

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département d'hydraulique



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en : Hydraulique urbaine
Domaine : Sciences et Technologie
Filière : Hydraulique
Spécialité : Hydraulique urbaine
Thème

Dimensionnement du réseau d'AEP et d'Assainissement de la Ville de KOUMRA au Tchad

Présenté Par :

- Ibrahim Morno Abakar Arou

Devant le jury composé de :

M ^r Nehari Abdrahamane	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Président
M ^r Mohamed Benaicha	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
M ^{me} Baghli Naoual	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrante
M ^r Kouider Benmia	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Co-Encadrant

Année Universitaire 2023/2024

ملخص

في هذا العمل نقتح شبكة المياه الصالحة للشرب والصرف الصحي لمدينة كمرأ في (تشاد) المتوقعة لثلاثين عام مستقبلية. إذ نحدد أبعاد الأنابيب مع فحص جميع الظروف المناسبة لكل شبكة. تم استخدام البرنامج "ايبانات" لمحاكاة التدفقات المسؤولة في الشبكة من خزان شبه مدفون. أما بالنسبة لنظام الصرف الصحي، نستعين بسلسلة من الحساب تتمحور على أساس التدفقات ذات السطح الحر باستعمال قانون "تشيبي".
النتائج المحصل عليها مرضية وتلبي شروط التنظيف الذاتي.

الكلمات المفتاحية: كمرأ، مياه الشرب، صرف صحي، خزان، شبكة، التنظيف الذاتي.

Résumé

Dans ce travail on projette un réseau d'alimentation en eau potable et d'assainissement de la ville de **KOUMRA** au (Tchad) d'ici trente ans. Il s'agit de dimensionner les conduites et les collecteurs tout en vérifiant les conditions appropriées pour chaque réseau. Le logiciel EPANET a été utilisé pour simuler les écoulements en charge dans le réseau d'AEP constitué de quatre mailles depuis un réservoir semi enterré. Tandis que pour le réseau d'assainissement, une série de calcul basée sur la loi des écoulements à surface libre celle de CHEZY a été utilisée. Le site d'étude a été subdivisé en quatre sous bassins drainés par quatre collecteurs principaux. Les résultats obtenus sont satisfaisants et vérifient les conditions d'auto curage, sauf le collecteur quatre où il faudrait effectuer un curage manuel fréquentiel.

Mots clés : KOUMRA, AEP, Assainissement, EPANET, réservoir, réseau, auto curage.



Remerciements

Louange à ALLAH, maître de l'univers, pour toutes ses bontés, pour toute la science qu'il nous a enseigné, l'esprit qu'il nous a illuminé, pour la foi qu'il sème dans nos cœurs et pour sa miséricorde.

A notre prophète (PSL), notre exemple pour le savoir qu'il nous a apporté.

On tient à remercier vivement nos professeurs, en l'occurrence Mme BAGHLI Naoual qui m'a encadré, orienté, conseillé et soutenu tout au long de mon cursus avec beaucoup de pertinence et de patience.

Un remerciement Spécial à mon Co-encadreur Mr KOUIDER Benmia pour son soutien infini durant mon stage et aussi à Mr Benaïcha, Mme Benchekeur et tous les restes du corps enseignants de mon cursus universitaire.

Mes sincères remerciements à l'honorable jury.

Mes plus vifs remerciements s'adressent aussi à tout le cadre professoral et administratif du département d'HYDRAULIQUE.

A toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de mon travail.

Merci...



Dédicace

A Dieu la miséricorde qui donne santé, ainsi que toutes les connaissances et richesses du monde.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et ma source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que Dieu te donne une longue et heureuse vie cher Papa.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes oncles Sougour Abdelkerim, Toum Oumda, à mon cher grand frère Abakar Djeroua et Abdelkader Al-Tidjani, à mes frères Hamit, Oumar et Moubarack, à mes Sœurs bien aimés, à ma grand-mère Safia, à mes neveux Zerim, Adam et à ma Tante Hawayé.

Je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études mes aimables amis Mirness, Lotfi et collègues d'étude et à toute ma famille.

Ibrahim Morno Abakar Arou

SOMMAIRE

<i>Remerciements</i>	<i>I</i>
<i>Dédicace</i>	<i>II</i>
<i>Résumé</i>	<i>III</i>
<i>Liste des figures</i>	<i>IV</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>V</i>
<i>Liste des abréviations</i>	<i>VI</i>
<i>Introduction générale</i>	<i>I</i>

PARTIE I

Alimentation en Eau Potable

Chapitre I

Présentation de la Ville

<i>I-1) Introduction</i>	<i>3</i>
<i>I-2) Situation géographique</i>	<i>3</i>
<i>I-3) Les données géologiques et Pédologiques</i>	<i>4</i>
<i>I-4) Situation topographique</i>	<i>4</i>
<i>I-5) Hydrographie</i>	<i>4</i>
<i>I-5-1) Hydrogéologie</i>	<i>5</i>
<i>I-6) Climatologie</i>	<i>5</i>
<i>I-6-1) le climat</i>	<i>6</i>
<i>I-6-2) La température</i>	<i>6</i>
<i>I-6-3) Ensoleillement</i>	<i>7</i>
<i>I-6-4) Intensité</i>	<i>7</i>
<i>I-6-5) Pluviométrie</i>	<i>7</i>
<i>I-6-6) l'humidité relative de l'air</i>	<i>8</i>
<i>I-7) Situation hydraulique</i>	<i>8</i>

I-7-1) L'alimentation en eau potable.....	8
I-7-2) Les équipements.....	9
I-8) Système d'alimentation en eau potable.....	10
I-8-1) Présentation de la situation existante.....	10
I-8-2) Les ressources mobilisables.....	13
I-9) Conclusion.....	14

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II-1) Introduction.....	15
II-2) Etude démographique.....	15
II-3) Estimation de la population future.....	15
II-4) Consommation moyenne journalière.....	16
II-4-1) Besoins Domestiques.....	16
II-4-2) Besoins des autres équipements.....	16
II-4-3) Récapitulation des besoins en eau de la commune.....	19
II-5) Estimation du débit maximal journalier.....	20
II-6) Variation de la consommation.....	20
II-6-1) Le Coefficient de variation horaire.....	20
II-6-2) Le Coefficient de variation journalier.....	21
II-7) Le débit journalière maximal et debit de pointe ($Q_{jmax}-Q_p$).....	22
II-7-1) Le débit journalière maximal (Q_{jmax}).....	22
II-7-2) le débit de pointe (Q_p).....	22
II-8) Conclusion.....	23

Chapitre III

Calcul des Dimensions des Réservoirs de Stockage

III-1) Introduction.....	24
III-2) Le rôle du réservoir.....	24
III-3) Conditions d'implantation des réservoirs.....	24
III-4) Conditions de classification des réservoirs.....	25
III-5) Implantation du réservoir.....	25
III-6) Capacité des réservoirs.....	25
III-7) Calcul des caractéristiques des réservoirs.....	26

III-7-1) Méthode analytique.....	26
III-7-2) Méthode graphique	28
III-8) Calcul des paramètres du réservoir	29
III-8-1) Calcul de la cote du radier du réservoir.....	30
III-8-2) Calcul de la perte de charge totale	30
III-8-3) Calcul des paramètres du réservoir.....	31
III-8-4) Vérification du régime	32
III-8-5) Détermination du type de réservoir projeté	32
III-8-6) Calcul du cote du trop plein.....	33
III-8-7) Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie	33
III-9) Hygiène et Sécurité.....	33
III-10) Les équipements constituant le réservoir.....	34
III-10-1) Conduite d'adduction.....	34
III-10-2) Trop-plein.....	34
III-10-3) Conduite de vidange.....	34
III-10-4) Le robinet flotteur.....	34
III-10-5) La réserve d'incendie.....	35
III-11) Conclusion	36

Chapitre IV

Adduction

IV-1) Introduction.....	37
a. Adduction gravitaire.....	37
b. Adduction par refoulement	37
c. Adduction mixte.....	37
IV-2) Quelques notions simples sur l'adduction	37
IV-2-1) Choix du tracé	37
IV-2-2) Choix du type des conduites	38
IV-3) Etude technico-économique	39
IV-3-1) Calcul du diamètre économique de la conduite.....	39
IV-3-2) Calcul de la vitesse.....	40
IV-3-3) Le Frais d'amortissement.....	40
IV-3-4) Le Frais d'exploitation.....	41

IV-3-5) Hauteur géométrique.....	41
IV-3-6) Détermination de la hauteur manométrique HMT.....	42
IV-3-7) Puissance absorbée par la pompe.....	42
IV-3-8) Energie consommée par la pompe.....	43
IV-4) Les pompes.....	44
IV-4-1) Choix du type de pompe.....	44
IV-4-2) Le point de fonctionnement de la pompe.....	44
IV-4-3) La courbe caractéristique de la pompe (CCP).....	45
IV-4-4) La courbe caractéristique de la conduite (CCC).....	45
IV-4-5) Caractéristiques de la pompe choisie.....	46
VI-5) Conclusion.....	48

Chapitre V

Dimensionnement du réseau de distribution d'Alimentation en Eau Potable

V-1) Introduction.....	49
V-2) Classification des réseaux d'AEP.....	49
a. Le réseau ramifié.....	49
b. Le réseau maillé.....	49
c. Le réseau étagé.....	49
d. Le réseau à alimentation distincte.....	49
e. Le réseau mixte.....	50
V-3) Choix du tracé.....	50
V-4) Choix du type de tuyau.....	50
V-5) Calcul d'un réseau maillé (méthode d'HARDY CROSS).....	50
V-6) Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	51
V-6-1) Débit de point.....	51
V-6-2) Débit spécifique.....	52
V-6-3) Débit en route.....	53
V-6-4) Détermination des débits nodaux.....	53
V-6-5) Les diamètres des conduites.....	56
V-6-6) Calcul des pressions au sol.....	57
V-7) Modélisation et simulation du réseau.....	57
V-7-1) Présentation du logiciel EPANET.....	57

V-7-2) Tracer notre réseau.....	59
V-8) Conclusion.....	63

Partie II

Assainissement

Chapitre I

Généralités

I-1) Introduction.....	64
I-2) Choix du système d'assainissement.....	64
I-3) Critères influant sur le choix.....	65
I-4) Différents types des réseaux d'assainissement.....	65
I-4-1) Réseau unitaire.....	65
I-4-2) Réseau séparatif.....	66
I-4-3) Réseau pseudo séparatif.....	66
I-5) Tracé du réseau d'assainissement.....	68
I-6) Conclusion.....	69

Chapitre II

Calcul du rejet

II-1) Introduction.....	70
II-2) Traçage du réseau.....	70
II-3) Evaluation des débits des eaux pluviales.....	71
II-3-1) La méthode rationnelle.....	71
II-3-2) La méthode superficielle de Caquot.....	72
II-3-3) Choix de la méthode.....	72
II-3-4) Evaluation des différents paramètres.....	73
II-3-5) Coefficient de ruissellement.....	73
II-3-5-1) En fonction de la densité de population.....	73
II-3-5-2) En fonction des caractéristiques des zones d'influence.....	74
II-3-5-3) En fonction d'urbanisation des catégories.....	74

II-3-6) La pente.....	74
II-3-7) Calcul de la polulation pour chaque sous bassin.....	75
II-3-7-1) Calcul de la densite partielle.....	75
II-4) Evaluation des débits des eaux usées.....	77
II-4-1) Calcul du débit de pointe.....	78
III-5) Conclusion.....	81

Chapitre III

Dimensionnement du réseau d'Assainissement

III-1) Introduction.....	82
III-2) Elements constitutifs du réseau d'égout.....	82
III-2-1) Ouvrages principaux	82
III-2-1-1) Conduite en fonte.....	82
III-2-1-2) Conduite en béton non armé	82
III-2-1-3) Conduites en béton armé.....	82
III-2-1-4) Conduites en grés artificiels.....	83
III-2-1-5) Conduites en amiante ciment.....	83
III-2-1-6) Conduites en matières plastique.....	83
III-2-1-7) Conduites en PVC.....	83
III-2-2) Ouvrages annexes	84
III-2-2-1) Branchements.....	84
III-2-2-2) Fossés.....	84
III-2-2-3) Caniveaux.....	85
III-2-2-4) Bouches d'égout.....	85
III-3) Fonctionnement du réseau et conditions d'Auto-curage.....	85
III-3-1) Calcul du réseau d'assainissement.....	86
III-3-2) Dimensionnement du déversoir d'ouvrage.....	86
III-4) Conclusion.....	88
Conclusion Générale.....	89
Références Bibliographiques.....	90

LISTE DES FIGURES

<i>Figure N° (I.1) : Localisation de la carte de la commune de KOUMRA(Tchad)</i>	3
<i>Figure N° (I.2) : MTN de la zone d'étude et son réseau hydrographique</i>	5
<i>Figure N° (I.3) : Actuel château d'eau 500 m³ de Koumra (Tchad)</i>	11
<i>Figure N° (I.4) : Image illustrant l'utilisation d'une pompe à motricité humaine</i>	13
<i>Figure N° (III.1) : calcul du volume de réservoir par méthode graphique</i>	28
<i>Figure N° (III-2) : Schéma simple d'un réservoir circulaire semi-enterré</i>	35
<i>Figure N°(III.3) : Schéma simple d'un réservoir circulaire surélevé</i>	36
<i>Figure N° (IV.1) : Choix de pompe pour Bâche</i>	47
<i>Figure N° (V-1) : Paramètres du réseau</i>	52
<i>Figure N° (V-2) : les résultats hydrauliques des nœuds dans L'EPANET</i>	57
<i>Figure N° (V.3) : Réseau projeté dans (AutoCAD)</i>	59
<i>Figure N° (V.3.a) : Choisir les paramètres du réseau (les conduites et les nœuds) dans EPACAD</i>	60
<i>Figure N° (V.3.b) : Enregistrer le réseau sous forme(*.inp), EPACAD</i>	60
<i>Figure N° (V.3.c) : Importer le réseau dans l'EPANET</i>	61
<i>Figure N° (V.4) : Paramètre avant simulation</i>	62
<i>Figure N° (V.5) : Les informations des nœuds et de la tuyauterie</i>	62
<i>Figure N° (V.6) : Simulation final du réseau par EPANET</i>	63
<i>Figure N° (I.1) : Schéma explicatif d'un système unitaire</i>	66
<i>Figure N° (I.2) : Schéma explicatif d'un système séparatif</i>	66
<i>Figure N° (I.3) : Schema explicatif d'un système pseudo séparatif</i>	67
<i>Figure N°(II.1) : Délimitation des sous bassins de la zone d'étude</i>	70
<i>Figure N°(III.1) : Tracé des collecteurs principaux</i>	88

LISTES DES TABLEAUX

Partie AEP

Tableau N° (I.1) : Valeurs moyennes des températures de l'année 2021	6
Tableau N° (I.2) : Valeurs moyennes des températures de l'année 2022	6
Tableau N° (I.3) : Valeurs moyennes des températures de l'année 2023	6
Tableau N° (I.4) : Valeurs moyennes d'ensoleillement	7
Tableau N° (I.5) : Précipitations moyennes mensuelles de l'année 2021	7
Tableau N° (I.6) : Précipitations moyennes mensuelles de l'année 2022	8
Tableau N° (I.7) : Précipitations moyennes mensuelles de l'année 2023	8
Tableau N° (I.8) : Les équipements	9
Tableau N° (I.9) : Récapitulatif des caractéristiques des ouvrages de Stockage	12
Tableau N° (II.1) : Besoins domestiques	16
Tableau N° (II.2) : Consommation moyenne des équipements administratifs	17
Tableau N° (II.3) : Consommation moyenne des équipements scolaires	17
Tableau N° (II.4) : Consommations moyennes des équipements sanitaires	18
Tableau N° (II.5) : Consommations moyennes des équipements socioculturels	18
Tableau N° (II.6) : Consommation moyenne des équipements commerciaux	18
Tableau N° (II.7) : Consommation moyenne des équipements d'arrosage	19
Tableau N° (II.8) : Récapitulation des besoins en eau de la Ville de Koumra	19
Tableau N° (II.9) : Valeur de coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	21
Tableau N° (II.10) : Valeur des coefficients de variation	22
Tableau N° (II.11) : Résumé des résultats des débits	23
Tableau N° (III.1) : Calcul le volume de réservoir par la méthode analytique	27
Tableau N° (III.2) : les dimensions du réservoir	29
Tableau N° (III.3) : Calcul de la vitesse d'écoulement dans la conduite de distribution	31
Tableau N° (III.4) : calcul de la cote du radier du réservoir	32
Tableau N° (IV.1) : Calcul la vitesse d'écoulement en fonction des diamètres	40
Tableau N° (IV.2) : Calcul de l'annuité (A) de chaque diamètre de refoulement	41
Tableau N° (IV.3) : Calcul de HMT de chaque diamètre.	42
Tableau N° (IV.4) : Calcul des prix d'énergie par conduite	43
Tableau N° (IV.5) : Résultat des frais totaux.	43
Tableau N° (IV.6) : Calcul la perte de charge et HMT pour chaque diamètre	46
Tableau N° (V.1) : Calcul les débits nodaux	53
Tableau N° (V.2) : Répartition initiale des débits	54
Tableau N° (V.3) : Répartition finales des débits.	55

Partie Assainissement

<i>Tableau N° (I-1) : les avantages et les inconvénients des systèmes d'assainissement</i>	<i>67</i>
<i>Tableau N° (II.1) : Calcul des surfaces des sous-bassins</i>	<i>71</i>
<i>Tableau N° (II.2) : Conditions de validité de la méthode de CAQUOT</i>	<i>73</i>
<i>Tableau N° (II.3) : Valeurs de coefficient (C) en fonction de la densité de la population</i>	<i>73</i>
<i>Tableau N° (II.4) : Estimation du coefficient de ruissellement de chaque SB</i>	<i>75</i>
<i>Tableau N° (II.5) : Calcul des pentes moyenne pour chaque sous bassin versant</i>	<i>76</i>
<i>Tableau N° (III.6) : Calcul des débits des eaux pluviales de chaque bassin-versant</i>	<i>77</i>
<i>Tableau N° (II.7) : Evaluation des eaux usées de la population et les équipements</i>	<i>78</i>
<i>Tableau N° (II.8) : Evaluation des eaux usées d'équipements de chaque sous-bassin</i>	<i>79</i>
<i>Tableau N° (II.9) : Evaluation du débit de pointe d'eau usée</i>	<i>81</i>
<i>Tableau N° (III.1) : Calcul des paramètres hydrauliques du réseau d'assainissement</i>	<i>87</i>

LISTES DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

Partie 1 : A.E.P

INSEED : Institut National de la Statistique des Etudes Economiques et Démographiques

STE : Société Tchadienne des Eaux

DREM : Direction des ressources en Eau et de la Météorologie

RGPH : Recensement général de la population et de l'habitat

AEP : Alimentation en Eau Potable

\emptyset : Diamètre

mce : Mètre colonne d'eau

P_n : Nombre d'habitant à l'horizon.

P_0 : Nombre d'habitant de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement $t=2,19\%$

n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

$Q_{j\text{moy}}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j .

N : Nombre de consommation.

D : Dotation moyenne en $l/j/hab$.

$Q_{j\text{max}}$: Débit journalier maximale.

K_j : Coefficient de la variation journalière, il prend les valeurs (K_j varie entre 1,1 et 1,3).

K_h : Coefficient de la variation horaire maximal (tableau russe).

α_{max} : Varie entre 1,2 et 1,4.

β_{max} : Coefficient tenant du nombre d'habitant.

$Q_{j\text{max}}$: Débit majoré.

Q_c : Débit de consommation avant la majoration.

$\Delta V_{\text{max}} (+)$: L'excès lors des différentes heures de la journée.

$\Delta V_{\text{max}} (-)$: Déficit lors des différentes heures de la journée.

$V_{R.\text{inc}}$: Volume réservé à l'incendie estimé à 150 (m^3).

V_t : Volume total du réservoir en (m^3).

C_r : Cote du radier du réservoir (m)

C_{tn} : Cote du sol du point le plus défavorable (m)

H : Pression imposée exprimée en (m) : elle est en fonction du nombre des étages $H=10+4*n$

Q_{sp} : Le débit spécifique.

Q_p : Le débit de pointe.

H_{wi} : Perte de charge à l'intérieur d'immeuble égal à 3m.

P_s : Hauteur d'eau supplémentaire ou bien la pression minimale au niveau de l'orifice du puisard le plus élevé estimé à entre (3/5) m soit 4 m.

H_{we} : Perte de charge linéaire de la conduite de distribution

Q_r : Le débit de route.

L_i : Longueur du tronçon.

