

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Ziane Achour de Djelfa

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de l'hydraulique

Polycopié Pédagogique (Cours) Intitulé :

" Assainissement "

Niveau : Licence (S6)

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Etabli par l'enseignant :

Dr AZLAOUI Mohamed (MCA)

Année Universitaire : 2025/2026

Avant-propos

L'eau est incontestablement la ressource la plus précieuse que la nature ait offerte à l'humanité. Bien commun à l'ensemble de la population mondiale, elle est au cœur de toutes les activités humaines et constitue un pilier fondamental de la vie. À ce titre, sa préservation et sa gestion rationnelle représentent un devoir collectif et une responsabilité partagée par chaque citoyen, chaque ingénieur et chaque décideur.

Dans le domaine de l'hydraulique urbaine, de nombreuses techniques sont mises en œuvre pour répondre aux besoins croissants des agglomérations, parmi lesquelles l'alimentation en eau potable et l'assainissement occupent une place centrale. L'assainissement, en particulier, constitue l'une des composantes essentielles du développement urbain durable. Il désigne l'ensemble des dispositifs et techniques visant à collecter, transporter et traiter les eaux usées d'origine domestique, industrielle ou pluviale, avant leur rejet dans le milieu naturel, dans des conditions respectueuses de la santé publique et de l'environnement.

En effet, la croissance démographique soutenue en milieu urbain et l'évolution continue des modes de vie engendrent une augmentation permanente de la demande en eau et, par voie de conséquence, une production toujours plus importante d'eaux usées et d'eaux pluviales. L'abondance des polluants véhiculés par ces eaux dépasse progressivement la capacité naturelle d'autoépuration des milieux récepteurs, rendant ainsi indispensable la mise en place de systèmes d'assainissement performants et adaptés aux réalités locales.

L'assainissement urbain représente donc un enjeu majeur de santé publique, d'environnement et de développement économique. Il regroupe l'ensemble des techniques permettant d'évacuer efficacement les eaux pluviales et les eaux usées, de les acheminer vers des stations de traitement, puis de les restituer au milieu naturel dans un état compatible avec les normes en vigueur.

Ce polycopié de cours, intitulé « **Assainissement** », est destiné aux étudiants de **3^{ème} année Licence spécialité Hydraulique**. Son contenu est entièrement compatible avec les programmes officiels de formation du domaine de l'hydraulique. Il présente, de manière progressive et pédagogique, l'ensemble des notions théoriques et des outils de calcul nécessaires à la maîtrise de la conception, du dimensionnement et de la réalisation des réseaux d'assainissement urbain, depuis l'évaluation des débits jusqu'au dimensionnement hydraulique des collecteurs et des ouvrages annexes.

TABLE DES MATIERES

Chapitre I : Caractéristiques générales des eaux à évacuer

I.1. Introduction	01
I.2. Notion de pollution hydrique	01
I.3. Classification des eaux usées	02
I.3.1. Les eaux usées domestiques	02
I.3.2. Les eaux usées industrielles	03
I.3.3. Les eaux pluviales	03
I.4. Indicateurs de pollution des eaux usées	03
I.4.1. Les paramètres physico-chimiques	04
I.4.1.1. La température	04
I.4.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH)	05
I.4.1.3. La conductivité électrique (CE)	06
I.4.1.4. La salinité	06
I.4.1.5. La turbidité	06
I.4.1.6. Les matières en suspension (MES)	07
I.4.1.7. La demande biochimique en oxygène (DBO)	07
I.4.1.8. La demande chimique en oxygène (DCO)	07
I.4.1.9. La biodégradabilité	07
I.4.1.10. L'azote	08
I.4.1.11. Le phosphore	08
I.4.2. Les micro-organismes	08
I.4.2.1. Les bactéries	09
I.4.2.2. Les virus	10
I.4.2.3. Les protozoaires	11
I.4.3. Éléments traces et métaux lourds	11
I.5. Les normes algériennes de rejet des eaux usées	12
I.6. Conclusion	12
<i>Chapitre II : Systèmes et schémas d'assainissements</i>	
II. Introduction	12
II.1. Systèmes d'évacuation :	13
II.1.2. Système unitaire :	13
II.1.3. Système séparatif :	14
II.1.4. Système pseudo séparatif :	15
II.1.5. Choix de système d'évacuation :	16
II.2. Schéma de réseau d'assainissement :	17
II.2.1. Schéma perpendiculaire :	18
II.2.2. Schéma par déplacement latéral :	19
II.2.3. Schéma à collecteur transversal	20

oblique :	
II.2.4. Schéma par zone étagée :	21
II.2.5. Schéma radial :	22
II.2.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :	23
II.4. Conclusion	25

Chapitre III : Évaluation des débits à collecter

III.1. l'étude hydrologique :	26
III.1.2. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	26
III.1.2.1. (Intensité pluviale) :	27
III.1.2.2. Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :	28
III.1.2.2.1. Analyse des données statistiques :	29
III.1.2.2.2. Choix de la loi d'ajustement :	30
III.1.2.2.3. Vérification de l'homogénéité de la série :	30
III.1.2.2.4. Loi de Gumbel:	31
III.1.2.2.4.1. Paramètres de l'ajustement de la loi e Gumbel:	32
III.1.2.2.5. Loi de Galton (Log Normal):	33
III.1.2.3. Intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans :	34
III.2. Evaluation des débits d'eau pluviale :	35
III.2.1. Méthode rationnelle	35
III.2.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle :	36
III.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle :	37
III.2.1.3. Temps de concentration :	39
III.2.2. Méthode superficielle :	39
III.2.2.1. Validité de la méthode superficielle :	40
III.2.3. Evaluation du coefficient de ruissellement :	41
III.3. Evaluation des débits d'eau usée (débit à temps sec):	42
III.3.1. Quantités à évacuer :	43
III.3.2. Consommation en eau potable	44
III.3.3. Estimation des débits d'eaux usées	45
III.3.3.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques	46
III.3.3.1.1. Evaluation du débit moyen journalier	47
III.3.3.1.2. Evaluation du débit de	47

pointe (débit d'eau usée)	
III.3.1.3. Evaluation du débit d'eau usée spécifique :	48
III.3.1.4. Evaluation du débit total (débit à temps humide) Q_{th}	49
III.4. Conclusion	50
<i>Chapitre IV : Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux</i>	
VI.1. Introduction	51
VI.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	52
VI.3. Mode de calcul	53
IV.4.2. Calcul des ouvrages par les abaques	54
IV.5. Conclusion	55
<i>Chapitre V : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement</i>	
V.1. Introduction	57
V.2. Les ouvrages principaux ;	58
V.2.1. Canalisations (Conduites)	59
V.2.2. Types de canalisations	60
V.2.2.1. Conduites en béton non armé	61
V.2.2.2. Conduites en béton armé	62
V.2.2.3. Conduites en amiante – ciment	63
V.2.2.4. Conduites en grés	64
V.2.2.5. Conduites en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié	65
V.2.3. Choix du type de canalisation	66
V.2.4. Les joints des conduites en béton armé	69
V.2.5. Différentes actions supportées par la conduite	70
V.2.6. Protection des conduites	71
V.2.7. Essais des tuyaux préfabriqués	72
V.3. Les ouvrages annexes	72
V.3.1. Ouvrages normaux	73
V.3.1.1. Les branchements	73
V.3.1.2. Ouvrages de collecte en surface	73
V.3.1.3. Ouvrages de collecte et de transport	74
V.3.1.4. Les ouvrage d'accès au réseau	74
V.3.2. Les ouvrages spéciaux	75
V.3.2.1. station de relevage	76
V.3.2.1.2. Caractéristiques des pompes :	76
V.3.2.2. Déversoir d'orage :	77
V.3.2.2.1. Types du déversoir d'orage :	78
V.3.2.2.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :	79

Chapitre I :
Caractéristiques générales des eaux à
Evacuer

Chapitre I : Caractéristiques générales des eaux à évacuer

I.1. Introduction

Les eaux usées, désignées également sous le terme d'eaux résiduaires ou eaux polluées, représentent l'ensemble des eaux ayant subi une altération de leurs caractéristiques physiques, chimiques ou biologiques, au point de constituer une menace potentielle pour les milieux naturels dans lesquels elles seraient déversées sans traitement préalable.

Ces eaux résultent des différents usages que l'homme fait de l'eau dans le cadre de ses activités quotidiennes. Selon leur origine, on distingue les eaux usées domestiques, issues des habitations et des équipements collectifs, les eaux usées industrielles, générées par les procédés de fabrication et de transformation, les eaux usées agricoles, provenant de l'irrigation et de l'élevage, ainsi que les eaux pluviales, chargées d'impuretés lors de leur ruissellement sur les surfaces urbanisées. Toutes ces eaux sont considérées comme polluées et nécessitent, avant tout rejet dans le milieu naturel, un traitement approprié garantissant la protection de l'environnement et de la santé publique.

Dans la majorité des pays, et plus particulièrement dans les zones à forte densité urbaine, les eaux usées sont collectées et acheminées, par l'intermédiaire d'un réseau d'égout appelé également réseau d'assainissement vers des ouvrages de traitement adaptés. Selon la configuration de l'habitat, ce traitement est assuré soit par une station d'épuration collective desservant un ensemble de logements ou d'industries, soit par un dispositif autonome d'assainissement individuel installé à proximité immédiate des constructions isolées.

L'épuration des eaux usées repose sur des processus physiques, chimiques et biologiques complémentaires. En milieu liquide, la dégradation de la matière organique est principalement assurée par des microorganismes épurateurs bactéries aérobies et anaérobies capables de biodégrader les composés organiques dissous et en

suspension. Ce processus biologique constitue le cœur du traitement secondaire mis en œuvre dans les stations d'épuration modernes, et son efficacité conditionne directement la qualité des rejets dans les milieux récepteurs naturels.

I.2. Notion de pollution hydrique

La pollution des eaux se définit comme toute modification défavorable, directe ou indirecte, des propriétés physiques, chimiques, biologiques ou bactériologiques d'un milieu aquatique, résultant des activités humaines ou de phénomènes naturels, et rendant ces eaux inadaptées ou dangereuses pour les usages auxquels elles sont normalement destinées.

La pollution hydrique est principalement imputable aux rejets issus des activités anthropiques, bien que certains processus naturels tels que l'érosion des sols, les éruptions volcaniques ou la dissolution de minéraux puissent également altérer la qualité des eaux. Ses conséquences sont multiples et touchent simultanément la santé publique, les écosystèmes aquatiques ainsi que la biodiversité terrestre environnante. Les agents polluants atteignent le milieu naturel selon deux modes distincts : par voies ponctuelles, correspondant à des rejets bien localisés provenant des agglomérations urbaines ou des établissements industriels raccordés à un réseau d'assainissement, et par voies diffuses, résultant du lessivage des terres agricoles traitées aux engrais et aux pesticides, du ruissellement sur les surfaces imperméabilisées ou encore des infiltrations au niveau des décharges et des sites d'élevage.

