REPUBLIQUE TUNISIENNE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique

Direction Générale des Etudes Technologiques

Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Gafsa

Département de Génie Civil

AU : 2016/2017

GUIDE DE PROJETS HYDRAULIQUES

(Première version)

Pour les projets de fin d'études de licence appliquée en Génie Civil

Najet BENAMAR & Ali MOUSSAOUI

Enseignants technologues à ISET de Gafsa

PREFACE

***L**'idée qui nous a poussé à établir ce document vient essentiellement de besoin des étudiants d'un guide qui leur facilite la recherche et l'élaboration de leurs projets de fin d'études.*

***C**e document est destiné aux étudiants de la troisième année de licence appliqué en génie civil. Il traite les éléments suivants :*

- ✓ *Les données nécessaires pour élaborer un projet d'hydraulique ;*
- ✓ *La démarche générale d'étude d'un tel projet ;*
- ✓ *Des formules et des méthodes nécessaires pour l'étude d'un tel projet;*
- ✓ *Le dossier à préparer pour la soutenance des projets de fin d'études.*

Les projets concernés par ce guide sont l'assainissement en eau usée et pluviale et l'alimentation en eau potable.

***C**ette première tentative sera développée et enrichie ultérieurement en fond et en forme par des nouvelles méthodes et réglementations.*

Najet BENAMARA

&

Ali MOUSSAOUI

SOMMAIRE

PREFACE .....

SOMMAIRE 1

LISTE DE FIGURES 3

LISTE DE TABLEAUX 3

1. ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES 4

1.1 INTRODUCTION 4

1.2 DEMARCHE D'ETUDE 4

1.3 TYPES DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT 5

1.4 CRITERES DE CHOIX DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT 5

1.5 STATION D'EPURATION 6

1.6 TRACE DES COLLECTEURS ET DES ANTENNES 6

1.7 SUBDIVISION EN BASSINS VERSANTS 6

1.8 CALCUL DES DEBITS 6

1.9 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES 9

1.10 CONDITIONS D'AUTOCURAGE 9

1.11 RECOMMANDATIONS PRATIQUES 10

1.12 DOSSIER A PREPARER 11

2. ASSAINISSEMENT DES VILLES DES EAUX PLUVIALES 13

2.1 INTRODUCTION 13

2.2 DEMARCHE D'ETUDE 13

2.3 CHOIX ET TRACE DES COLLECTEURS, DES ANTENNES ET DE REJET 14

2.4 SUBDIVISION EN BASSINS VERSANTS 14

2.5 METHODES DE CALCUL DES DEBITS 14

2.6 ASSEMBLAGE DES BASSINS 19

2.7 RECOMMANDATIONS PRATIQUES 19

2.8 PIECES A PREPARER 20

3. ALIMENTATION EN EAU POTABLE 21
3.1 INTRODUCTION 21
3.2 DEMARCHE D'ETUDE 21
3.3 CHOIX DU TYPE DU RESEAU 22
3.4 RESERVOIRS 22
3.5 EVALUATION DES BESOINS EN EAU 24
3.6 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES 26
3.7 DOSSIER A PREPARER 29
4. LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 30

LISTE DE FIGURES

Figure 1 : Schéma d'un tronçon en gradins. 11

LISTE DE TABLEAUX

Tableau 1 : Différents types de systèmes d'assainissement....5
Tableau 2 : Critères de choix de système d'assainissement. 5
Tableau 3 : Consommations spécifiques en eau potable....7
Tableau 4 : Valeurs de densité des logements 7
Tableau 5 : Valeurs des paramètres de la formule de Caquot....17
Tableau 6 : Valeurs de ε de la formule de Caquot....18
Tableau 7 : Valeurs de β et δ de la formule de Caquot 18
Tableau 8 : Valeurs de coefficient de correction en fonction d'allongement d'un bassin 18
Tableau 9 : Paramètres d'équivalence des bassins versants 19
Tableau 10 : Valeurs de la rugosité en service 27

1. ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES

1.1 INTRODUCTION

L'étude d'un projet d'assainissement des eaux usées nécessite les documents suivants :

- ✓ un plan d'aménagement de la zone à étudier (éventuellement sur un fond topographique)
- ✓ Un levé topographique s'il existe ;
- ✓ Une étude géotechnique (éventuelle) ;
- ✓ Les données climatologiques du site telles que la pluviométrie, la température, gel et dégel...
- ✓ Les données hydrographiques telles que l'existence ou non d'une nappe, des lacs, des oueds...
- ✓ Les données géologiques du terrain ;
- ✓ Les données relatives aux agglomérations existantes ;
- ✓ Les données relatives au réseau existant telles que les diamètres des conduites, les cotes des fils d'eau des regards sur lesquels on va brancher ;
- ✓ Les extensions futures de la zone.

1.2 DEMARCHE D'ETUDE

- ✓ Choix du système d'assainissement à envisager ;
- ✓ Choix de l'emplacement de la station d'épuration ;
- ✓ tracé des collecteurs principaux et des antennes ;
- ✓ Subdivision en bassins versants ;
- ✓ Calcul des débits de chaque collecteur et chaque antenne ;
- ✓ Calcul des diamètres et vérification des vitesses minimales et maximales ;
- ✓ Élaboration des profils en long et des détails ;
- ✓ Étude des ouvrages annexes (station de pompage, station d'épuration..) ;
- ✓ Étude quantitative et estimative.

