Généralement, le choix entre les systèmes d'Assainissement résulte :

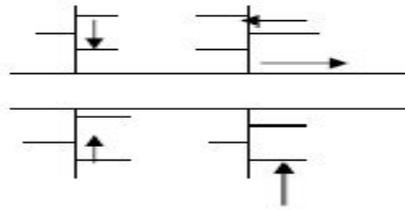
- De considérations techniques et des conditions locales (topographie des lieux, régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau de la voirie humaine, répartition des masses d'habitations, ...etc.) ;
- De considérations d'ordre économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, pompage et équation des eaux usées ;
- De considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels...etc.) ;
- De considérations politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'Assainissement en un autre).

II.3. Schémas d'évacuation

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi ; leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants : (Brière, 1997).

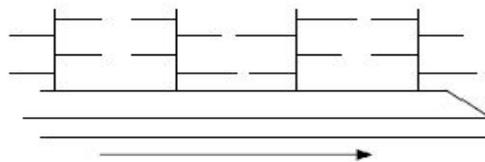
II.3.1. Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.



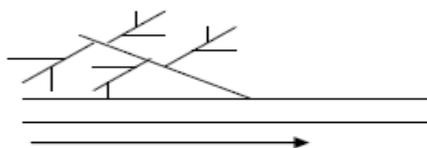
II.3.2. Schéma par déplacement latéral

C'est le schéma le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.



II.3.3. Schéma transversal ou oblique

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.



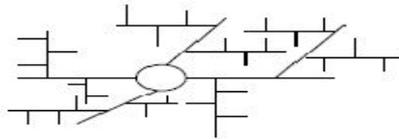
II.3.4 Schéma par zone étagée

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.



II.3.5. Schéma radial

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.



II.4. Les éléments d'un réseau d'assainissement

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les regards, les conduites et les joints.

II.4.1. Les regards

Ce sont des ouvrages en béton armé, ils sont arrosés au sol munis d'un cadre et un tampon, conçus pour résister à la poussée des terres et celle engendrée par les passages des charges roulantes.

II.4.1.1. Regard de visite

Le rôle de regard de visite est d'assurer :

- La ventilation des égouts ;
- Accès au réseau pour les engins de curage.

Ils sont installés à :

- Chaque changement de direction ;
- Chaque changement de diamètre ;
- Distance entre deux regards successifs est de 30 à 50 m, sauf les cas particuliers.

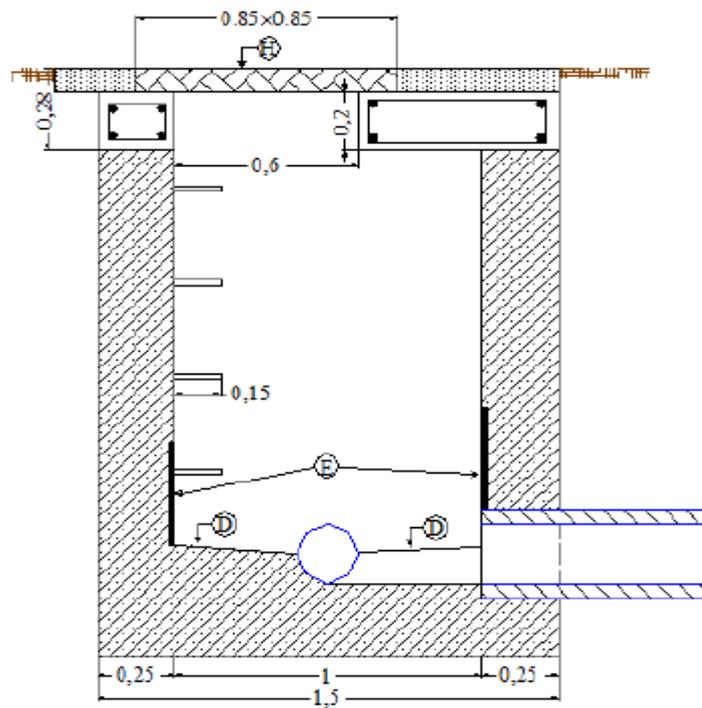


Figure II.4 : Regard de visite (Seddiki, 2019)

II.4.1.2.Regards de chute

Ce type de regard est très nécessaire dans le cas d'un terrain très accidenté, ils ont pour rôle le rabattement des fortes pentes.

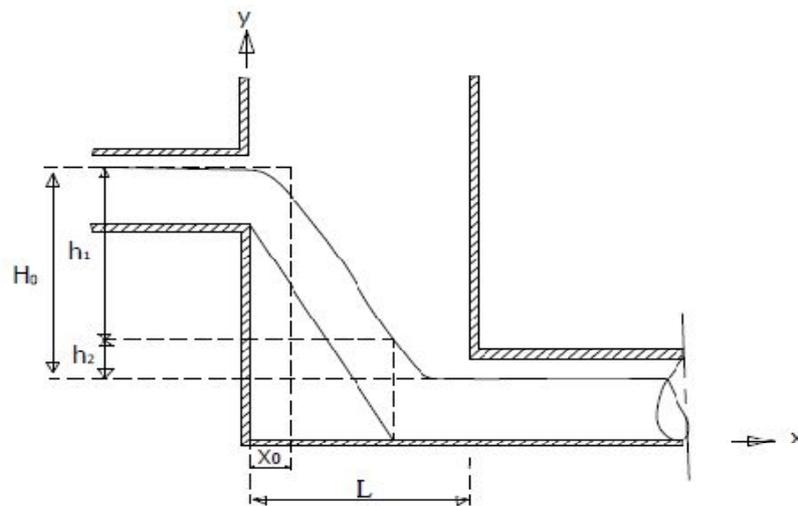


Figure II.5 : Regard de chute (Seddiki, 2019)

II.4.1.3. Regard de chasse

Ce type de regard est installé à la tête de réseau pour pallier les déchets, si les conditions d'auto curage ne sont pas vérifiées.

II.4.1.4. Regard de branchement

Il permet la liaison entre le réseau sanitaire des bâtiments et le réseau d'assainissement extérieur.

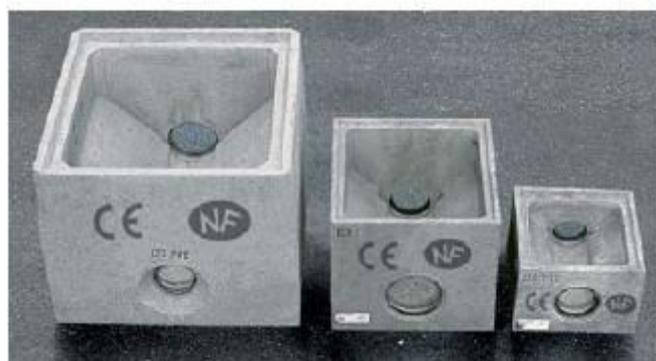


Figure II.6 : Regard de branchement (Seddiki, 2019)

II.4.1.5. Regard avaloir (bouche d'égout)

Ce sont des ouvrages annexes destinés à collecter les eaux de ruissellement en surface (de pluie, de lavage de chaussées, parkings, trottoirs...) et de les cheminer à l'égout par une

canalisation, ils sont implantés latéralement, il est indispensable de les nettoyer après chaque orage, il peut être : à grille – sélectifs – filtrants.

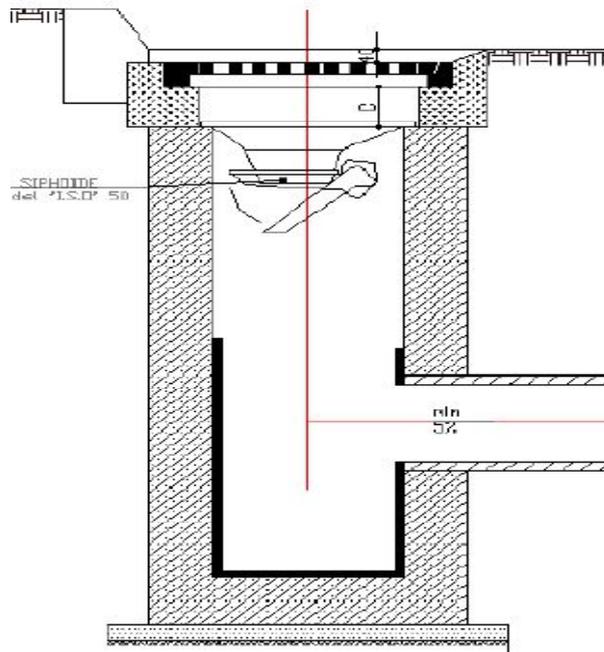


Figure II.7 : Regard avaloir (bouche d'égout) (Seddiki, 2019)

II.4.2. Les canalisations

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

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

II.4.2.1. Conduites en béton non armé

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

II.4.2.2. Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

II.4.2.3. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié

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

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

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

II.4.3. Les joints des conduites en béton armé

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

Pour les tuyaux en béton armé, nous avons différents types de joints à utiliser :

II.4.3.1. Joint type Rocla

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

II.4.3.2. Joint à demi-emboîtement

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

II.4.3.3. Joint à collet

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

II.5. Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques

II.5.1. Actions mécaniques

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion due essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

II.5.2. Actions statiques

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

II.5.3. Actions chimiques

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite, Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites. (Dernouni, 2004)

II.6. Essai des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion. Ces essais sont exécutés sur des

tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

II.6.1. Essai à l'écrasement

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

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

II.6.2. Essai à l'étanchéité

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité. On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn par une presse hydraulique. La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.
- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

II.6.3. Essai de corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles .Sous

l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore. L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées. (Dernouni. F, 2004)

II.7. Exécution de la tranchée et la pose de la canalisation

La largeur de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur de la canalisation avec des sur largeurs de 0,3 m d'une part et d'autre, si la nature des joints le rend nécessaire, leur fonctionnement doit être facilité par la construction des niches dans le fond et dans les parois des tranchées.