La pollution des eaux souterraines constitue une forme particulièrement préoccupante de dégradation du milieu hydrique. En effet, lorsque des substances polluantes s'infiltrent dans le sous-sol, elles contaminent progressivement les aquifères selon un processus lent, insidieux et durable. Une nappe phréatique polluée peut demeurer impropre à toute exploitation pendant plusieurs dizaines, voire plusieurs centaines d'années, en raison des faibles vitesses d'écoulement souterrain et des difficultés considérables que pose toute tentative de résorption ou de traitement in situ (**DJIDEL, 2008**).

I.3. Classification des eaux usées

Les eaux usées se répartissent en trois grandes catégories selon leur origine et leur nature : les eaux usées domestiques, les eaux usées industrielles et les eaux pluviales (**Mokadem, 2020**).

I.3.1. Les eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques sont issues des différents usages quotidiens de l'eau au sein des habitations et des équipements collectifs. Elles se composent principalement des eaux de cuisine et de vaisselle, chargées de détergents, de graisses et de débris organiques, désignées sous le terme d'eaux grises, ainsi que des eaux de toilettes et sanitaires, fortement chargées en matières organiques azotées, phosphatées et en germes fécaux, communément appelées eaux noires. Ces eaux contiennent également des excréments humains, des microorganismes pathogènes et diverses substances chimiques d'usage courant.

I.3.2. Les eaux usées industrielles

Les eaux usées industrielles se distinguent nettement des eaux usées domestiques par la diversité et la complexité de leur composition. Leurs caractéristiques physicochimiques varient considérablement d'un secteur industriel à l'autre et d'un procédé de fabrication à l'autre. Outre les matières organiques, azotées ou phosphorées, elles sont susceptibles de renfermer des substances particulièrement dangereuses telles que des produits toxiques, des solvants organiques, des métaux lourds, des micropolluants organiques persistants et des hydrocarbures. Certaines industries sont tenues d'assurer un prétraitement de leurs effluents avant tout déversement dans les réseaux de collecte publics. Ces eaux ne peuvent être mélangées aux eaux usées domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus aucun risque pour l'intégrité des ouvrages de collecte et ne sont pas susceptibles de perturber le bon fonctionnement des filières de dépollution (**Bendida, 2019**).

I.3.3. Les eaux pluviales

Les eaux pluviales constituent, en particulier lors des épisodes orageux intenses, une source non négligeable de pollution des eaux superficielles et souterraines. Dès leur formation, les précipitations atmosphériques se chargent d'impuretés au contact de l'air pollué par les fumées industrielles et les émissions de combustion. Lors de leur ruissellement sur les surfaces imperméabilisées toitures, chaussées, parkings elles entraînent avec elles une multitude de polluants accumulés : huiles de vidange, carburants, résidus de pneus, métaux lourds et poussières diverses, avant d'atteindre les réseaux de collecte ou directement les milieux récepteurs naturels.

I.4. Indicateurs de pollution des eaux usées

Les normes de rejet des eaux usées définissent un ensemble d'indicateurs de qualité physico-chimique et biologique permettant d'évaluer et de quantifier le potentiel polluant d'un effluent. Ces paramètres, généralement exprimés en mg/l, sont déterminés par une série d'analyses de laboratoire. Certains d'entre eux renseignent directement sur les modifications que cet effluent est susceptible d'induire dans les milieux naturels récepteurs. Pour les eaux usées domestiques, industrielles et les effluents naturels, les paramètres d'analyse retenus sont les suivants (**Bendida, 2019**) :

I.4.1. Les paramètres physico-chimiques

Ces paramètres résultent de l'introduction dans un milieu aquatique de substances étrangères conduisant à son altération, se traduisant par des modifications mesurables des propriétés physicochimiques du milieu récepteur. Leur mesure est effectuée au niveau des points de rejet, à l'entrée et à la sortie des ouvrages de traitement, ainsi que dans les milieux naturels en aval des rejets.

I.4.1.1. La température

La température constitue un facteur écologique déterminant dans les milieux aquatiques. Son élévation au-delà des seuils naturels engendre une pollution thermique susceptible de perturber gravement les équilibres biologiques des écosystèmes aquatiques. Elle conditionne également les processus biologiques

d'épuration, notamment la nitrification et la dénitrification. La nitrification est optimale pour des températures comprises entre 28 et 32°C ; elle est significativement réduite entre 12 et 15°C, et s'interrompt totalement en dessous de 5°C (**Rodier, 2005**).

I.4.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH)

Le pH est l'un des paramètres physicochimiques les plus fondamentaux dans l'évaluation de la qualité des eaux. Les organismes aquatiques sont extrêmement sensibles à ses variations, et le développement équilibré de la faune et de la flore aquatique n'est possible que pour des valeurs comprises entre 6 et 9. Le pH influence la mobilité des ions métalliques en solution, modulant ainsi leur biodisponibilité et leur toxicité vis-à-vis des organismes vivants. Il joue par ailleurs un rôle primordial dans l'efficacité de l'épuration biologique des effluents ; la nitrification optimale s'effectue pour des valeurs de pH comprises entre 7,5 et 9.

I.4.1.3. La conductivité électrique (CE)

La conductivité électrique est la propriété qu'a une eau de permettre le passage d'un courant électrique. Elle constitue un indicateur direct et fiable de la teneur en sels dissous, c'est-à-dire de la minéralisation globale de l'eau. Elle s'exprime en micro-Siemens par centimètre ($\mu\text{S}/\text{cm}$). Sa mesure permet une évaluation rapide de la charge ionique totale de l'effluent et oriente le choix des traitements de déminéralisation à mettre en œuvre (**Rodier, 2005**).

I.4.1.4. La salinité

La salinité d'une eau traduit sa concentration totale en sels dissous. Elle est exprimée soit par la valeur de la conductivité électrique (CE), soit par le résidu sec (RS). La relation entre ces deux grandeurs peut être estimée par les approximations suivantes :

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

I.4.1.5. La turbidité

La turbidité est inversement proportionnelle à la transparence de l'eau. Elle constitue un indicateur sensible de la présence de matières organiques ou minérales en suspension sous forme colloïdale dans les eaux usées. Elle est étroitement liée à la concentration en matières en suspension (MES) et constitue un paramètre de surveillance couramment utilisé pour le suivi du traitement des effluents.

I.4.1.6. Les matières en suspension (MES)

Les matières en suspension sont, dans leur grande majorité, de nature biodégradable. Elles constituent le support privilégié des micro-organismes pathogènes présents dans les eaux usées. Par définition, les particules en suspension peuvent être éliminées par décantation, ce qui en fait une étape simple, efficace et économique pour réduire simultanément la charge organique et la charge bactériologique des effluents. Toutefois, un traitement complémentaire plus approfondi reste généralement nécessaire pour garantir la protection sanitaire des milieux récepteurs.

I.4.1.7. La demande biochimique en oxygène (DBO)

La DBO mesure la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes pour dégrader par voie aérobie les matières organiques contenues dans un effluent. Par convention, cette mesure est réalisée sur une durée de cinq jours à 20°C, donnant la DBO₅ exprimée en mg O₂/l. La réaction biochimique correspondante est la suivante :

Matière organique + micro-organismes + O₂ → CO₂ + H₂O + énergie + biomasse

I.4.1.8. La demande chimique en oxygène (DCO)

La DCO représente la quantité totale d'oxygène, exprimée en mg O₂/l, nécessaire pour oxyder par voie chimique l'ensemble des matières oxydables contenues dans un effluent. Le rapport DCO/DBO₅ constitue le coefficient de biodégradabilité de l'effluent et renseigne sur son origine (**Suschka et Ferreira, 1986**). Les ordres de grandeur habituellement retenus sont :

- $DCO = 1,5 \text{ à } 2 \times DBO_5$ pour les eaux usées urbaines
- $DCO = 1 \text{ à } 10 \times DBO_5$ pour l'ensemble des eaux résiduaires
- $DCO > 2,5 \times DBO_5$ pour les eaux usées industrielles

I.4.1.9. La biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être dégradé et oxydé par les micro-organismes intervenant dans les processus d'épuration biologique. Elle est quantifiée par le coefficient $K = DCO/DBO_5$, dont l'interprétation est la suivante :

- $K < 1,5$: matières fortement biodégradables → traitement biologique aisé
- $1,5 < K < 2,5$: matières moyennement biodégradables
- $2,5 < K < 3$: matières peu biodégradables
- $K > 3$: matières non biodégradables → traitement physico-chimique requis

La valeur du coefficient K est déterminante dans le choix de la filière de traitement à adopter (**Kendouci, 2018**).

I.4.1.10. L'azote

L'azote est présent dans les eaux usées sous plusieurs formes selon son état d'oxydation :

- Forme réduite : azote organique ou ammoniacal (NH_4^+)
- Forme moléculaire : azote dissous (N_2)
- Forme oxydée : azote nitreux (NO_2^-) et azote nitrique (NO_3^-)

La présence d'azote ammoniacal en concentration élevée indique généralement une contamination récente par des matières organiques en décomposition. Sous l'action de bactéries nitrifiantes, l'azote ammoniacal se transforme progressivement en azote nitreux, puis en azote nitrique. Une eau pauvre en ammoniac et riche en nitrates témoigne d'une épuration efficace dans le sol. En revanche, des teneurs élevées en

nitrate sont indésirables dans l'eau potable, en raison des risques de méthémoglobinémie chez les nourrissons.

I.4.1.11. Le phosphore

Le phosphore est présent dans les eaux usées sous forme de sels minéraux et sous forme organique d'origine biologique. Substance nutritive essentielle pour les micro-organismes, il intervient dans la synthèse des nouvelles cellules et constitue un facteur limitant de la croissance algale. Ses principales sources dans les eaux usées urbaines sont les détergents ménagers et les engrais agricoles. En excès dans les milieux naturels, il est à l'origine du phénomène d'eutrophisation des plans d'eau.

I.4.2. Les micro-organismes

Les eaux usées renferment l'ensemble des micro-organismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale côtoie des organismes pathogènes potentiellement dangereux pour la santé humaine. L'ensemble de ces micro-organismes peut être regroupé en quatre grands groupes : les bactéries, les virus, les protozoaires et les helminthes (**Nebil, 2010**).