1.3 TYPES DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

Tableau 1 : Différents types de systèmes d'assainissement

	séparatif	unitaire	pseudo-séparatif
Définition	Réseaux EU et EP séparés	Réseaux EU et EP réunis	Réseaux EU et une partie d'EP provenant des cours et toitures des bâtiments réunis
Avantages	-Pas de rejet direct dans le milieu naturel. -Economie sur le coût du pompage et du traitement (*). -Possibilité d'extension -Profondeurs faibles	-Investissements plus faibles (**). - Valable aux agglomérations denses à rues étroites. - Moins des travaux d'entretien (***)	

(*) car les stations de pompage et d'épuration sont calculées uniquement pour les débits des eaux usées.

(**) puisque les écoulements des eaux pluviales et usées se font dans la même canalisation.

(***) car le nettoyage des conduites est naturellement réalisé par les flots des eaux pluviales.

1.4 CRITERES DE CHOIX DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

Tableau 2 : Critères de choix de système d'assainissement.

système	Critères de choix
séparatif	- Population dispersée et pentes faibles. - Eau de ruissellement peut être évacuée par voie superficielle. - milieu récepteur réduit de manière que sa pollution par les déversoirs d'orage en système unitaire risque d'être inadmissible.
unitaire	- population dense et pentes faibles.

Lorsque ces critères, en particulier ceux qui ont trait à la densité de la population et au relief, ne s'appliquent qu'à certaines parties de l'agglomération considérée dans son ensemble, on est amené à envisager l'équipement en système mixte, l'unitaire valant pour les quartiers

centraux, le séparatif pour les zones périphériques. Il est de même lorsqu'il s'agit de rattacher des localités de banlieux à la ville principale.

1.5 STATION D'EPURATION

Dans le cas général, les effluents ne sont pas rejetés directement dans le milieu naturel. Ces derniers doivent être séparés (séparer les éléments solides de ceux liquides). Les effluents liquides doivent être épurés dans des grands bassins appelés stations d'épuration.

Les stations d'épurations doivent être placées en dehors des villes et sans gêner la faune et la flore.

1.6 TRACE DES COLLECTEURS ET DES ANTENNES

Sur le plan d'aménagement et selon la topographie du terrain on trace les tronçons principaux appelés collecteurs, généralement dans les voies les plus longues, puis on trace les antennes qui draient ces collecteurs.

1.7 SUBDIVISION EN BASSINS VERSANTS

On appelle bassin versant la surface dont l'ensemble des eaux qui y tombe converge vers un même point de sortie appelé exutoire. Pour chaque collecteur on délimite la zone qui y est drainée.

1.8 CALCUL DES DEBITS

1.8.1 Consommation spécifique en eau potable (Cs).

La meilleure méthode de détermination de la consommation moyenne en eau potable est celle des statistiques à partir des documents de la SONEDE. Si ces statistiques ne sont pas disponibles, on adopte les valeurs suivantes :

Tableau 3 : Consommations spécifiques en eau potable

Désignation	Consommation spécifique
Quartier populaire	80 à 100 l/j/hab
Quartier moyen standing	120 à 150 l/j/hab
Quartier haut standing	150 à 200 l/j/hab
Foyer universitaire	80 l/j/élève
Hôpital	400 à 500 l/j/lit
Administration	10 l/j/personne
Ecole, lycée, faculté	10 l/j /élève
Zone touristique grande	450 l/j/lit
Zone touristique petite	400 l/j/lit
Zone industrielle moyenne	40m^3 /hectare/j

1.8.2 Usage domestique et collectif

- débit moyen : $Q_m = \frac{N.Cs.Tr}{86400}$ [l/s]

Où,

- Tr : taux de rejet
- N : nombre des habitants à l'année de saturation : N= d.S.T_{occ}
- d : densité de logements par hectare.

Tableau 4 : Valeurs de densité des logements

Zone	Quartier populaire	Moyen standing	Haut standing
d [log/ha]	40	30	20

- S : superficie de la zone en hectare (ha).
- T_{occ} : Taux d'occupation par logement, pris égal à 5 à 6 hab/log.

-*Débit de pointe journalière* : $Q_{pj} = K_{pj}.Q_m$ en l/s

Avec,

K_{pj} =1,4 pour les quartiers moyen, haut et bas standing.

K_{pj} =1,6 pour les zones touristiques.

K_{pj} =1,2 pour les collectifs.

- *Débit de pointe horaire* : $Q_{ph} = K_{ph}.Q_{pj}$ en l/s

Oũ $K_{ph} = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Q_{pj}}} \leq 3$ avec Q_{pj} en l/s.

Cette formule est applicable jusqu'à Q_{pj} =10m^3/h (soit $K_{ph} \leq 3$). Si K_{ph} >3, prendre K_{ph} =3.

1.8.3 Cas général

Débit moyen :

- Domestique : $Q_{m1} = \frac{N.Cs.Tr}{86400}$.