Q_n : Débit nœudal.

ϵ_0 : La rugosité absolue = 10^{-4} mm

α : Coefficient de vieillissement = 0,03 mm/an

σ : Viscosité cinématique (stocks) (1 stocks = $10^{-4}m^2/s$)

t : Température de l'eau prise égale à 22 °C

Partie 2 : Assainissement

$T=I/F$

F : La fréquence

T : Durée de l'averse ou periode

b : Exposant climatique.

$U(F)$: Variable réduit de GAUSSE égale à 1,28 dans la fréquence décennale.

Q : Débit des eaux pluviales à évacuer.

C : Coefficient de ruissellement.

I : L'intensité de la pluie en (l/s/ha).

A : Surface du bassin (ha).

K : Coefficient de répartition de la pluie.

A_i : Surface de sous bassin.

I : Pente en (m/m)

$Q(F)$: Débit de pointe de la fréquence des eaux pluviales.

F_{imp} : Surface imperméable.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement total pondéré.

Le maintien de la qualité de l'eau de la source jusqu'au robinet est une préoccupation majeure de tous les traitants et distributeurs d'eau potable. Chaque développement d'une région dans les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie quotidienne, ainsi que dans l'industrie, l'agriculture et l'élevage, il faut que l'eau soit disponible en qualité et en quantité suffisante.

De ce fait, l'homme est responsable de maîtriser la science relative à cette denrée.

Depuis l'indépendance jusqu'à nos jours, le TCHAD se trouve en face d'un sérieux problème et d'une situation délicate, à savoir le manque d'eau potable qui nécessite de grands efforts de l'État pour remédier à ce déficit.^[1]

C'est dans cette optique que s'articule le sujet de ce mémoire de fin d'études qui est composé de deux parties : la première est dédiée à l'Alimentation en Eau Potable quant à la deuxième à l'assainissement de la ville de **KOUMRA** (Tchad). Cette étude s'intéresse plus particulièrement aux dimensionnements des réseaux d'AEP et d'assainissement.

Dans le premier chapitre, on a présenté la zone d'étude qui est la ville de KOUMRA (Tchad). Il s'agit de lister les différentes caractéristiques telles que la situation géographique, géologique, la situation topographique, hydrographique, climatologique et hydraulique.

Le deuxième chapitre s'intéresse à l'évaluation des besoins en eau d'ici 30 ans. Le but est donc de calculer les débits journaliers moyens, maximal et de pointe en se basant sur les données des agglomérations, socioculturels et autres.

Le troisième chapitre fait l'objet du calcul du réservoir de stockage. Nous présentons ainsi les deux méthodes utilisées à savoir analytique et graphique. Après, le choix et le type du réservoir sont justifiés.

Le quatrième chapitre s'intéresse au calcul de la conduite de refoulement. C'est la partie adduction qui lie la station de pompage avec le réservoir. On parle du choix de la conduite de refoulement ainsi que la pompe qui assure le refoulement en toute sécurité.^[2]

Dans le cinquième chapitre, on passe au calcul des conduites constituant le réseau ramifié. Le traçage du réseau donne un aperçu sur le nombre des nœuds ainsi que la longueur totale du réseau. En se basant sur le débit de pointe et en se servant du logiciel **EPANET**, on dimensionne les conduites tout en vérifiant à la fois la vitesse d'écoulement acceptable entre 0,5 et 1,5 m/s et aussi la pression adéquate inférieure à 40 mce soit 4 bar.

Introduction générale

La deuxième partie qui concerne l'étude d'assainissement est structurée comme suit :

Dans le premier chapitre, on donne un aperçu général sur l'assainissement. Nous présentons ainsi les différentes caractéristiques telles que le choix du système.

Le deuxième chapitre s'intéresse au calcul des débits des eaux usées et pluviales. En se basant sur un taux de rejet égal à 80% des eaux de consommation et en utilisant la méthode superficielle de Caquot tout en découpant notre zone en quatre sous bassins versants artificiels.

Dans le dernier chapitre, on dimensionne les collecteurs principaux en se basant sur les débits des eaux usées et des eaux pluviales mais surtout en tenant compte des débits transités caractérisant la nature d'ensembles des collecteurs.

Partie I

Alimentation en Eau Potable

Chapitre I
Présentation de la
Ville Koumra

I-1) Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons la zone d'étude. Il s'agit de la ville de Koumra (Tchad).

On évoque ainsi la situation géographique, géologique et pédologique, topographique, hydrologique, hydrographique, pluviométrique, climatologique et hydraulique.

I-2) Situation géographique

Située au Centre Sud du pays, à environ 720 Km au Sud de N'Djamena, la ville de Koumra a une superficie est de 50 Km². Elle est l'une des villes les plus importantes et les plus peuplées du Tchad de, par le nombre d'habitants et est le chef-lieu de la région du Mandoul et du département du Mandoul Oriental. La ville est connue pour avoir été un poste militaire à l'époque coloniale. Elle est frontalière au nord par la région de Tandjilé, au sud par Ouham-Pendé (République centrafricaine), à l'Est par la région de Mandoul, et à l'Ouest par la région de Logone Occidental.^[3]

Ses coordonnées géographiques sont : 8°91' Nord, 17°55' Est : [référence-WGS1984] internationale (Voir figure ci-dessous la localisation de la carte Ville Koumra).

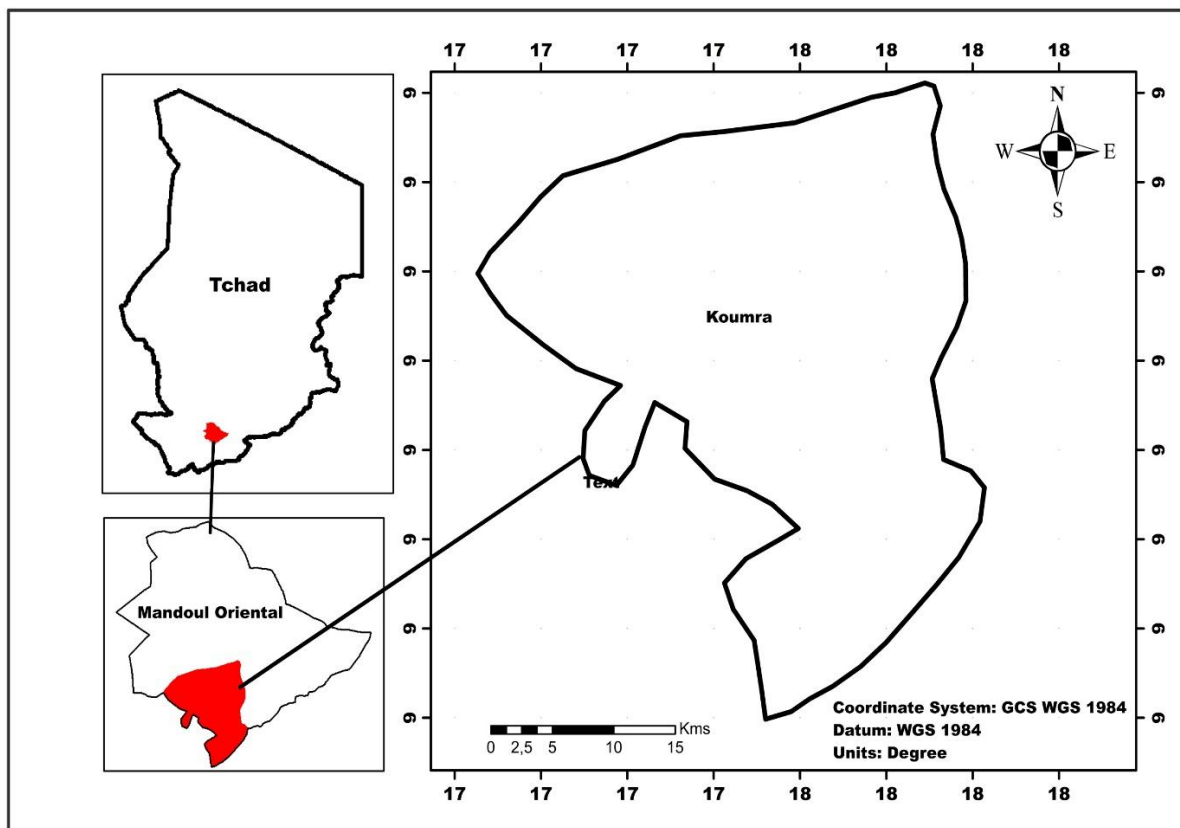


Figure N° (1.1) : Localisation de la carte de Koumra (Source logiciel global mapper).

I-3) Les données géologiques et pédologiques

L'aspect géologique de la ville de Koumra montre les formations affluentes constituées de roches précambriennes en bordure du bassin et de formations crétacées et tertiaires (continental terminal ou CT et pliocène), sous formes de plateaux. Le recouvrement alluvial est quaternaire. Les dépôts secondaires (crétacés) sont bien développés dans les fossés tectoniques.

Du point de vue pédologique, la région accueille principalement trois types de sols caractéristiques de la zone soudanienne : sols hydro morphes recouverts d'alluvions, des sols ferrallitiques lessivés et des sols rouges qui sont des sols sableux en profondeur, couverts d'une cuirasse latéritique en particulier sur les parties supérieures.

I-4) Situation topographique

Dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable, la topographie joue un rôle important vue la circulation des eaux qui se fait généralement sous pression. Les pentes longitudinales respectives y sont à peu près de : 0,35 et 0,25 pour 1000. De ce fait, la ville a un site peu accidenté mais d'une manière générale plat et facilement constructible.

I-5) Hydrographie

La Ville de Koumra est parcourue par des cours d'eau qui prennent leurs sources dans la région de Mandoul, de la République centrafricaine et du Cameroun. Certains cours d'eau sont globalement de type non permanent et endoréique, dont la durée des écoulements dépend de la variabilité de la pluviométrie, et d'autres sont permanents. Le cours d'eau le plus important est la pendé qui est une rivière d'Afrique centrale qui prend sa source au Nord-ouest de la République centrafricaine (préfecture d'Ouham-Pendé) et termine son cours en république du Tchad (préfecture du Logone Oriental). C'est un affluent du Logone en rive droite, donc un sous-affluent du Chari. Cette rivière est permanente.

La ville dispose aussi de cours d'eau pleins et débordants, provoquant ainsi des dommages environnementaux non négligeables. Les plaines et les mares gorgées d'eau ont obligé certains occupants à abandonner leurs villages. Cela a été observé dans les régions de Koumra, Doba et Moyen Chari. Les maisons périphériques de la ville de Koumra se sont écroulées à cause des inondations pluviales. Nombreux sont les dégâts causés par des inondations.^[4]

Dans la figure qui suit donne une idée sur la méthode numérique du terrain (MTN) et son réseau hydrographique (voir figure ci-dessous)

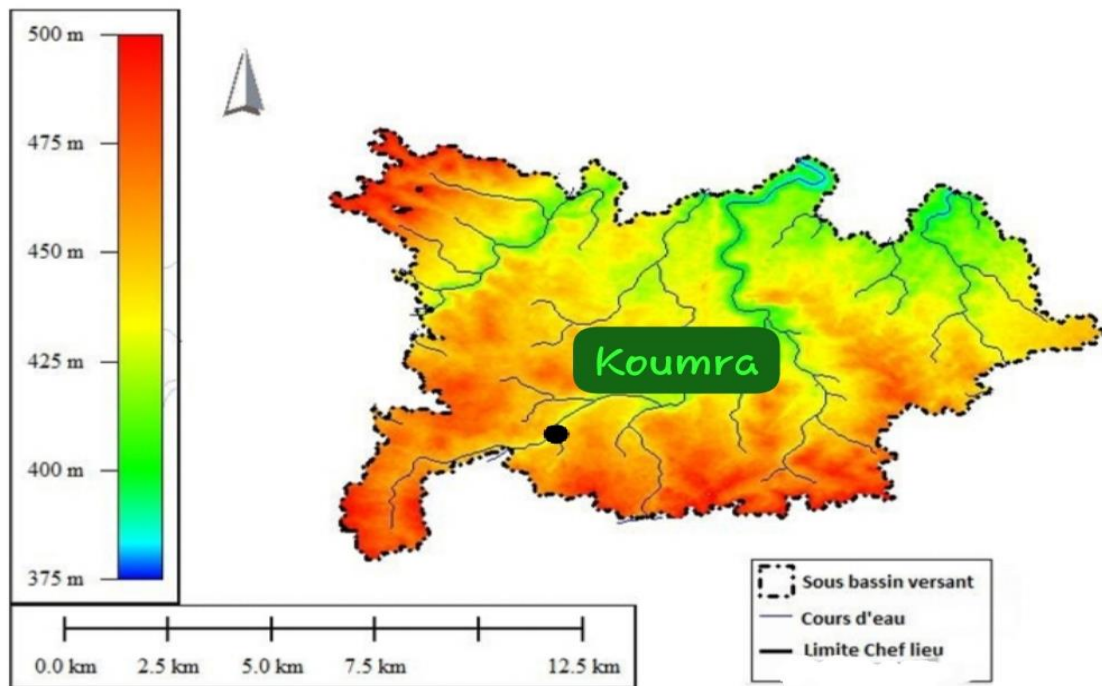


Figure N° (I.2) : MNT de la zone d'étude et son réseau hydrographique (Source global mapper)

I-5.1) Hydrogéologie

L'hydrogéologie de cette région, essentiellement d'origine sédimentaire, est caractérisée par une nappe souterraine quasi généralisée dont le niveau du plan d'eau et le débit varient en fonction de la topographie et des horizons captés (Source DREM, 2024).

- DREM (Direction des ressources en eau et de la météorologie).

Sans parler de sa qualité, la ville de Koumra dispose des ressources en eau souterraines assez importantes qui semblent suffisantes pour L'AEP. Ainsi, l'accès à l'eau potable reste un problème permanent (STE, 2024).

- STE (Société Tchadienne des eaux).

I-6) Climatologie

Les données climatologiques sont très importantes pour un projet d'AEP, elles nous aident à se renseigner sur la pluviométrie, la température, le taux d'humidité de l'air... etc.

I-6-1) Le climat : Le climat du Tchad est désertique dans le Nord, tandis que semi-désertique dans le centre et tropical avec une forte saison des pluies dans le Sud.

La Région du Mandoul présente un climat de transition entre soudano-sahélien et soudano-guinéen caractérisé par une pluviométrie moyenne variant entre 800 et plus de 1100 mm (Département de Mandoul Oriental) et une température comprise entre 14°C et 40°C.

I-6-2) La température : La ville de Koumra connaît un climat identique à l'instar du Sud du pays. Dans la journée, il fait chaud, mais la nuit est fraîche. Cette ville bénéficie d'un climat tropical. En hiver, les précipitations y sont plus faibles qu'en été. Le mois le plus sec est celui de Janvier avec seulement 0 mm. Les précipitations record sont enregistrées en Août. Elles sont de 286,4 mm en moyenne. En moyenne la température à Koumra est de 27,4°C (Source DREM, 2024).

Tableau N° (1.1) : Valeurs des températures minimales et maximales de l'année 2021 (Source DREM, 2024) ^[5]

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp. Min (°C)	15.6	16	22.6	25	24.4	23.2	21.6	22.1	19.8	21.6	19.4	16.6
Temp. Max (°C)	37.2	36.5	37.6	36.7	34.3	34.1	32.4	31.2	32	33	36	35.5

Tableau N° (1.2) : Valeurs des températures minimales et maximales de l'année 2022 ^[5]

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp. Min (°C)	16	17	24.6	25.3	24.3	22	21.4	24	20.5	22	19.2	15.7
Temp. Max (°C)	37.3	36.9	38.9	37.5	35.3	32.7	30.4	28	32.7	33	35.9	36.4

Tableau N° (1.3) : Valeurs des températures minimales et maximales de l'année 2023 ^[5]

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
------	-------	------	------	-------	-----	------	---------	------	-------	------	------	------

Temp. Min (°C)	16.5	22	24.2	22.6	24.1	23.5	23	22	19.2	23	16	15
Temp. Max (°C)	37	33.8	38.9	39	40	36.6	25	21.5	22	25	15.2	16

I-6-3) Ensoleillement : Dans le Sud, l'ensoleillement en saison sèche diminue plus que le reste du pays et pendant une période plus longue, ainsi les heures de soleil tombent à 6/7 par jour, de juin en septembre.

Tableau N° (1.4) : Valeurs moyennes d'ensoleillement (DREM, 2024) ^[5].

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Soleil (Heures)	8	8	9	8	9	6	7	6	6	7	8	9

I-6-4) Intensité : Les chutes de précipitations interviennent pendant la période d'été généralement avec un taux un peu élevé au mois d'Août et parfois sous forme d'averse (DREM, 2024).

I-6-5) Pluviométrie : Dans cette ville les pluies sont abondantes et bien réparties dans presque toutes les zones. La Région est caractérisée par une saison des pluies d'une durée de 5 à 6 mois (compris entre mai et octobre) et d'une saison sèche d'une durée de 6 à 7 mois. Aucun arrêt long de pluie n'a été signalé. Les hauteurs des précipitations se situent entre 1000 mm et 1350 mm par an, comme à Koumra, où elles approchent les 1100 mm par mois ; les premières averses se produisent en avril, et les précipitations dépassent les 200 mm par mois de juillet en septembre. Voici les précipitations moyennes des trois dernières années consécutives, la précipitation moyenne est de 1056 mm (Source DREM, 2024).

Tableau N° (I.5) : Précipitation moyennes mensuelles 2021 (Source DREM, 2024) ^[5].

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Préc. (mm)	0	0	12.5	30	82.1	194.5	210.6	226.8	199.3	114.5	5.1	0	1075.4
Jour	0	0	4	5	9	14	16	21	15	9	2	0	95

Tableau N°(I.6) : Précipitation moyennes mensuelles 2022^[5]

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Préc. (mm)	0	0	25.1	42.2	135.8	90	245.5	280.3	220.6	13	0	0	1052.5
Jour	0	0	2	6	12	15	19	23	14	7	1	0	99

Tableau N°(I.7) : Précipitation moyennes mensuelles 2023^[5]

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Préc. (mm)	0	0	11.6	28.3	65.2	175.7	232.8	291.2	180	53.6	9.2	0	1047.6
Jour	0	0	2	5	12	15	22	25	7	4	0	0	92

I-6-6) L'humidité relative de l'air

Les variations de l'humidité relative de l'air sont fondamentalement conditionnées par les variations de la température et par la nature des masses d'air locales. C'est-à-dire plus la température augmente l'humidité diminue au fur et à mesure et la zone devient plus chaude même pendant la saison pluvieuse. Il y a un effet direct avec la température dans cette zone.

I-7) Situation hydraulique**I-7-1) L'alimentation en eau potable**

Au Tchad, l'alimentation en eau potable des centres urbains est assurée à partir des eaux souterraines. Comme dans la ville de Koumra, la seule ressource en eau destinées à L'AEP est souterraine. Plus de la moitié des populations de cette ville sont privées d'eau à cause de manque des moyens financiers et parfois de la mauvaise gestion de ses ressources. Ainsi, la ville a besoin d'un renforcement de ses capacités pour résoudre le problème de coupures d'eau, car les forages qu'elle dispose sont insuffisants.

I-7-2) Les équipements

Pour les équipements qui sont concentrés dans l'agglomération chef-lieu, la ville dispose de la grille suivante :

Tableau N°(I.8) : Les équipements^[6]

Les équipements	Nombre
STE	01
Marchés	02
Centre sanitaire	03
École primaire	06
Mosquées	03
Siège D'APC (INSEED)	01
Poste (banque)	02
Gardes municipaux	01
Garde nomades	01
Commissariat de Police	01
Gendarmerie	01
C.E.M	02
Lycée	03
Crèche	01
École de l'administration pénitentiaire	01
Polyclinique	02
Centre culturel	01
Jardin publique	01
Station-service	02
Boulangeries	02
Boutiques	03
Cafétérias	03
Restaurants	03

Stades	01
Salle omnisport	01
Bibliothèque	01

I-8) Système d'alimentation en eau potable

I-8-1) Présentation de la situation existante

✓ - Le réseau de Koumra

Le système d'AEP de la ville de Koumra a été construit depuis les années 1988.

Ce système d'AEP est constitué essentiellement de :

- La ressource : eau souterraine
- De l'adduction
- Du traitement
- De stockage
- De la distribution

✓ - Ressource en eau

Le système d'AEP de Koumra est alimenté à partir des eaux souterraines en raison de sa qualité qui se rapproche de celle des eaux de consommation et qui nécessite une simple chloration (Source STE, 2024).