Le fond de tranchée est normalement arrosé à 0,1 m au moins au dessus de la cote prévue pour le fil d'eau, le lit de pose doit être constitué de sable fin.

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement s'il existe étant dirigé vers l'amont, le calage provisoire des tuyaux s'effectue à l'aide de motte de terre tamisée au minimum 0,4 m au dessus de la canalisation, puis le remblaiement se fait à l'aide du tout-venant.

La génératrice supérieure de la conduite doit être au minimum de 0,80 m sous la chaussée.

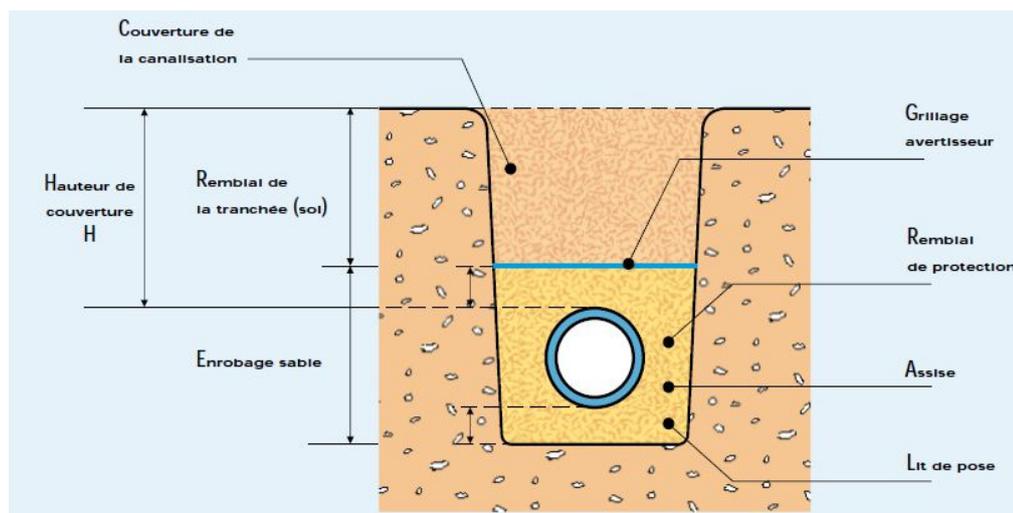


Figure II.8 : Pose de la conduite (Hamdane 2014)

II.8. Croisement des réseaux

Lors du croisement de plusieurs réseaux, il y a lieu de respecter une disposition et des distances bien définies, comme le stipule l'illustration ci-dessous.

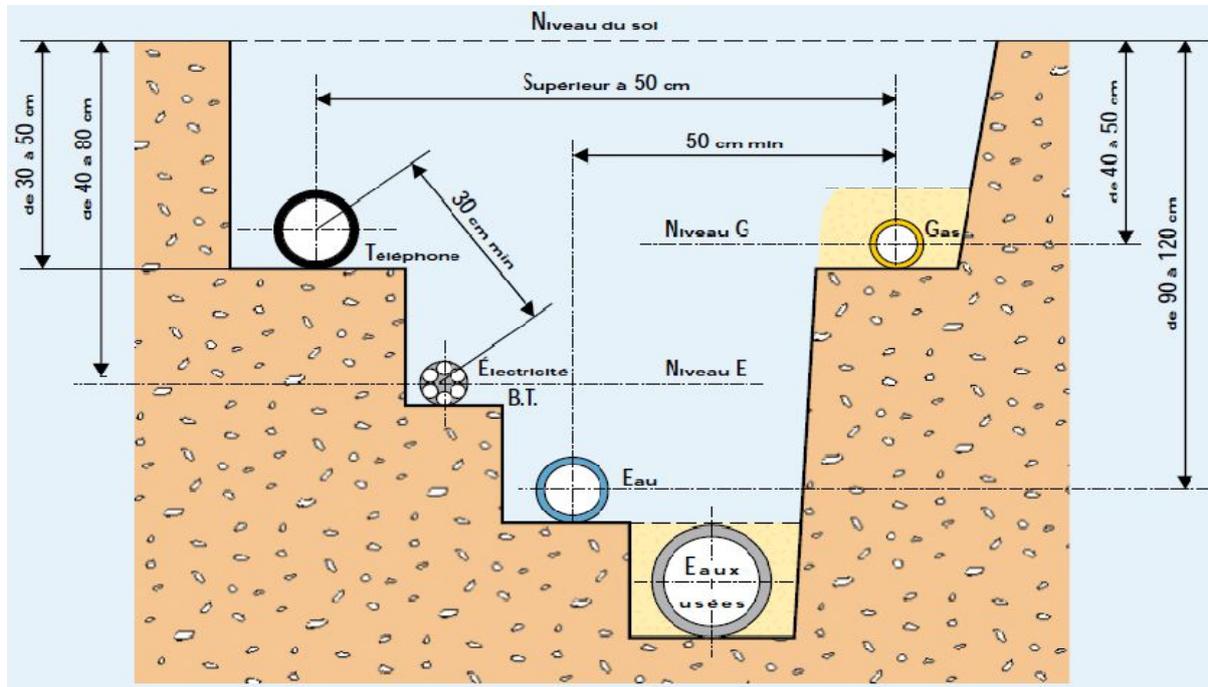


Figure II.9 : Croisement des réseaux (Hamdane, 2014)

II.9. Stockage des tuyaux

Première méthode: Pratiquement, cette méthode est la plus intéressante du point de vue la sécurité, du coût du matériel de calage et du rapport du nombre de tuyaux stockés sur le volume de stockage. Le premier lit repose sur deux madriers placés en deux lignes parallèles. Les emboîtures se touchent et ne sont pas en contact avec le sol. Les lits supérieurs sont alternativement constitués par des tuyaux placés tête-bêche avec les lits inférieurs.

Deuxième méthode: Les tuyaux sont tous alignés verticalement. Chaque lit est séparé par des intercalaires d' une épaisseur légèrement supérieure à la différence des diamètres (fut-emboîture).

Troisième méthode: La pose du premier lit est identique à la première méthode, mais les tuyaux sont tête-bêche; leurs fûts sont en contact. Chaque rangée est constituée de tuyaux parallèles placés tête-bêche comme le premier lit.



Figure II.10 : Méthodes de stockage des tuyaux (Hamdane, 2014)

Conclusion

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

Chapitre III :
Évaluation des débits à collecter

Chapitre III : Évaluation des débits à collecter

Introduction

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

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, l'évaluation des débits.

III.1. Calcul des débits des eaux usées et des eaux pluviales

III.1.1. Calcul des débits des eaux usées

Les débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations et ouvrages en système séparatif et dans une certaine mesure celles des émissaires en système unitaire dans le cas où le débit d'eau usée est appréciable par rapport au débit des eaux pluviales ;
- aux débits minimaux actuels qui permettent d'apprécier les conditions de fonctionnement des réseaux et ouvrages, L'objectif est d'assurer des conditions minimales d'écoulement permettant de prévenir les réseaux contre les dépôts qui peuvent se produire dans le cas où le débit est faible.

L'évaluation des quantités des eaux usées à évacuer dans un réseau d'assainissement doit donc se baser sur étude de l'état actuel de l'agglomération qui sert de référence pour les projections prospectives nécessaires à l'élaboration du projet pour l'horizon défini. C'est ainsi qu'on doit procéder à la collecte d'informations concernant :

- la population antérieure et actuelle ;
- l'importance et le mode d'occupation des sols à différentes périodes ;

- l'état actuel et passé de la consommation des eaux pour les différents usages: domestique, collectif et industriel, touristique, etc. ;
- la modulation saisonnière journalière et horaire de la consommation.

Ces informations doivent permettre de préciser les tendances d'évolution de l'agglomération, de la population, de la consommation, des activités...qui sévront comme base à une projection future.

III.1.1.1. Situation démographique

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe trois types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 à 10 ans, et l'estimation à moyen terme, de 10 à 50 ans, et l'estimation à long terme, de 20 à 50 ans.

La formule la plus utilisée pour l'estimation de la population d'avenir est la formule de la croissance géométrique basée sur l'équation de Pinterait compose.

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

Où,

T : Taux de croissance de la population considérée.

P₀ : population de référence.

P_n : population à l'horizon futur.

n : C'est la différence en années entre l'année de référence (année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

Exercice 1

Soit une agglomération ayant en l'année 2018 un nombre de population égal à 75000 habitants.

Si le taux de croissance de la population est de 2,7%, estimer le nombre d'habitants à l'horizon de 10 ans (en l'année 2028), et à l'horizon de 25 ans (en l'année 2043) ?