I.4.2.1. Les bactéries

Les bactéries constituent les micro-organismes les plus fréquemment rencontrés dans les eaux usées (**Toze, 1999**). Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries/100 mL, comprenant majoritairement des entérobactéries et des proteus, ainsi que 10^3 à 10^4 streptocoques et 10^2 à 10^3 clostridium. La concentration en bactéries pathogènes est de l'ordre de 10^4 germes/l. Parmi les plus fréquemment identifiées figurent les salmonelles, responsables notamment de la fièvre typhoïde, des paratyphoïdes et des gastroentérites. Les coliformes thermotolérants sont utilisés comme indicateurs de contamination fécale pour le contrôle de la qualité bactériologique des eaux (**Nebil, 2010**).

I.4.2.2. Les virus

Les virus sont des parasites intracellulaires obligatoires, incapables de se multiplier en dehors d'une cellule hôte vivante. Leur concentration dans les eaux usées urbaines est estimée entre 10^3 et 10^4 particules par litre. Leur isolement et leur dénombrement demeurent techniquement difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous-estimation de leur nombre réel dans les effluents. Les virus entériques humains les plus représentés sont les entérovirus (poliovirus), les rotavirus, les adénovirus et le virus de l'hépatite A. Ces organismes présentent une résistance dans l'environnement supérieure à celle des bactéries et sont plus difficiles à éliminer au cours des traitements conventionnels des eaux usées (**Kendouci, 2018**).

I.4.2.3. Les protozoaires

Au cours de leur cycle vital, les protozoaires élaborent des formes de résistance appelées kystes, particulièrement persistantes dans l'environnement. Selon les conditions du milieu, ces organismes peuvent survivre plusieurs semaines, voire plusieurs années. Plusieurs protozoaires pathogènes ont été identifiés dans les eaux usées. Parmi les plus significatifs du point de vue sanitaire figure *Entamoeba histolytica*, agent de la dysenterie amibienne. L'analyse des risques sanitaires liés aux agents pathogènes véhiculés par les eaux usées constitue le fondement des recommandations établies par l'Organisation Mondiale de la Santé (**OMS, 1989**).

I.4.3. Éléments traces et métaux lourds

Les sources de métaux dans les milieux aquatiques sont d'origines à la fois naturelle et anthropique. Les métaux sont naturellement présents dans les sols, certains en tant que constituants majeurs (aluminium) ou éléments structurels des minéraux (fer, manganèse). Les activités humaines industries métallurgiques, traitements de surface, décharges, effluents urbains constituent cependant la principale voie d'introduction de ces éléments dans les milieux aquatiques, où ils s'accumulent dans les sédiments et se concentrent dans les chaînes trophiques (**Nebil, 2010**).

I.5. Les normes algériennes de rejet des eaux usées

Les eaux usées collectées dans les réseaux urbains, ainsi que les rejets directs d'origine industrielle, ne peuvent être déversées dans un milieu récepteur naturel cours d'eau, lac, littoral marin ou terrain d'épandage qu'à la condition de satisfaire aux valeurs limites fixées par la réglementation en vigueur.

Le Décret exécutif n° 93-160 du 10 juillet 1993, publié au Journal Officiel de la République Algérienne, constitue le premier texte réglementaire encadrant les rejets d'effluents liquides. Il définit, en son chapitre I article 2, la notion de rejet comme tout déversement, écoulement, jet ou dépôt direct ou indirect d'effluents liquides dans le milieu naturel, et fixe en annexe les valeurs limites générales applicables.

Ces valeurs limites ont été renforcées par le Décret exécutif n° 06-141 du 19 avril 2006, section 1, article 3, qui actualise et durcit les seuils admissibles pour les effluents industriels, en tenant compte des évolutions technologiques et des exigences environnementales actuelles.

Une troisième réglementation complète ce dispositif : le Décret exécutif n° 09-209 du 11 juin 2009, qui fixe les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement des eaux usées non domestiques dans les réseaux publics d'assainissement ou dans les stations d'épuration, encadrant ainsi les conditions de raccordement des établissements industriels et artisanaux au réseau collectif.

I.6. Conclusion

Les eaux usées, quelle que soit leur origine domestique, industrielle ou pluviale constituent une menace réelle pour les milieux naturels dans lesquels elles sont susceptibles d'être déversées. La réglementation algérienne en vigueur impose leur traitement préalable avant tout rejet dans l'environnement, afin de réduire au maximum leur incidence sur la qualité des eaux superficielles et souterraines, et de garantir la protection durable des ressources hydriques nationales et de la santé publique.

Chapitre II :
Systemes et schémas d'assainissements

Chapitre II : Systèmes et schémas d'assainissements

II. Introduction

Le mode d'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles et pluviales doit se faire selon une stratégie tenant compte les différents critères socio-économiques qui entrent en jeu. L'évacuation des divers types d'eaux usées se procède alors selon des chemins bien étudiés qui se manifestent sous forme d'un réseau hydraulique dimensionné de tel sorte que ces eaux usées peuvent être débarrassées hors de l'agglomération dans de bonnes conditions d'écoulement et sans faire des nuisances à la population. De ce fait, l'objectif principal de ce chapitre est de montrer les différents types de réseaux d'assainissement ainsi que leurs schémas qui peuvent être rencontrés dans la pratique, et les critères de choix de type de réseau d'évacuation.

II.1. Systèmes d'évacuation :

Trois systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales sont susceptibles d'être mis en service.

II.1.2. Système unitaire :

Le système unitaire prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égouts ménagères et industrielles et des eaux de pluies. Les eaux de ruissellement doivent subir un prétraitement éventuel avant leur rejet. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importante afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Par temps de pluie le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orages. Le coût de système est faible. Les problèmes de branchements sont simplifiés. L'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel.

En pratique les déversoirs d'orage qui sont utilisés remplissent souvent mal leur rôle :

- Le rejet direct au milieu naturel est constitué d'un mélange d'eaux pluviales et d'eaux usées qui peuvent être frottements pollués.
- Le fonctionnement de la station d'épuration peut être compris par l'arrivée d'un mélange d'eaux d'origines différentes dont la composition est souvent très différente de celles des eaux usées seules.

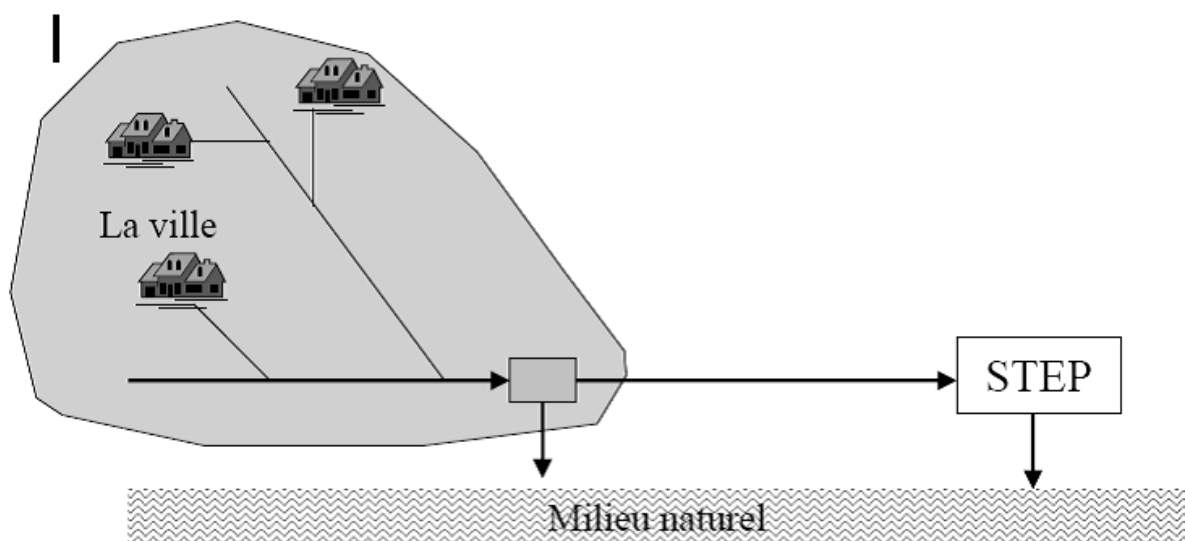


Figure II.1. Schéma de principe d'un Système unitaire

II.1.3. Système séparatif :

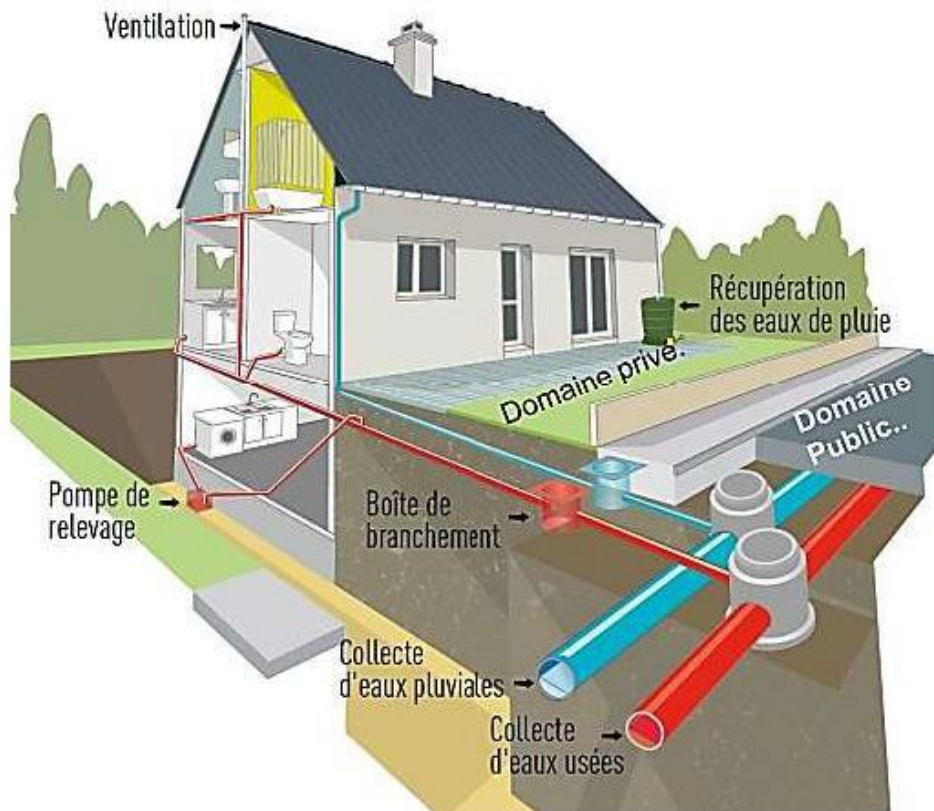
Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielles dans une seule conduite, et les eaux pluviales dans une autre conduite. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.