Ces nappes souterraines sont exploitées à partir de forages. Depuis presque 35 ans, la ville exploitait les deux forages réalisés en **1998** et **1996** sur des fonds de la coopération allemande. L'association, qui a repris l'exploitation en fin **1996**, a réhabilité le forage qui alimentait une station pastorale.

✓ - Le traitement

La station de pompage a été initialement équipée d'un système classique de chloration de type Dosatron avec une cuve de **200 litres**. Ce système est aujourd'hui en panne, la pompe d'injection ayant été démontrée. L'emplacement actuel du point d'injection du chlore ne permet plus le traitement de toutes les eaux brutes.

✓ - Le Stockage

D'après les informations recueillies au niveau de la STE, la capacité totale des ouvrages de stockage existants, situés au niveau du centre urbain de Koumra est environ **500 m³** :

- Un château d'eau de capacité **500 m³** d'une hauteur de 12 m sous cuve, un réseau de 13 km comprenant 10 bornes fontaines et 100 branchements privés connectés, deux générateurs de 125 Kva et deux forages F1 et F2 équipés des pompes qui donnent respectivement 28 m³ et 84 m³ des débits exploitables par heure. (Voir figure ci-dessous image du château d'eau de 500 m³ de Stockade Ville Koumra ; Source STE,2024).



Figure N° (I.3) : Actuel château d'eau 500 m³ de Koumra (Source STE, 2024).

Tableau N°(1.9) : Récapitulatif des caractéristiques des ouvrages de Stockage ^[7]

Emplacement des réservoirs	Nature de réservoir	Capacité (m ³)	Etat
Centre-Ville	Surélevé	500	Bon
Zone Nord-Est	Surélevé	2×250	Assez bon

✓ - Distribution

La ville disposait une longueur totale de son réseau de distribution d'environ **7500 m** (source STE). Les diamètres nominaux varient entre Ø90 et Ø160 mm en PVC. La plus grande partie de ce réseau de distribution est de diamètre Ø90 mm. La distribution d'eau se faisait à partir de 10 bornes fontaines (13 bornes fontaines ordinaires et 4 de type kiosque). Pour notre projet, le mode de distribution est gravitaire à partir d'un château surélevé. La ville est desservie actuellement à partir d'un réservoir de **500 m³** d'un système de production des deux forages **F1** et **F2**. D'après les informations recueillies au niveau de la Société Tchadienne des eaux (STE) de la Ville de KOUMRA, actuellement le réseau n'arrive pas à satisfaire les besoins en eau potable du Centre urbain. Car beaucoup des anciens et des nouveaux quartiers privés d'eau à cause de mal gestion et aussi manque des moyens financiers. Jusqu'à l'heure actuelle, les habitants de cette Ville utilisent les pompes à motricité humaine (PMH) pour se servir et d'autres continuent encore à puiser de l'eau (de puits traditionnels). Voir figure ci-dessous.



Figure N° (I.4) : Image illustrant l'utilisation d'une pompe à motricité humaine (Source INSEED, 2024).

- INSEED (Institut National de la Statistique, des Etudes Economiques et Démographiques).
- ✓ - **Les adducteurs :**

Le Centre urbain de KOUMRA était alimenté par les deux forages **F1** et **F2** à partir d'une conduite de refoulement en PVC, de diamètre **200 mm**.

Cette conduite aboutit à un château d'eau d'un réservoir de **500 m³**.

I-8-2) Les ressources mobilisables

La ressource mobilisée pour l'alimentation en eau potable de la Ville de KOUMRA est constituée essentiellement des eaux souterraines. La zone d'étude possède d'énormes ressources en eaux que ça soit superficielles ou souterraines. Mais, ces ressources sont peu exploitées (ressources souterraines). Quant aux ressources superficielles, dans toutes les régions du Tchad, cette ressource n'est jamais exploitée pour AEP à cause du manque de traitement adéquat. Ces ressources superficielles sont exposées à toute sorte de pollution et la plupart sont destinées à l'abreuvements des niveaux^[8].

I-9) Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons fait la présentation générale de la ville de Koumra et nous a permis en évidence, de reconnaître tout ce qui est actuel, soit sur les réseaux d'adductions, de distributions et les réservoirs. Tous les besoins futurs en eaux de cette ville seront calculés dans le deuxième chapitre.

Chapitre II

Estimation des

Besoins en Eau

II-1) Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée de dotation pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre (Source INSEED, 2024).

L'étude présente, se base sur le recensement de l'Institut National de la Statistique des Etudes Economiques et Démographiques (INSEED), les orientations du plan d'urbanisation et les équipements^[9].

II-2) Etude démographique

La population de la ville de Koumra (Tchad) s'élève à **42355** habitants d'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2023.

II-3) Estimation de la population future

En 2023, la population de la commune de Koumra était de 42355 habitants. (Source I.N.S.E.E.D).

Étant donné que la commune est en pleine extension, nous travaillons pour un horizon 2053.

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

Avec :

- **P_n** : Nombre de population à l'horizon prévu (**2053**) ;
- **P₀** : Nombre de population de base ou de l'année de référence (**2023**) ;
- **n** : Nombre d'année séparant l'horizon de calcul et de l'année de référence (**30**) ;
- **T** : Le taux d'accroissement annuel de la population en (%) ;

Le taux d'accroissement national est de **2.19%** (Source RGPH, 2022).

- RGPH (recensement général de la population et de l'habitat).

II-4) Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière d'une agglomération consiste à calculer les besoins en eau potable des populations et des équipements qui existent ainsi que ceux projetés. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{\text{Jmoy}} = \frac{(N \times D)}{1000}$$

Avec :

- ❖ Q_{Jmoy} : Consommation moyenne journalière en (m³/j)
- ❖ N : nombre de consommation.
- ❖ D : dotation moyenne en (l/j/hab.)

II-4-1) Besoins domestiques

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 80 à 100 l/j/hab. et de 150 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations (proprement aux Villes du Tchad et c'est liée par rapport au nombre d'habitants).

Pour notre projet et d'après l'I.N.S.E.E.D, et comme c'est une grande agglomération, les besoins en eau seront estimés sur la base de la dotation de 150 l/j/hab.

Tableau N° (II.1) : Besoins domestiques

Horizons	Dotation (l/j/hab.)	Nombre D'habitants	Besoins Journaliers Moyens(m ³ /j)
2023	150	42355	6353.25
2053	150	81125	12168.75

II-4-2) Besoins des autres équipements

Les équipements sont projetés sur la base du nombre d'habitants, ainsi que pour satisfaire les besoins quotidiens dans tous les domaines.

Les tableaux suivants regroupent les différents consommateurs

Tableau N° (II.2) : Consommation moyenne des équipements administratifs^[10]

Équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
STE	Employés	35	15	0.496
Siège INSEED	Employés	40	15	0.55
Police	Employés	48	15	0.8
2 Postes (banques)	Employés	36	15	0.54
Garde municipale	Agents	46	15	0.715
Gendarmerie	Agents	63	15	0.85
Garde nomade	Agents	39	15	0.465
Total				4.416

Tableau N° (II.3) : Consommations moyennes des équipements scolaires^[10]

Équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/hab.))	Q _{moyj} (m ³ /j)
École de l'administration pénitentiaire	Étudiants	1003	15	24
École primaire 1	Élèves	504	15	7.5
Ecole primaire 2	Élèves	600	15	8.25
École primaire 3	Élèves	400	15	7
École primaire 4	Élèves	655	15	9.6
École primaire 5	Élèves	322	15	5.5
École primaire 6	Élèves	545	15	6.35
C.E.M 1	Élèves	680	15	8.32
C.E.M 2	Élèves	700	15	6.43
2 Lycées	Élèves	1825	15	28.86
Crèche	Enfants	70	15	0.90
Total				112.71

Tableau N° (II.4) : Consommations moyennes des équipements sanitaires^[10].

Équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
2 polycliniques	Patients	660	20	16
3 centres de santés	Patients	1900	20	40
Total				56

Tableau N° (II.5) : Consommations moyennes des équipements socio-culturels^[10]

Équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Mosquée 01	Fidèles	2500	20	42
Mosquée 02	Fidèles	4700	20	85
Mosquée 03	Fidèles	2600	20	60
Centre culturel	Adhérents	222	15	4.5
Salle omnisport	M ²	1600	5	7.7
Stade	Visiteurs	17000	3	36.5
Total				235.7

!:

Tableau N°(II.6) : Consommation moyenne des équipements commerciaux^[10]

Équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Boulangeries	Unités	20	500	10
Station-service	Unités	2	10000	20
Restaurants	Repas	1500	30	45
Marchés	m ²	3000	5	15
Boucheries	Unités	5	50	0.25

Cafés	Clients	1500	10	15
Boutiques	m ²	2500	3	7.5
Total				112.75

Tableau N°(II.7) : Consommation moyenne des équipements d’arrosage^[10]

Équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Jardin publique	m ²	1900	5	9.5
Total				9.5

II-4-3) Récapitulation des besoins en eau de la commune

Les besoins totaux en eau de Koumra sont présentés par le tableau suivant :

Tableau N° (II.8) : Récapitulation des besoins en eau de la ville de Koumra^[10]

Catégorie des besoins	Q _{moyj} (m ³ /j)	Année
Sanitaires	56	
Commerciaux	112.75	
Administratifs	4.416	
Domestiques	6353.25	2023
	12168.75	2053
Scolaires	112.71	
Socio-culturels	235.7	
Arrosage	9.5	
Total	6884.326	2023
	12699.826	2053

II-5) Estimation du débit maximal journalier

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{Jmax} = Q_{Jmoy} \times K_{maxj}$$

Avec :

- Q_{maxj} : débit maximum journalier
- Q_{moyj} : débit moyen journalier
- K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière en tenant compte des gaspillages, des pertes et des erreurs d'estimations.
 - La valeur de K_{maxj} varie entre **1.1** et **1.3**. Pour notre cas on prend $K_{maxj}=1.1$ pour les besoins domestiques, par contre pour les autres besoins on prend $K_{maxj}=1$

II-6) Variation de la consommation

En raison de l'irrégularité de la consommation d'eau, le débit demandé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations.

En tenant compte de ces variations on a deux types de débit : le débit de pointe et le débit maximum journalier qui sont obtenus par introduction de coefficients appelés coefficients d'irrégularité.

Ces coefficients sont :

II-6-1) Le Coefficient de variation horaire

La valeur de K_h varie en fonction des coefficients α_{max} et β_{max} . La relation suivante nous permet de déterminer ce coefficient :

$$K_h = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Où :

K_h : Coefficient d'irrégularité horaire.

α_{max} : Coefficient qui dépend de la nature de l'équipement, du régime de travail et d'autres conditions locales. Généralement α_{max} (1.2-1.4) on prend $\alpha_{max}=1.2$.

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, ses valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N° (II.9) : Valeur de coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants (Source RGPH, 2022).

Nombre d'habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000		100000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15		1.1

- Calcule de β_{\max} :

La population est de **90406** habitants (pour 2058) donc comprise entre 50000 et 100000 habitants.

On a :

$$\frac{50000-100000}{50000} = \frac{1.15-1.1}{1.15-\beta_{\max}}$$

Après une interpolation : $\beta_{\max} \approx 1.13$

II-6-2) Le Coefficient de variation journalier

Selon les jours de la semaine, la valeur maximale remarquée au week-end et les jours fériés qui est :

$$K_j = \frac{Q_{j\max}}{Q_{j\text{moy}}} \quad \text{Varie entre 1.1 et 1.3 on prend } K_j = 1.1 \text{ (Pour le cas des petites}$$

agglomérations et c'est pour les besoins domestiques là où on remarque une irrégularité dans la consommation dans les jours de la semaine. En revanche, pour les autres besoins (administratifs, socioculturels et autres) on prend $K_{\max,j} = 1$ puisque la variation journalière n'est pas remarquable)^[11].

Les différents coefficients de variation sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° (II.10) : Valeurs des coefficients de variation^[11]

Les besoins	Domestiques	Autres besoins
Coefficient de variation journalier K_j	1.1	1
Coefficient de variation horaire K_h	1.356	1.356
Coefficient de pointe K_p	1.7	1.356

II-7) Le débit journalier maximal et débit de pointe ($Q_{J\ MAX}$ & Q_p)**II-7-1) Le débit journalier maximal (Q_{jmax})**

On obtient la valeur de Q_{jmax} , par la formule suivante :

$$Q_{jmax} = Q_{jmoy} \times K_j$$

On a obtenu la valeur de Q_p , par la formule suivante :

II-7-2) Le débit de Point (Q_p)

$$Q_p = Q_{jmax} \times K_p$$

Après avoir déterminé les valeurs des coefficients de variation, les différents débits résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° (II.11) : Résumé des résultats des débits^[11].

Types des besoins	Q _{moy j}		K _J	Q _{max.j}		K _P	Q _{pointe}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
Domestiques	12168.75	141	1.1	13385.625	154.926	1.7	22755.562	263.374
Sanitaires	56	0.648	1	56	0.648	1.356	75.936	0.878
Administratifs	4.416	0.051	1	4.416	0.051	1.356	5.988	0.069
Commerciaux	112.75	1.305	1	112.75	1.305	1.356	152.889	1.769
Scolaires	112.71	1.304	1	112.71	1.304	1.356	152.834	1.768
Arrosages	9.5	0.110	1	9.5	0.110	1.356	12.882	0.149
Socio-Culturels	235.7	2.728	1	235.7	2.728	1.356	319.609	3.699
Total	12699.826	147.146		13916.701	161.072		23475.7	271.706

II-8) Conclusion

Dans ce deuxième chapitre on a fait l'étude d'adduction pour un long terme (30 ans) et on a obtenu les résultats suivants :

Un débit de pointe $Q_p=271.706$ l/s avec lequel on dimensionne le réseau de distribution et un débit maximal journalier $Q_{jmax}= 161.072$ l/s avec lequel on dimensionne le réservoir pour le stockage de l'eau dans le chapitre trois.

Chapitre III

Calcul des Dimensions des Réservoirs de Stockage

III-1) Introduction

Le réservoir sert à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Il permet essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production (du forage vers le stockage) et la phase de consommation (du stockage à la distribution)^[12].

III-2) Le rôle du réservoir

Les rôles du réservoir sont :

- ✓ Assurer la régulation du débit entre la demande et l'apport.
- ✓ Permettre le stockage de l'eau qui vient de l'adduction pour assurer un apport d'eau constant.
- ✓ Équilibrer les deux régimes d'adduction et de distribution, il permet pendant les heures de faible consommation le stockage de l'eau dû à la différence des débits entre adduction et distribution.
- ✓ Permettre l'alimentation des consommateurs pendant la panne de courant.
- ✓ Maintenir une réserve d'eau pour l'incendie.
- ✓ Assurer aux heures de pointe le débit nécessaire.
- ✓ Maintenir l'eau à l'abri de la pollution.
- ✓ Préserver l'eau contre les variations de température (Source STE, 2024).

III-3) Les conditions d'implantation des réservoirs

L'implantation d'un réservoir doit tenir compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissements et d'exploitations et il faut tenir compte des facteurs suivants :

- ✓ Le point le plus éloigné à alimenter.
- ✓ Le point le plus bas à alimenter.
- ✓ L'altitude la plus élevée à alimenter.
- ✓ Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.
- ✓ Le réservoir plus près des utilisateurs.

En terrain accidenté les conditions vont changer :

- ✓ Éviter les réservoirs surélevés.
- ✓ Choisir un site de côte dépassant celles des maisons les plus hautes d'une valeur de **10 à 20m**.

- ✓ On choisit généralement un réservoir enterré pour des raisons esthétiques sinon on choisit le semi-enterré pour des raisons économiques.

III-4) Les conditions de classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon :

- ❖ Les matériaux qui les constituent :
 - Réservoir en béton armé.
 - Réservoir en métallique.
 - Réservoir en maçonnerie.

- ❖ Selon la forme de la cuve :
 - Réservoir Carré.
 - Réservoir Rectangulaire.
 - Réservoir Circulaire.
 - Réservoir Quelconque.

- ❖ Selon la situation des lieux (emplacement) :
 - Réservoir enterré.
 - Réservoir semi-enterré.
 - Réservoir surélevé.

III-5) Implantation du réservoir

Avant de choisir le site du réservoir, il faut bien prendre en considération les conditions suivantes :

- Un bon terrain de construction.
- Un endroit haut et qui domine l'agglomération (si c'est possible).

III-6) Capacité des réservoirs

Le volume d'eau à stocker peut-être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter. Dans le cas d'un seul réservoir, et en absence d'interconnexion avec d'autres systèmes d'adduction/distribution, le réservoir doit être compartimenté pour assurer la continuité de la distribution en cas de vidange pour le nettoyage, la réparation ou pour toute autre raison.

III-7) Calcul des caractéristiques des réservoirs

Le calcul du volume d'eau se fait à partir des débits entrants et des débits sortants pendant les différentes heures de journées. Les calculs sont abordés selon :

- ✓ **La méthode analytique** qui tient compte des débits d'apports et des débits de départ en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimé à **150 m³**.
- ✓ **La méthode graphique** qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

III-7-1) Méthode analytique

Elle est basée essentiellement sur les coefficients horaires (**C_h**), ces derniers sont en fonction des heures de jour ainsi que le nombre de population^[13].

Le volume du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_T = |\Delta V_{\max (+)}| + |\Delta V_{\max (-)}| + V_{R \text{ inc}} \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

- ⇒ **V_T** : volume total du réservoir en (m³)
- ⇒ **ΔV_{max (+)}** : l'excès lors des différentes heures de la journée
- ⇒ **ΔV_{max (-)}** : Déficit lors des différentes heures de la journée
- ⇒ **V_{R inc}** : volume réservé à l'incendie estimé à **150 m³**

Cette méthode est basée sur les coefficients horaires (**C_h**), ces derniers sont en fonction des heures de la journée et le nombre de la population. Afin d'obtenir ces paramètres ; on trace le tableau ci-dessous :

Tableau N° (III.1) : Calcul le volume de réservoir par la méthode analytique^[13]

Heures $\Delta h=1h$	Ch %	Volume partiel (m ³ /h)		Volume cumulé (m ³ /h)		Différence	
		Q . Δt	Q .Ah . 0.24	V _{apport}	V _{consommé}	$\Delta V(+)$	$\Delta V(-)$
0-1	1.5	229.46	79.9912	219.42	78.9912	140.4288	
1-2	1.5	229.46	79.9912	438.84	157.9824	280.8576	
2-3	1.5	229.46	79.9912	658.26	236.9736	421.2864	
3-4	1.5	229.46	79.9912	877.68	315.9648	561.7152	
4-5	2.5	229.46	131.652	1097.1	447.6168	649.4832	
5-6	3.5	229.46	184.3128	1316.52	631.9296	754.624	
6-7	4.5	229.46	236.9736	1535.94	868.9032	667.0368	
7-8	5.5	229.46	289.6344	1755.36	1158.5376	596.8224	
8-9	6.25	229.46	329.13	1974.78	1487.6676	487.1124	
9-10	6.25	229.46	329.13	2194.2	1816.7976	377.4024	
10-11	6.25	229.46	329.13	2413.62	2145.9276	267.6924	
11-12	5	229.46	263.304	2633.04	2409.2316	223.8084	
12-13	5	229.46	263.304	2852.46	2672.5356	179.9244	
13-14	5	229.46	263.304	3071.88	2935.8396	136.0404	
14-15	5.5	229.46	289.6344	3291.3	3225.474	65.826	
15-16	6	229.46	315.9648	3510.72	3541.4388		-30.7188
16-17	6	229.46	315.9648	3730.14	3857.4036		-127.2636
17-18	5.5	229.46	289.6344	3949.56	4147.038		-197.478
18-19	5.00	229.46	263.304	4168.98	4410.342		-241.362
19-20	4.5	229.46	236.9736	4388.4	4647.3156		-305.228
20-21	4	229.46	210.6432	4607.82	4857.9588		-250.1388
21-22	3	229.46	157.9824	4827.24	5015.9412		-188.7012
22-23	2	229.46	105.3216	5046.66	5121.2628		-74.6028
23-24	1.5	229.46	78.9912	5266.08	5200.254	65.826	

Donc d'après le tableau ci-dessus le volume total du réservoir prévu est :

$$V_t = 754.624 + 305.228 + 150 = 1209.852 \text{ m}^3.$$

Soit $V_t = 1250 \text{ m}^3$.

III-7-2) Méthode graphique

A partir du tableau ci-dessus ; on représente graphiquement les valeurs du volume d'apport et du volume consommé sur le graphe.