Solution

Nombre d'habitants à l'horizon de 10 ans

Nous avons :

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

Donc

$$P_{2028} = P_{2018} (1 + T)^{10}$$

$$P_{2028} = 75000 (1 + 2,7/100)^{10}$$

$$P_{2028} = 97897 \text{ Hab}$$

Nombre d'habitants à l'horizon de 25 ans

$$P_{2043} = P_{2018} (1 + T)^{25}$$

$$P_{2043} = 75000 (1 + 2,7/100)^{25}$$

$$P_{2043} = 145990 \text{ Hab}$$

Exercice 2

Le taux de croissance annuel d'une population de 25 000 habitants est de 5 %. Dans combien d'années la population atteindra-t-elle 50 000 habitants ?

Solution

$$P_n = P_0 (1+T)^n \Leftrightarrow 50000 = 25000.(1 + 0,05)^n \Leftrightarrow n=14,2 \text{ ans}$$

III.1.1.2. Evaluation du débit moyen journalier

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable, à la quelle on ajoute un coefficient de rejet K_r ; ($K_r < 1$).

$$Q_{moyj} = K_r \frac{N.D}{1000} \text{ m}^3/\text{j} \dots\dots\dots (2)$$

Avec, Q_{moyj} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (m^3/j).

K_r : Coefficient de rejet, on estime que **80%** de l'eau potable consommée est rejetée.

D : Dotation journalière en eau potable.

N : Nombre d'habitants.

III.1.1.3. Evaluation du débit de pointe

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citadins, ce qui nous donne des heures où on a un pic et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit). Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (3)$$

Avec, K_p : coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe on a plusieurs méthodes, parmi les quelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

Où,

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{si } Q_{moyj} > 2,8 \text{ l/s} \quad a = 1,5, b = 2,5$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyj} < 2,8 \text{ l/s}$$

Exemple

Soit une agglomération A d'une population de 5000 hab.

Calculer le débit moyen de rejet si le coefficient de rejet k_r est 80%?

On donne : la dotation d'alimentation est D: 180 l/j/hab.

Calculer le coefficient de pointe k_p ?

Calculer le débit de point des rejets?

Solution

Le débit moyen de rejet est :

$$Q_{moyj} = K_r \frac{N \cdot D}{1000} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{moyj} = 0,8 \frac{5000 \cdot 180}{1000}$$

$$Q_{moyj} = 720 \text{ m}^3/j = 8,33 \text{ l/s}$$

Le coefficient de pointe k_p :

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moyj}}}$$

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{8,33}}$$

$$K_p = 2,37$$

Le débit de point des rejets :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj}$$

$$Q_{pte} = 2,37 * 720$$

$$Q_{pte} = 1706,4 \text{ m}^3/j$$

III.1.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations.

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

III.1.2.1. Méthode rationnelle

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

La méthode est définie sous la forme :

$$Q = C.i.A \dots\dots\dots(4)$$

Elle donne le débit de pointe Q à l'exutoire d'un bassin versant de surface A , de coefficient de ruissellement C sous une averse de durée égale au "temps de concentration du bassin" t_c et d'intensité moyenne i (t_c , T) de période de retour T .

III.1.2.1.1. Estimation des variables de la formule

a) La notion de bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

L'aire drainée A (en ha) est la seule variable de définition très simple : C'est la surface à l'amont d'un point de calcul du réseau, elle est déterminée en identifiant le traçage des lignes de partage des eaux.

La longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant (L). Dans la figure III.1, cela correspond à la distance entre les points 1 et 4.

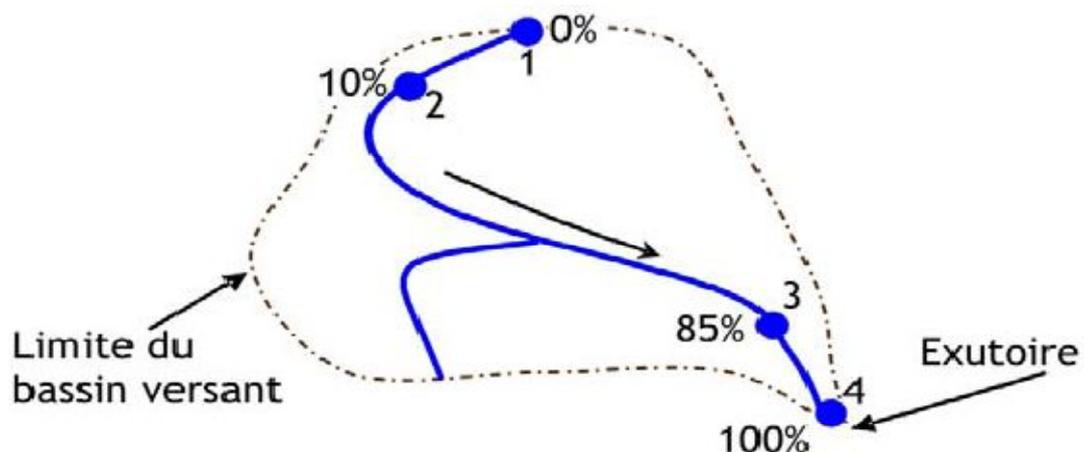


Figure III.1 : Longueur maximale du parcours de l'eau d'un bassin versant (Chabane, 2016)

b) Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est délicat à définir, toute erreur sur ce coefficient conduit à une erreur de même ordre sur le débit. Dans la grande majorité des cas il est défini de façon statistique à partir d'une analyse plus ou moins subjective de l'occupation des sols.

Le coefficient de ruissellement est relié au pourcentage de surfaces imperméables, à l'intensité de la pluie et à la pente moyenne ; ce qui permet de prendre en compte l'amortissement de la pluie dans le processus de ruissellement superficiel.

Si le bassin versant est composé de plusieurs surfaces, il faut calculer le coefficient équivalent :

$$C_{eq} = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots (5)$$

c) Intensité de la pluie

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt . L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (6)$$

Avec, i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, nous devons :

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

L'intensité de la pluie $i(t_c, T)$ est l'intensité moyenne maximale enregistrée sur une durée égale au temps de concentration du bassin.

Elle peut être obtenue à partir des classiques courbes "intensité-durée-fréquence" déduites de l'analyse statistique des averses. Plusieurs expressions analytiques de ces courbes

ont été proposées. Une des plus utilisées est l'expression connue sous le nom de loi de Montana:

$$i(t,T) = a(T) \cdot t^{b(T)} \dots\dots\dots(7)$$

Sachant que a et b sont des paramètres d'ajustement, constants pour une période de retour donnée.

d) Période de retour

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

Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décennale. Le choix d'une période de retour de 10 ans est issu d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plupart des ouvrages projetés en assainissement n'a pas une durée de vie très importante, à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.

e) Fréquence au dépassement

La fréquence au dépassement d'un évènement est la probabilité que cet évènement soit atteint ou dépassé chaque année. Par exemple, une crue de fréquence 0,1, la période de retour sera 10 ans et cette crue dite décennale. $F= 1/T$

f) Temps de concentration

La formule rationnelle repose sur le concept fondamental du temps de concentration. Ce dernier est difficile à estimer. Plusieurs formules empiriques intégrant généralement les caractéristiques physiques des bassins sont proposées pour les bassins ruraux. Pour les bassins urbains, la plus part des réglementations de l'assainissement, utilisant la formule rationnelle, adoptent une méthode plus exacte en décomposant le temps de concentration en deux parties :

$$t_c = t_s + t_e \dots\dots\dots(8)$$

Sachant que t_s est le temps de ruissellement superficiel jusqu'à une entrée dans le réseau et t_e est le temps d'écoulement dans le réseau.

Le temps t_s est généralement évalué forfaitairement ($t_s=5$ min) mais peut varier dans des proportions importantes en fonction des pratiques locales de drainage, des modes d'urbanisation etc (Touaibia, 2003).

Le temps d'écoulement dans le réseau est calculé à partir des lois de l'hydraulique des écoulements en conduites. Considérons un collecteur de section et de pente homogène, la durée de parcours d'un tronçon i de longueur L_i est :

$$t_{ei} = L_i / V_i \dots \dots \dots (9)$$

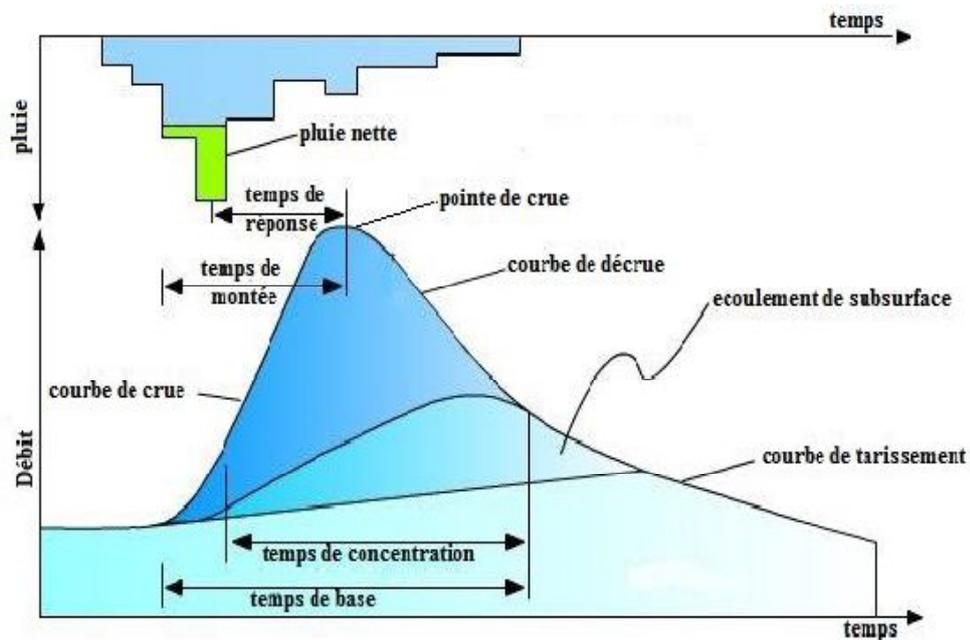


Figure III.2 : Eléments descriptif d'une crue (Chabane, 2016)