Réseau pluviale : ce réseau sera prévu pour évacuer les pointes de ruissellement il suit les lignes de plus grande pente pour diriger les eaux dans le cours d'eau le plus proche. Il peut en résulter une économie des sections de canalisation.

Réseau d'eau usée : ce réseau de conduite et conçu pour le transit des eaux usées jusqu'à la station d'épuration éloignée de la ville. Le cheminement de tracer nécessite une faible pente.

L'avantage de ce système réside dans une régularisation du débit en raison des faibles variations des eaux usées au niveau d'une agglomération ce qui demande des canalisations de faible dimensions. Ce système présente certains avantages par rapport au premier :

- La station d'épuration peut simplement être dimensionnée pour le débit de pointe de temps sec. D'ou en résulte une économie
- La composition des eaux usées étant sensiblement constante, la station peut fonctionner de façon sur et efficace.
- L'inconvénient de ce système est :
- Le doublement du réseau entraîne une augmentation du coût cet inconvénient n'est d'ailleurs pas systématique car il peut être compensé par une diminution de la longueur des canalisations allant directement au milieu naturel.
- Les problèmes de raccordement de chaque immeuble à deux conduites différentes sont difficiles et conduisent souvent à des branchements incorrect (c'est a dire eaux usées dans le réseau d'eau pluvial et inversement).



Act
Accé
activ

Figure II.2. Schéma de principe d'un système séparatif

II.1.4. Système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système où les eaux météoriques sont divisées en deux parties :

L'une provenant uniquement des surfaces des voiries. Qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà conçus pour cet objet par les services de la voirie municipale, caniveaux, fossés avec évacuations directes dans la nature.

L'autre provenant des toitures, cours, jardin, qui se déverse dans le réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques des immeubles. On regroupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

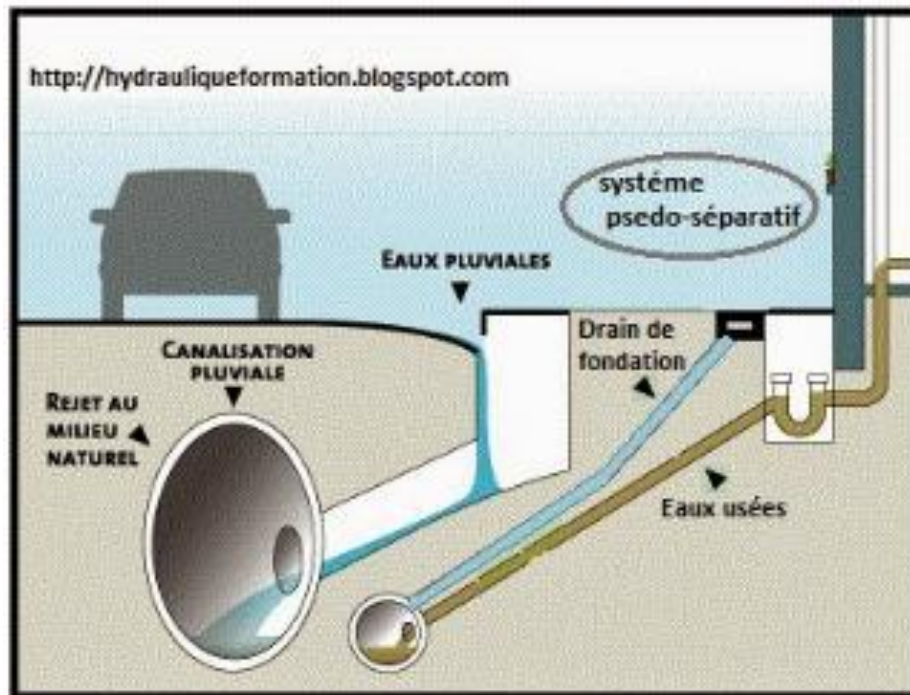


Figure II.3. Schéma de principe d'un système pseudo séparatif

II.1.5. Choix de système d'évacuation :

Le choix du système d'évacuation doit se faire selon :

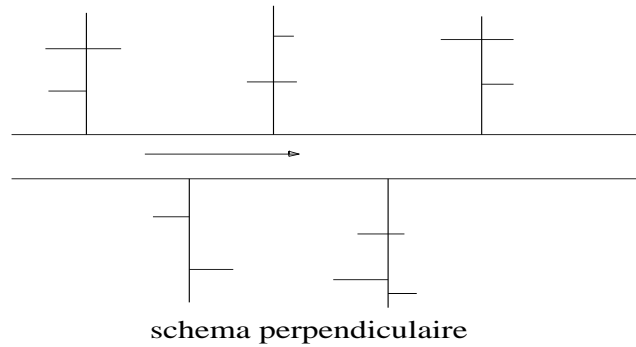
- Des conditions techniques et locales (topographie des lieux pour la nature gravitaire de l'écoulement)
- Des considérations d'ordre économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations prévues.
- Des considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels).

II.2. Schéma de réseau d'assainissement :

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions diverses selon le système choisis, leurs schéma rapprochent, le plus souvent de l'un des cinq types décrits si après :

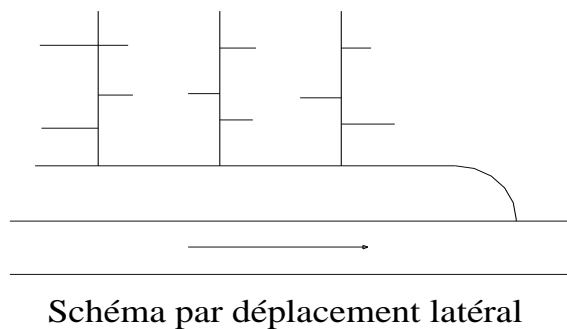
II.2.1. Schéma perpendiculaire :

Dans ce schéma l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration. Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans le cours d'eau.



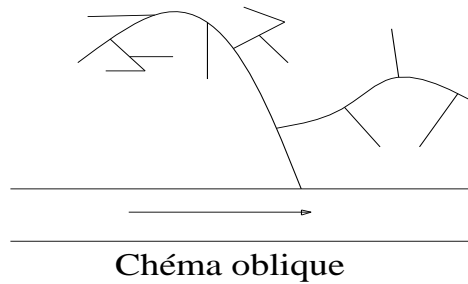
II.2.2. Schéma par déplacement latéral :

Il s'avère le plus simple de ceux qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération, dans ce cas une épuration est nécessaire.



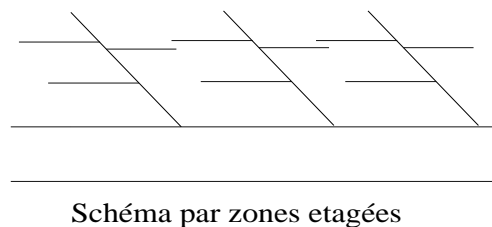
II.2.3. Schéma à collecteur transversal oblique :

Ce schéma comporte des ramifications, des collecteurs (réseaux secondaire) qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en présence d'une forte pente.



II.2.4. Schéma par zone étagée :

Ce type de schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière.



II.2.5. Schéma radial :

Ce schéma est utilisé lorsque le terrain est plat, fait converger toutes les eaux vers un point unique, d'où elles seront pompées (relevage) vers le point de rejet.

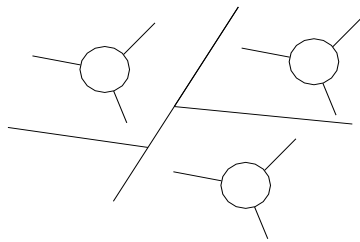


Schéma radial

II.2.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma dépend des principaux paramètres suivants :

- Topographie du terrain pour éviter le relèvement d'eau
- Répartition géographique des habitants à desservir
- Emplacement de la station d'épuration
- Conditions de rejet

II.3. 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.4. Conclusion

Les différents systèmes et schémas d'assainissement ont été présentés à travers ce chapitre. Le choix du type de système et du schéma d'assainissement doit se faire en tenant compte des différents critères à savoir : caractéristiques sociales de la population, critère économiques, données climatologiques de la région, relief, réseau existant, milieu récepteur (Cour d'eau, lac, mer, ...), charge polluante.

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 (**Bendida, 2019**). Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement nécessite la connaissance de trois paramètres principaux. Ces paramètres sont : le débit des eaux à évacuer Q , la pente géométriques des conduites I et la rugosité absolue de la paroi intérieure de la conduite. Ce chapitre s'intéresse à répondre à la première catégorie qui l'évaluation des débits des eaux à évacuer.

III.1. l'étude hydrologique :

Pour l'analyse et le contrôle des phénomènes de ruissellement des eaux pluviales en zones urbaines, il faut faire appel à une étude hydrologique rigoureuse qui permettra l'estimation des débits de ruissellement pour une période de retour choisie.

Les données hydrologiques prises en considération dans les projets d'assainissement sont celles des averses.

Les averses sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée, peut varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité.

Les choix des périodes de retour convenable se fait à partir d'un calcul technico-économique du coût d'entretien du réseau d'égout.

Pour l'assainissement urbain, on adapte le plus souvent une période de retour décennal (10ans).

III.1.2. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

III.1.2.1. (Intensité pluviale) :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il rare de recourir des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$I_m = \frac{h}{t}$$

I_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- 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.

III.1.2.2. Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :

III.1.2.2.1. Analyse des données statistiques :

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

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières.

1. La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{max,j}}$ durant n ans d'observations :

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

n : le nombre d'années d'observations

2. L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ » ;

Pour n inférieur à 30 ans on a :

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

Pour n supérieur à 30 ans on a :

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

3. Coefficient de variation : « Cv » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P,max,j}}{P_{max,j}}$$

4. L'exposant climatique : Selon les études régionales donné par l'A.N.R.H

III.1.2.2.2. Choix de la loi d'ajustement :

On voit que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, les deux lois généralement utilisées sont :

- la loi de GUMBEL
- la loi de GALTON

III.1.2.2.3. Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

Plusieurs tests d'homogénéisation des données existent. Le plus utilisé, le test de la médiane ou test de Mood.

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène. Soit un échantillon $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$; déterminants sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane M est une constante et telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieures et 50% des x_i , lui soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

+ Pour les $x_i > M$

– Pour les $x_i < M$

Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

N_s : nombre total de séries de + ou de –

T_s : taille de la plus grands série de + ou de –

N_s suit approximativement une loi normale de moyenne $\frac{N+2}{2}$ et de variance $\frac{1}{4}(N-1)$ et

T_s suit une loi binormale.