La capacité du réservoir représente la somme des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

En réservant toujours la même formule :

$$V_T = |\Delta V_{\max (+)}| + |\Delta V_{\max (-)}| + V_{R \text{ inc}} (\text{m}^3)$$

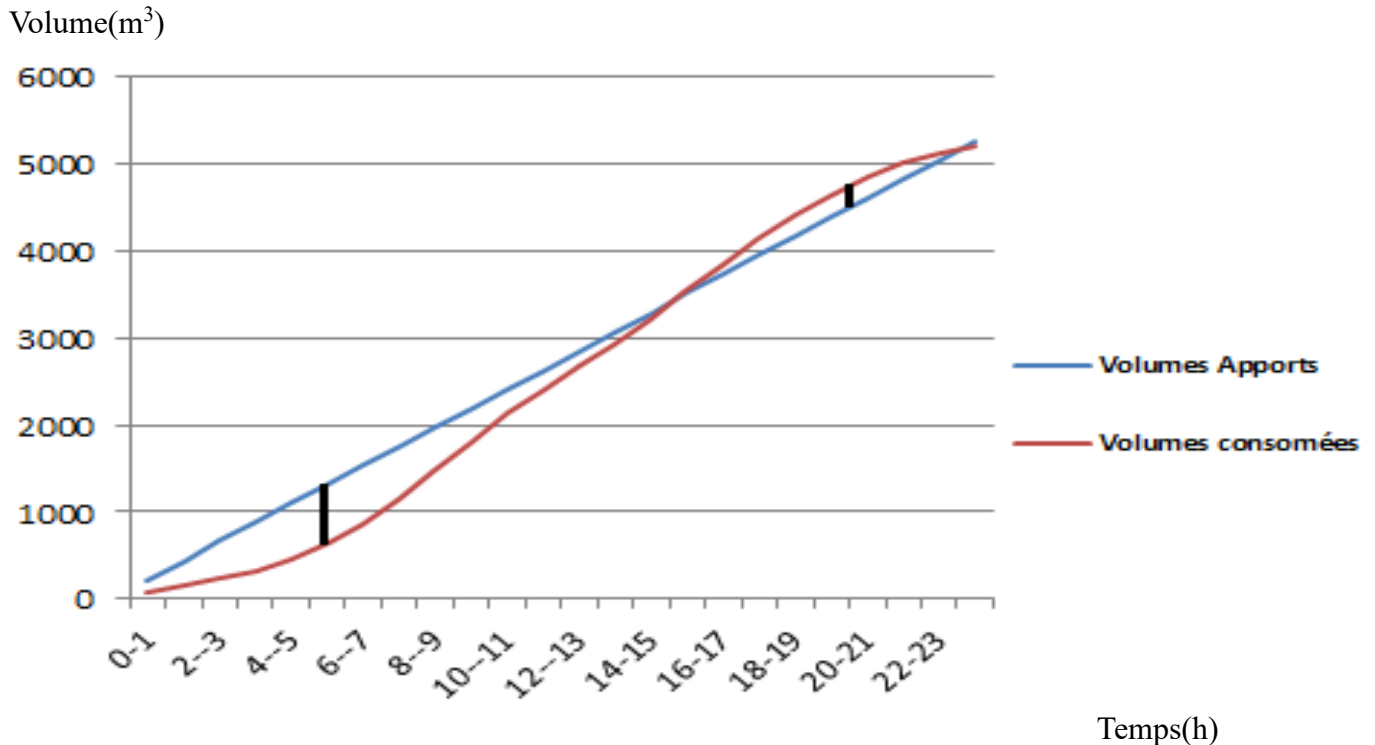


Figure N° (III.1) : calcul du volume de réservoir par méthode graphique.

Du graphe ci-dessus on a :

Calcul du volume de réservoir par la méthode graphique.

$$\Delta V_{\max (+)} = 1250 - 550 = 700 \text{ m}^3.$$

$$\Delta V_{\max (-)} = 4500 - 4100 = 400 \text{ m}^3.$$

$$V_R = 700 + 400 + 150 = 1250 \text{ m}^3.$$

$$\text{Soit : } V_R = 1250 \text{ m}^3. \quad |$$

Par interpolation :

$$\Delta V_{\max (+)} = \frac{1250 - 500}{1250 - 550} = \frac{754.624 - 496}{754.624 - \Delta V_{\max (+)}} \rightarrow \Delta V_{\max (+)} = 882.56 \text{ m}^3.$$

$$\Delta V_{\max (-)} = \frac{4400 - 4100}{4300 - 4000} = \frac{305.228 - 200}{305.228 - \Delta V_{\max (-)}} \rightarrow \Delta V_{\max (-)} = 232.1225 \text{ m}^3.$$

$$V_R = 882.56 + 232.1225 + 150 = 1264.6825 \text{ m}^3.$$

$$\text{Soit : } V_R = 1250 \text{ m}^3.$$

III-8) Calcul des paramètres du réservoir

Le réservoir qu'on a choisi est de forme circulaire avec une hauteur d'eau égale à **5 m**.

En appliquant la formule suivante on aura le tableau ci-dessous :

$$V = S \times H_{\text{eau}}$$

Tableau N° (III.2) : les dimensions du réservoir

Volume (m ³)	Hauteur d'eau (m)	Surface (m ²)	Rayon (m)
1250	5	220	8

III-8-1) Calcul de la cote du radier du réservoir

La cote du radier du réservoir doit être calculée de telle façon qu'elle ne cause pas des pressions fortes aux côtes basses et des faibles pressions aux côtes hautes ; elle est déterminée par l'expression suivante :

$$C_r = C_{tn} + H + H_{wi} + P_s + H_{we}$$

Avec :

* C_r : Cote du radier du réservoir (m).

* C_{tn} : cote du sol du point le plus défavorable (m) = **438m**

* H : Pression imposée exprimée en (m) : elle est fonction du nombre des étages.

Avec : $H = R + (4 \times 3)$; $H = 10 + (4 \times 3) = \mathbf{22m}$

* H_{wi} : Perte de charge à l'intérieur de l'immeuble égale à **3 m**.

* P_s : Hauteur d'eau supplémentaire ou bien la pression minimale au niveau de l'orifice du puisard le plus élevé estimé entre (3 ÷ 5) m on prend **4 m**.

* H_{we} : perte de charge linéaire de la conduite de distribution avec :

$$H_{we} = J \times L.$$

III-8-2) Calcul de la perte de charge totale

On a :

$$\Delta H_T = \Delta H_{\text{linéaire}} + \Delta H_{\text{singulière}}$$

Avec :

$$\Delta H_{\text{linéaire}} = \left(\frac{\lambda \times L}{D} \right) \times \left(\frac{V^2}{2g} \right).$$

$$\Delta H_{\text{singulière}} = \frac{K \times V^2}{2g} = (10 \% \div 15 \%). \Delta H_{\text{linéaire}}.$$

$$\text{Alors : } \Delta H_T = \Delta H_{\text{linéaire}} + 0.15 \Delta H_{\text{linéaire}} = 1.15 \Delta H_{\text{linéaire}}.$$

$$\Delta H_T = 1.15 \times \left(\frac{\lambda \times L}{D} \right) \times \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

$$\lambda = f(\varepsilon, N_R).$$

Avec : ε = la rugosité calculer par la formule : $\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha t$.

$$\varepsilon_0 = \text{la rugosité absolue} = 10^{-4} \text{ mm}.$$

$$\alpha = \text{coefficient de vieillissement} = 0.03 \text{ mm/an. (30ans).}$$

$$t = \text{les années (30 ans).}$$

$$\text{Donc : } \varepsilon = 10^{-4} + 0.03 \times 30 = 0.9001 \approx 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}.$$

$$*/ N_R = \text{nombre de REYNOLDS calculé par la formule : } N_R = \frac{V \times D}{\partial}.$$

$$\partial = \text{la viscosité cinématique (stocks) : (1 stocks} = 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{s}).$$

NB : Température de l'eau prise égale à 22 °C.

III-8-3) Calcul des paramètres du réservoir

On prend la vitesse normalisée égale à 1 m/s avec un débit véhiculé (le débit de pointe)

$$Q_p = 271.706 \text{ l/s} = 0.272 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{On applique la formule : } Q = S \times V = \left(\frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \right) \times V.$$

Et on trace le tableau suivant :

Tableau N° (III.3) : Calcul de la vitesse d'écoulement dans la conduite de distribution

$Q_p(m^3/s)$	$V (m/s)$	$S (m^2)$	$\varnothing (m)$	$\varnothing \text{ nor} (mm)$	$Vr(m/s)$
0.272	1	0.0952	0.350	400	0.757

III-8-4) Vérification du régime

On utilise le nombre de REYNOLDS pour indiquer la nature du régime. Et pour déterminer ce nombre il faut calculer δ :

$$\text{Avec : } \delta = \frac{0.0178}{1+0.00337.t + 0.000294 .t^2}$$

Après les calculs on obtient $\delta = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

$$\text{Donc : } N_R = \frac{0.757 \times 0.4}{10^{-6}} = 302800 > 2000 \text{ donc c'est un régime turbulent.}$$

Pour cette raison on utilise le Diagramme de Moody pour obtenir λ .

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{1}{400} = 0.0025$$

$$N_R = 3.02 \times 10^5$$

On trouve : $\lambda = 0.027$

$$\text{Donc : } j = \left(\frac{\lambda}{D}\right) \times \left(\frac{V^2}{2g}\right) = \left(\frac{0.027}{0.4}\right) \left(\frac{0.757^2}{2 \cdot 9.81}\right) = 0,00197 \text{ m/m}$$

$$\text{Où : } H_{we} = 0,00197 \times 1188 \times 1.15 = 2.70 \text{ m.}$$

Tableau N° (III.4) : calcul de la cote du radier du réservoir

$C_n (m)$	$H (m)$	$H_{wi} (m)$	$Ps (m)$	$H_{we} (h)$	$C_r(h)$
438	22	3	4	2.70	470

III-8-5) Détermination du type de réservoir projeté

Pour connaître le type de réservoir projeté, il suffit d'appliquer l'expression suivante :

$$H_{ch} = C_r - C_m.$$

C_r : cote de radier = 470m.

C_m : cote d'implantation = 464m.

Alors : $H_{ch} = 470 - 464 = 6\text{m}$.

On remarque que $H_{ch} = 6\text{ m} > 0$ donc notre réservoir projeté est de **type surélevé**.

III-8-6) Calcul du cote du trop-plein

Elle est exprimée sous la forme : $C_{tp} = C_r + H_{d'eau} + H_c$.

Avec :

C_r : cote de radier = 470m.

$H_{d'eau}$: hauteur d'eau du réservoir = 5 m.

H_c : hauteur de chute d'eau = 0.5 m.

Donc :

$$C_{tp} = 470 + 5 + 0.5 = 475.5\text{m}$$

$$C_{tp} = 475\text{m}.$$

III-8-7) Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie

On a $V_{R.inc} = 150\text{ m}^3$ avec un $\varnothing = 17\text{m}$

$$V = h_{inc} \times S \Rightarrow h_{inc} = \frac{V}{S} = \frac{150 \times 4}{\pi \times 17^2} = 0.660\text{ m} = 66\text{ cm}$$

III-9) Hygiène et sécurité

Il faut savoir que l'eau de consommation doit répondre à la norme de potabilité pour cela le réservoir doit avoir les caractères suivants :

- Il doit être recouvert mais aéré
- Éviter la stagnation d'eau
- Les parois doivent être étanches

Pour cette raison on suit les procédures suivantes :

- ✓ Examiner éventuellement l'état des parois
- ✓ Entretien périodique
- ✓ Désignation à l'aide des produits chlorés.

III-10) Les équipements constituant le réservoir

III-10-1) Conduite d'adduction

Afin de favoriser l'Oxygénation de l'eau et éviter que le réservoir se vide par siphonage en cas d'accident sur la conduite de refoulement, l'arrivée d'eau dans le réservoir s'effectue par surverse en chute libre^[14].

III-10-2) Trop-plein

Un trop-plein est un système permettant la régulation, par débordement, du niveau de l'eau d'un réservoir ou d'un récipient. Il consiste à éviter un remplissage excessif pouvant causer des dommages supérieurs à ceux éventuellement acceptés par un débordement contrôlé.

III-10-3) Conduite de vidange

Elle sert au nettoyage ainsi que pour toute réparation ; elle comportera un robinet vanne. La conduite de vidange part au point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein.

III-10-4) Le robinet flotteur

Le robinet flotteur est un appareil de robinetterie dont la particularité est de pouvoir s'ouvrir ou se fermer en fonction du niveau d'élévation de l'eau. D'autre façon il obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint.

III-10-5) La réserve d'incendie

Lorsque le niveau d'eau baisse et atteint h_{inc} , l'écoulement d'eau dans la conduite de distribution s'arrête grâce à l'introduction d'air par l'évent placé sur la conduite de distribution.

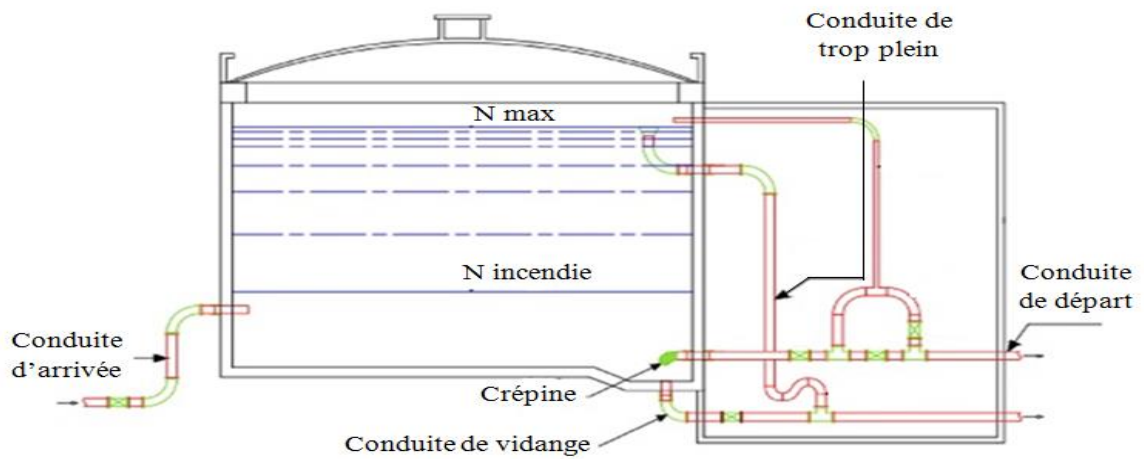


Figure N° (III.2) : Schéma simple d'un réservoir circulaire semi-enterré^[14]

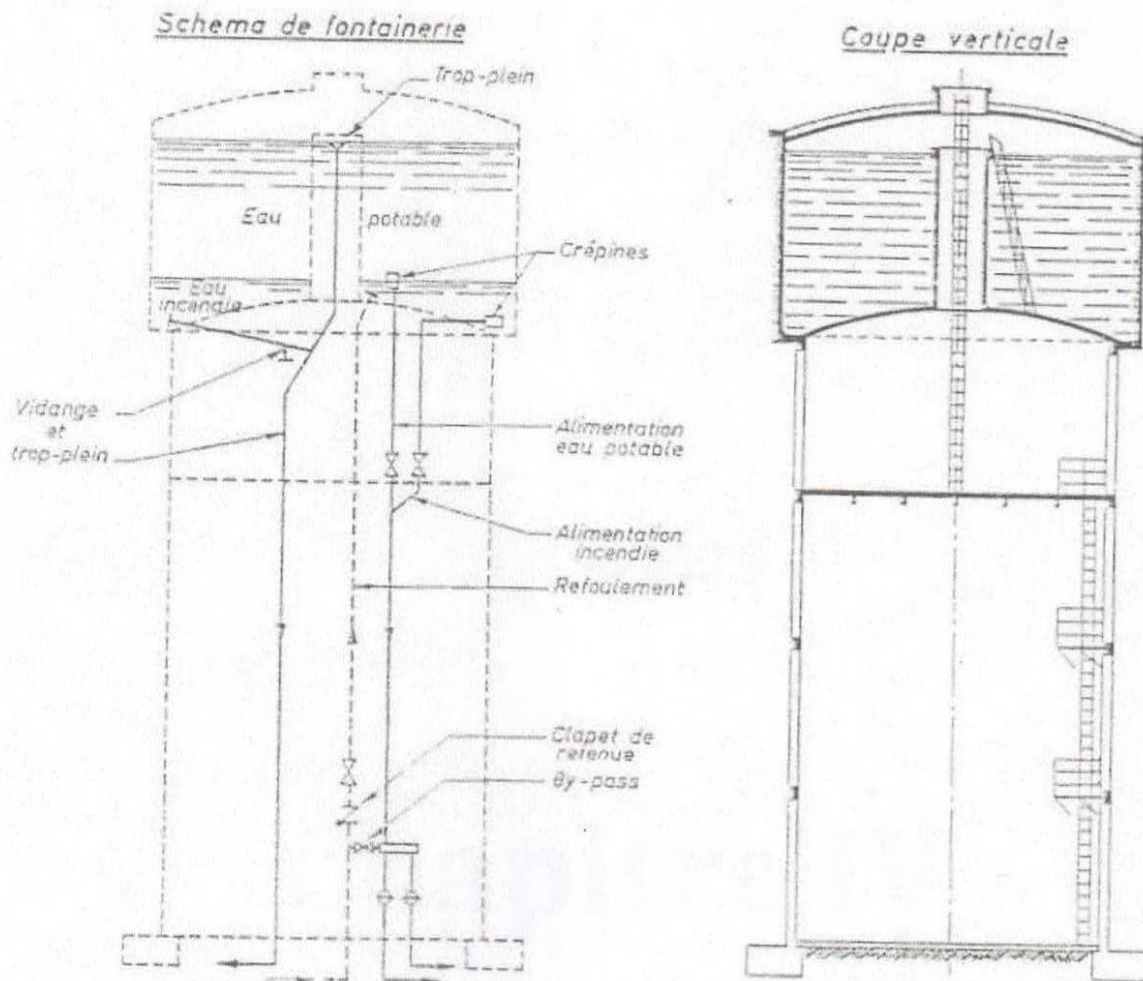


Figure N° (III.3) : Schéma simple d'un réservoir circulaire surélevé^[14].

III-11) Conclusion

Dans ce troisième chapitre, on a fait l'étude d'un réservoir de stockage par les méthodes analytique et graphique et on a prévenu que notre futur réservoir est un réservoir circulaire de type surélevé avec une capacité de **1250 m³** et un diamètre de **17 m** et une hauteur d'eau de **5 m**.

Maintenant, on fait le dimensionnement de la conduite qui fait le transfert de l'eau de la source vers le réservoir de Stockage appelée adduction dans le chapitre quatre.

Chapitre IV

Adduction

IV-1) Introduction

L'adduction désigne l'ensemble des techniques permettant le transporter d'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, soit par refoulement, gravitaire ou mixte^[15].

Rappels théoriques :

a. Adduction gravitaire

L'écoulement de l'eau est dû à la différence des niveaux hydrauliques, l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom.

b. Adduction par refoulement

Où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

c. Adduction mixte

C'est la combinaison entre les deux types précédents.

IV-2) Quelques notions simples sur l'adduction

IV-2-1) Choix du tracé

Le choix du tracé s'effectue en respectant le mieux possible les conditions suivantes :

- Choix d'un profil en long aussi régulier que possible afin de réduire les frais d'amortissement.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport du matériel.
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).

IV-2-2) Choix du type des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels :

- Le diamètre ;
- La pression supportée ;
- Les conditions d'installation ;
- Le type de sol ;
- Le revêtement ;
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique)

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- La disponibilité ;
- La durée de vie ;
- Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite :

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des avantages qu'elles présentent :

- Durée de vie importante ;
- Facilité de pose ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Faible conductivité thermique ;
- Coefficient de rugosité très faible ;
- Résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars) ;
- Résistance aux attaques chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique).

Note : dans notre projet on va ne mettre que la Bâche pour alimenter notre futur réservoir (1250m³).

IV-3) Etude technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmentent avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet ? Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

IV-3-1) Calcul du diamètre économique de la conduite

La conduite d'adduction sera calculée en fonction du débit pompé. En situation future soit un débit de **38 l/s**. Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

BONNIN : $\varnothing_{eco} = \sqrt{Q_p}$
Formule de BRESS : $\varnothing_{eco} = 1.5\sqrt{Q_p}$

Avec :

\varnothing : Diamètre de la conduite (m).

Q_p : Débit transitant dans la conduite (m³/s).

Formule de BONNIN :

Donc :

$$\varnothing_{eco} = \sqrt{(38 \times 10^{-3})} = \mathbf{0.194m} = \mathbf{194mm}.$$

Après la normalisation on aura $\varnothing_{eco} = \mathbf{200 mm}$.