- Collectif : $Q_{m2} = \frac{N_{pers}.Cs.Tr}{86400}$

-Touristique : $Q_{m3} = \frac{N_{lits}.Cs.Tr}{86400}$

- Industriel : $Q_{m4} = \frac{S.Cs.Tr}{86400}$

Débit de pointe journalière :

$$Q_{pj} = (K_{pj1}.Q_{m1} + K_{pj2}.Q_{m2} + K_{pj3}.Q_{m3}) + Q_{m4}$$

Débit de pointe horaire :

$$Q_{ph} = (K_{ph1}.Q_{pj1} + K_{ph2}.Q_{pj2} + K_{ph3}.Q_{pj3}) + 2{,}4.Q_{pj4}$$

Avec, $Q_{pji} = K_{pji} Q_{mi}$

Souvent, pour les collectifs, on calcule K_{pj} et K_{ph} de la manière suivante :

$$K_{ph} = \frac{24}{\text{Nbre d'heures de travail par jours}} \quad \text{et} \quad K_{pj} = \frac{365}{\text{Nbre des jours de travail par ans}}$$

Pour le dimensionnement des conduites, on considérera le débit de pointe horaire (Q_{ph}).

1.9 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES

Le dimensionnement se fait, généralement, pour une durée de 15 à 20 ans (ou souvent la durée de saturation de l'agglomération). Ce qui nécessite la prévision de la consommation en eau potable ainsi que la répartition spatiale des habitations, leurs superficies et les équipements à la date conçue (nécessité du plan d'aménagement futur).

La formule générale de calcul des débits est la suivante :

$$Q = K.R^{\frac{2}{3}}.i^{\frac{1}{2}}.S$$

Où,

K : coefficient de Strickler dépendant de la rugosité de conduite.

K= 105 pour les conduites en amiante ciment.

K= 110 à 120 pour les conduites neuves en PVC.

K= 70 pour les conduites en béton.

R : rayon hydraulique de la section exprimé en mètre. $R = \frac{\text{surface mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$

i : pente de la conduite en m/m.

S : section mouillée en m².

1.10 CONDITIONS D'AUTOCURAGE

Ces conditions dites aussi conditions de vitesses minimales sont fixées pour prévenir les canalisations contre les dépôts solides. Selon la norme française on fixe :

Section pleine : v_{min} = 0,7 m/s.

Section à 2/10 de remplissage : v_{min} = 0,3 m/s.

Section à plus de 2/10 de remplissage : v_{min} = 0,4 m/s.

La pente minimale doit assurer l'autocurage de la canalisation elle est de l'ordre de 0,5%.

1.11 RECOMMANDATIONS PRATIQUES

- Assurer l'aération du réseau pour éviter les risques de fermentation.
- Séparer souvent les eaux industrielles lorsqu'elles ne sont pas admises dans le réseau d'assainissement.
- Rechercher des solutions gravitaires, des terrains stables, des pentes suffisantes et des réseaux profonds.
- Relever, s'il est nécessaire, les effluents sans augmenter les postes de pompage
- Eviter les vitesses exagérées.
- Regrouper, dans la mesure de possible, les installations de traitement (coût diminue et contrôle facile).
- Les conduites utilisées doivent être étanches et liées entre elles par des joints étanches.
- La section des conduites la plus couramment utilisée est la section circulaire de diamètre minimal 250 mm.
- Les regards sont généralement préfabriqués en béton armé (souvent coulés sur place) de diamètre intérieure 800 mm (ϕ800) ou 1000 mm (ϕ1000). On utilise :
  - ϕ800 si la profondeur $\leq$ 1,5 m.
  - ϕ1000 si la profondeur > 1,5 m et le regard, dans ce cas, doit être menu d'une échelle en acier.
- Un regard est composé d'une partie inférieure appelée radier, des couronnes de rehaussement de différentes épaisseurs et d'un tampon
- Le regard doit être mis sur une couche de 10 cm de béton de propreté au minimum (dosé à 150 Kg de ciment /m3).
- L'espacement entre deux regards successifs dépend de la topographie du terrain, il est généralement inférieur à 40 m.
- Un lit de sable de 15 cm au minimum doit être mis au dessous et au dessus de la conduite.
- La profondeur minimale de la génératrice supérieure de la conduite ne doit pas être inférieure à 70 cm.
- Les boites de branchement sont généralement préfabriquées en béton armé et siphoïdes.

- La hauteur minimale entre le fond de la boite et la sortie d'eau (d'un logement) est fixée à 10 cm.
- Dans la pratique, on commence par un regard extrême dit de tête, puis on pose les conduites à partir de celui ci jusqu'au le second regard et ainsi de suite. Les boites de branchement et leurs raccordements sont exécutés ensuite.
- Les ouvrages annexes (station de pompage, d'épuration..) s'exécutent en dernier lieu.
- La vitesse maximale des eaux usées est limitée à 4 m/s. En effet une grande vitesse provoque la dégradation des conduites et gène la sécurité du personnel exploitant le réseau.
- La pente minimale doit assurer l'autocurage de la canalisation elle est de l'ordre de 0,5%.

Tronçons en gradins

En tête du réseau, on est obligés de prendre la pente minimale pour assurer l'autocurage (i_{min}=0.5%).

Si la pente du terrain $i_{TN} > i_{min}$, la hauteur du regard sera inférieure à la hauteur minimale (0,95 m). Pour contourner ce problème, on prévoit des tronçons en gradins (ou chutes) pour minimiser les terrassements.