V_i est la vitesse d'écoulement dans le collecteur qui, en régime permanent uniforme, peut être calculée à partir de la formule de Chezy : $V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$ où R est le rayon hydraulique, I est la pente de la conduite et C le coefficient de Chezy, Pour un réseau des eaux usées $C = 70 \cdot R^{1/6}$, Pour réseau des eaux pluviales $C = 60 \cdot R^{1/4}$.

g) Pente moyenne

La pente moyenne d'un sous bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l'eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente sera calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval du parcours sur la longueur de ce dernier.

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots \dots \dots (10)$$

C_{am} : Côte amont du parcours (m).

C_{av} : Côte aval du parcours (m).

L : Longueur du tronçon (m).

III.1.2.2. Méthode superficielle

Le modèle de Caquot apparaît comme étant l'une des premières approches scientifiques de réglementation de l'estimation des apports pluviaux des bassins versants urbanisés. Cette méthode a été mise au point par Caquot en 1949 sur la base de la méthode rationnelle, dont l'expression suivante :

$$Q(F) = K \cdot C^x \cdot i^y \cdot A^z \dots \dots \dots (10)$$

Où k, x, y et z dépendent des paramètres de la loi de MONTANA a(F) et b(F)

C : Coefficient de ruissellement ;

A : Surface en hectares ;

i : est la pente moyenne du réseau.

A partir de considérations théoriques des temps d'écoulement dans le réseau on montre que le temps de concentration peut être approximativement représenté par:

$$t_c = \mu \cdot I^c \cdot Q^f \cdot A^d \dots \dots \dots (11)$$

μ (E) est coefficient d'ajustement qui caractérise l'allongement du bassin : $E = \frac{L}{\sqrt{A}}$.

L'expression de l'intensité de la pluie donnée par la formule de Montana présente l'avantage de permettre l'écriture du modèle sous une forme totalement explicite ; en effet la combinaison des équations conduit à une formulation explicite du débit de pointe:

$$Q_p (m^3 / s) = \left[\frac{a \cdot \mu^b}{6 \cdot (\beta + \delta)} \right]^{\frac{1}{1-b \cdot f}} \cdot C^{\frac{1}{1-b \cdot f}} \cdot I^{\frac{c \cdot b}{1-b \cdot f}} \cdot A^{\frac{1+d \cdot b - \varepsilon}{1-b \cdot f}} \dots\dots\dots(12)$$

Le débit corrigé est donné par :

$$Q_{cor} = m \cdot Q_p \text{ Avec } \left[\frac{4}{E^2} \right]^{\frac{c \cdot b}{1-b \cdot f}} \dots\dots\dots(13)$$

Validité de la méthode superficielle

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

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

Paramètres équivalents d'un assemblage de bassins

La formule superficielle découlant du modèle de Caquot ne peut approcher la réalité que si les bassins versant présentent des caractéristiques physiques homogènes. Elle nécessite doc l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres (A, C, I et E) du groupement. Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en parallèle ou en série, sont données ci-après:

Tableau III. 1 : Paramètres équivalents d'un assemblage de bassins

	A _{eq}	C _{eq}	I _{eq}	E _{eq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\sum C_i \cdot A_i / \sum A_i$	$I = \left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\sum L_i / \sqrt{\sum A_i}$

Bassins en parallèle	$\sum A_i$	$\sum C_i \cdot A_i / \sum A_i$	$\sum Q_{icor} \cdot I_i / \sum Q_{icor}$	$L(Q_{i_{max}}) / \sqrt{\sum A_i}$
----------------------	------------	---------------------------------	---	------------------------------------

III.1.2.3. Méthode de transfert

Cette méthode a été mise au point pour calculer en temps réel des prévisions de débits de crue d'après les pluies mesurées, pour des bassins versants de l'ordre du millier de kilomètres carrés ($100 < BV < 3000 \text{ km}^2$).

III.1.2.4. Méthode d'Horton

Cette méthode essentiellement utilisée aux USA, adaptée aux études de planification urbaine, constitue un modèle de ruissellement sur un sol. Le problème se réduit à la résolution d'une équation aux dérivées partielles dans un espace comprenant trois variables :

- Deux coordonnées (x, y)
- Le temps t

Ce problème peut être résolu numériquement par discrétisation.

III.1.2.5. Méthode de SOCOSE

La méthode de Socose est le résultat, obtenu en 1980, d'une synthèse nationale de l'observation de près de 5000 crues sur 137 petits bassins versants en milieu rural.

La méthode prend en compte des paramètres morpho métriques (superficie, longueur du bassin) et des paramètres climatiques (pluie décennale journalière locale, pluviométrie moyenne annuelle, température moyenne interannuelle réduite au niveau de la mer, paramètre b de la formule exponentielle).

On remarquera qu'elle ne prend pas en compte la pente du terrain et ne contient pas de coefficient dépendant de la capacité de la pluie à s'infiltrer ou à ruisseler jusqu'à l'exutoire.

Il y a lieu de préciser que la méthode Socose permet d'obtenir une valeur de débit de fréquence décennale d'un bassin versant rural de grande dimension. Seule une étude rigoureuse comportant une observation minutieuse du site, une enquête auprès des riverains et

des services compétents et une comparaison avec d'autres sites voisins, permettra de garantir le résultat.

Exercice1

Une parcelle de terrain dans une région méditerranéenne de superficie $S = 15$ ha et d'un coefficient de ruissellement $C = 0,8$; est drainée par une conduite en PVC de pente $I = 3\%$.

Le débit pluvial d'une fréquence de 10% (10 ans) est estimé par la formule superficielle de Caquot:

$$Q = k C^u I^v A^w$$

Dont les coefficients adaptés sont :

$$K = 4,99$$

$$U = 1,33$$

$$V = 0,46$$

$$W = 0,69$$

Déterminer le débit à évacuer par la conduite ?

Solution

Le débit à évacuer est :

$$Q = k C^u I^v A^w$$

$$Q = 4,99 * 0,8^{1,33} * 0,03^{0,49} * 15^{0,69}$$

$$Q = 4,28 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Exercice 2

Un bassin versant nouvellement construit d'un réseau d'assainissement séparatif. Calculer le débit de pointe nécessaire pour dimensionner le réseau d'assainissement des eaux pluviales.

Données :

- Temps d'entrée dans le réseau 4 min
- Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite est de 1,5 m/s
- Longueur de la plus longue conduite est de 1350 m
- Taille du bassin versant est de 1200.900 m
- La surface imperméable est estimée à 30%
- Les paramètres a et b de la loi de Montana et pour une période de retour de 10 ans sont :
a=157,2 et b=-0,48

Solution

Le débit de pointe pour dimensionner une canalisation est donné par cette formule :

$$Q_p = K.C.i.A$$

avec C : coefficient de ruissellement

i : la pluie maximale calculée sur la durée du temps de concentration (mm/h)

A : la surface du bassin versant en ha

1- On calcule le temps de concentration :

$$t_c = t_s + t_r$$

t_s : temps d'écoulement superficiel = 4min

t_r : temps d'écoulement en réseau

$$t_r = \text{longueur de la plus longue conduite} / \text{la vitesse} = 1350 / (1,5.60) = 15 \text{ min}$$

$$\text{Donc } t_c = 4 + 15 = 19 \text{ min}$$

On calcule l'intensité maximale de période de retour 10 ans

$$I_{\max} = 157,2.19^{-0,48} = 38,25 \text{ mm/h}$$

2- On calcule de coefficient de ruissellement

On peut aborder le coefficient de ruissellement de deux manières :

Soit on l'assimile au coefficient d'imperméabilisation, puisque nous n'avons pas de données sur la pente moyenne du bassin et donc $C=0,3$

Soit, on considère la pente minimale à respecter dans le cas d'un réseau pluvial, et on calcule de coefficient de ruissellement en utilisant la formule : $C=0,14+0,64.C_{\text{imp}}+0,05.I$

$$\text{Ce qui donne : } C=0,14.(0,64.0,3) + (0,05.0,4 = 0,35 \text{ (I= 0,4\% ou 0,4 cm/m)}$$

$$\text{On a donc } Q_p = 0,3.38,25.1200.900/36.10^5 = 3,44 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ou}$$

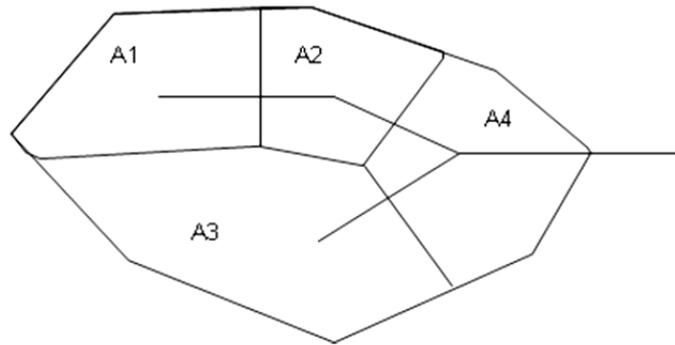
$$Q_p = 0,35.38,25.1200,900/36.10^5 = 4,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

Exercice 3

Une zone industrielle est en cours de conception et l'on se propose de déterminer les débits d'eau pluviale sur les sous bassins versants (1 à 4) et à l'exutoire. On appliquera la méthode de Caquot pour une période de retour décennale. On considèrera que le site est situé en région II.