Formule de BRESS :

Donc :

$$\varnothing_{\text{eco}} = 1.5 \sqrt{(38 \times 10^{-3})} = \mathbf{0,292m = 292mm.}$$

Après la normalisation on aura $\varnothing_{\text{eco}} = \mathbf{315mm.}$

IV-3-2) Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi \times \varnothing^2}$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite.

Tableau N° (IV.1) : Calcul la vitesse d'écoulement en fonction des diamètres

Bâche	Diamètre (mm)	200	250	315
	Vitesse (m/s)	1,21	0,77	0.5

IV-3-3) Le Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = \frac{T}{(1+T)^n - 1}$$

Avec :

- A : amortissement annuel de la conduite ;
- T : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;

- n : durée d'exploitation de la conduite = 30 ans ;

Donc :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{30} - 1} = 0.0088 \text{ FCFA (Devisé Tchad)}$$

Et sur cette base on va calculer les prix des conduites qui sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau N° (IV.2) : Calculs de l'annuité (A) de chaque diamètre de refoulement^[15].

	Diamètre (mm)	Prix de m.l (FCFA)	L (m)	Prix total (DA)	Anuité (DA)
Bâche	200	10000	7500	21709.575	1910.442
	250	15000		33453.600	2943.916
	315	20000		54202.275	4769.800

IV-3-4) Le Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E.P$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation (FCFA) ;
- E : Energie totale dépensée par la pompe (kw) ;
- P : prix du Kwh = 375 (FCFA/kwh) (source d'information SNE) ;

IV-3-5) Hauteur géométrique

On peut calculer la hauteur géométrique par la formule suivante :

$$H_{\text{géo}} = C_{\text{tp}} - C_{\text{sp}}$$

C_{tp} : côte trop plein = 475 m.

C_{sp} : côte de la station de pompage 466 m.

$$H_{\text{géo}} = 475 - 466 = 9\text{m.}$$

En utilisant l'abaque de **Colebrook** et par interpolation on aura :

$$\left. \begin{array}{l} j = R \times q^2 \\ \\ j = 'R \times q'^2 \end{array} \right\} \rightarrow \frac{j}{j'} = \left(\frac{q}{q'} \right)^2 \rightarrow j = j' \times \frac{q^2}{q'^2}.$$

IV-3-6) Détermination de la hauteur manométrique HMT

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement.

$$HMT = H_{\text{géo}} + J$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique ;
- J: Perte de charge totale ;
- $H_{\text{géo}}$: Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

Tableau N° (IV.3) : Calcul de HMT de chaque diamètre^[15].

Bâche	Diamètre	J	Longueur	J = j × L	HMT
	(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)
	200	0.00708	7500	53.1	62.1
	250	0.00232		17.4	26.4
315	0.000936	7.02		16.02	

IV-3-7) Puissance absorbée par la pompe

La puissance de la pompe est donnée par la formule :

$$P = \frac{Q \cdot g \cdot H}{n} \quad (\text{KWh})$$

Avec :

- $g = 9.81$ m/s² est la gravité.
- Q = le débit à refouler (m³/h)
- n = le rendement de la pompe **70 %**.
- H = HMT (hauteur manométrique totale (m)).

IV-3-8) Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P. t \times 365$$

Avec :

- E : Energie totale dépensée par la pompe (kwh) ;
- P : puissance absorbée (kw) ;
- t : Temps de fonctionnement des pompes **t =24 heures**.

Tableau N° (IV.4) : Calcul des prix d'énergie par conduite^[15]

Bâche	Ø (mm)	HMT (m)	Puissance (KWH)	Energie annuelle	Prix à 400 (FCFA/KWH)
	200	62.1	33.07	289693.2	50275525
	250	26.4	14.06	123165.6	23273556
	315	16.02	8.53	74722.8	12446885

Tableau N° (IV.5) : Résultat des frais totaux^[15]

Bâche	Ø (mm)	Amortissement	Exploitation	Total
	200	1910.442	131839376	131858474
	250	2943.916	560526656	560821055
	315	4769.800	34006345	34054047

Donc le diamètre obtenu par-rapport au frais minimal est :

Pour : La Bâche : $\varnothing = 315 \text{ mm}$ avec vitesse de 0.5 m/s .

IV-4) les pompes

Les pompes sont des machines hydrauliques qui aspirent un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus haute pression ; par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe, est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

IV-4-1) Choix du type de pompe

Les paramètres agissant sur le choix d'une pompe sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation de l'eau.
- Le rendement de la pompe doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum du mètre cube d'eau à élever.
- Le type de la pompe.

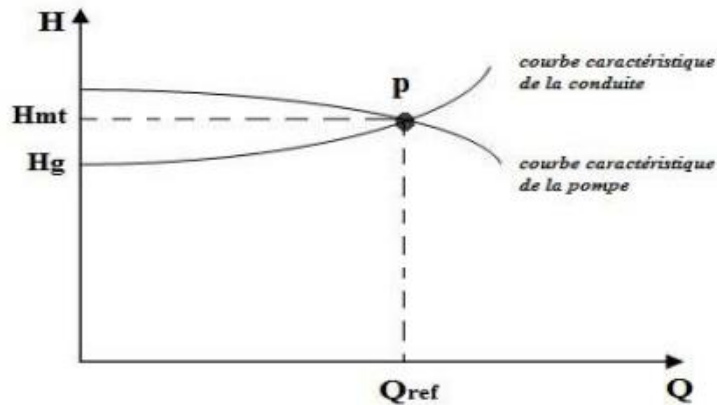
Au niveau des forages, on choisira les groupes électropompes immergés pour les avantages suivants :

- Amorçage automatique.
- Rendement élevé.
- Fiabilité.
- Entretien nul.

IV-4-2) Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement de la pompe est donné par le couple $Q(H)$ auquel la pompe va opérer une fois insérée dans le système. Le calcul du point de fonctionnement permet d'éviter la perte de temps due au montage d'une pompe inappropriée.

Il est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (CCP) et la courbe caractéristique de la conduite (CCC).



IV-4-3) La courbe caractéristique de la pompe (CCP)

Pour employer une pompe centrifuge d'une manière optimale, il faut connaître ses courbes caractéristiques qui illustrent entre autres la variation de la hauteur manométrique et de rendement en fonction du débit.

- C'est la courbe qui exprime les variations de différentes hauteurs de relèvement en fonction des débits refoulés dans un système de coordonnées $Q(H)$.
- La fonction $Q(H)$ est parabolique selon l'équation $H=R.Q^2$

IV-4-4) La courbe caractéristique de la conduite (CCC)

Elle est tracée en donnant des valeurs supérieures inférieures par rapport au débit fixé. Nous calculons les pertes de charge pour déterminer leur hauteur manométrique totale, et on trace la courbe en utilisant les coordonnées suivantes :

- Pour forage (F1) : $H_g=9\text{ m}$ et $L=7500\text{ m}$

À partir des hauteurs manométriques on trace la courbe caractéristique de la conduite.

Pour refouler un débit de 38 l/s on a besoin d'une bache de reprise qui sera calculée. Cette station de pompage sera prévue à côté d'une bache de reprise.

Tableau N° (IV.6) : Calcul la perte de charge et HMT pour chaque diamètre^[15]

Φ (mm)	q (l/s)	q' (l/s)	j' (m/m)	j (m/m)	V (m/s)	L	J _L	J _t	HMT
315 mm	5.5	7.06	0.000044	0.000027	0.07	7500	0.2025	0.232875	9.23
	11	10.6	0.000091	0.000098	0.14		0.735	0.84525	9.85
	16.5	17.6	0.00023	0.00020	0.21		1.5	1.725	10.73
	22	21.2	0.00032	0.00034	0.28		2.55	2.9325	11.93
	27.5	28.2	0.00054	0.00051	0.35		3.825	4.39875	13.39
	33	35.3	0.00082	0.00076	0.42		5.7	6.555	15.56
	38	38.8	0.00098	0.00095	0.5		7.125	8.19375	17.19
	44	45.9	0.00133	0.00122	0.56		9.15	10.5225	19.52
	49.5	49.4	0.00153	0.00154	0.64		11.55	13.2825	22.28
	55	56.5	0.00197	0.00186	0.71		13.95	16.0425	25.04

IV-4-5) Caractéristiques de la pompe choisie

Après le traçage des courbes caractéristiques et en se servant du catalogue des pompes centrifuges fournies on opte pour les deux pompes suivantes :

La	NOLH 100-315
Bâche	

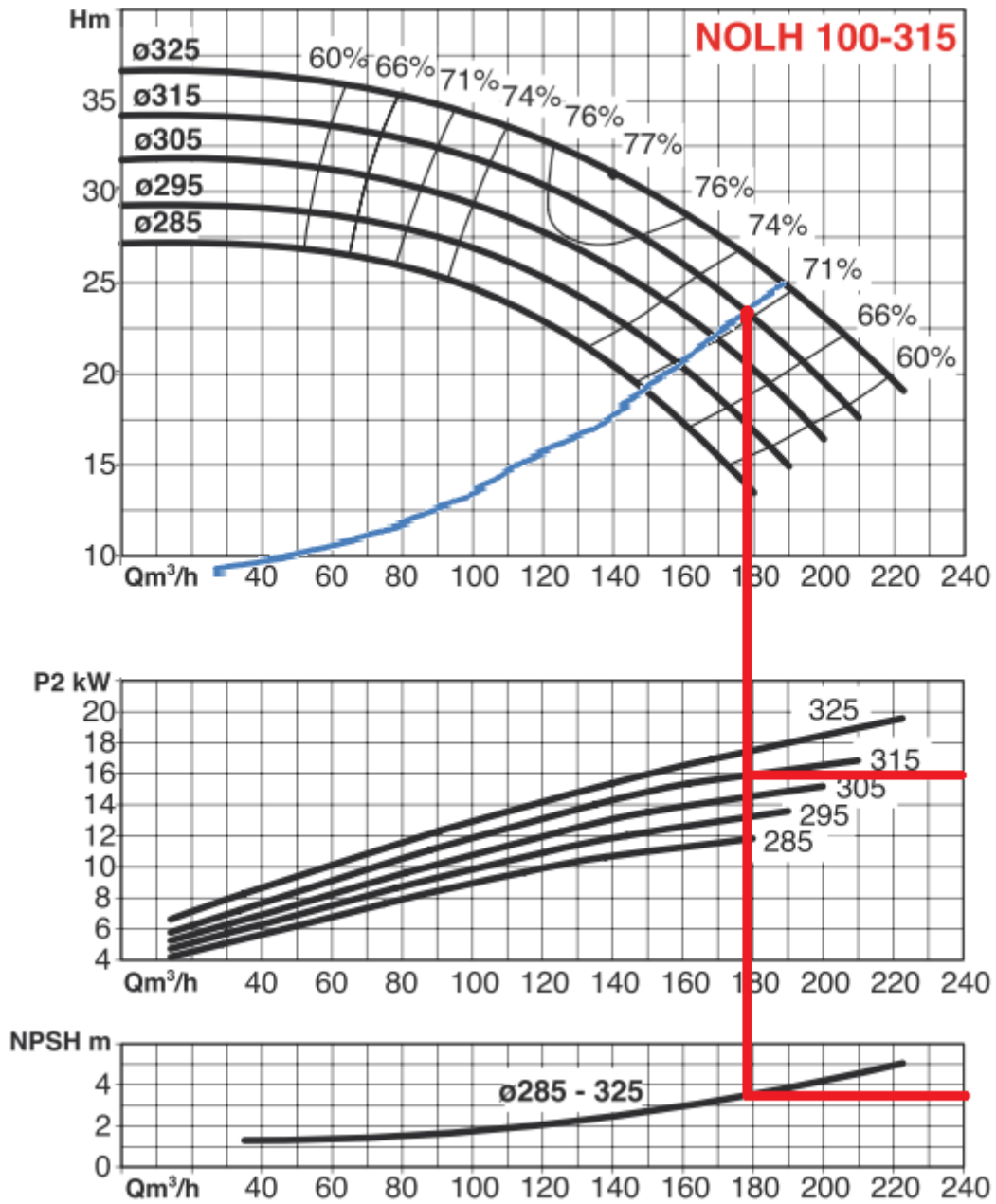


Figure (IV.1) : choix de pompe pour Bâche^[15]

IV-5) Conclusion

Dans ce chapitre, on fait l'étude de la partie forage – réservoir et on a obtenu les résultats suivants :

Depuis la bête à notre réservoir : on a une conduite de diamètre de **315 mm** avec une longueur de **7500 m** et d'une pompe de type **NOLH 100-315 (1450 tr/min)** dans la station de pompage.

Le chapitre cinq fait l'objet du dimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre V

Dimensionnement du réseau de distribution d'Alimentation en Eau Potable

V-1) Introduction

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être maillés ou ramifiés. Mais le plus utilisé c'est le réseau maillé (Source STE, 2024).

V-2) Classification des réseaux d'AEP

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux à alimentation distincte ;
- Les réseaux mixtes.

a. Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

b. Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

c. Le réseau étagé

Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

d. Le réseau à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservé aux

usagés industriels, lavage des rues et arrosages des plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

e. Le réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

Remarque :

Compte tenu de la topographie de notre site et la répartition de l'agglomération sur la surface totale des 5 villages, la distribution projetée est de type maillé (Source INSEED, 2024).

V-3) Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine...);
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles : Le long des chemins existants par exemple ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

V-4) Choix du type de tuyau

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le **PEHD (PN10)** en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite ;
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique ^[16].

V-5) Calcul d'un réseau maille (méthode d'Hardy cross)

Le calcul d'un réseau maillé est assuré par l'utilisation de la méthode d'Hardy-cross basée sur des approximations successives et qui repose sur deux lois, la loi des mailles et la loi des nœuds.

- ▶ On commence par numéroté les nœuds ensuite les mailles
- ▶ Retrouver les débits aux nœuds
- ▶ Proposer la première itération des débits au tronçon
- ▶ Redessiner le réseau avec les débits proposés
- ▶ Proposer des diamètres, pertes des charges
- ▶ Calculer d'un débit correcteur $\Delta q = \frac{-\sum I}{2\sum q}$ et corriger le débit proposer par Δq

Le tronçon adjacent c'est le tronçon qui se trouve en commun, ce tronçon est corrigé deux fois.

La méthode **d'HARDY CROSS** est basée sur les lois **KIRCHOFF** :

- Loi des nœuds : la somme des débits autour d'un nœud égal à 0.
- Loi des mailles : la somme des pertes de charge dans une malle égal à 0.

Rq : concernant les nœuds, tous les débits rentrant aux nœuds sont positifs et tous les débits sortants sont négatifs. Pour les pertes de charge le sens des aiguilles d'une montre est le sens positif.

V-6) Calcul hydraulique du réseau de distribution

V-6-1) Débit de point

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas, le débit de pointe est : $Q_p = 271.706$ l/s.

Le réseau projeté est constitué essentiellement de 4 mailles voir Figure ci-dessous.



Figure N° (V.1) : Paramètres du réseau (Source google EARTH)

V-6-2) Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Avec :

Q_p : le débit de point (l/s).

Q_{sp} : le débit spécifique (l/s/m).

$\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons (m).

$$Q_{sp} = \frac{95.26}{8095.13} = \boxed{0.01176757} \text{ l/s/m.}$$

V-6-3) Débits en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i$$

Avec :

Q_r : le débit de route (l/s).

L_i : longueur de chaque tronçon(m).

V-6-4) Détermination des débits nodaux

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r$$

Tableau N° (V.1) : Calcul des débits nodaux par le Logiciel EPANET^[16]

Nœuds	Tronçons	L(m)	Qsp(l/s/m)	Qr(l/s)	Qp(l/s)
1	R_1	1188.15	0.015790976	13.98163698	14.16815295
	1_2	645.38		7.594553614	
	1_6	574.47		6.760115304	
2	2_1	645.38		7.594553614	10.777681
	2_3	634.88		7.470994141	
	2_5	551.5		6.489814246	
3	3_2	634.88		7.470994141	6.990759654
	3_4	553.26		6.510525168	
4	4_3	553.26		6.510525168	10.00614035
	4_5	609.14		7.168096918	
	4_9	538.23		6.333658607	
5	5_2	551.5		6.489814246	13.96351493
	5_4	609.14	7.168096918		

	5_6	672.7		7.916043597	
	5_8	539.88		6.353075096	
6	6_1	574.47		6.760115304	8.938821847
	6_5	672.7		7.916043597	
	6_7	272.06		3.201484794	
7	7_6	272.06		3.201484794	5.221446833
	7_8	615.37		7.241408872	
8	8_5	539.88		6.353075096	10.91653831
	8_7	615.37		7.241408872	
	8_9	700.11		8.23859266	
9	9_4	538.23		6.333658607	7.286125634
	9_8	700.11		8.23859266	

- La répartition des débits dans les canalisations ne peut être évaluée que d'après des hypothèses, en tenant compte du fait que, pour assurer une circulation normale, il doit y avoir égalité des pressions au point de rencontre de deux courants.

Tableau N° (V.2) : Répartition initiale des débits par le Logiciel EPANET^[16]

Maille	Tronçons	Long (m)	Ø (mm)	Q (l/s)	mai adj.	J (m)	J/Q	ΔQ (l/s)	V (m/s)
I	1-2	645.38	250	42		1.80	0.04	-1.65	0.85
	1-6	574.47	250	-39.1		-1.4	0.03		0.79
	2-5	551.5	150	15.22	II	2.92	0.19		0.86
	6-5	672.7	200	-25	III	-2.15	0.08		0.79
						1.18	0.36		
II	2-3	634.88	150	16		3.70	0.23	-2.05	0.90
	2-5	551.5	150	-15.22	I	-2.93	0.19		0.86
	3-4	553.26	110	9.01		8.34	0.92		0.95

	5-4	609.14	150	-14	IV	-2.75	0.19		0.79
						6.36	1.54		
III	5-8	539.88	125	12.26	IV	4.74	0.38	-2.64	0.1
	6-5	672.7	200	25	I	2.15	0.08		0.79
	6-7	272.02	90	-5.16		-4.38	0.84		0.81
	8-7	615.37	90	7.05		17.97	2.55		1.1
						20.49	3.87		
IV	5-4	609.14	150	14	II	2.75	0.19	-2.5	0.79
	5-8	539.88	125	-12.26	III	-4.75	0.38		0.1
	9-8	700.11	90	5.71		13.67	2.39		0.89
	4-9	538.23	125	13		5.26	0.4		1.05
						16.94	3.38		

Note : Apres simulation du réseau par le logiciel EPANET on trouve :

Tableau N° (V.3) : Répartition finales des débits^[16].

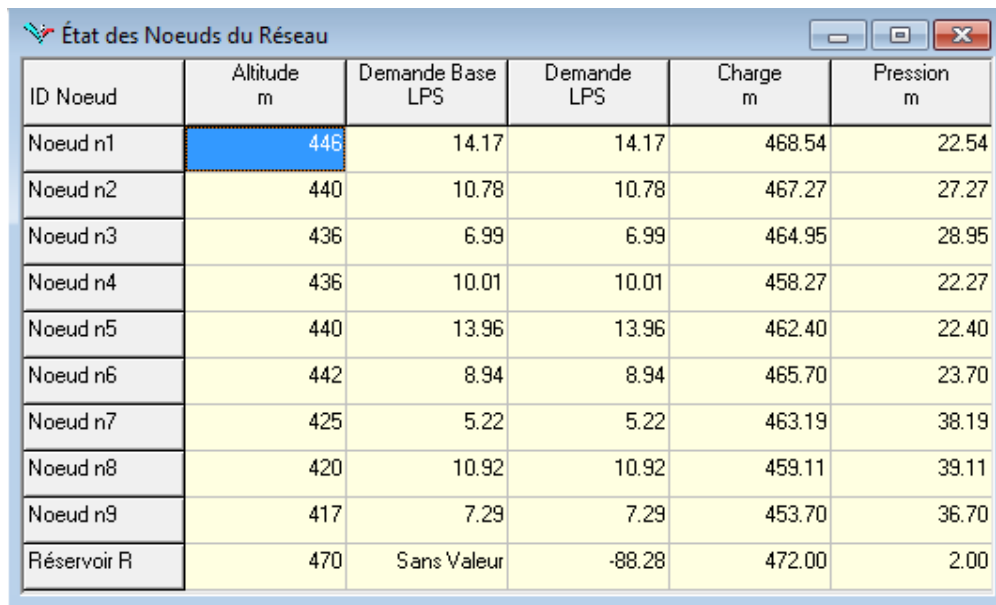
Maille	Tronçons	Long (m)	Ø (mm)	Q (l/s)	mai adj.	J (m)	J/Q	ΔQ (l/s)	V (m/s)
I	1-2	645	250	38.63		1.27	0.03	-0.01	0.79
	1-6	574	200	35.47		-2.84	-0.08		1.13
	2-5	551	125	13.96	II	4.86	0.34		1.14
	6-5	672	150	16.37	III	-3.29	-0.20		0.93
						0.00259	0.1		
II	2-3	634	150	13.90		2.31	0.16	-0.0001	0.79
	2-5	551	125	13.96	I	-4.86	-0.34		1.14

	3-4	553	90	6.91		6.68	0.96		1.09
	5-4	609	90	5.00	IV	-4.12	-0.82		0.79
						-1E-05	-0.04		
III	5-8	539	125	11.36	IV	3.28	0.28	-0.0013	0.93
	6-5	672	150	16.37	I	3.29	0.20		0.93
	6-7	272	110	10.16		-2.50	0.24		1.07
	8-7	615	90	-4.94		-4.07	0.82		0.78
						0.00428	1.56		
IV	5-4	609	90	5.00	II	4.12	0.82	0.0007	0.79
	5-8	539	125	11.36	III	-3.28	-0.28		0.93
	9-8	700	90	-5.38		-5.40	1.004		0.85
	4-9	538	60	1.91		4.55	2.38		0.67
						-0.006	3.92		

V-6-5) les diamètres des conduites

Le diamètre de chaque conduite est déterminé en fonction du débit correspondant. On utilisera un programme Excel en première approche, puis on procédera au fur et à mesure à des ajustements à l'aide du logiciel EPANET 2.0, en respectant les conditions de vitesse (0,5 à 1,5 m/s).