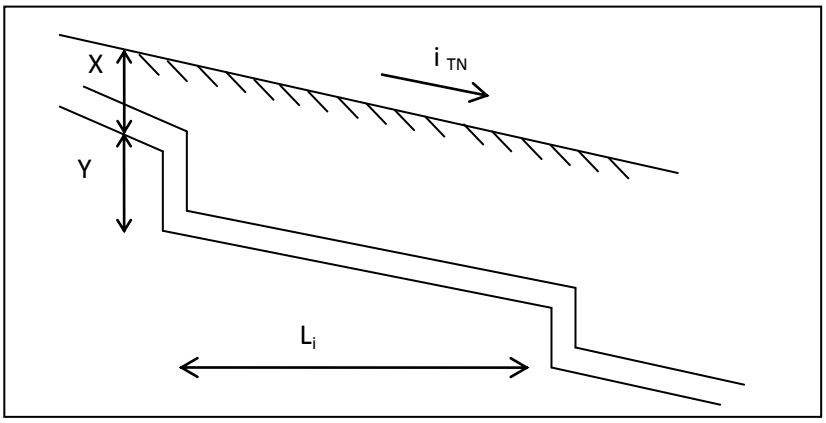

Figure 1 : Schéma d'un tronçon en gradins.

Où,

Li : longueur du gradin i (li ≈30 à 50 m),

x : profondeur du regard, $x \geq 0{,}70\ m + \phi$,

(ϕ diamètre de la conduite)y : hauteur de chute,

1.12 DOSSIER A PREPARER

Le technicien est demandé d'établir les pièces écrites (soumission, CCAP, CCTP, bordereau des prix...) et les plans suivants :

- Plan de situation à l'échelle 1/2000.
- Tracé en plan du réseau sur un plan d'aménagement.
- Profils en long complets aux échelles 1/1000 – 1/100.
- Plan définissant les différents détails de raccordement à l'échelle 1/10 à 1/25
- Tableau de dimensionnement de tous les ouvrages préconisés, y compris les aménagements à prévoir pour le prolongement des ouvrages existants.
- Plans de coffrage et de ferraillage des ouvrages à une échelle minimale 1/50.

2. ASSAINISSEMENT DES VILLES DES EAUX PLUVIALES

2.1 INTRODUCTION

L'étude d'un projet d'assainissement des eaux pluviales nécessite les documents suivants :

- ✓ Un plan d'aménagement de la zone à étudier (éventuellement sur un fond topographique)
- ✓ Un levé topographique ;
- ✓ Une étude géotechnique si elle existe ;
- ✓ Les données climatologiques du site telles que la pluviométrie, la température, gel et dégel...
- ✓ Les données hydrographiques telles qu'existence ou non d'une nappe phréatique, des lacs, des oueds...
- ✓ Les données géologiques du terrain.
- ✓ Les données relatives au réseau existant telles que les diamètres des conduites, les cotes des fils d'eau des regards sur lesquels on va brancher…
- ✓ Les extensions futures de la zone.

2.2 DEMARCHE D'ETUDE

- ✓ Choix et tracé des collecteurs principaux, des antennes et de rejet ;
- ✓ Subdivision en bassins versants ;
- ✓ Calcul des débits des bassins versants ainsi que le débit de chaque collecteur et chaque antenne ;
- ✓ Choix des ouvrages de drainage et calcul de leurs sections (ou diamètres) ;
- ✓ Élaboration des profils en long et des détails ;
- ✓ Étude des ouvrages annexes ;
- ✓ Étude quantitative et estimative.

2.3 CHOIX ET TRACE DES COLLECTEURS, DES ANTENNES ET DE REJET

Sur le plan d'aménagement et selon la topographie du terrain on fixe en premier lieu le rejet des eaux (oued, lac, mer…) puis trace les tronçons principaux appelés collecteurs, généralement dans les voies principales, puis on trace les antennes qui draient les voies latérales.

2.4 SUBDIVISION EN BASSINS VERSANTS

On appelle bassin versant la surface dont l'ensemble des eaux qui y tombe converge vers un même point de sortie appelé exutoire. La délimitation d'un bassin versant est déterminée en identifiant les lignes de crête et de talweg sur la carte topographique (ou plan d'aménagement sur fond topographique).

2.5 METHODES DE CALCUL DES DEBITS

2.5.1 Formule rationnelle

Cette formule est encore très largement utilisée dans plusieurs pays. Elle s'écrit comme suit :

$$\mathbf{Qp(T) = C.I\ (t_c,T).A}$$

Où :

- Qp(T) : débit de pointe de la période de retour T en (m^3/s).
- C : coefficient de ruissellement.
- I(t_c,T) : intensité moyenne de la pluie de durée égale au temps de concentration t_c et de période de retour T.
- A : surface du bassin versant en hectare (ha).

Cette méthode se base sur les principes suivants :

- ✓ Le débit maximum n'apparaît que lorsque l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration.
- ✓ Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.

- ✓ Le débit de pointe a la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

Surface du bassin versant A

Après avoir délimité les bassins versants on peut calculer la surface de chacun comme suit :

-manuellement sur le plan en la subdivisant en éléments géométriques simples ;

-par le logiciel ''autocad'' si on a un plan sur ordinateur.

Coefficient de ruissellement C

Ce coefficient dépend de plusieurs paramètres tels que le mode d'occupation du sol et le pourcentage des surfaces imperméables. Il peut être calculé selon la formule suivante :

$$C = \frac{A_{imp}}{A}$$

Où,

A_{imp} : Surface imperméabilisée (revêtue) ;

A : Surface totale du bassin versant.