Ceci a permis d'établir que pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$Ns > \frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{\frac{1-\alpha}{2}} \sqrt{N+1} \right)$$

$$Ts < 3,3(\log_{10} N + 1)$$

Si les conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série à étudier est homogène au seuil de signification $1-\alpha$.

III.1.2.2.4. Loi de Gumbel:

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL

X : précipitation maximale journalière (mm)

X0 : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

- 1) Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1,2,3.....m .
- 2) Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

3) Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y_i = -\ln(-\ln(F(x_i)))$$

4) Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »

5) Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

III.1.2.2.4.1. Paramètres de l'ajustement de la loi e Gumbel:

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{a} y + x_0$$

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x$$

$\frac{1}{a}$

a : La pente de la droite de GUMBEL

Et x0 représente l'ordonnée à l'origine

$$x_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{Y}$$

\bar{Y} Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=29} y_i}{N}$$

Coefficient de corrélation r :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})(y_i - \overline{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \overline{y})^2}}$$

III.1.2.2.5. Loi de Galton (Log Normal):

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

Ou :

$$u = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma_x} \text{ (variable réduite de GAUSS)}$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log}x(p\%) = \overline{\text{Log}x} + \sigma_{\text{Log}x} u(p\%)$$

On dresse un tableau avec les Log_{xi} ainsi que les fréquences correspondantes.

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log}X}{N}$$

$$\sigma_{\text{Log}x} = \left(\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (\text{Log}_{xi} - \overline{\text{Log}x})^2}{n-1}} \right)$$

III.1.2.3. Intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t(15\text{min}),P\%} = I_{24,P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

Où :

$I_{t(15\text{min}),P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

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

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25\text{h} = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région étudiée, donné par l'A.N.R.H.

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut être la valeur optimale

Nous aurons donc :

$$I_{15\text{min},10\%} = I_{24,10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

La partie hydrologique nous a aidés à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la droite de la loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de réseau d'assainissement, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de choisie. D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) qui est tout simplement un débit spécifique

$$i = \frac{I_{15\text{min},10\%}(10000)}{3600} \quad l / s / ha$$

III.2. Evaluation des débits d'eau pluviale :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation) .Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode superficielle
- La méthode rationnelle

III.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).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha.Cr.i.A \quad (l/s)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

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

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

III.2.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base 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 m³/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité $i.A$;
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

III.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

III.2.1.3. Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre la décharge. Pour évaluer le temps de concentration on a :

On considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations différents : t_1 , t_2 et t_3 :

$$t_1 = \frac{1}{60.v} : \text{C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (mn)}$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. (mn)

Où :

L : Longueur de la conduite (m).

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

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

III.2.2. Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1949. Elle tien compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}}$$

Où :

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

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

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

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

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6}$$

$$v = -0,41b(f)$$

$$u = 1 + 0,287b(f)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f)$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f).t^{b(f)}$$

Ou :

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

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

$$I = \frac{C_{nam} - C_{nav}}{L}$$

C_{am} : cote amont du collecteur (m) ;

C_{av} : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Li}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$$

L_i : distance partielle du tronçon i ;

I_i : pente du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

Remarque :

La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l'expression correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}}$$

Avec :

m : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b$$

Et M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où :

L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m²)

III.2.2.1. Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre $(0.2 < I < 5)$ %
- le coefficient de ruissellement $(0.2 < Cr < 1)$
- le coefficient d'allongement $(0.8 < M < 2)$

III.2.3. Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement (Cr) d'une surface est le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombé sur cette surface.

Il a une valeur variant entre $(0.05 - 1)$ et dépend de plusieurs facteurs nous citons :

- Nature du sol
- L'inclinaison du terrain
- Densité de la population
- Le mode d'occupation du sol

Tableau n°1 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisme

Zones d'urbanisme	Cr
Zones très denses	0.90
Zones denses	0.60 – 0.70
Zones moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, prairies	0.05- 0.20

Tableau n° 2 : Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence

Zones d'influences	Cr
Surface totalement couverte (toit en métal, ardoise)	0.90
Toiture avec pend de joints	0.85
Toiture avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Surface goudronnée	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.10 – 0.20
Gras, terrains de sport	0.10 – 0.30
Jardin gazon	0.05 – 0.25
Fo Têt	0.01 – 0.02

Tableau n° 3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :

Densité de la population (hab / km)	Cr
20	0.20
30 – 60	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60

300 – 400	0.60 – 0.80
400 – 600	0.70 – 0.90
600 – 700	0.70 – 0.90

Pour calculer le débit pluvial on utilise le coefficient de ruissellement pondéré est donné par la formule suivante

$$C_{rp} = \frac{\sum (C_{ri}.A_i)}{\sum A_i}$$

III.3. Evaluation des débits d'eau usée (débit à temps sec):

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

III.3.1. Quantités à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tours dépendent de :

- Evaluation de la consommation actuelle.

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

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.

- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

III.3.2. Consommation en eau potable

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

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

III.3.3. Estimation des débits d'eaux usées

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

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

III.3.3.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées domestique à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de varie entre (150÷200) l/j/hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée est rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

III.3.3.1.1. Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy,j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (l/s)$$

Avec:

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s) ;

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

D : dotation journalière prise égale à 1 80 l/j hab;

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

III.3.3.1.2. Evaluation du débit de pointe (débit d'eau usée)

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

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

a) Estimé de façon moyenne :

$K_p = 24/14$;

$K_p = 24/10$;

b) Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$K_p = 3$ en tête du réseau ;

$K_p = 2$ à proximité de l'exutoire ;

c) Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy, j}}} \quad \text{si } Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ l / s}$$

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

III.3.1.3. Evaluation du débit d'eau usée spécifique :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pt}}{St}$$

Avec :

Q_{pt} : débit de pointe ou débit d'eau usée

St : surface total

III.3.1.4. Evaluation du débit total (débit à temps humide) Q_{th}

Le débit à temps humide c'est la somme de débit d'eau usée et le débit pluvial :

$$Q_{th} = Q_{pt} + Q_{pl}$$

III.4. Conclusion

Le bon dimensionnement d'un réseau d'assainissement se base sur l'évaluation correcte des différents débits à évacuer. A travers ce chapitre, nous avons exposé la méthode d'évaluation des débits des eaux usées provenant des habitations et des équipements. Nous avons présenté également trois méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales à savoir : La méthode rationnelle, la méthode superficielle.

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

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

VI.1. Introduction

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

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

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

VI.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

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

VI.3. Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

- 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.

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

$$Q = V.S$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

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

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m)

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

$$C = \frac{87 \cdot R_h}{\delta + \sqrt{R_h}}$$

D'où on tire l'expression du débit :

$$Q = \frac{87 \cdot R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \cdot S \cdot \sqrt{I}$$

δ: Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

IV.4.2. Calcul des ouvrages par les abaques

La formule de Chézy sous ses différentes formes (Bazin, Strickler,) peut être représentée graphiquement (Sous forme d'Abaques) pour être utilisée dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement (Voir abaques à la fin du chapitre).

Les abaques sont des graphiques illustrant la relation entre différentes données. Leur consultation permet de simplifier de nombreux calculs mathématiques.

Le rôle des abaques est toutefois identique à celui des tables : il consiste à mettre plusieurs données en relation les unes avec les autres.

La précision des abaques est liée à la fois à :

- leur qualité graphique,
- la graduation des échelles qu'ils contiennent
- l'interprétation qu'en fait la personne qui les consulte.

Si les abaques se révèlent moins exacts que les tables, ils permettent en revanche d'obtenir une meilleure vue d'ensemble d'un processus.

La démarche à suivre pour dimensionner un réseau d'assainissement par les Abaques est la suivante :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque 1 en annexe le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

$$\text{Rapport des débits : } r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$$

$$\text{Rapport des vitesses : } r_V = \frac{V}{V_{ps}}$$

$$\text{Rapport des hauteurs : } r_h = \frac{h}{D}$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m³/s)

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

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

Q_{ps} : Débit de pleine section (m³/s)

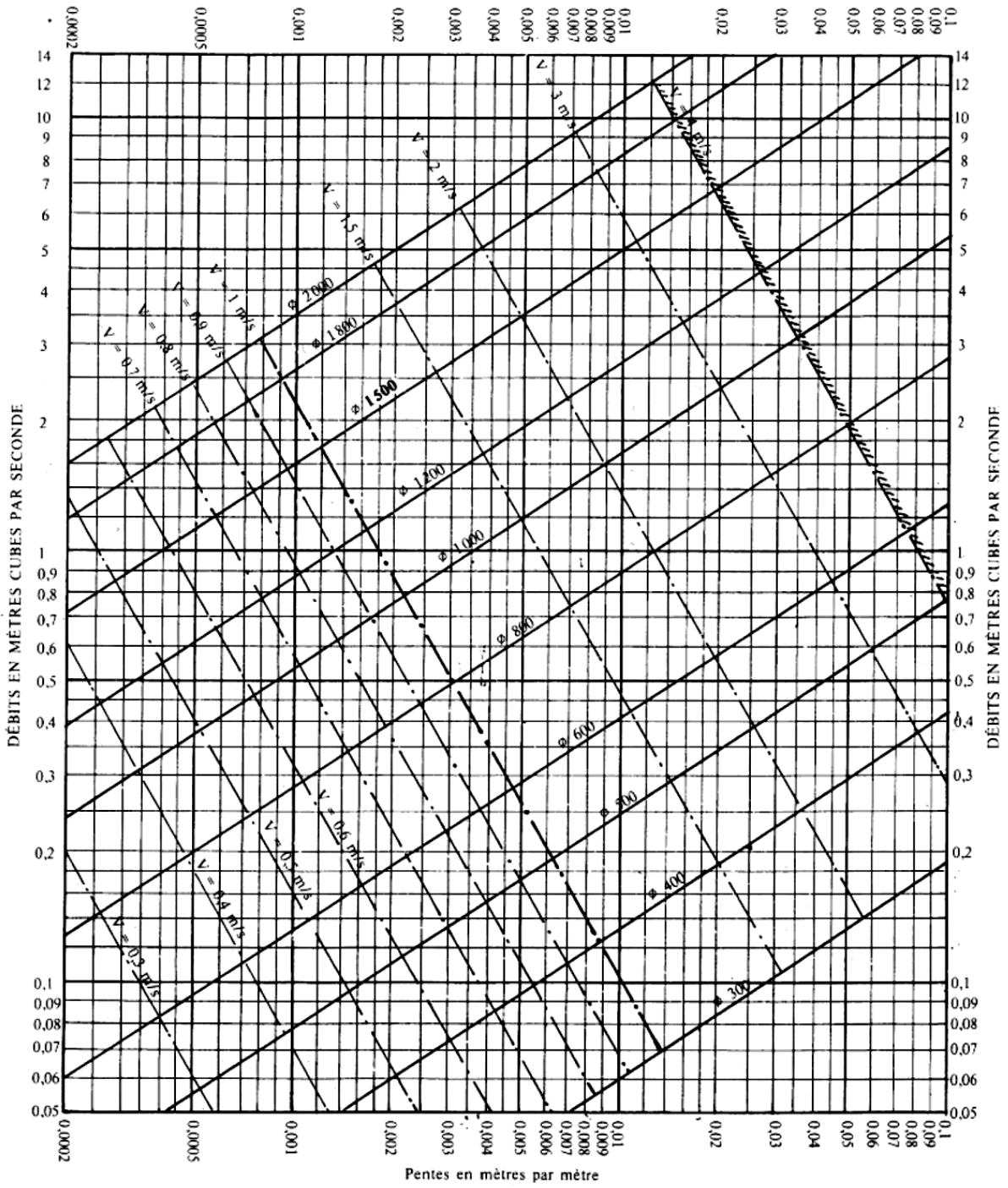
V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