V-6-6) Calcul des pressions au sol



ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud n1	446	14.17	14.17	468.54	22.54
Noeud n2	440	10.78	10.78	467.27	27.27
Noeud n3	436	6.99	6.99	464.95	28.95
Noeud n4	436	10.01	10.01	458.27	22.27
Noeud n5	440	13.96	13.96	462.40	22.40
Noeud n6	442	8.94	8.94	465.70	23.70
Noeud n7	425	5.22	5.22	463.19	38.19
Noeud n8	420	10.92	10.92	459.11	39.11
Noeud n9	417	7.29	7.29	453.70	36.70
Réservoir R	470	Sans Valeur	-88.28	472.00	2.00

Figure N° (V.2) : les résultats hydrauliques dans nœuds avec EPANET^[16]

V-7) Modélisation et simulation du réseau

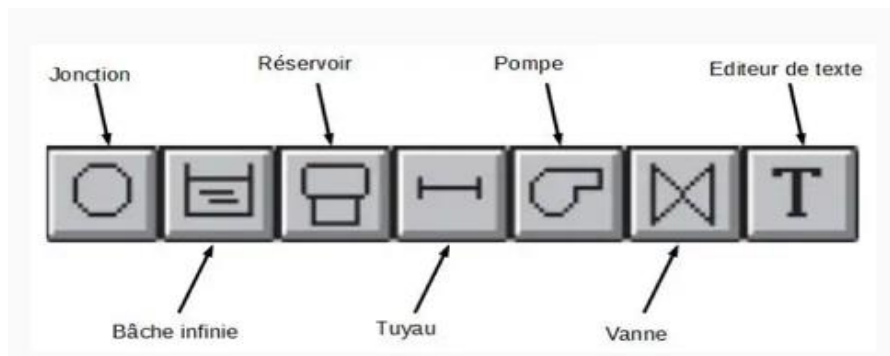
Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine d'hydraulique. Ces logiciels sont capables de faire des simulations et des calculs fastidieux en un temps record. Nous en citons les plus connus : **WATERCAD**, **PICCOLO**, **PORTEAU** et celui que nous allons utiliser est intitulé **EPANET**.

V-7-1) Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

Pour tracer un réseau nous devons utiliser la barre d'outils suivante :

Chaque élément possède ses propres caractéristiques et a une utilité particulière :



- **Jonction (ou Nœud de demande) :** Ce sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent ne pas avoir de débit.

Les données d'entrée minimales pour les nœuds de demande sont : l'altitude au-dessus d'un plan de référence (généralement le niveau de la mer), de référence (généralement le niveau de la mer), la demande en eau et la qualité de l'eau initiale.

- **Bâche infinie :** Ce sont des nœuds représentant une source externe de capacité infinie permettant de modéliser des lacs, des couches d'aquifère ou encore des arrivées d'eau extérieures.

Les données de base pour la bâche infinie sont la charge totale et la qualité initiale de l'eau.

- **Réservoir :** Ce sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps.

Les données de base pour les réservoirs sont : l'altitude du radier, le diamètre, le niveau initial, minimal et maximal de l'eau et la qualité initiale de l'eau.

- **Tuyau :** Ce sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont peints à tout instant.

L'eau s'écoule alors de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge hydraulique la plus faible.

Les données de base pour les tuyaux sont : les nœuds initial et final, le diamètre, la longueur, le coefficient de rugosité et l'état (ouvert, fermé ou avec clapet anti-retour).

- **Pompe :** Les pompes sont des arcs qui ajoutent de l'énergie à un fluide et augmentent ainsi sa charge hydraulique.

Les principaux paramètres d'entrée sont : ses nœuds d'aspiration et de décharge et sa courbe caractéristique. Si on n'utilise pas de courbe caractéristique, la pompe est

représentée comme un élément qui fournit une puissance constante au fluide pour toutes les combinaisons.

- **Vanne :** les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau.

Les principaux paramètres d'entrée sont : les nœuds d'entrée et de sortie, le diamètre, le type de vanne, la consigne de fonctionnement et l'état de la vanne.

V-7-2) Tracer notre réseau

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Importer notre réseau qui enregistrée dans l'AutoCad avec un logiciel Epacad.

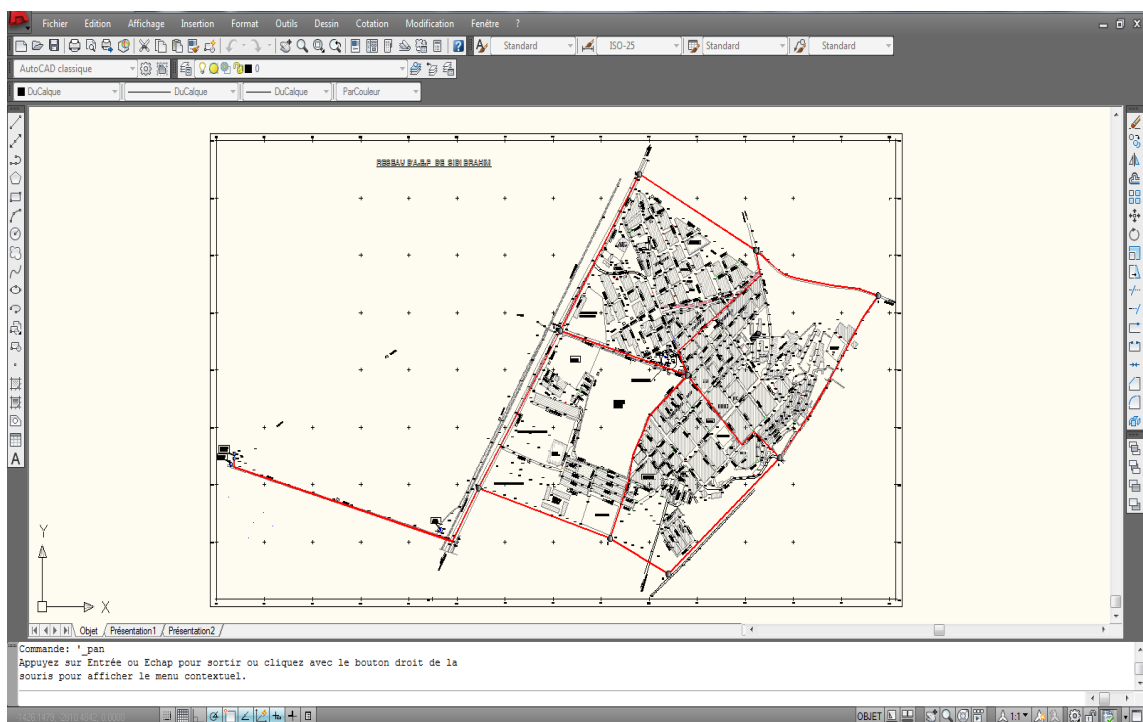


Figure N° (V.3) : Réseau projeté dans (AutoCAD) [16]

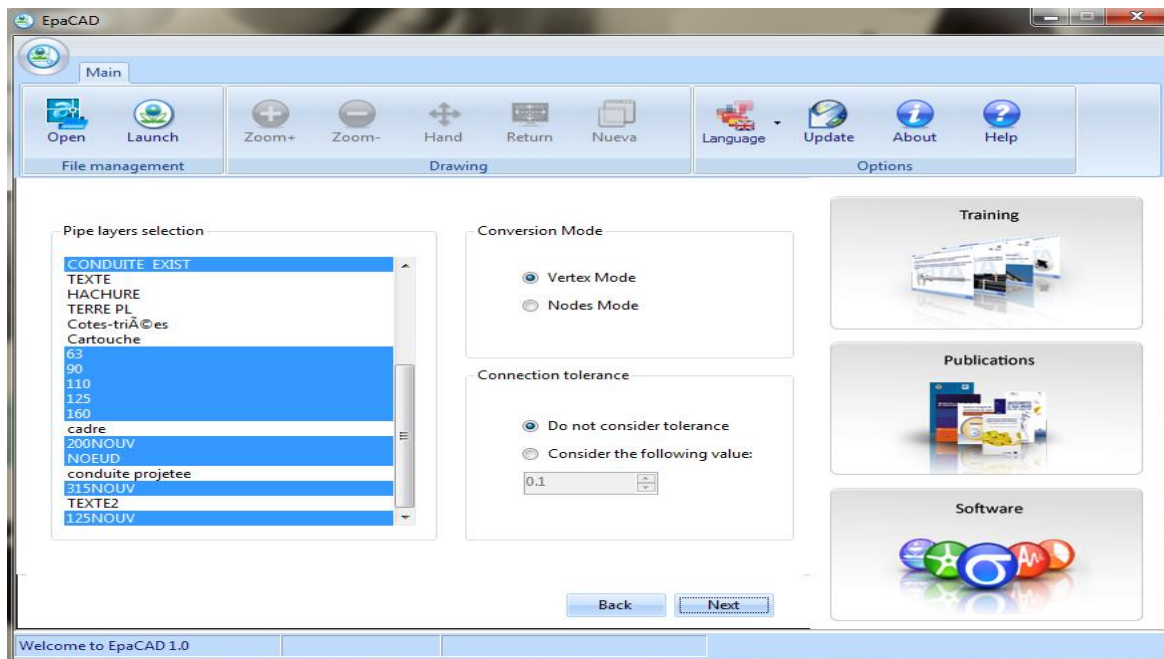


Figure N° (V.3.a) : choisir les paramètres du réseau (les conduites et les nœuds) dans EPACAD^[16]

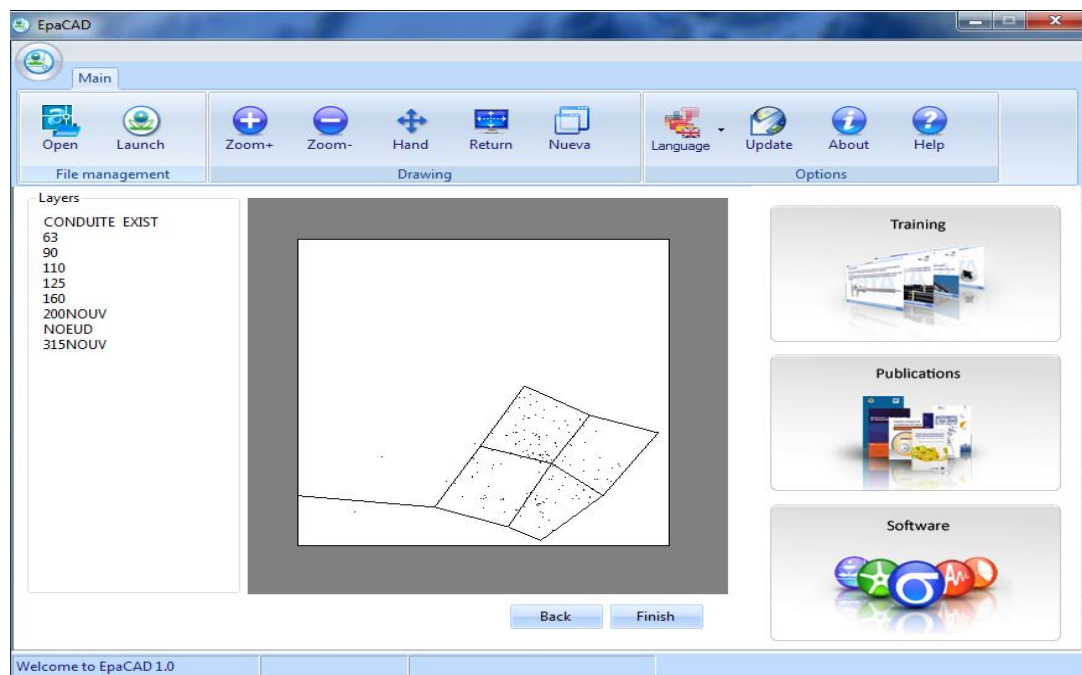


Figure N° (V.3.b) : Enregistrer le reseau sous forme (*.inp), EPACAD^[16].

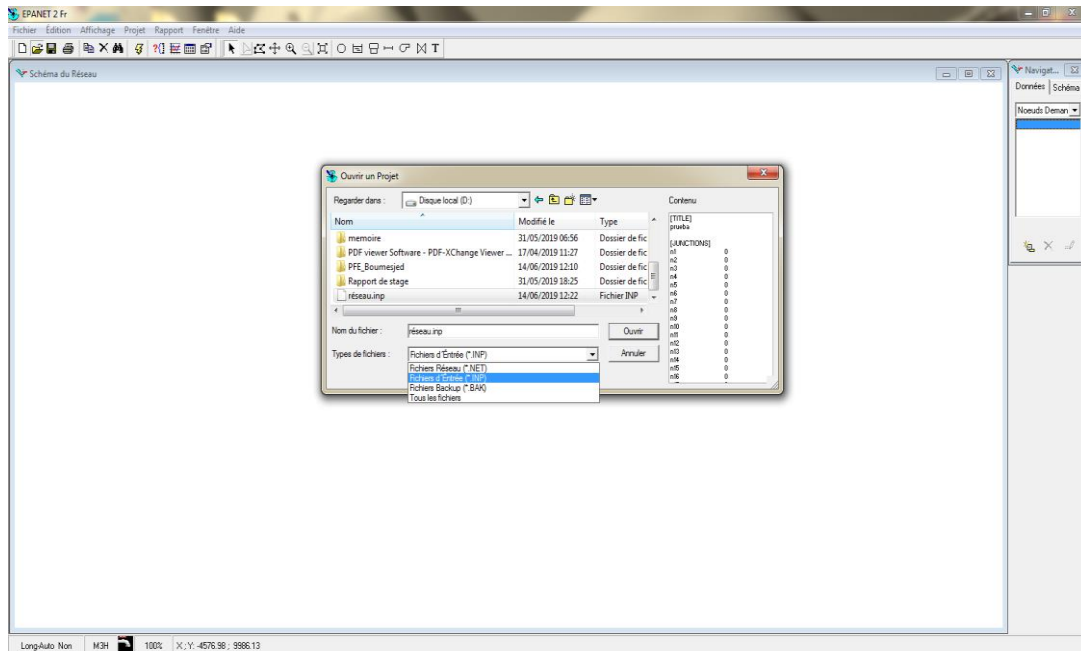
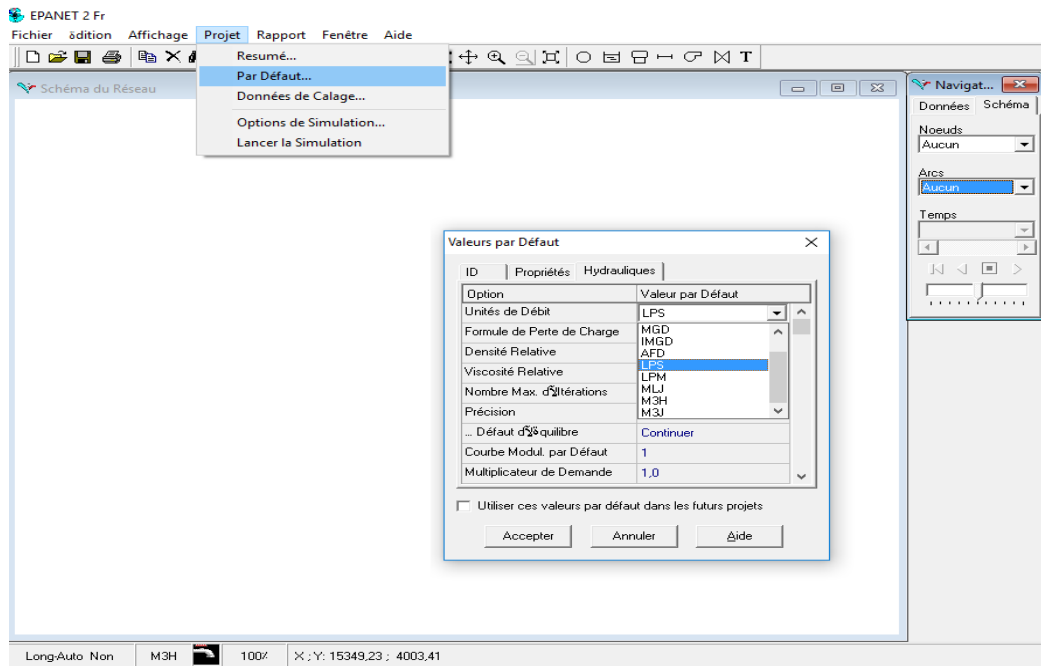


Figure N° (V.3.c) : Importer le réseau dans l'EPANET^[16]


- Vérifier les paramètres de simulation qui est dans les étapes suivante :
 - 1- Projet
 - 2- Par défaut
 - 3- Dans la fenêtre « Valeurs par défaut » en va à l'hydraulique
 - 4- Unité de débit en choisie « LPS » litre par seconde

Comme la figure (V.4).



Figure

N° (V.4) : Paramètre avant simulation^[16].

- Utiliser l'outil  pour entrer les informations et ça par fait un double clic soit sur les nœuds soit sur les tuyauteries comme les figures (V.5).

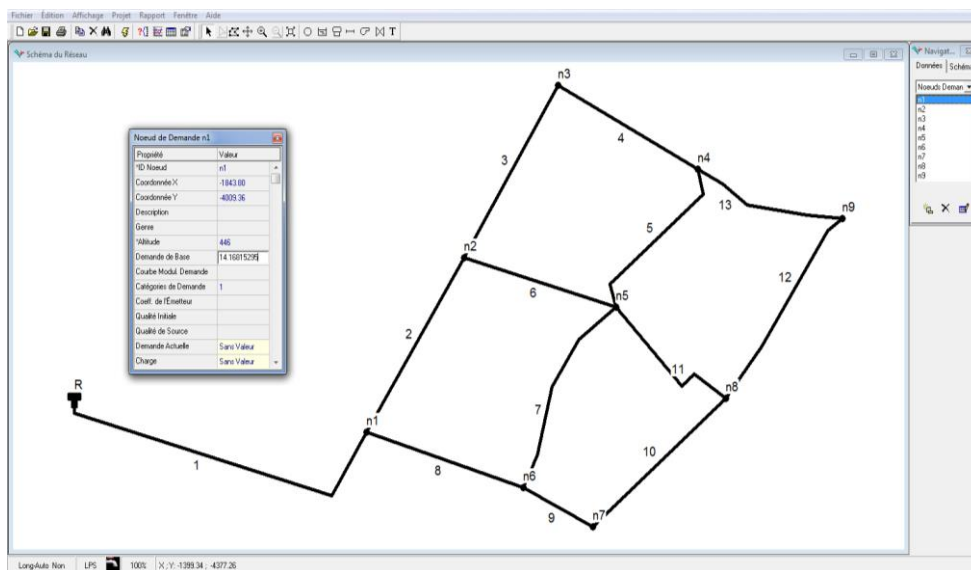



Figure N° (V.5) : Les informations des nœuds et de la tuyauterie^[16].