Les caractéristiques des sous-bassins sont rappelées dans le tableau :

bassin	Aire (ha)	coefficient d'imperméabilisation	pente (m/m)	plus long parcours de l'eau (m)
A1	9	0,6	5.10^{-3}	360
A2	7	0,6	5.10^{-3}	360
A3	15	0,6	5.10^{-3}	340
A4	20	0,6	4.10^{-3}	350



Solution

La démarche générale est celle-ci :

Région II, T=10 ans, donc

$$Q_p = m \cdot Q_{p,E=2}$$

$$Q_{p,E=2} = 1,601 \cdot I^{0,27} \cdot C^{1,19} \cdot A^{0,80}$$

I pente en %, (faites attention, les pentes données dans l'exo sont en m/m. il faut donc multiplier par 100)

Pour la méthode de Caquot $C = C_{imp}$, on ne calcul donc pas un coefficient de ruissellement en utilisant la pente.

A superficie en ha.

$$M = (E/2)^{(0,7,b)} \text{ avec } E = L / \sqrt{A} \text{ (ici A est en m}^2\text{)}$$

L la longueur du plus long parcours de l'eau (le plus long parcours de l'eau pour Caquot c'est au niveau des conduites), E est sans unité.

Notations :

Les bv 1, 2 sont en série et donne un bv 12

Les bv 12 et 3 sont en parallèle et donnent le bv 123

Les bv 123 et 4 sont en série et donnent le pv1234

1- Dimensionnement de la conduit 1 (A1...A2)

$$Q_{p,E=2} = 1,601 \cdot I^{0,27} \cdot C^{1,19} \cdot A^{0,80} = 1,601 \cdot 0,5^{0,27} \cdot 0,6^{1,19} \cdot 9^{0,8} = 4,193$$

$$E_{eq} = 1,2 \text{ et donc } Q_p = 4,907 \text{ m}^3/\text{s}$$

2- Dimensionnement de la conduit 2

Dans ce cas, on met en série les bassins A1 et A2

$$A_{eq} = A_1 + A_2$$

$$I_{eq} = \left[\frac{L_1 + L_2}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}}} \right]^2 \quad E_{eq} = \frac{L_1 + L_2}{\sqrt{A_1 + A_2}} \quad C_{eq} = \frac{(C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2)}{A_1 + A_2}$$

3- Dimensionnement de la conduit 3

Comme la conduite 1

4- Dimensionnement de la conduit 4

Pour cette conduite, on a besoin de mettre en série le bassin A123 et le bassin A4. Or le bassin A123 est composé du bassin A12 et A3 disposés en parallèle.

$$A_{eq} = A_{12} + A_3$$

$$C_{eq} = \frac{(C_{12} \cdot A_{12} + C_3 \cdot A_3)}{A_{12} + A_3}$$

$$I_{eq} = \frac{I_{12} \cdot Q_{12} + I_3 \cdot Q_3}{Q_{12} + Q_3}$$

$$E_{eq} = \frac{L_3}{A_{12} + A_3}$$

$$A_{eq} = A_{123} + A_4$$

$$C_{eq} = \frac{(C_{123} \cdot A_{123} + C_4 \cdot A_4)}{A_{123} + A_4}$$

$$I_{eq} = \left[\frac{L_3 + L_4}{\frac{L_3}{\sqrt{I_3}} + \frac{L_4}{\sqrt{I_4}}} \right]^2$$

$$E_{eq} = \frac{L_3 + L_4}{\sqrt{A_3 + A_4}}$$

Le résultat final est résumé dans le tableau suivant :

Bassins	Aeq	Ceq	leq	Eeq	Qp, E=2 m3/s	m	Qp m3/s
1	9	0,6	0,5	4,2	1,2	1,2	4,9
12	16	0,6	0,5	1,8	6,6	1,0	6,9
3	15	0,6	0,5	6,3	0,9	1,3	8,1
123	31	0,6	0,5	0,6	11,3	1,4	16,3
1234	51	0,6	0,4	1,0	16,3	1,3	20,4

Chapitre IV :
Calcul hydraulique du réseau
d'évacuation des eaux

Chapitre IV : Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

Introduction

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

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

IV.1. Conception du réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Leur joints et confection.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtés.

IV.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement

IV.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- Une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

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

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

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards de chute.

IV.3. Formules d'écoulements

Dans le calcul des canalisations, on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développées par des chercheurs scientifiques. Parmi ces formules, on a :

IV.3.1. Formule de Chézy

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots(1)$$

Où,

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m).

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

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots(2)$$

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

γ = 0.06 pour les collecteurs d'eaux pluviales.

γ = 0.16 pour les collecteurs d'eaux usées.

IV.3.2. Formule de Manning

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

Où,

α : Coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système Anglo-saxon.

n : Coefficient de Manning, il dépend des parois des conduites.

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

IV.3.3. Formule de Manning – Strickler

$$V = K_s R_h^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Coefficients de rugosité

Nature des parois de la conduite	K_s
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grès	90
Conduite en PVC	100
Conduite en PEHD	150

IV.4. Mode de calcul

Avant de procéder aux calculs hydrauliques du réseau d'assainissement en gravitaire, nous considérons les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

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

Avant tout, nous définissons les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau (m).
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).

- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m^3/s) et la section mouillée (m^2).

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots(4)$$

Avec, Q : Débit (m^3/s) ; V : Vitesse d'écoulement (m/s) et S : Section mouillée (m^2).

- *Calcul de diamètre par la formule de Chézy*

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

$$Q=VS=CS\sqrt{R_h I}$$

- R_H : rayon hydraulique $r/2$
- S : section
- V : vitesse moyenne dans la section
- C : coefficient de Chezy
- I : pente (m/m)

Réseaux eaux usées en système séparatif: $C=70R_H^{1/6}$

$$V= 70 R_H^{1/6} R_H^{1/2} I^{1/2} = 70 R_H^{2/3} I^{1/2}$$

$$Q=VS=70 (D/4)^{2/3} I^{1/2} (\pi D^2 /4)$$

$$Q= (\pi 70/4^{3/4} 4) D^{8/3} I^{1/2}$$

$$Q= 21.82 D^{8/3} I^{1/2}$$

$$D= (Q/21.82 I^{1/2})^{3/8}$$

Réseaux unitaires ou pluviaux séparatifs: $C=60R_H^{1/4}$

$$V= 60 R_H^{1/4} R_H^{1/2} I^{1/2} = 60 R_H^{3/4} I^{1/2}$$

$$Q=VS=60 (D/4)^{3/4} I^{1/2} (\pi D^2 /4)$$

$$Q= (\pi 60/4^{3/4} 4) D^{11/4} I^{1/2}$$

$$Q = 16.56 D^{11/4} I^{1/2}$$

$$D = (Q/16.56 I^{1/2})^{4/11}$$

➤ *Calcul de diamètre par la formule de Manning -Strickler*

$$Q = VS = SK_s R_h^{2/3} I^{1/2}$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D = \left(\frac{Q \cdot 4^{8/3}}{4 \cdot \pi \cdot K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = \left(\frac{3.2099 * Q}{K_s \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Canalisations d'eaux usées

- Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires.
- diamètre minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction
- pente minimum : 0,002 m/m

Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires

- Les canalisations eaux pluviales sont généralement circulaires.
- diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction
- pente minimum : 0,003 m/m.

Le débit en plein section est donné par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot S \quad S = \frac{\pi D^2}{4}$$

Nous définissons les rapports suivants :

$$R_q = Q_v / Q_{ps}$$

$$R_{q,min} = Q_{eu} / Q_{ps}$$

Ensuite, nous calculons les vitesses et les hauteurs :

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

$$R_h = H / D_N \Rightarrow H = R_h * D_{nor}$$

$$R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} \Rightarrow V_{min} = R_{v,min} * V_{ps}$$

$$R_{hmin} = H_{min} / D_{nor} \Rightarrow H_{min} = R_{hmin} * D_{nor}$$

IV.5. Conditions d'auto-curage

On dit qu'un réseau d'assainissement est auto cureur, s'il admet la faculté de se nettoyer tout seul, en d'autres termes l'écoulement de l'eau à travers le réseau peut entraîner les matières solides au fond de l'ouvrage.