A titre d'exemple, on peut citer quelques valeurs de C :

-voie revêtue, pavage : C =0,8 à 0,95 ;

-résidence : C=0,3 à 0,7

Intensité de pluviométrie I(tc,T)

C'est l'intensité moyenne maximale enregistrée sur une durée égale au temps de concentration et pour une période de retour T.

Elle peut être obtenue :

-à partir des courbes Intensité-Durée-fréquence (IDF).

- à partir de la loi de Montana **:** $\mathbf{I(t_c,T) = a.\ t_c^{\ b}}$ (mm/h)

a et b étant deux paramètres d'ajustement dits paramètres régionaux de pluviométrie. Ils sont constants pour une période de retour T donnée.

Temps de concentration t_c

C'est le temps mis par les gouttes de pluies les plus hydrauliquement éloignées pour arriver à l'exutoire du bassin versant.

La plupart des réglementations de l'assainissement urbain, décomposent le temps de concentration en deux parties :

$$t_c = t_s + t_e$$

Où :

t_s : temps de ruissellement superficiel jusqu'à une entrée dans le réseau. Il est donné par plusieurs formules empiriques.

- Formule de Terstreip : $t_s = 1{,}92\, L^{0{,}32} I^{-0{,}64} i^{-0{,}45}$
- Formule de Ragan : $t_s = 6{,}92\, L^{0{,}6} . \eta^{0{,}6} . (I.i)^{-0{,}4}$

t_s : en minute.

L : longueur d'écoulement en mètre.

I : intensité de pluie en mm/h

i : pente de l'écoulement en cm/m ou en pourcentage.

η = 0,02 en terrain en pavé et η = 0,5 en terrain gazonné

t_e : temps d'écoulement dans le réseau. Il se calcule comme suit :

Pour un collecteur de section S et de pente i homogène, la durée de parcours dans un tronçon k de longueur L_k est : $t_{ek} = \frac{L_k}{v_k}$

Où :

$v_k = C.\sqrt{R.i}$ vitesse d'écoulement dans la conduite en m/s.

R : rayon hydraulique en m.

C : coefficient de CHEZY, selon Manning-Strickler $C = K.R^{1/6}$ où K est le coefficient de Stric

kler lié à la rugosité de la canalisation.

i : pente de l'écoulement en m/m.

2.5.2 Formule de CAQUOT

Cette formule a pour expression :

$$Q_P = \left[\frac{a.\mu^b}{6(\delta+\beta)}\right] C^{\frac{1}{1-b.f}}.i^{\frac{c.b}{1-b.f}}.A^{\frac{1+b.d-\varepsilon}{1-b.f}}$$

Où,

Qp : débit de pointe exprimé en m^3/s ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : surface du bassin versant en hectare (ha) ;

i : pente moyenne du bassin versant en m/m.

Temps de concentration tc

Selon CAQUOT : $$t_c = \mu(E).i^c.A^d.Q_p^f$$

Où,

$$\mu = \mu_0 (E/2)^{0,84}$$

$$E = \frac{L}{\sqrt{A}}$$ allongement du bassin versant.

Les paramètres μ_0, c, d et f concernent le temps de concentration et sont donnés par plusieurs instructions :

Tableau 5 : Valeurs des paramètres de la formule de Caquot

Paramètres	Caquot	Instruction française	Instruction marocaine
μ_0	0,930	0,500	0,665
c	-0,363	-0,341	-0,410
d	0,366	0,510	0,521
f	-0,200	-0,290	-0,363

Coefficient d'abattement spatial de la pluie ε

Tableau 6 : Valeurs de ε de la formule de Caquot

Paramètres	Caquot	Instruction française	Instruction marocaine
ε	0,178	0,05	0,07

Coefficients β et δ

Tableau 7 : Valeurs de β et δ de la formule de Caquot

Paramètres	Caquot	Instruction française	Instruction marocaine
$\beta+\delta$	1,85	*1,1*	*1,185*

Remarque ***:*** En Tunisie, on adopte, généralement, les valeurs proposées par l'instruction française.

Pente moyenne i

La longueur L totale du parcours d'eau est constituée de tronçons successifs L_k de pentes sensiblement constante i_k .La pente moyenne i est donnée par :

$$i = \left[\frac{\sum L_k}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{i_K}}} \right]^2$$

Coefficients a et b

a et b étant deux paramètres d'ajustement dits paramètres régionaux de pluviométrie. Ils sont constants pour une période de retour T donnée.

Influence de l'allongement du bassin

La formule de Caquot suppose un allongement E=2 du bassin versant. Si E est différent de 2, les débits obtenus par la formule précédente doivent être corrigés par un coefficient m comme suit :

Tableau 8 : Valeurs de coefficient de correction en fonction d'allongement d'un bassin

E	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4	5
m	1,6	1,4	1,25	1	0,86	0,76	0,64	0,55

2.6 ASSEMBLAGE DES BASSINS

Puisque les bassins versants ne sont pas isolés les uns des autres, alors pour calculer le débit, en une section donnée, on doit faire un assembles de tous les bassins qui se trouvent en amont de celle-ci.