- Utiliser l'outil  pour exécuter la simulation comme figure (IV.5)

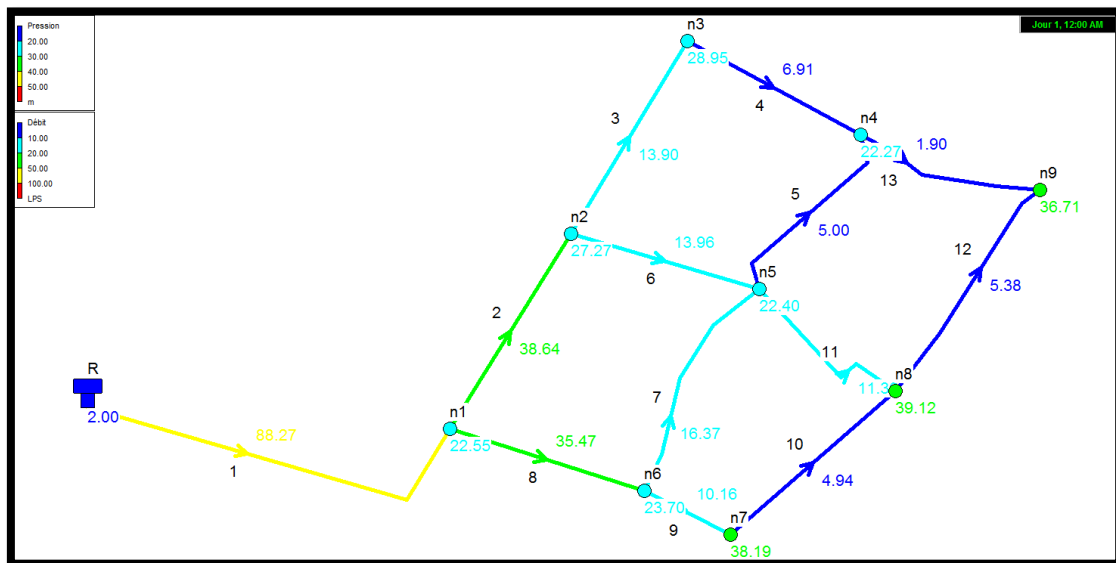


Figure N° (V.6) : Simulation final du réseau par EPANET^[16].

V-8) Conclusion

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement du réseau en respectant les normes d'écoulement qui sont :

- ❖ La vitesse minimale dans les conduites principales doit être égale à **0.5 m/s**.
- ❖ La pression maximale dans les conduites principales ne dépasse pas **4 bars**.
- ❖ La somme des pertes de charge de chaque maille presque nulle.

Partie-II

Assainissement

Chapitre I

Généralités

I-1) Introduction

L'assainissement a pour objet l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales par des dispositifs compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement

L'assainissement est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement dans ses différents composants. Il comprend la collecte, le traitement et l'évacuation des déchets liquides, des déchets solides et des excréments^[17].

L'objectif principal est la prévention du contact humain avec des substances dangereuses, spécialement les fèces en mettant en place des systèmes de traitement et d'évacuation des déchets. D'un point de vue sanitaire, les réseaux d'assainissements doivent assurés :

- ✓ L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitat.
- ✓ Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.
- ✓ L'évacuation des eaux de ruissellement (Source ONA, 2024).

I-2) Choix du système d'assainissement

Le choix du système d'assainissement est conditionné par plusieurs facteurs (situation, profil, débit, cout ...) et notamment par :

- ❖ La densité de population
- ❖ La nature des sols et leurs aptitudes à assurer l'épuration des eaux usées
- ❖ La présence des nappes phréatiques
- ❖ L'existence d'un système d'assainissement collectif public
- ❖ L'espace disponible
- ❖ Les orientations choisies en matière d'aménagement (élaboration d'un schéma directeur d'assainissement et sa mise en œuvre).

De tout ce qui précède, dans le présent projet le réseau le plus adéquat, approprié et nécessaire à adapter est celui du **type unitaire** pour les raisons suivantes :

- ❖ Indisponibilité d'espace voie de 3.00m de large et l'existence de plusieurs réseaux enterrés (réseau d'AEP, réseau électrique, réseau téléphonique, réseau Gaz et l'actuel réseau d'assainissement).
- ❖ Impossibilité de réaliser un réseau pluvial par tronçons courts et autonomes.
- ❖ Existence d'un réseau général unitaire.

I-3) Critères influant sur le choix

On peut définir les critères influant sur le choix d'un système de la façon suivante :

- ❖ Evacuer au plus bas cout possible les eaux de ruissellement (choix du tracé et du profil du terrain).
- ❖ Respecter les objectifs de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel.
- ❖ Tenir compte des choix d'urbanisme et d'occupation des sols Ainsi, généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte d'une suite de considérations : Techniques : topographie locale, régimes des précipitations, nature du terrain, tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilité des sols, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

1. Liées à des objectifs de qualité.
2. Urbanistiques (réparation des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels).
3. Environnementales, qui parfois interdiront le recours à un équipement unitaire.
4. De proximités des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur

I-4) Différents types des réseaux d'assainissement

L'assainissement collectif suppose d'avoir un réseau urbain d'assainissement auquel les usagers se raccordent pour collecter les eaux usées ainsi le réseau peut être unitaire ou séparatif. Le réseau unitaire collecte ensemble dans une même canalisation, les eaux usées domestiques et les eaux pluviales, tandis que dans le réseau séparatif, il y a deux raccordements par habitation, un pour les eaux usées domestiques et le second pour les eaux pluviales.

I-4-1) Réseau unitaire

Un système dit unitaire, appelé aussi « tout à l'égout », est un système qui draine l'ensemble des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de l'agglomération par un réseau unique. C'est un système compact qui convient mieux pour les milieux urbains de hautes densités, mais qui pose

Des problèmes d'auto-curage en période sèche.

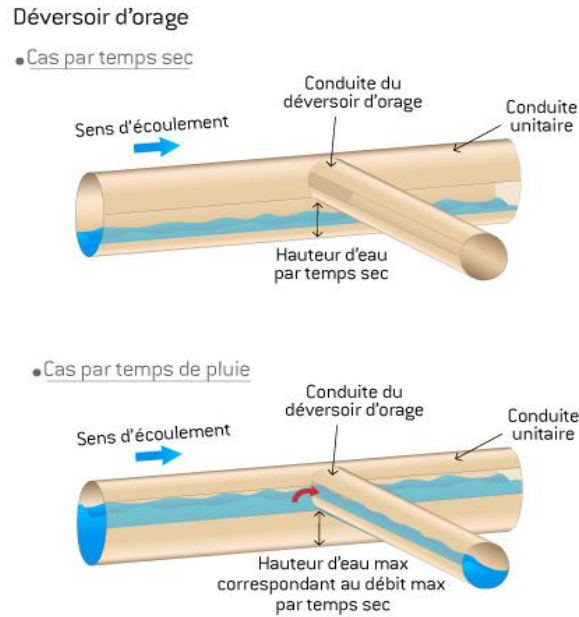


Figure N° (I.1) : Schéma explicatif d'un système unitaire^[18].

I-4-2) Réseau séparatif

Un système dit séparatif qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts. Il est adopté dans les petites et moyennes agglomérations et dans les extensions des grandes villes.

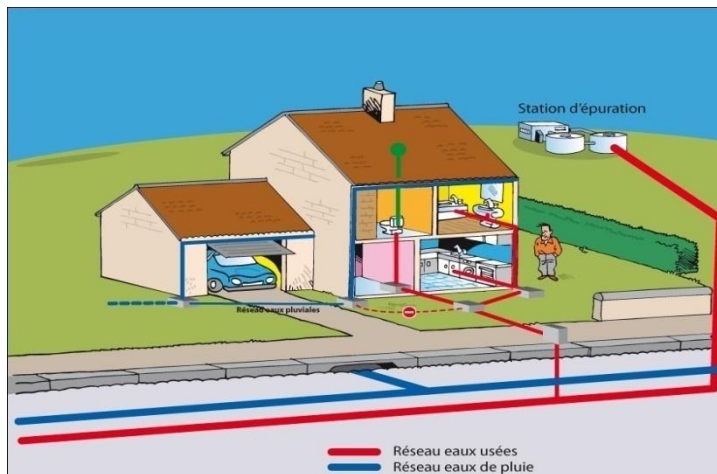


Figure N° (I.2) : Schéma explicatif d'un système séparatif^[18].

I-4-3) Réseau pseudo séparatif

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit certaines eaux pluviales (toiture, cours, etc.), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement des chaussées et des trottoirs.

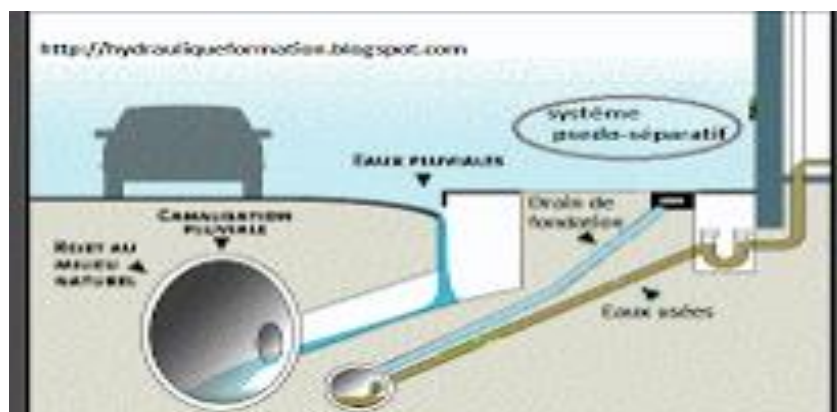


Figure N° (I.3) : Schéma explicatif d'un Système pseudo séparatif^[18].

Tableau N° (I-1) : les avantages et les inconvénients des systèmes d'assainissement^[18].

Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

			déversoirs d'orage.	
Séparatif	- petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé	- encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement.	- Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	- petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche.	- Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension	- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements

I-5)Tracé du réseau d'assainissement

Le tracé du réseau d'un réseau d'assainissement se fait selon les critères suivants :

- ❖ Suivre autant que possible le plan de la voirie
- ❖ Distance max entre 2 regards de visite : 70m
- ❖ Regard de visite aux changements de pente et de direction
- ❖ Couverture minimale des canalisations : 80 cm
- ❖ Pente minimale de 2 mm/m pour les eaux usées et 4 mm/m pour les eaux pluviales.

- ❖ Diamètre minimal: réseau d'eaux usées $\varnothing 200$ mm et $\varnothing 300$ mm pour le réseau pluvial unitaire
- ❖ Diamètres croissants d'amont en aval
- ❖ Délimiter les sous bassins versants drainés par chaque tronçon.

I-6) Conclusion

Vue la situation hydrologique (l'oued passe au sud de la commune) Et pour plus d'économie du projet on opte pour un système unitaire assurant l'évacuation des eaux usées et pluviale ; et en constate qu'il n'y a aucune influence d'un bassin extérieur du coup les eaux à évacuer sont d'origine domestique et pluviales.

Chapitre II

Calcul du rejet

II-1) Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse au calcul du rejet drainé dans les sous bassins en appliquant des méthodes hydrologiques celle de Caquot et des abaques.

II-2) Traçage du réseau

Le traçage du réseau d'assainissement a été fait sur la base du plan coté fait par un topographe et d'un plan de masse fait par un architecte, vu qu'il s'agit d'un réseau d'assainissement dans une zone urbaine. A cet égard, on a pris en considération certains critères pour le traçage du réseau :

1. Faire passer les conduites via les terrains publics d'une façon axiale, si possible, à travers les chaussées pour éviter tout dérangement probable avec les citoyens dans le cas des réparations ou de réhabilitation du réseau en futur.
2. Suivre la pente pour que l'écoulement soit gravitaire dans la majorité des tronçons.
3. Placer la conduite d'une façon à permettre au maximum de population à s'en raccorder (minimiser le coût)^[19].

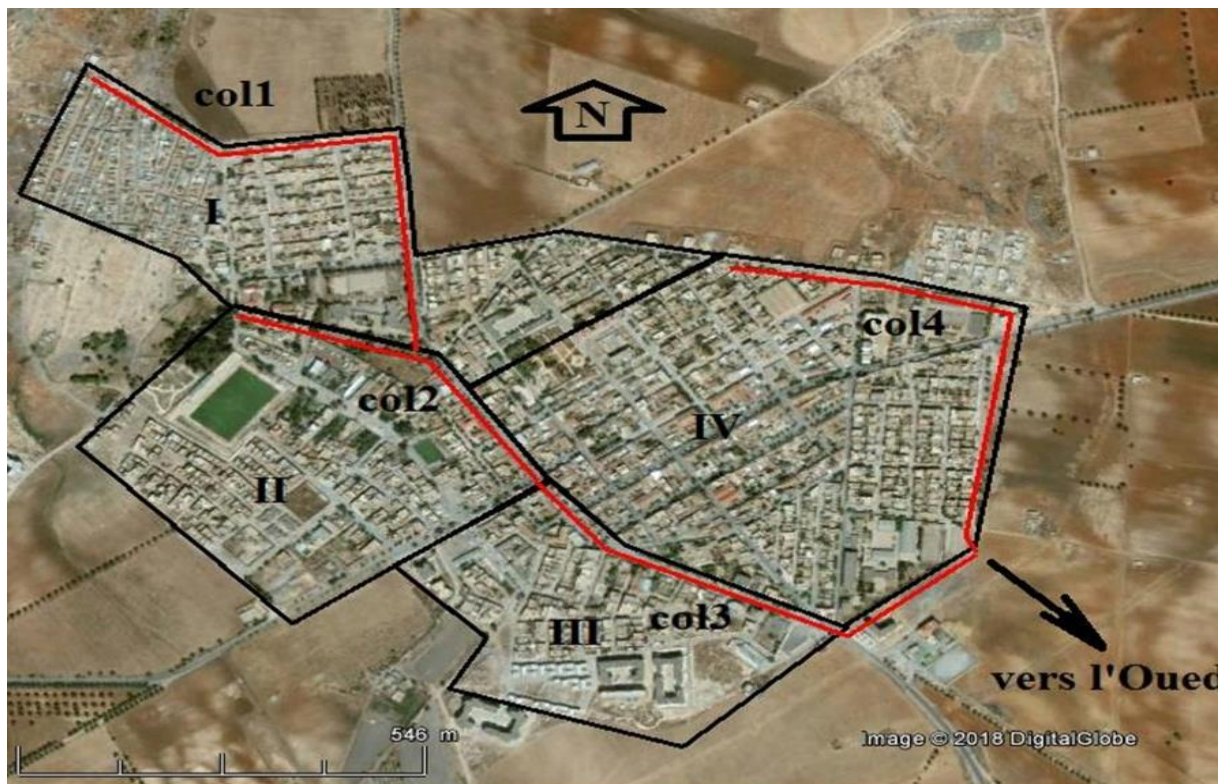


Figure N° (II.1) : Délimitation des sous bassins de la zone d'étude (Source google Earth).

Tableau N° (II.1) : Calcul des surfaces des sous-bassins^[19]

N° Sous-bassin	La surface (ha)
I	38.3
II	40.5
III	25

III-3) Evaluation des débits des eaux pluviales

Les seules quantités d'eaux à évacuer qui ne proviennent pas de la distribution sont les pluies. Pour déterminer les débits pluviaux à évacuer, on se basera sur les connaissances hydrologiques des fortes averses.

On admettra, pour limiter les dépenses d'équipement, que de loin en loin (par exemple en moyenne une fois tous les dix ans) les réseaux d'assainissement deviennent insuffisants, ce qui entrainera une submersion partielle et momentanée des voies de communication, surtout dans les bas quartiers (Source ONA, 2024).

II-3-1) la méthode rationnelle

La méthode rationnelle, mise au point avant l'avènement des équipements informatiques, permet de calculer rapidement les débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible superficie

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme I , tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée supérieur ou égal au temps de concentration T_c du bassin est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Q(f)=K.C.I.A$$

Avec :

Q : Débit des eaux pluvial à évacuer

C : Coefficient de ruissellement

I : Intensité de la pluie en (l/s/ha)

A : Surface du bassin en (ha)

K : coefficient de répartition de la pluie.

II-3-2) la méthode superficielle de CAQUOT

Ce modèle de ruissèlement est celui proposé par **Albert Caquot** en **1949**. Dans sa forme originale ce modèle repose sur une expression mathématique globale qui le rend relativement plus facile pour une application manuelle.

Les ouvrages d'assainissement pluviaux sont généralement construits pour prévenir les inondations provoquées par la pluie. Toutefois, le phénomène d'averse a un caractère plus ou moins exceptionnelle exprimé par sa fréquence de dépassement $\ll F \gg$ ou sa période de retour.

$$T=1/F$$

La formule de **CAQUOT** est valable pour :

- ✓ La surface totale doit être inférieure ou égale à **200 ha**.
- ✓ La pente entre est comprise entre **0.3 et 5 % (0.3% < I < 5%)**.
- ✓ Le coefficient de ruissèlement est compris entre **0.2 et 1 (0.2 < C < 1)**.
- ✓ Le coefficient d'allongement **M > 0.8**.

II-3-3) Choix de la méthode

On choisit la méthode superficielle car elle représente un modèle global :

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{l/u} \cdot A^{w/u}$$

Avec **Q(F)** : débit des eaux pluviales de fréquence (**F**) en (m³/s).

I : pente du B.V. (m/m)

C : coefficient de ruissèlement du bassin

A : surface du bassin en hectare.

K, U, V, W : coefficients qui dépendent des coefficients de MONTANA a et b

$K=0.5^{b(F)}.a(F)/6,6$	$U=1+0,287 b(F)$	$V=-0,41 b(F)$	$W=0,95+0,507 b(F)$
-------------------------	------------------	----------------	---------------------

Note : La méthode de CAQUOT n'est valable que pour les conditions suivantes :

Tableau N° (II.2) : Conditions de validité de la méthode de CAQUOT

Surface	Coefficient de ruissellement	Pente	Coef d'allongement
$1 < A < 200$	$0.2 < C < 1$	2%	$M \geq 0,8$

II-3-4) Evaluation des différents paramètres

L'allongement est défini étant le rapport du plus long cheminement hydraulique L à la racine carré de la surface équivalente à la surface du bassin considéré :

$$M = L / \sqrt{A}$$

NB : L'allongement (M) donne naissance à un coefficient d'influence (m) tel que :

$$m = (M / 2)^{-0,6}$$

II-3-5) Coefficient de ruissellement

Il est donné par l'expression suivante : $C = F_{imp}/F$

F_{imp} : surface imperméable.

F : surface totale du sous bassin.

Ce coefficient est en fonction de plusieurs paramètres à savoir :

II-3-5-1) En fonction de la densité de population

Tableau N° (II.3) : Valeurs de coefficient (C) en fonction de la densité de la population

Densité de population	0.20	30 :80	80 :150	150 :20	200 :300	300 :400
Coefficient (C)	0.2	0.2 :0.30	0.25 :30	0.30 :0.45	0.45 :0.60	0.60 :0.80

II-3-5-2) En fonction des caractéristiques des zones d'influence

- ✓ Surface boisée : C = 0,05
- ✓ Allées en gravier C = 0,20
- ✓ Voies non goudronné C = 0,35
- ✓ Pavage à large joint C = 0,60
- ✓ Surface totalement imperméable C = 0,90

II-3-5-3) En fonction d'urbanisation des catégories

- ✓ Square, jardin C = 0,05 - 0,20
- ✓ Quartier résidentiel C = 0,20 0,30
- ✓ Habitation moins dense C = 0,40 ÷ 0,50
- ✓ Habitation dense C = 0,60 ÷ 0,70
- ✓ Habitation très dense C = 0,90

II-3-6) La pente

Si on considère que le plus long cheminement hydraulique " L " est constitué en tronçons successives (L_k) de pentes (IK). La pente moyenne sera :

$$I = (L/L_k \cdot I \sqrt{IK})$$

Il y a une autre expression qui donne des résultats où l'erreur est minimisée :

$$I_{\text{moy}} = \sum L_i \cdot I_i / \sum L_i$$

Où :

I_i : pente partielle (m/m)

L_i : longueur partielle (m)

II-3-7) Calcul de la population pour chaque sous bassin

Le calcul de la population pour chaque sous bassin est donné par la formule :

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Où :

A_i : La surface d'un sous bassin.

D_i : Densité partielle pour chaque sous bassin.

II-3-7-1) Calcul de la densité partielle

$$D_i = C_{ri} / (C_{rp} - D_{moy})$$

Où :

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement total pondéré ; $C_{rp} = 0.51$

NB : On a choisi les coefficients de ruissellement selon les normes cités ci-dessus.