IV.5.Conclusion

Ce chapitre s'est intéressé au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement qui mène à son dimensionnement et à la vérification des conditions de l'écoulement qui y évolue. Deux approches ont été alors présentées à cette fin. La première approche a consisté à faire le dimensionnement par la méthode classique en utilisant des abaques préparés principalement sur la base de la formule de *Chézy* sous l'hypothèse d'un régime turbulent rugueux. Le calcul par cette méthode graphique rend la tâche difficile et fastidieuse. La deuxième approche est une démarche analytique. Cette méthode permet de dimensionner le réseau à travers un calcul simple en utilisant une série de formules explicites applicable à l'ensemble du domaine turbulent à savoir : le domaine turbulent rugueux, le domaine de transition et le domaine pratiquement lisse.

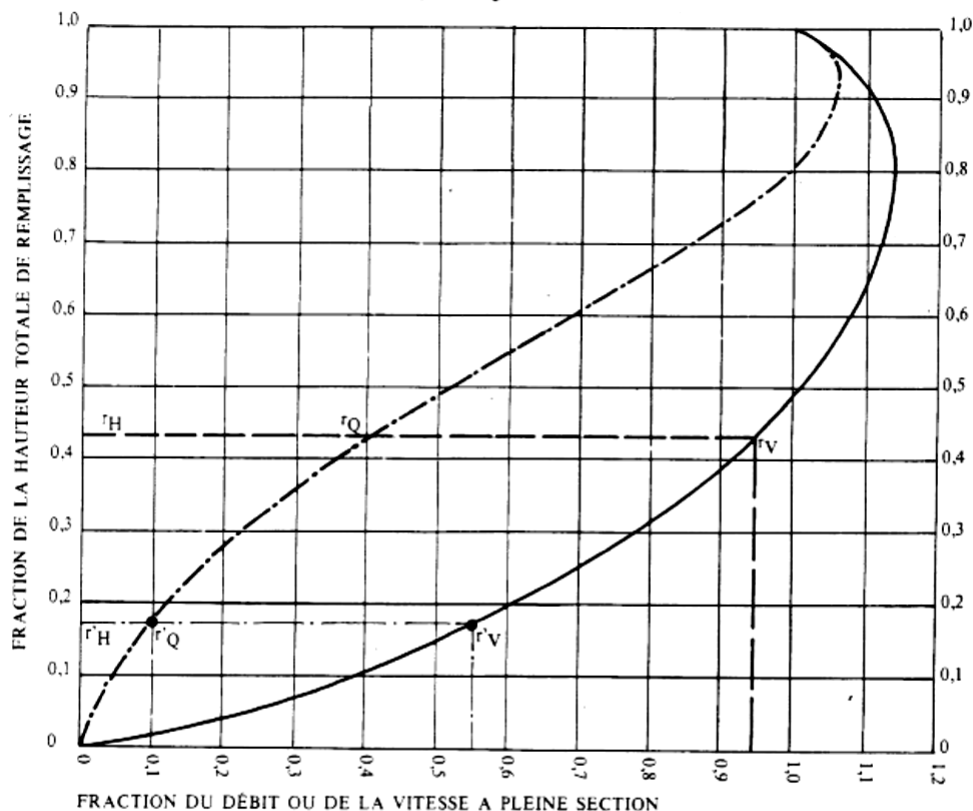
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



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 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r_V = 0.55$ et $r_H = 0.17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

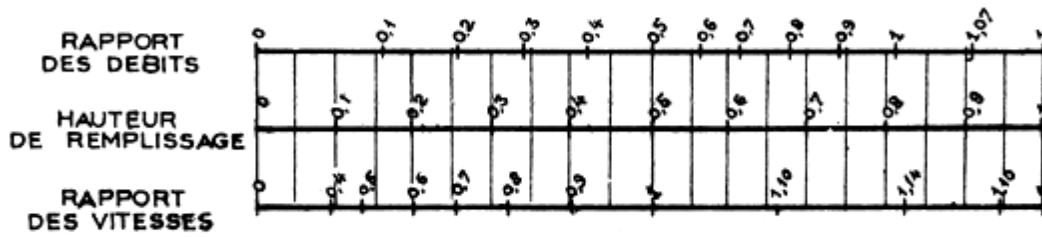
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

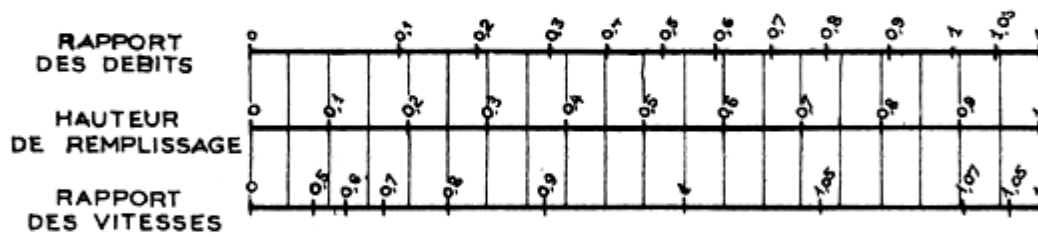
**VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE**

(d'après la formule de Bazin)

a) *Ouvrages circulaires*



b) *Ouvrages ovoïdes normalisés*



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Exemple : dimensionnement d'un collecteur en système unitaire

Débit calculé $Q=0.4 \text{ m}^3/\text{s}$

Si on choisit une pente de radier $I=2\%$

En utilisant l'abaque Ab 4.a on lit : $DN= 600 \text{ mm}$; $Q_{ps}\approx 0.58 \text{ m}^3/\text{s}$; $V_{ps}=2 \text{ m/s}$.

Avec ces données on peut déterminer $rQ=0.4/.58\approx 0.7$

Utilisant l'abaque Ab 5(a) : pour $rQ=0.7$ lui correspond un taux de remplissage $rh=0.6$ et un $rv\approx 1.08$

Avec ces données on peut déduire que :

La vitesse d'écoulement $V=rv*V_{ps}=1.08*2=2.16 \text{ m/s}$

La hauteur de remplissage $h=rh*DN=0.6*600=360 \text{ mm}$.

Chapitre V :
Ouvrages annexes du réseau
d'assainissement

Chapitre V : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

V.1. Introduction

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 qui peuvent provoquer des inondations ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène favorables et compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (Bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage, etc.).

En outre, les deux objectifs cités ci-dessus nécessitent un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement et leur maintien en bon état. Pour cela, et dans le souci d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'assainissement, la notion de gestion, maintenance et exploitation et les opérations d'entretien et de contrôle à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'assainissement seront élaborés dans ce chapitre.

V.2. Les ouvrages principaux ;

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

V.2.1. Canalisations (Conduites)

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

V.2.2. Types de canalisations

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

V.2.2.1. 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 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

V.2.2.2. Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. 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. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m.

V.2.2.3. Conduites en amiante – ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante-ciment se composent d'un mélange de ciment portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de tuyaux se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé.

V.2.2.4. Conduites en grès

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200° C à 1300° C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m.

V.2.2.5. Conduites en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié

Ces 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 égale à 6 m.

V.2.3. Choix du type de canalisation

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

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

V.2.4. Les joints des conduites en béton armé

Pour les tuyaux en béton armé, on a différents types des joints à utiliser (Figure V.1) :

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

b. 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

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

d. Joint torique : Ce joint est utilisé pour les diamètres de 700 à 900 mm et s'adapte pour les sols faibles. Il présente une étanchéité si la pression n'est pas trop élevée.

V.2.5. 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.

V.2.6. Protection des conduites

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression : Corrosion chimique et abrasion. Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en hydrogène sulfuré (H₂S).
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