Soient Aj des bassins versants de caractéristiques Cj et de débits Qpj. Le bassin équivalent a pour caractéristiques :

Tableau 9 : Paramètres d'équivalence des bassins versants

Paramètre d'équivalence	$A_{éq}$	$C_{éq}$	$i_{éq}$	$E_{éq}$
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum A_j.C_j}{\sum A_j}$	$\left(\frac{\sum l_k}{\sum \frac{l_k}{i_k}}\right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum A_j.C_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum Q_{pj}.i_j}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L_j(\text{de } Q_p \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

2.7 RECOMMANDATIONS PRATIQUES

- Les conduites sont généralement des dalots de sections rectangulaires en béton armé (souvent coulés sur place). Si le débit est faible on peut utiliser des buses de diamètre intérieure 1000 mm (ϕ1000).
- Les conduites utilisées doivent être étanches et résistants au charges routières ;
- Les dalots doivent être posés sur une couche de 10 cm de béton de propreté au minimum (dosé à 150 Kg de ciment /m^3).
- La pente minimale des dalots est de 0,5%.
- La vitesse maximale ne doit pas dépasser 4 m/s ;
- Des regards de visites doivent être réalisé tous le 50 m au maximum ;
- Des regards de collecte des eaux appelés regards à grille ou regards avaloir sont implantés aux bords des chaussées et qui se déchargent dans le dalot.
- Les ouvrages annexes (station de pompage, d'épuration..) s'exécutent en dernier lieu.

2.8 PIECES A PREPARER

Le technicien est demandé d'établir le dossier suivant :

- Un rapport détaillant les données disponibles pour l'étude du projet, les caractéristiques des matériaux utilisés, les règles et les hypothèses de calcul, les logiciels utilisés… ;
- Un plan de situation à l'échelle 1/2000 ;
- Tracé en plan du réseau sur lequel figurent les regards de visite (avec numérotation et cotes tampons et files d'eau) ainsi que les regards à grille sans oublier d'indiquer le sens d'écoulement ;
- Profils en long complets aux échelles 1/1000 – 1/100 ;
- Plan définissant les différents détails de raccordement à l'échelle 1/10 à 1/25 ;
- - Tableau de dimensionnement de tous les ouvrages préconisés, y compris les aménagements à prévoir pour le prolongement des ouvrages existants ;
- Plans de coffrage et de ferraillage des ouvrages à une échelle minimale 1/50.

3. ALIMENTATION EN EAU POTABLE

3.1 INTRODUCTION

L'étude d'un projet d'alimentation en eau potable nécessite les documents suivants :

- ✓ Un plan d'aménagement de la zone à étudier (éventuellement sur un fond topographique) s'il s'agit d'une zone urbaine ;
- ✓ Un plan de situation avec levé topographique ;
- ✓ Une étude géotechnique si elle existe ;
- ✓ Les données géologiques du terrain.
- ✓ Les données relatives aux agglomérations existantes telles que population, cheptel, consommation en eau et son évolution
- ✓ Les extensions futures de la zone.

3.2 DEMARCHE D'ETUDE

- ✓ Choix du type de tracé : ramifié ou maillé ;
- ✓ Choix du type du réservoir et son emplacement ;
- ✓ Calcul des besoins en eau ;
- ✓ Calcul des débits dans les conduites ;
- ✓ Calcul des diamètres des conduites ;
- ✓ Calcul des pertes des charges ;
- ✓ Calcul des pressions et des vitesses d'eau dans les conduites ;
- ✓ Élaboration des profils en long et choix d'emplacement des ouvrages de contrôle ;
- ✓ Étude des ouvrages annexes ;
- ✓ Étude quantitative et estimative.

3.3 CHOIX DU TYPE DU RESEAU

Le choix du type du réseau dépend essentiellement de la dispersion spatiale des points à alimenter ; dans les zones rurales ou les abonnés sont dispersés on adopte le réseau ramifié. Dans les villes, on adopte le réseau maillé. Dans le cas ou les constructions sont souvent dispersées et souvent regroupées, on adopte les deux types des réseaux.

3.4 RESERVOIRS

3.4.1 Fonctions et utilités d'un réservoir

Un réservoir d'eau a pour rôles :

- assurer la disponibilité d'eau en cas de courtes pannes des ouvrages amont ;
- -rendre optimal le débit de différents équipements.

3.4.2 Capacité d'un réservoir

La capacité d'un réservoir doit être calculée (estimée) en tenant compte des variations de débit à l'entée et à la sortie ; c.à.d. d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variabilité de la demande.

On rappelle ci après la variabilité de la consommation de pointe :

De 6 h à 7 h : Qph = Qpj

De 7 h à 11 h : Qph = 3,5 Qpj

De 11 h à 16 h : Qph = 0,4 Qpj

De 16 h à 18 h : Qph = 2 Qpj

De 18 h à 22 h : Qph = 0,5 Qpj

De 22 h à 6 h : Qph = 0,125 Qpj

Capacité théorique

Exercice : calculer la capacité théorique d'un réservoir :

a)- En adduction continue

b)- En adduction nocturne (10 heures de pompage).

c)- En adduction nocturne (8 heures de pompage).

Réponse :

a) $\frac{10}{24}$ de la consommation journalière de pointe.

b) $\frac{22}{24}$ de la consommation journalière de pointe.

c) $\frac{23}{24}$ de la consommation journalière de pointe.