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage nous avons deux conditions à vérifier:

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

Condition 2:

- Pour un réseau séparatif eaux usées

$$V_{ps} > 0.7 \text{ m/s}$$

$$V (R_H = 0.2) > 0.3 \text{ m/s}$$

- Pour un réseau unitaire ou séparatif eaux pluviales :

$$V (R_Q = 0.1) > 0.6$$

$$V (R_Q = 0.01) > 0.3$$

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s).

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

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Exemple

Une ville de 25000 hab. est assainie par une conduite d'assainissement en PVC d'une pente moyenne $I = 2\%$ et d'un coefficient de Strickler $Kr = 100$.

1. Si en admettant que la dotation d'alimentation est $D = 180$ l/j/hab et que le coefficient de rejet est $K = 80\%$
 - a. Calculer le débit moyen
 - b. Calculer le débit maximum évacué par la conduite
2. Estimer le diamètre de la conduite.

Solution

- a. Le débit moyen de rejet est :

$$Q_{moyj} = Kr \frac{N.D}{1000} m^3/j$$

$$Q_{moyj} = 0,8 \frac{25000 \cdot 180}{1000}$$

$$Q_{moyj} = 3600 m^3/j = 41,67 \text{ l/s}$$

Le coefficient de pointe k_p :

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moyj}}}$$

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{41,67}}$$

$$K_p = 1,89$$

- b. Le débit maximum évacué par la conduite :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj}$$

$$Q_{pte} = 1,89 * 3600$$

$$Q_{pte} = 6804 \text{ m}^3/\text{j} = 0,07875 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. le diamètre de la conduite

$$D = \left(\frac{3.2036 * Q}{K_s \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = \left(\frac{3.2036 * 0,07875}{100\sqrt{0,02}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0,223 \text{ m}$$

On prend $D_N = 0,25 \text{ m}$ (diamètre normalisé)

$$\text{On calcule } Q_{ps} = 4.\pi.k. \left(\frac{D_N}{4}\right)^{8/3} I^{0,5}$$

$$Q_{ps} = 4.\pi.100. \left(\frac{0,25}{4}\right)^{8/3} . (0,02)^{0,5}$$

$$Q_{ps} = 0,108 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{On calcule } V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{\pi \frac{D_N^2}{4}}$$

$$V_{ps} = \frac{0,108}{\pi \frac{0,25^2}{4}}$$

$$V_{ps} = 2,75 \text{ m/s}$$

Et nous avons $R_q = Q / Q_{ps}$

$$R_q = 0,07875 / 0,108 = 0,73$$

D'après l'abaque (annexe III) ce rapport des débits correspond à :

$$\begin{cases} R_v = 1,09 \\ R_h = 0,61 \end{cases}$$

$$R_v = V / V_{ps} \Rightarrow V = R_v \cdot V_{ps} = 1,09 * 2,75 = 2,99 \text{ m/s}$$

Donc nous avons $V > 1$ m/s

Ce qui démontre que le choix du diamètre est judicieux.

Exercice 2

Une conduite circulaire de diamètre $D = 400$ mm, transitant un débit de $1500 \text{ m}^3/\text{h}$ à surface libre ayant une pente de 1%.

Déterminer la hauteur de remplissage de la conduite correspondant à une vitesse l'écoulement égale à 2,0 m/s?

On donne le coefficient de Strickler du canal $K=100$.

Solution

Nous avons :

$$Q_{ps} = 4 \cdot \pi \cdot k \cdot \left(\frac{DN}{4}\right)^{8/3} I^{0,5} = 270,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}.$$

La vitesse de pleine section est :

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{\pi \frac{DN^2}{4}} = \frac{270,6 \cdot 10^{-3}}{\pi \frac{0,4^2}{4}} = 2,15 \text{ m/s}$$

Le rapport de la vitesse sera:

$$R_v = V / V_{ps} = 2 / 2,15$$

$$R_v = 0,93$$

D'après l'abaque; cette valeur du rapport des vitesses correspondant à un rapport des hauteurs de $R_h = 0,43$

$$R_h = H / D_N = 0,43 \Rightarrow H = 0,43 \cdot 0,4$$

$$H = 172 \text{ mm}$$

Chapitre V :
Ouvrages annexes du réseau
d'assainissement

Chapitre V : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

Introduction

Un réseau d'assainissement est un ensemble constitué d'organes dont chacun est le complémentaire des autres en fonction du rôle qu'il joue. En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie :
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

V.1. Les ouvrages annexes

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes : Les ouvrages normaux et Les ouvrages spéciaux.

V.1.1. Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

V1.1.1 Les branchements

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

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

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

V.1.1.2 Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné à la recueille des eaux pluviales. On distingue deux catégories:

- I. Les ouvrages de recueille et de transport.
- II. Les ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

Les ouvrages des surfaces

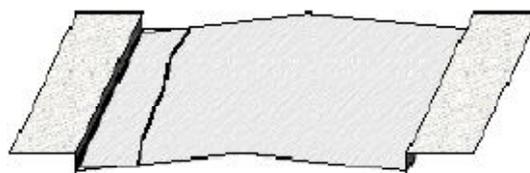
- *Les fossés*

Les fossés sont destinés à la recueille des eaux provenant des chaussées

Ils sont soumis à un entretien périodique.

- *Les caniveaux*

Les caniveaux sont destinés à la recueille des eaux pluviales ruisselant profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.



Caniveau

Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sue le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

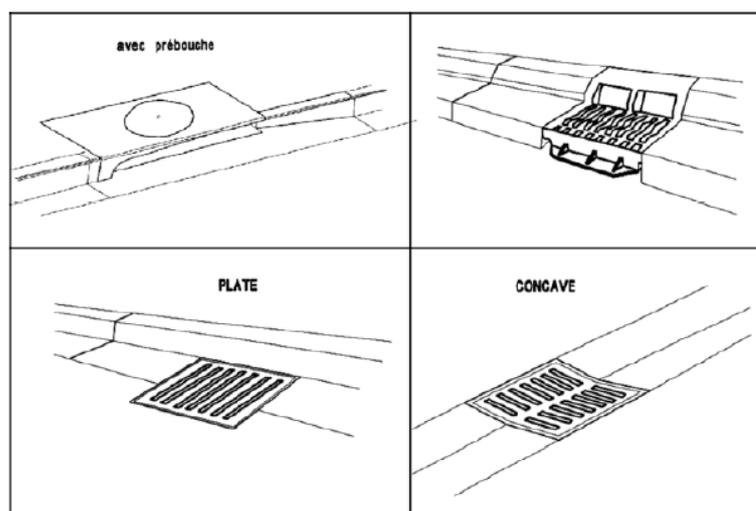


Figure V.1 : Les bouches d'égout (Seddiki, 2019)

V.1.1.3. Ouvrages d'accès au réseau

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

- Regard de jonction simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes ou différents diamètres.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : pour système séparatif
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous.
- Regard de chute : à forte pente

La distance entre deux regards est variable :

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

Sur les canalisations, les regards doivent être installés :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;

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

V.1.2. Les ouvrages spéciaux

V.1.2.1. Les déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs les plus couramment utilisés selon la topographie du site sont :

- déversoir à seuil latéral.
- déversoir à seuil frontal
- déversoir à Ouverture de fond.
- déversoir Automatique.
- déversoir By-pass.

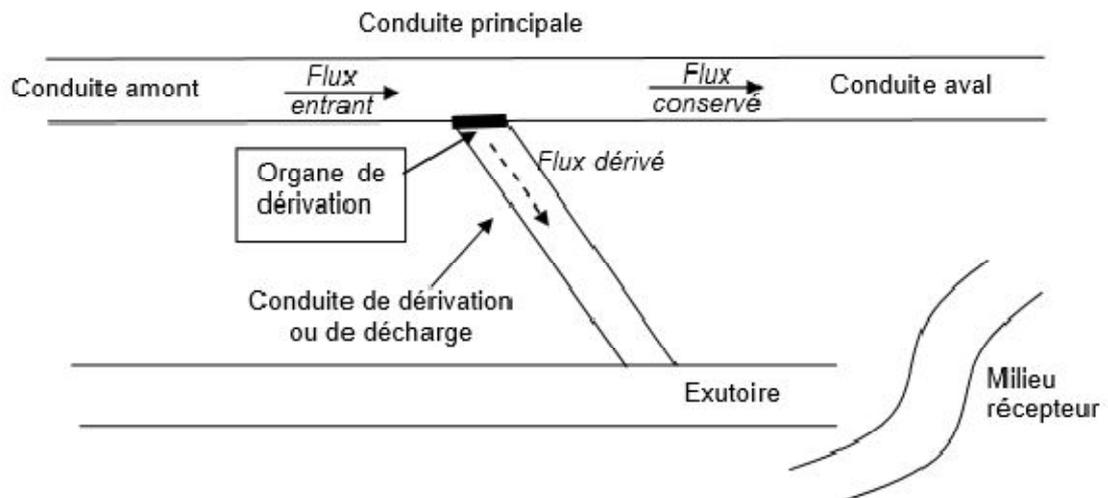


Figure V.2: Représentation schématique d'un déversoir d'orage (Seddiki, 2019)

V.1.2.2. Les grilles et les dégrilleurs

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage.

Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux placées en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass.