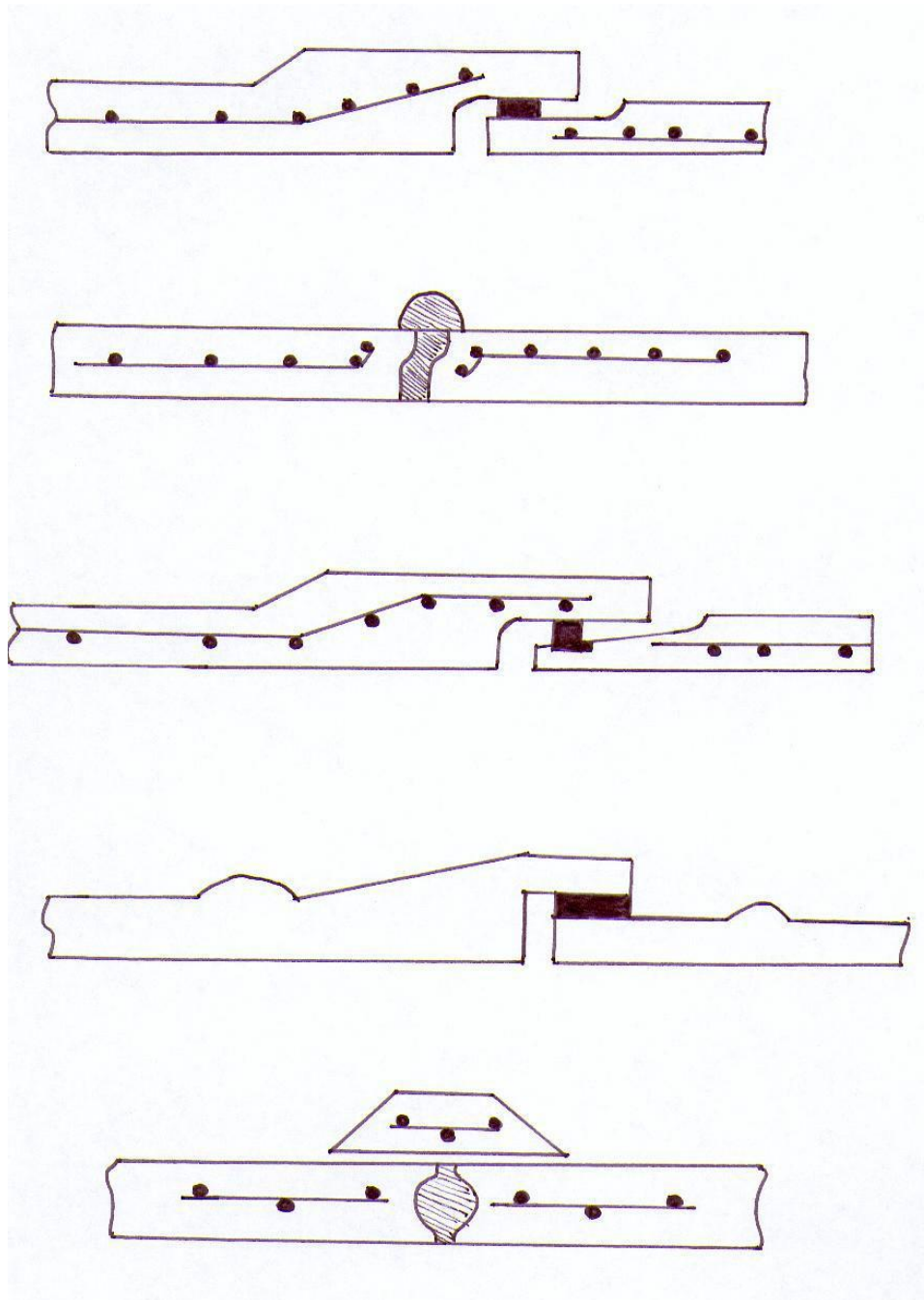


Figure V.1: Divers joints sur tuyau en béton armé.

V.2.7. Essais des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations, il est obligatoire de faire quelques essais notamment les essais à l'écrasement, essais d'étanchéité et essais de corrosion. Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq (05) éléments

par lot de 1000 éléments pour les essais à l'écrasement et de dix (10) éléments par lot de 1000 éléments pour les essais d'étanchéité.

V.3. 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.3.1. 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.

V.3.1.1. 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.3.1.2. Ouvrages de collecte en surface

Bouche d'égout à accès par le dessus (à grille) :

Ce sont des ouvrages d'engouffrement des eaux pluviales, constitués d'une fosse de section carrée en béton. D'une grille concave à cadre carré en fonte ductile.



Bouche d'égout à grille

Bouche d'égout à accès latéral (à avaloir) :

Ce sont des ouvrages d'engouffrement à avaloir, constitués d'une fosse de section carrée en béton, d'un tampon en fonte ductile et cadre carré avec trou de 12 mm et système de verrouillage.



Bouche d'égout à avaloir

V.3.1.3. Ouvrages de collecte et de transport

A. Fossés :

Ces ouvrages sont destinés, en général, à la collecte et le transport des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

B. Gargouille :

Ce sont des conduites à section carrée ou rectangulaire, encastrés dans le sol, destinés à conduire les eaux pluviales au caniveau lorsqu'il n'existe pas de réseau de collecte d'eaux pluviales à proximité immédiate.

C. Caniveaux :

Ce sont des accessoires de la voirie, destinés à la collecte d'eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et les trottoirs. Et au transport de ces eaux d'égouts.

V.3.1.4. Les ouvrage d'accès au réseau

A. Regards :

Les regards sont des ouvrages constitués par un puits vertical surmonté d'un couvercle mobile. Son rôle est de permettre l'accès aux canalisations pour le curage, de plus ils assurent la ventilation des égouts.

Ils sont installés à chaque:

- Jonction de canalisation ou jonction de réseau ;
- Changement de diamètre ;
- Changement de direction ;
- Changement de pente ;
- 60 mètres pour les diamètres 500 et 600mm;
- 50 mètres pour les diamètres 800 et 1000mm;
- Accès à des ouvrages spéciaux.

Types de regards :

Regard en tête : il est impératif que le réseau d'assainissement début par un regard qu'on appelle regard de tête, qui sert à :

- Un éventuel curage mécanique ;
- Un éventuel branchement.

Regard de jonction : il est prévu dans le but de joindre plusieurs conduites quelques soient leurs diamètres.

Regard de visite : il convient de prévoir des regards de visite à des distances assez rapprochées pour pouvoir accéder à l'entretien régulier des canalisations et assurer une ventilation au réseau.

V.3.2. Les ouvrages spéciaux

V.3.2.1. station de relevage

Un poste de relèvement est destiné à élever les eaux, généralement sur place et sur une faible hauteur, pour permettre à un collecteur devenu trop profond de retrouver un niveau économiquement acceptable.

V.3.2.1.1. Dimensionnement de la station de relevage :

a) Le volume utile « Vu » :

Le volume utile donné par la formule suivante :

$$Vu = \frac{T \times Q_{pt}}{4}$$

Avec :

- ✓ Q_{pt} : le débit pointe
- ✓ T : durée d'un cycle (période séparant deux démarrages) en (h)

$$T = \frac{3600}{Z}$$

- ✓ Z : le nombre max de démarrage par heure est fonction de la puissance des groupes électropompes, afin de tenir compte de la fatigue de ceux-ci, avec p puissance nominale du moteur on a :

$P < 4 \text{ Kw}$: 10 démarrage par heure

$P > 4 \text{ KW}$: 6 démarrage par heure

Les pompes avec les quelles on va travailler ont une puissance de 11 KW Donc $Z = 6$

$$Vu = \frac{3600 \times Q_{pt}}{4 \times Z}$$

b) Le volume mort « Vm » :

Le volume mort c'est le volume de la boue de les eaux usées est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{C \cdot Q \cdot x \cdot T}{\rho}$$

Avec :

- ✓ C : concentration des matières en suspensions en (mg/l) On prend C = 200 mg /l.
- ✓ Q : débit moyen journalier en (l/s).
- ✓ ρ : masse volumique des eaux usées en (Kg /l) ; ρ (1,6 ~ 1, 8), on prend ρ = 1,8 Kg /l
- ✓ t : temps de nettoyage, on prend 1 une fois par an
- ✓ x : comme la décantation des MES n'est pas favorisé on ne prend que 5% de la concentration des MES.

c) Le volume des pompes « Vppe » :

$$V_{ppe} = (h_p \cdot L_p \cdot l_p) \cdot n$$

- ✓ Lp : longueur de base de pompe
- ✓ lp : largeur de base de pompe
- ✓ hp : hauteur de pompe
- ✓ n : nombre des pompes

d) Le volume de la bache « Vb » :

$$V_b = V_u + V_m + V_{ppe}$$

Avec :

- ✓ V_b : le volume de la bête
- ✓ V_u : le volume utile de la bête
- ✓ V_m : le volume mort de la bête.
- ✓ V_{ppe} : le volume des pompes.

e) Dimensions de la base de la bête :

e-1) La largeur de la base de bête « Bb »:

$$Bb = 2lp + 3e$$

Avec :

- ✓ Bb : la largeur de la base de bête
- ✓ lp : la largeur de la pompe
- ✓ e : l'encombrement de la pompe

e-2) La longueur de la base de bête « Lb »:

$$Lb = 2Lp + 3e$$

Avec :

- ✓ Lb : la longueur de la base de bête
- ✓ Lp : la longueur de la pompe
- ✓ e : l'encombrement de la pompe e (0,6 ~1,0) $e = 1$ m.

e-3) La surface de la base de la bête « Sb » :

$$Sb = Bb \cdot Lb$$

e-4) La hauteur de la bête « Hb »:

$$Hb = \frac{Vb}{Sb}$$

Avec :

- ✓ V_b : le volume de la bête
- ✓ S_b : la surface de la base de la bête.

e-5) La hauteur du volume mort « H_m » :

$$H_m = \frac{V_{ppe} + V_m}{S_b}$$

Avec :

- ✓ V_{ppe} : le volume de la bête.
- ✓ V_m : le volume mort
- ✓ S_b : la surface de la base de la bête.

e-6) La hauteur total de la station « H_{ts} » :

$$H_{ts} = H_b + D + H_{max}$$

Avec :

- ✓ H_b : la hauteur de la bête d'aspiration en (m).
- ✓ D : le diamètre de la conduite (m).
- ✓ H_{max} : la hauteur maximum de la conduite en (m).

V.3.2.1.2. Caractéristiques des pompes :

a) Débit de pompage

Généralement le nombre des pompes utilisées dans les stations de relevage est égal à (3÷5) pompes.

On utilise dans toutes les stations trois pompes immergées (et une pompe de secours). Les quatre pompes ont les mêmes caractéristiques et ils sont détaillés dans la fiche technique accompagnée.

Les pompes sont raccordées en parallèle donc le débit chaque pompe est déterminée comme suit :

$$Q_{ppe} = Q_{pt} / 3$$

Le débit de pointe est divisé sur trois pompes mais le pompage se fait par les quatre pompes avec un système alternatif c'est-à-dire 3 à 3 pour la protection de la pompe de secours contre les risques qui produisent à l'arrêt de tout le temps dans les eaux chargées.

b) Hauteur géométrique :

Généralement la hauteur géométrique dans la station de relèvement très faible par rapport à la station de refoulement, on prend la hauteur géométrique de la pompe c'est la hauteur totale de la station.

c) Point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement caractérise une pompe en fonctionnement.

Il est caractérisé par deux courbes essentielles.

- ✓ courbe caractéristique de la pompe (H - Q)
- ✓ courbe caractéristique de la conduite (Hc-Q)

C'est l'intersection de ces deux courbes qui définit le point de fonctionnement installé.

c.1) (H - Q) pompe :

Le choix de la pompe dépend de deux paramètres :

$$H = H_g + \sum h_p$$

- ✓ la charge ;
- ✓ le débit ; $Q = Q$ appelé

Donc pour le choix de la pompe, on prend un catalogue, on vérifie le type de la pompe dans les plages de fonctionnement.

Une fois qu'on a choisi le type de la pompe, on détermine les courbes caractéristiques de la pompe choisie.

c.2) (H – Q) conduite :

Il faut déterminer le diamètre de la conduite raccordée avec la pompe, le diamètre donné par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec :

- ✓ Q : débit en m³/s
- ✓ D : diamètre en m

Après le calcul il faut normaliser le diamètre selon les normes qui existent dans le marché.