Capacité pratique

La capacité pratique d'un réservoir peut être estimée comme suit :

- Commune urbaine (adduction continue) : C≈50% de la consommation journalière (volume auquel on doit ajouter la réserve pour incendie).
- Commune rurale (pompage souvent seulement nocturne) :
- Localités importantes : C=1,5 de la consommation journalière (y compris réserve pour incendie).
- Petites localités :
  - possédant un groupe de secours C=1,5 de la consommation journalière
  - Ne possédant pas un groupe de secours C=2 à 2,5 de la consommation journalière

3.4.3 Emplacement d'un réservoir

En plaine, la localisation du réservoir est très libre. Celui-ci doit d'ailleurs nécessairement être surélevé (et placé de préférence au milieu). En terrain accidenté, il faut choisir un site d'altitude supérieure à celle de la maison la plus haute de 10 à 20 mètres. Le réservoir est souvent souterrain (esthétique) ou semi enterré.

3.4.4 Forme et matériaux d'un réservoir

Les réservoirs d'eau ont généralement une section en plan circulaire (parfois rectangulaire) et sont généralement en béton armé.

3.5 EVALUATION DES BESOINS EN EAU

3.5.1 Besoin spécifique

Les besoins en eau sont généralement déterminés à partir des statistiques faites sur l'agglomération à alimenter ou des agglomérations similaires. Dans le calcul on doit considérer tous les éléments consommateurs tels qu'individus, cheptels…De plus il faut tenir compte de la variation de la consommation spécifique au cours du temps (variation horaire, journalière, annuelle…).

On donne ci-dessous quelques valeurs de consommation spécifique :

- *Agglomération rurale de moins de 2000 habitants* : 125 l/j/hab (y compris l'élevage) et on peut arriver jusqu'à 200 l/j/hab si l'élevage est intense.

Si on veut effectuer une évaluation détaillée on adopte :

Besoin domestique : 60 l/j/hab ;

Élevage de type bovin : 30 l/j/tête ;

Élevage de type caprin : 5 l/j/tête ;

Arrosage des jardins : 5 à 10 l/j/m² ;

- *Zone urbaine* : de 100 à 200 125 l/j/hab selon le mode de vie des habitants

- *Besoin public* :

École, lycée, faculté : 10 l/j/élève ;

Hôpital : 100 à 300 l/j/lit ;

Abattoir : 300 l/j/tête de bétail ;

3.5.2 Pertes

Dans le calcul des besoins, il faut obligatoirement tenir compte des pertes sur le réseau (fuites). Ces pertes peuvent être estimées de la manière suivante :

25 % de la consommation journalière si le réseau est supposé bien entretenu ;

25 à 35 % de la consommation journalière si le réseau est moyennement entretenu ;

35 à 50% ou plus de la consommation journalière si le réseau est mal entretenu ;

3.5.3 Marges

Pour prévoir une évolution de la consommation, on devra tenir compte dans les projets des extensions prévues ou possible de l'agglomération, ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle. Pour éviter une insuffisance de la distribution avant 25 ans, il est bon de prévoir une marge de 20 à 30 % sur les quantités consommées.

3.5.4 Reserve pour extinction des incendies

Cette réserve est estimée à 60 m3 par heure pendant une durée de 2 heures : c'est donc un volume de 120 m3 qui doit être matériellement constitué et réservé à l'extinction des incendies.

3.5.5 Évaluation des débits en fonction du temps

Variation journalière

Au cours de l'année, la consommation moyenne présente des maximums ou des pointes journalières (en été). Cette consommation Qpj peut être calculée à partir de la consommation moyenne Qm par la la formule :

$$Qpj = Kpj\ Qm$$

Kpj s'appelle coefficient de pointe journalière, il varie de 1,5 à 2 en fonction de l'importance de l'agglomération et son mode de vie.

Variation horaire

Au cours de la journée, la consommation présente des maximums ou des pointes horaires (surtout le matin du 7 à 11 h). Cette consommation Qph peut être calculée à partir de la consommation de pointe journalière Qpj par la la formule :

Qph = Kph.Qpj

Kph s'appelle coefficient de pointe horaire, il peut être calculé à partir des heures de la concentration de la consommation ou généralement par la formule suivante :.

$$Kph = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Qpj}}$$, Qpj est exprimé en (l/s).

Formule à appliquer jusqu'à Kpj ≤ 3, soit Qpj > 10 m^3/h (sinon on prend Kpj=3)

3.6 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES

3.6.1 Calcul des pertes des charges

Pertes de charges linéaires

Ce sont celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elle peut être donnée par la formule de Nikuradse :

$$\Delta H_L = \lambda \frac{L}{D} . \frac{v^2}{2g} = 8.\lambda . \frac{L}{D^5} . \frac{Q^2}{g.\Pi^2}$$

ΔH_L perte de charge linéaire [m]

L : longueur du tronçon de conduite [m]

D : diamètre intérieur de la conduite [m]

v : vitesse du fluide (eau) dans la conduite [m/s]

Q : débit du fluide (eau) dans la conduite [m^3/s]

g : accélération de la pesanteur g=9,81m/s²

λ : coefficient de perte de charge linéaire donné par les tables des manuels ou par les constructeurs.