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

V.1.2.3 Bassins de dessablement

Ceux sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

Les dessableurs sont des ouvrages qui permettent d'éliminer les matières facilement décantables qui sont véhiculées par les eaux usées et pluviales (le plus souvent du sable).

Les dessableurs sont toujours placés à l'aval des grilles et à l'amont des décanteurs primaires dans les stations d'épuration, au niveau du siphon à point bas ; et à l'amont des déversoirs d'orage.

Il pourra néanmoins être nécessaire de les placer sur le réseau d'assainissement pour la protection des ouvrages contre :

- Le frottement au niveau des collecteurs et pompes.
- Les pertes en volume utilisables dues aux dépôts qui se forment rapidement.

Les différents types de dessableurs

Les dessableurs sont toujours places a l'aval des grilles et a l'amont des décanteurs primaires dans les stations d'épuration, au niveau du siphon a point bas ; et a l'amont des déversoirs d'orage.

- **Dessableur couloir** : C'est un canal avec une partie élargie. L'entrée doit être construite de telle façon que la vitesse soit réduite avec une répartition de vitesse au niveau de cette partie élargie aussi régulière que possible ou une vitesse de 0.3 m/s puisse être maintenue.

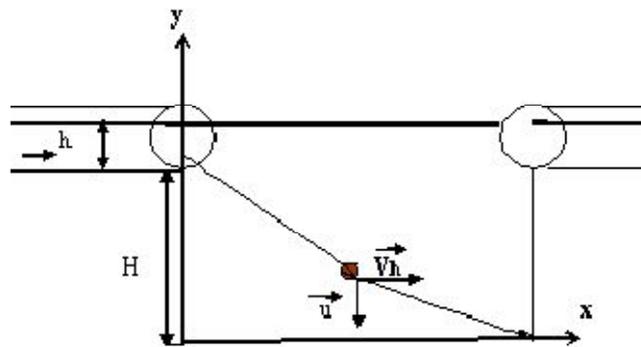


Figure V.3 : Schéma d'un dessableur couloir (Seddiki, 2019)

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Abdelaziz R., 2006 « Cours de Hydraulique générale ». Polycopie de Génie civil, Université de Béchar.

BENDIDA A., 2019 «Epuraton des eaux usées par un système de marais artificiels : Approches et modélisation » thèse de doctorat. Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf Oran.

Brière, F., 1997 « distribution et collecte des eaux », édition de l'école polytechnique de Montréal.

Chabane R, Labbaoui T., 2016 «Etude de protection contre les inondations de la ville d'el bayadh (Oued deffa) » Mémoire de master. Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.

DJIDEL M., 2008 «Pollution minérale et organique des eaux de la nappe superficielle de la cuvette d'Ouargla (Sahara septentrional, Algérie)» thèse de doctorat. Université de Badji Mokhtar Annab.

Dernouni, F., 2004 « Cours d'assainissement », Ecole Nationale supérieure de l'hydraulique de Blida.

Hamdane M, Djenfi O., 2014 «Etude d'un réseau d'assainissement de 480 logements à la zone bleue (Béchar)» Mémoire de master. Université Tahri Mohammed de Béchar.

KENDOUCI M.A., 2018 « Étude De Risque De Pollution Des Eaux Souterraines De La Ville De Béchar Et Valorisation Du Sable En Vue De Son Utilisation En Traitement Des Eaux Usées» thèse de doctorat. Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf Oran.

Marc, S. ; Bechir, S., 1999 « Guide technique de l'assainissement » 2^{ème} édition, France.

Nebil, B., 2010 «Evaluation des impacts de l'irrigation par les eaux usées traitées sur les plantes et les sols du périmètre irrigué d'El Hajeb-Sfax: salinisation, accumulation et phytoabsorption des éléments métalliques», Thèse de doctorat, l'Université de Sfax. Tunis.

OMS, 1989 « L'utilisation des eaux usées en agriculture et aquiculture : recommandation a visées sanitaires». Organisation Mondiale de la Santé, Genève

Rodier J. 2005 «L'analyse de l'eau: eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer». 8^{ème} Edition. Dunod, Paris.

Seddiki L, Yahiaoui M., 2019 «Etude et dimensionnement d'un réseau d'assainissement séparatif des eaux pluviales de la zone bleue (W) Béchar» Mémoire de master. Université Tahri Mohammed de Béchar.

TOUAIBIA, B., 2003 «Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique de Blida.

Annexes

*Annexe I***Valeurs limites maximales des paramètres de rejet des installations de déversement industrielles.**

PARAMETRES	UNITE	VALEURS MAXIMALES
Température	°C	30
pH	-	6,5-8,5
MES	mg/l	30
DBO ₅	mg/l	40
DCO	mg/l	120
Azote kjeldahl	mg/l	40
Phosphates	mg/l	2
Cyanures	mg/l	0,1
Aluminium	mg/l	5
Cadmium	mg/l	0,2
Chrome 3+	mg/l	3
Chrome 6+	mg/l	0,1
Fer	mg/l	5
Manganèse	mg/l	1
Mercure	mg/l	0,01
Nickel	mg/l	5
Plomb	mg/l	5
Cuivre	mg/l	3
Zinc	mg/l	5
Huiles et graisses	mg/l	20
Hydrocarbures	mg/l	20
Phénols	mg/l	0,5
Solvants organiques	mg/l	20
Chlore actif	mg/l	1
PCB	mg/l	0,01
Détergents	mg/l	2
Tensio-actifs anioniques	mg/l	10

Source : journal officiel de la république algérienne (1993).

*Annexe II***Valeurs limites des paramètres de rejet d'effluents liquides industriels**

PARAMETRES	UNITE	VALEURS LIMITES	TOLERANCES AUX VALEURS LIMITES ANCIENNES INSTALLATIONS
Température	°C	30	30
pH	-	6,5-8,5	6,5-8,5
MES	mg/l	35	40
Azote kjeldahl	mg/l	30	40
Phosphore total	mg/l	10	15
DCO	mg/l	120	130
DBO ₅	mg/l	35	40
Aluminium	mg/l	3	5
Substances toxiques	mg/l	0,005	0,01
Cyanures	mg/l	0,1	0,15
Fluore et composés	mg/l	15	20
Indice de phénols	mg/l	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	mg/l	10	15
Huiles et graisses	mg/l	20	30
Cadmium	mg/l	0,2	0,25
Cuivre total	mg/l	0,5	0,1
Mercure total	mg/l	0,01	0,05
Plomb total	mg/l	0,5	0,75
Chrome total	mg/l	0,5	0,75
Etain total	mg/l	2	2,5
Manganèse	mg/l	1	1,5
Nickel total	mg/l	0,5	0,75
Zinc total	mg/l	3	5
Fer	mg/l	3	5
Composés organiques chlorés	mg/l	3	7

Source : journal officiel de la république algérienne (2006).

Annexe III

Valeurs limites maximales de la teneurs en substances nocives des eaux usées autres que domestiques au moment de leur déversement dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration

PARAMETRES	UNITE	VALEURS MAXIMALES
Azote global	mg/l	150
Aluminium	mg/l	5
Cadmium	mg/l	0,1
Chlore	mg/l	3
Cuivre	mg/l	1
DBO ₅	mg/l	500
DCO	mg/l	1000
Fer	mg/l	1
Hydrocarbures totaux	mg/l	10
MES	mg/l	600
Nickel	mg/l	2
Nitrites	mg/l	0,1
Phosphore total	mg/l	50
Plomb	mg/l	0,5
Phénols	mg/l	1
Sulfures	mg/l	1
Sulfates	mg/l	400
Zinc et composés	mg/l	2