La hauteur de la conduite Hc : c'est la somme de la hauteur géométrique plus les pertes de charge totales.

$$Hc = Hg + \sum \Delta h$$

Les pertes de charge linéaire : sont calculées à partir de la formule de DARCY WEISBACH qui s'exprime par :

$$\Delta H = \frac{16.\lambda.Q^2.L}{D^5.\pi^2.2g}$$

Avec :

- ✓ ΔH : Perte de charge en (m) ;
- ✓ Q : Débit en (m³/s)
- ✓ g : Accélération de la pesanteur (g= 9.81 m²/s) ;
- ✓ λ : Coefficient de frottement linéaire ;

Le coefficient de frottement λ est en fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative.

La formule de NIKURADZE qui donne le calcul de λ est :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \operatorname{Ln} \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

- ✓ ε : est la rugosité de la conduite, on prend (0.09 cm)
- ✓ D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- ✓ L : Longueur de la conduite en (m) ;

Les pertes de charge singulière : sont données par l'expression suivante :

$$j = K \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

- ✓ J : perte de charge singulière ;
- ✓ V : vitesse moyenne du liquide ;
- ✓ g : accélération de la pesanteur ;
- ✓ K : coefficient numérique sans dimension, il dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

Les valeurs de K pour les différentes singularités :

- ✓ Coude 90°, K=0.75.
- ✓ Clapet anti-retour, K=1.7
- ✓ Convergent, K=0.1

La station de refoulement :

Un poste de refoulement a pour objet de faire transiter les effluents sous pression, souvent sur une assez grande longueur ou sur une assez grande hauteur de refoulement pour franchir un obstacle particulier (rivière, relief, etc. ...) ou pour atteindre une station d'épuration éloignée.

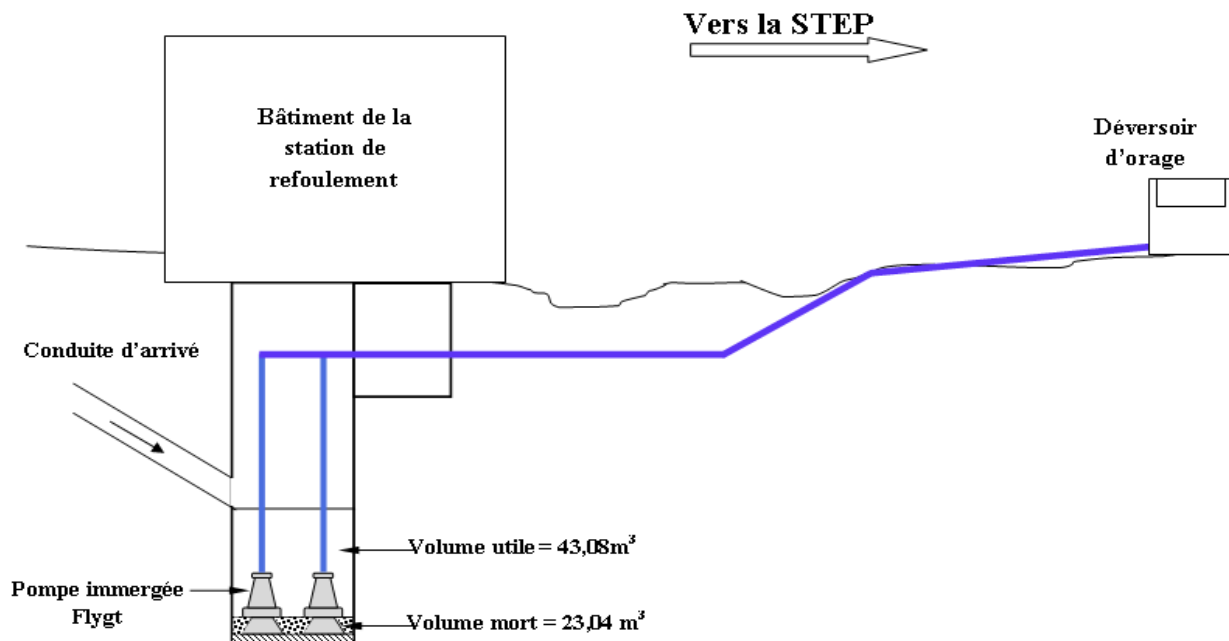


Schéma de la station de refoulement

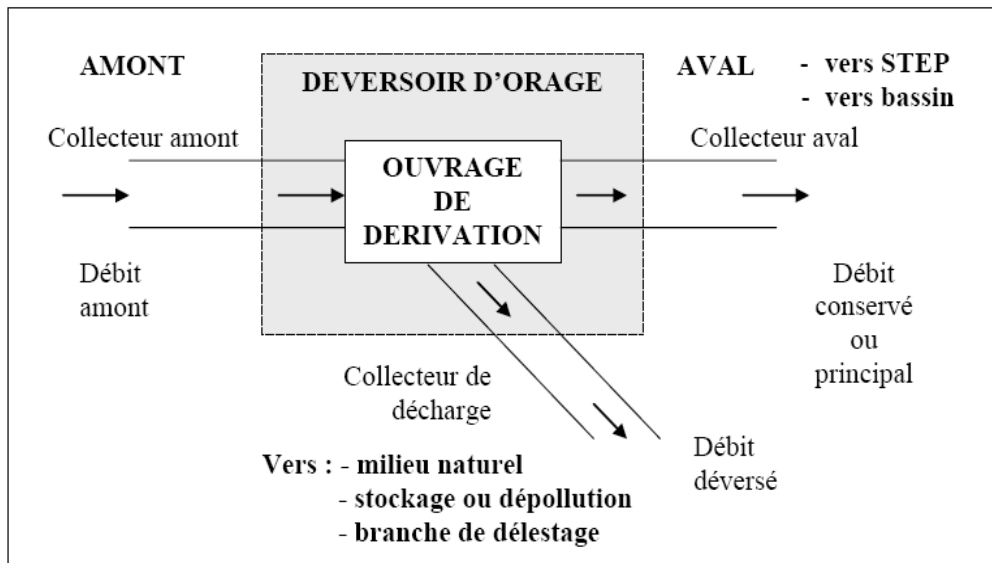
La hauteur géométrique :

La hauteur géométrique est la différence entre le CTN de la pompe et CTN du déversoir d'orage. Est donnée par la relation suivante :

$$H_g = CTN_{dev} - CTN_{ppe}$$

V.3.2.2. Déversoir d'orage :

Le déversoir d'orage est un ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Le rôle principal du déversoir d'orage c'est l'évacuation des pointes ruissellements de manière à décharger le réseau aval. Les réservoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval.



V.3.2.2.1. Types du déversoir d'orage :

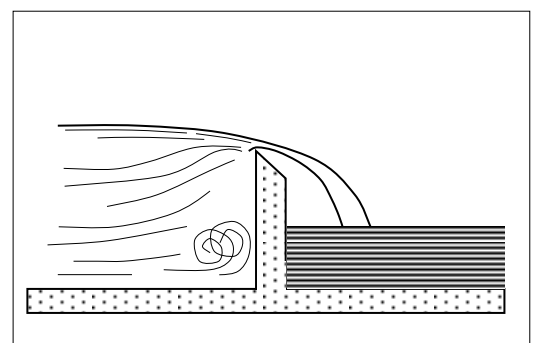
Il existe deux types de déversoir selon leurs position par rapport la station d'épuration, on trouve le déversoir latéral et frontal.

V.3.2.2.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :

Au sens de l'hydraulique, un déversoir est un orifice, généralement de forme rectangulaire, établi sur le cours d'un écoulement à nappe libre pour mesurer les débits par moyen de cette formule bien connue des hydrauliciens.

$$Q = m.L.h.\sqrt{2.g.h}$$

Avec :



Principe du déversoir

- ✓ Q : débit au niveau du déversoir (flot déversé) exprimé en m³/s.
- ✓ m : coefficient de débit dont la valeur est fonction de type de déversoir (m est compris entre 0,41 et 0,52) si l'on applique la formule dite « de Bazin ».
- ✓ L : longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètre.
- ✓ H : hauteur de la charge en m au-dessus seuil du déversoir, cette hauteur étant mesurée à une distance au moins égale à 5h en amont du seuil du déversoir.

En hydraulique urbaine, un déversoir est dispositif dont la fonction essentielle voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orages vers les milieux récepteurs.

a) Débit de la station d'épuration :

Généralement le débit de la station d'épuration est égal (3÷5) fois le débit moyen de rejet à temps sec. Donc :

$$Q_{step} = (3 \div 5) Q_{Ts}$$

$$Q_{step} = m.L.h.\sqrt{2.g.h}$$

On prend : L= 5h

On applique la valeur de L dans l'équation on trouve que :

$$h = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{m^2 .25.2g}}$$

b) Calcul la hauteur d'eau dans le cas de temps sec :

On applique dans l'équation le débit de la station d'épuration. Donc la hauteur donnée par la relation suivante :

$$h = \sqrt[5]{\frac{Q_{step}^2}{m^2 .25.2g}}$$

Avec :

- ✓ h : la hauteur dans le cas de temps sec.
- ✓ Qstep : débit de la station d'épuration

c) Calcul la hauteur d'eau dans le cas de temps de pluie (hauteur d'eau déchargée):

La hauteur donnée par la relation suivante :

$$h_{dev} = 5 \sqrt{\frac{Q_{dev}^2}{m^2 \cdot 25.2 g}}$$

$$Q_{dev} = Q_{th} - Q_{step}$$

Avec :

- ✓ hd : la hauteur déchargée

d) Calcul la hauteur total du déversoir d'orage :

La hauteur totale donnée par la relation suivante :

$$Ht = h + h_d + D$$

- ✓ Ht : la hauteur totale du déversoir.
- ✓ h : la hauteur dans le cas de temps sec.
- ✓ hd : la hauteur déchargée (déversée).
- ✓ D : le diamètre de la conduite d'arrivée.

Références bibliographiques

ACHOUR, Bachir. Calcul des conduites et canaux par la MMR, tome 1 : Conduites et canaux en charge. LARHYSS, 2007.

ACHOUR, Bachir. Conduite circulaire en charge et à surface libre, partie II : Ecoulement uniforme à surface libre dans une conduite de forme circulaire, rappel de cours et exemples d'application. Editions Al-Djazair, 2013.

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.

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.

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.

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.

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

SALAH, Boualem. Cours d'assainissement. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (E.N.S.H), Blida, 1993.