Selon la formule simplifiée due à Karman, Prandtl et Nikuradse :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,74 + 2\log_{10}(\frac{D}{2k_s})$$

ks étant la rugosité en service exprimé en mètre. On donne dans le tableau 1 suivant quelques valeurs de ks,

Tableau 10 : Valeurs de la rugosité en service

Nature	ks en m/m
Tube en verre	≈ 10^{-4}
Tube en acier laminé neuf	0,05
Tube en acier laminé rouillé	0,15 à 0,25
Tube en acier soudé neuf	0,03 à 0,1
Tube en acier soudé rouillé	0,4
Tube en polyéthylène	0,0001 à 0,001

Dans les projets, il faut tenir compte de l'état dans lequel sera le tuyau après un certain temps de fonctionnement (corrosion, incrustation…) ce qui augmente la rugosité et par conséquent la perte de charge. Dans les tuyaux en plastique, on pourra prendre les mêmes pertes de charges q ue dans les tuyaux lisses majorées de 10 %.

Selon Blasius, pour les tubes lisses :

$$\lambda = \frac{0,316}{R^{0,25}}$$

Ou R est le nombre des reynolds caractérisant l'écoulement : $R = \frac{v.D}{\nu}$

ν étant la viscosité cinématique du fluide.

Pertes de charges singulières

Ce sont celles qui sont occasionnées par les singularités (coude, vanne, clapet…). En régime turbulent, elles sont données par :

$$\Delta H_s = k.\frac{v^2}{2g}$$

K est le coefficient de perte de charge singulière (voir tableau 2). Dans la pratique, cette pertes de charge est prise égale à 10 à 25% de la perte de charge linéaire.

Pertes de charges totales

C'est la somme des pertes des charges linéaires et singulières :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s$$

Pertes de charges dans une conduite de distribution

Lorsqu'une conduite est utilisée pour la distribution de l'eau aux différents utilisateurs répartis le long de la voie qu'elle suit, le débit varie en fonction de l'abscisse sur cette conduite. Le calcul montre que le débit à considérer est donné par :

$$Qm=Qs + 0,54\ (Qe - Qs) = 0,54\ Qe + 0,46\ Qs$$

Qe : débit entrant au débit de la conduite

Qs : débit sortant en fin de conduite.

3.6.2 Diamètre optimal – vitesse optimal

Dans la pratique, le diamètre optimal auquel on arrive conduit à adopter une vitesse moyenne en conduite selon la formule de Bresse :

$$D_m = 1,5\sqrt{Q} \qquad \text{(Dm en mètre et Q en } m^3/s)$$

Cette formule conduit à une vitesse économique v_m=0,566 m/s, mais trop faible dans les conditions économiques actuelles. Il est assez raisonnable d'adopter un diamètre voisin des 2/3 du précédent en prenant :

$$D_m = \sqrt{Q}$$

Ce qui fait apparaitre une vitesse économique :

$$V_{éco} = 1,27\ m/s$$

Valeur qui est conforme aux conditions économiques actuelles, pour ce genre d'équipement.

L'eau est le besoin essentiel de tout être humain et surtout l'homme. C'est pour cela une grande attention doit être prise pour alimenter des agglomérations en eau potable. En effet :

- la qualité de l'eau doit répondre aux normes en vigueur,
- il faut assurer l'arrivée de cette eau avec des débits et des pressions suffisantes

L'eau est captée dans des forages profonds, semi profonds ou souvent à la surface de la terre. Elle doit être ensuite traitée pour débarrasser des éléments chimiques et physiques nuisibles à la santé. Ce traitement se fait dans des réservoirs conçus à ce but ; l'opération du transport du forage au réservoir s'appelle « adduction ». Après avoir être traitée, cette eau est pompée dans des réservoirs ou châteaux d'eau pour la donner une charge suffisante pour arriver aux différents abonnés. L'opération du transport de l'eau des réservoirs aux utilisateurs s'appelle « distribution ».

Les conduites utilisées actuellement sont en Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) de surface intérieure lisse et supportant des pressions élevées et de bonne durabilité[)].

3.7 DOSSIER A PREPARER

Le technicien est demandé d'établir le dossier suivant :

- Un rapport détaillant les données disponibles pour l'étude du projet, les caractéristiques des matériaux utilisés, les règles et les hypothèses de calcul, les logiciels utilisés… ;
- Un plan de situation à l'échelle 1/2000 ;
- Tracé en plan du réseau sur lequel figurent les regards de visite (avec numérotation), les décharges, les ventouses, les potences, les bornes fontaines ;
- Profils en long complets aux échelles 1/1000 – 1/100 ;
- Plan définissant les différents détails de raccordement à l'échelle 1/10 à 1/25 ;
- Tableau de dimensionnement de tous les ouvrages préconisés, y compris les aménagements à prévoir pour le prolongement des ouvrages existants ;
- Plans de coffrage et de ferraillage des ouvrages à une échelle minimale 1/50.

4. LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Conception et calcul des structures de bâtiment : formulaire **/** Henry Thonier **–** Paris **:** éditions Presses Ponts et Chaussées**,** 1999**. –** 295 pages **;** 17cm x 24cm

[2] L'assainissement urbain **/** J. CHAHED. **–** Tunis : ENIT, 1998.

[3] Eléments d'hydraulique**/** A. CAUVIN et H. GUERREE. **–** Paris : Edition Eyrolles, 1986.

[4] L'hydraulique urbain appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance **/** J.BONNIN. **–** Paris : Edition Eyrolles, 1977.