***Température : inférieure ou égale à 30°C**

***pH : compris entre 5,5 et 8,5**

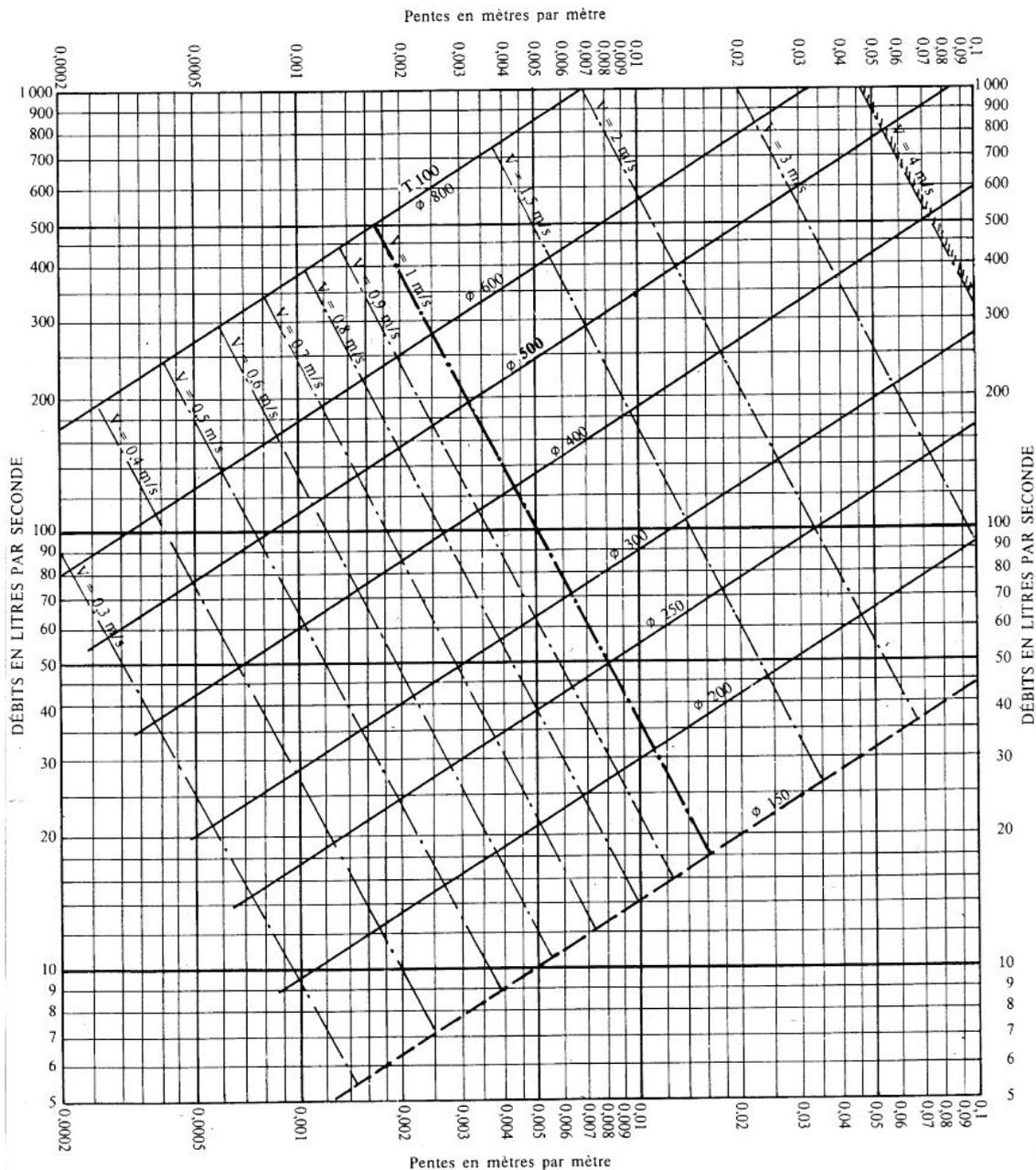
Source : journal officiel de la république algérienne (2009).

Annexe IV

ABAUQUE Ab. 3

Ab. 3

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



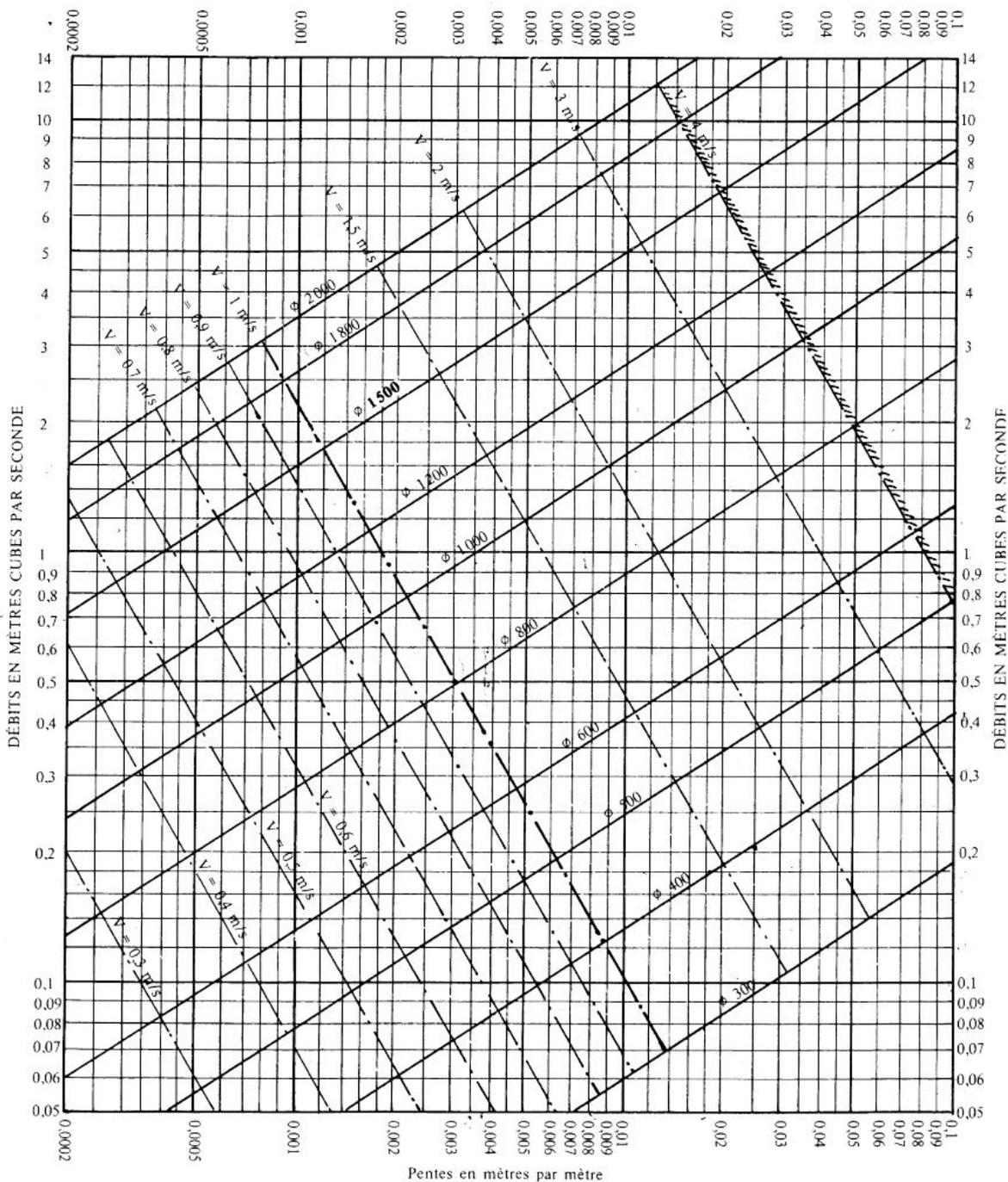
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\lambda' = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Annexe V

ABAUQUE Ab. 4 a

Ab. 4a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



Nota. — La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

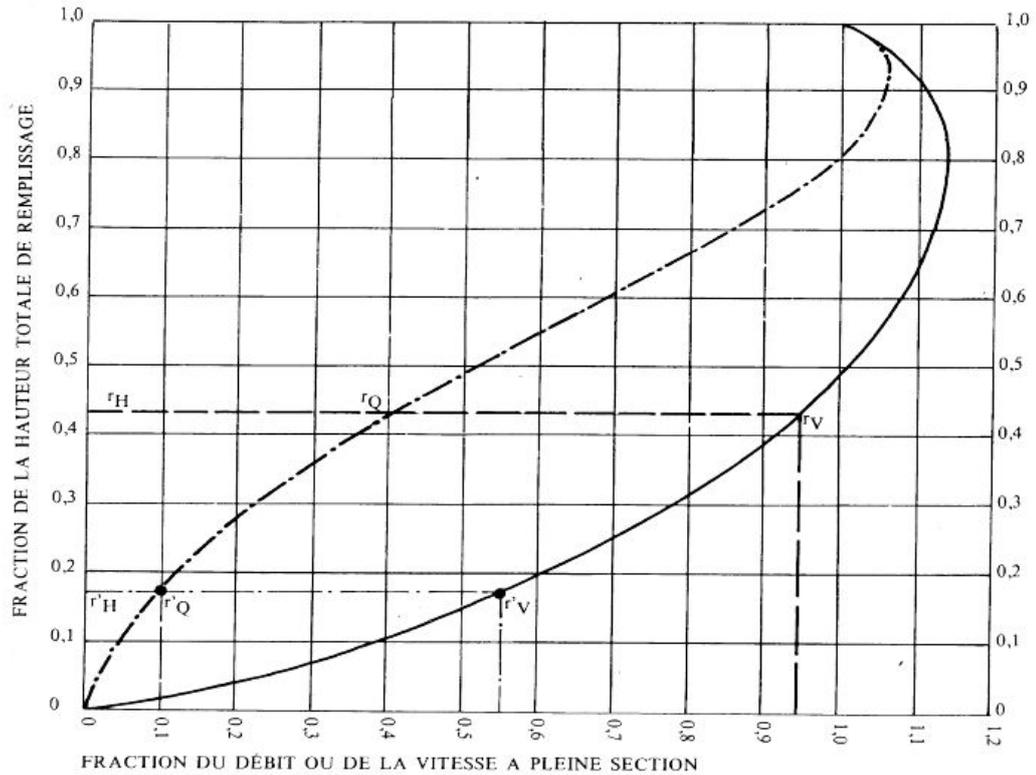
Annexe VI

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires

 Q_{ps1} : débit à pleine section

Q débit à évacuer

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps1}} \quad r_v = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{et} \quad r_H = \frac{h}{\phi l}$$

Dans l'ensemble ci-contre :

$$r_Q = 0,40 \Rightarrow r_v = 0,95 \quad \text{et} \quad r_H = 0,42$$