Tableau N° (II.4) : Estimation du coefficient de ruissellement de chaque SB^[19]

N° SB	A_i	C_{ri}	$A_i * C_{ri}$	C_{tp}	Nbre hab	D_{tot}	D_i (hab/hec)
I	38.3	0.5	19.15	0.44	8156	212.95	243.70
II	40.5	0.4	16.2		8624		194.96
III	25	0.4	10		5324		194.96
	103.8		45.35		22104		

Tableau N° (II.5) : Calcul des pentes moyenne pour chaque sous bassin versant (EPANET) ^[19].

<i>N° SB</i>	<i>Ai</i>	<i>L par (m)</i>	<i>L cum (m)</i>	<i>amont</i>	<i>Aval</i>	<i>M</i>	<i>m</i>	<i>I par</i>	<i>I moy</i>
I	38.3	390	823	437	436	1.33	1.34	2.56	13.63
		148		436	435			6.76	
		285		435	426			31.58	
II	40.5	212	1507	439	438	2.37	0.89	4.72	6.37
		110		438	437			9.09	
		235		437	436.5			2.13	
		215		436.5	436			2.33	
		735		436	426			13.61	
III	25	138	618	426	419	1.24	1.41	50.72	18.93
		285		419	418			3.51	
		195		418	417.5			2.56	

Mode de calcul :

On applique la formule précédente on aura :

$$Q(F) = K^{1/U} \cdot I^{V/U} \cdot C^{I/U} \cdot A^{W/U}$$

Avec :

K=0,82	U=0,80	V=0,28	W=0,61
--------	--------	--------	--------

Note : pour le calcul de ces coefficient on a pris les coefficients de **MONTANA** de la région de **KOUMRA (TCHAD)** : a=3.37 et b=0.32.

Q(F) corrigé=m.Q(F) ⇒ Voir le tableau ci-dessous

Tableau N° (III.6) : Calcul des débits des eaux pluviales de chaque bassin-versant^[19]

N° SB	Ai	Cri	I (m/m)	Q brut (m3/s)	M	Q(m3/s)	Q corrigé(l/s)
I	38.3	0.5	0.01363	1.1547	1.34	1.54	1542.65
II	40.5	0.4	0.00637	0.7013	0.89	0.62	622.10
III	25	0.4	0.01893	0.7115	1.41	1.00	1001.15
						Q_{ep}	3165.90

II-4) Evaluation des débits des eaux usées

L'évaluation de la quantité des eaux évacuées quotidiennement, s'effectue à partir de la consommation d'eau potable par habitant (litres/habitant/jour), correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année. En admettant que l'eau évacuée est de 80% de l'eau consommée (Source ONA, 2024).

✓ **Remarque** : le débit total des eaux usées (EU) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = D \cdot NR / 1000 \cdot 80\% \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Où :

D : la dotation de consommation (l/j/hab)

NR : Nombre d'habitant

II-4-1) Calcul du débit de pointe

$$Q_P = Q_{\text{jmoy}} \cdot C_P$$

$$C_P = a + b / \sqrt{Q_{\text{jmoy}}}$$

a=1.5

b=2.5

Tableau N° (II.7) : Evaluation des eaux usées de la population et les équipements^[20]

Désignation	Unité	Nbre d'unité	Nombre	Dot (l/j/hab)	Quantité d'eau potable (m ³ /j)	Quantité d'eau usée (m ³ /j)
Population	Habitant	1	81125	150	3315.6	2652.48
STE	Employés	1	40	15	15.75	12.6
Siege INSEED	Employés	1	35	15	10.5	8.4
Ecole primaire 1	Élèves	1	400	15	6	4.8
Ecole 2	Élèves	1	300	15	4.5	3.6
Ecole 3	Élèves	1	500	15	7.5	6
Ecole 4	Élèves	1	400	15	6	4.8
Ecole 5	Elèves	1	400	15	6	4.8
Crèche	Enfants	1	50	15	0.75	0.6
Ecole de l'administration pénitentiaire	Etudiants	1	1000	20	20	16
Postes banques	Employés	1	20	15	0.3	0.24
Police	Employés	1	10	15	0.15	0.12
Gendarmerie	Agent		40	25	1	0.8
Marché	m ²	1	1000	5	5	4
Restaurant	Repas	1	500	30	15	12
Boucherie	Unité	1	3	50	0.15	0.12
Boutique	Unité	1	1400	3	4.2	3.36
Café	Personne	1	1000	10	10	8
Centre sanitaire	Lit	1	500	20	10	8
Mosquée 1	Personne	1	1800	20	36	28.8
Mosquée 2	Personne	1	4300	20	86	68.8
Mosquée 3	Personne	1	1500	20	30	24

Boulangerie	Unité	1	500	15	7.5	6
Stade	m ²	1	10000	2	20	16
Salle omnisport	m ²	1	2000	5	10	8
Polyclinique	Lit	1	200	20	4	3.2
Centre culturel	Adhérent	1	200	15	3	2.4
Douche public	Personne	1	4	28000	112	89.6
Hammam	Personne	1	1	28000	28	22.4
Station-service	Unité	1	1	6000	6	4.8
Jardin publique	m ³	1	1000	5	5	4

Tableau N° (II.8) : Evaluation des eaux usées d'équipements de chaque sous-bassin (EPANET).

N SB	Équipements	Q eu (m ³ /j)	Q total (m ³ /j)	Q total (l/s)
I	STE	0.36	218.96	2.53
	Poste	0.24		
	SNE	0.12		
	Poste	0.24		
	Gendarmerie	0.8		
	Ecole 01	4.8		
	Ecole 03	6		
	Ecole de peniten	16		
	Polyclinique	3.2		
	Mosquée 02	68.8		
	Marché	4		
	Restaurant	12		
	Café	8		
Douches	89.6			
Station-service	4.8			
II	Ecole 05	4.8	318.4	3.69
	CEM	8.4		

	Lycée	12.6		
	Crèche	0.6		
	Mosquée 03	24		
	Salle omnisport	8		
	Stade	16		
	Jardin publique	4		
	Poste banque	240		
III	Ecole 02	3.6	79.48	0.92
	Ecole 04	4.8		
	Centre sanitaire	8		
	Mosquée 01	28.8		
	Centre culturelle	2.4		
	Boutiques	3.36		
	Boulangeries	6		
	Hammame	22.4		
	Boucherie	0.12		

Tableau N° (II.9) : Evaluation du débit de pointe d'eau usée (EPANET) ^[20].

N° SB	Ai	Di (hab/hect)	Nbre Hab	Qr(l/s)	Cp	Qp Population (l/s)	Q Équipements (l/s)	Qtot
I	38.3	243.70	8156	11.33	2.24	25.41	2.53	27.94

II	40.5	194.96	8624	11.98	2.22	26.62	3.69	30.31
III	25	194.96	5324	7.39	2.42	17.89	0.92	18.81

II-5)

Conclusion

Ce chapitre résume le calcul des débits des eaux pluviales en utilisant la méthode de **Caquot** et des eaux usées en se servant du découpage des bassins versants et le tracé des collecteurs. La zone d'étude comprend trois sous bassins dont les débits des eaux usées et pluviales varient en fonction de leur utilité pour les besoins.

Et avec ces débits (eaux usées et pluviales) on dimensionne le réseau d'assainissement (les collecteurs) pour chaque sous bassin dans le chapitre trois.

Chapitre III

**Dimensionnement du réseau
d'Assainissement**

III-1) Introduction

Le dimensionnement du réseau d'eaux usées se fait sur la base des études menées dans les chapitres précédents c'est-à-dire l'étude hydrologique et le calcul de rejet.

III-2) Eléments constitutifs du réseau d'égout

Le réseau d'assainissement se subdivise en deux ouvrages :

- Ouvrages principaux ;
- Ouvrages annexes.

III-2-1) Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux comprennent les Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine.

- Désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre,
- Ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination^[21].

III-2-1-1) Conduite en fonte

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

III-2-1-2) Conduites en béton non armé

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

III-2-1-3) Conduites en béton armé

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

- ✓ De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose ;
- ✓ De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres ;
- ✓ Les conduites type **BONNA** comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

III-2-1-4) Conduites en grés artificiels

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 par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans la zone industrielle.

III-2-1-5) Conduite en amiante ciment

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

III-2-1-6) Conduite en matières plastique

Pour ce type nous distinguons :

Les conduites en matières thermodurcissables

Les conduites en matières thermoplastiques. Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ Résistance aux chocs.
- ✓ Résistance au gel.
- ✓ Résistance à la corrosion chimique.
- ✓ Adaptation à la déformation.
- ✓ Facilité de pose et de transport.

III-2-1-7) Conduites en PVC

Le tuyau en **PVC** s'utilise principalement pour les évacuations des eaux usées où il a supplanté le plomb. Ces tubes sont d'un usage pratique par leur légèreté et leur relative facilité à mettre en œuvre.

Les caractéristiques du (PVC) sont

- ✓ Matière plastifiée de synthèse polychlorure de vinyle (**CH₂-CHCL**).
- ✓ Imperméable.
- ✓ Facilite du transport et du branchement.
- ✓ Légère de poids.
- ✓ Résistance aux gaz chimiques.
- ✓ La longueur minimale est de 6 m.
- ✓ Capacité hydraulique maximale.
- ✓ Etanchéité.
- ✓ Résistance mécanique aux chocs, à l'abrasion et à la corrosion.
- ✓ Recyclable (Source ONA, 2024).

III-2-2) Ouvrages annexes

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants, nous les trouvons aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

III-2-2-1) 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 du réseau ;
- ✓ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public ;
- ✓ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

III-2-2-2) Fossés

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

III-2-2-3) Caniveaux

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.

III-2-2-4) Bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). On les trouve :

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50 m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouts afin d'absorber le flot. Dorage venant de l'amont.

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

III-3) Fonctionnement Du Réseau Et Conditions D'auto-curage

Afin d'éviter les dépôts, assurer un bon fonctionnement du réseau et un écoulement libre, il faut créer des pentes assurant des vitesses d'auto curage :

- ❖ Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= **0.6m/s** à $Q_e= 1/10Q_{ps}$.
- ❖ Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= **0.3m/s** à $Q_e= 1/100Q_{ps}$.
- ❖ Vitesse maximale (V_{max})=**3 à 4 m/s** (Source ONA, 2024).

Si les vitesses d'écoulements ne sont pas assurées il faut prévoir :

- ✓ Soit une chasse d'eau automatique
- ✓ Soit régulariser les pentes
- ✓ Soit un engin de curage

Assurer une bonne ventilation des ouvrages afin d'éviter les fermentations

III-3-1) Calcul du réseau d'assainissement

Pour éviter l'obstruction des canalisations il faut :

- ✓ L'entretien courant
- ✓ Débouchage en cas d'obstruction
- ✓ Nettoyage périodique
- ✓ Réparation des fuites

En tenant compte de deux facteurs essentiels on dimensionne les collecteurs secondaires ou primaires.

- ✓ La pente moyenne de chaque tronçon à dimensionner on doit tenir compte de débit véhiculé.

$$Q_r = Q_{eu} + Q_{ep} + Q_{tr}$$

A partir de l'annexe on tire les diamètres et les débits en plein section on calcule la vitesse en pleine section à partir de l'équation de continuité.

Rapport des vitesses il est tiré à partir de l'abaque (Ab.5) $R_v = V/V_p.s$

- ✓ Rapport de remplissage (**Rq**) : $R_q = Q_{dim} / Q_{ps}$
- ✓ Rapport de hauteurs (**Rh**) : $R_h = H(m) / \Phi(m)$
- ✓ Vitesse d'auto curage : elle sera vérifiée pour le **1/10** du débit plein section

$$V_{ac} = 0.6 V_{ps}$$

III-3-2) Dimensionnement du déversoir d'ouvrage

En période de pluies, beaucoup trop d'eau arrive : Il est donc nécessaire qu'un réseau unitaire puisse déborder dans l'environnement. Tout l'écoulement ne peut être conduit à la station d'épuration voir l'Oued.

On a utilisé la formule de Chézy pour le dimensionnement des collecteurs principaux à savoir :

$$Q = S.C.(Rh.I)^{0.5}$$

Rh : étant le rayon hydraulique ; pour une section circulaire **Rh=D/4**.

C : est le coefficient de rugosité de Chézy donné par la formule de Bazin :

$$C = 87 / (1+m/Rh)$$

m : est le coefficient de Bazin qui traduit la nature de la conduite on prend pour notre cas (maçonnerie, **m=0.46**)

NB : Les calculs sont reportés dans le tableau qui suit :

Tableau N° (III.1) : Calcul des paramètres hydrauliques du réseau d'assainissement (EPANET)

[23]

N° Collecteur	N° SB	Pente (m/m)	Q eu (l/s)	Qep (l/s)	Qtr (l/s)	Qdim (l/s)	Φ (mm)	CoefChezy
col1	I	0.0136	27.94	1542.65	0.00	1570.59	1000	45.31
col2	II	0.0063	30.31	622.10	0	652.41	800	42.89
col3	III	0.0189	18.81	1001.15	2223.00	3242.96	1200	47.29
N° Collecteur	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	V a.c (m/s)
col1	2.08	2.65	0.76	0.68	1.09	0.68	2.88	1.72
col2	0.77	1.53	0.85	0.69	1.10	0.55	1.68	1.00
col3	4.03	3.56	0.80	0.67	1.12	0.80	3.98	2.38

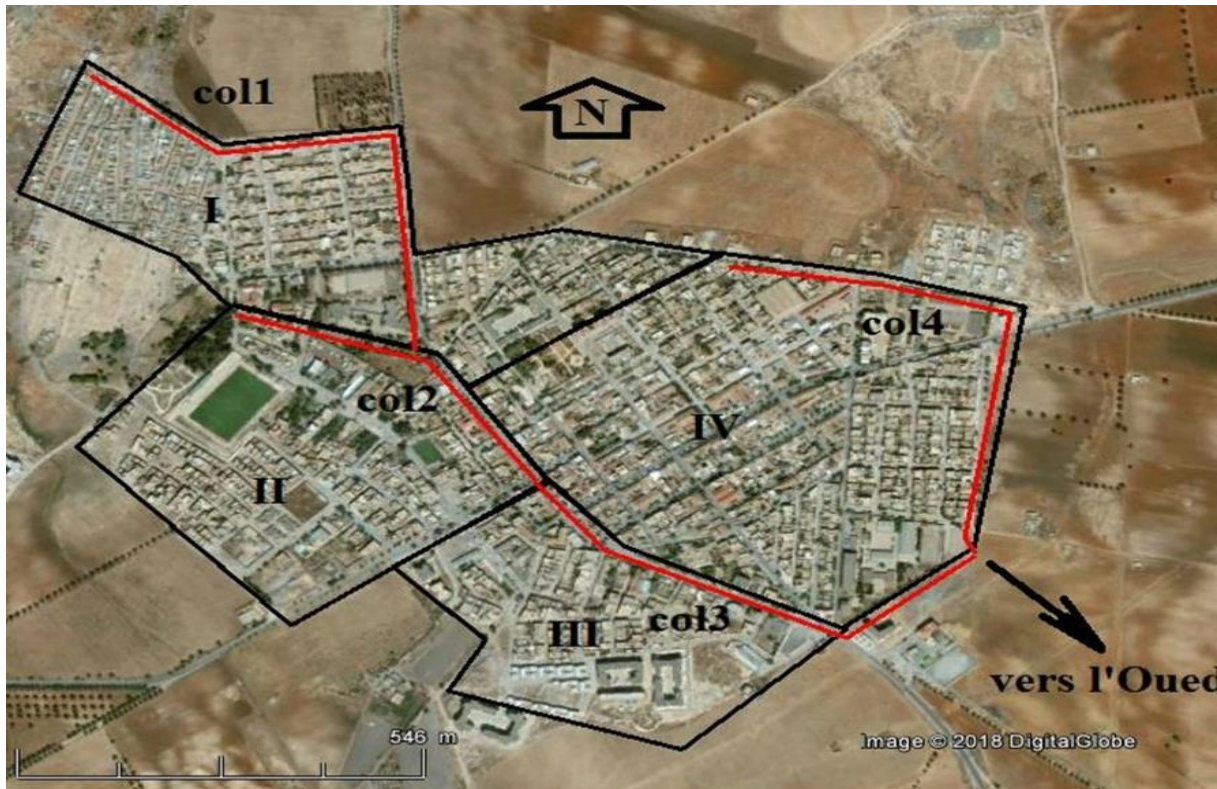


Figure N° (III.1) : Tracé des collecteurs principaux (Source google EARTH).

III-4) Conclusion

En effet, ce chapitre résume le calcul à faire pour le dimensionnement du réseau des eaux usées et pluviales et toute les précautions prises pour éviter les risques de fuite, d'inondation du réseau, les crues et de dépôt.

On remarque que les diamètres des collecteurs sont compris entre **1000** et **1200 mm** et les conditions de vitesse auto-curage V_{ac} comprises entre **1** et **2.38 m/s**. On remarque que la vitesse d'écoulement, au niveau des collecteurs sont supérieures à **1m/s**, donc le curage se fait de façon automatique.

Ainsi, ce chapitre trois marque la fin de la deuxième partie du projet de fin d'étude.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP et d'assainissement, ceci dans le but de satisfaire les besoins de la Ville de **KOUMRA** au TCHAD. Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP et d'assainissement de la zone d'étude.

L'évaluation des différents besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2053 a donné un débit de point $Q_p=271.706$ l/s et un débit max journalier de **161.072**l/s. Vu que le relief est plus en moins plat de la zone d'étude, nous étions dans l'obligation de faire une adduction par refoulement vers le réservoir de stockage de **1250m³**, dans ce cas, on a utilisé une adduction **gravitaire** à partir du réservoir dans un premier temps et le second pour celui du dimensionnement de la conduite d'adduction **par refoulement** et par suite nous avons choisi les diamètres les plus économiques qui sont de **315 mm** avec des vitesses adéquates (**0.5 m/s**). L'usage du logiciel EPANET a permis aussi de calculer les canalisations constituant le réseau maillé en **4 mailles** et d'une longueur totale avoisinant les **8 km**. On signale que les itérations effectuées indiquent des vitesses d'écoulements convenables aux normes ainsi que des pressions au sol acceptables.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la méthode superficielle de CAQUOT pour une période de retour **de 10 ans**, aussi, les débits des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population dans les trois sous bassins constituant de la zone d'étude. Le réseau ainsi proposé est dimensionné, présente dans ces tronçons des pentes convenables permettant une évacuation des débits des pointes en toute sécurité et avec des vitesses d'écoulement adéquates qui assurent l'auto curage.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tout le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation. Aussi de maîtriser certains logiciels comme **EPANET, Global mapper, AutoCAD, EPACAD, Google Earth**, et **EXCEL** qui sont utiles dans notre vie professionnelle.

Nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant-projet pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux pour la Ville de KOUMRA au Tchad qui est une Ville stratégique, et qu'elle sera prise en charge par une entreprise assez compétente qui assurera la réalisation du projet et son suivi.

Mémoire de PFE

1. Etude du système d’Alimentation en Eau Potable de la Ville d’ATI au Tchad, Institut International de l’eau et de l’environnement.
2. Projet d’adduction d’eau Potable dans la Ville d’AMZOER au Tchad Promotion 2011-2012, Institut International de l’eau et de l’environnement.
3. Alimentation en Eau Potable (Adduction) De La commune de Tizi N’Tleta A partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (Wilaya De TiziOuzou) : 2014/2015 Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.
4. Diagnostic et étude du réseau d'assainissement de la Cité Elhamaissa –commune de HassiKhalifa (wilaya el-Oued) : 2013/2014 Université D’el-Oued.
5. Direction des Ressources en Eau et de la Météorologie (DREM) du Tchad.
6. Etude du Réseau de Voirie, d’Assainissement et d'Eau Potable du lotissement PLAISANCE dans la nouvelle Ville de TAMESNA : 2014/2015 Université Sidi Mohammed Ben Abdellah.
7. Abdoulaye Hassan et Fall Medoune ; Système d’assainissement de la Wilaya d’Ain Temouchent. Mémoire de licence à l’Université d’Ain Temouchent(2012).
8. Francois B, 2006, Distribution et collecte des eaux, édition : presses international polytechniques.
9. Collectif, 2011, Réseaux d’Assainissement Eaux pluviales, Eux usées, Edition : Ginger Cated, P138.
10. Guide de l’assainissement individuel,1995, OMS, P264.
11. Khelladi M. (2006) : Le secteur de l’eau en Algérie. Octobre 2006.

Support de cours

12. Cour d’AEP (Mr Ababou Habib- Mr Nehari-Mr Benmia).
13. Cour d’Assainissement (Mr Benaicha-Mme Baghli-Mr Bergane).
14. Livre Hydraulique Urbaine, A. Dupont, Ouvrages de transport élévation et distribution des eaux, Tome II, 3ème Edition Eyrolles, 1974.

Source (documentation graphique et technique)7

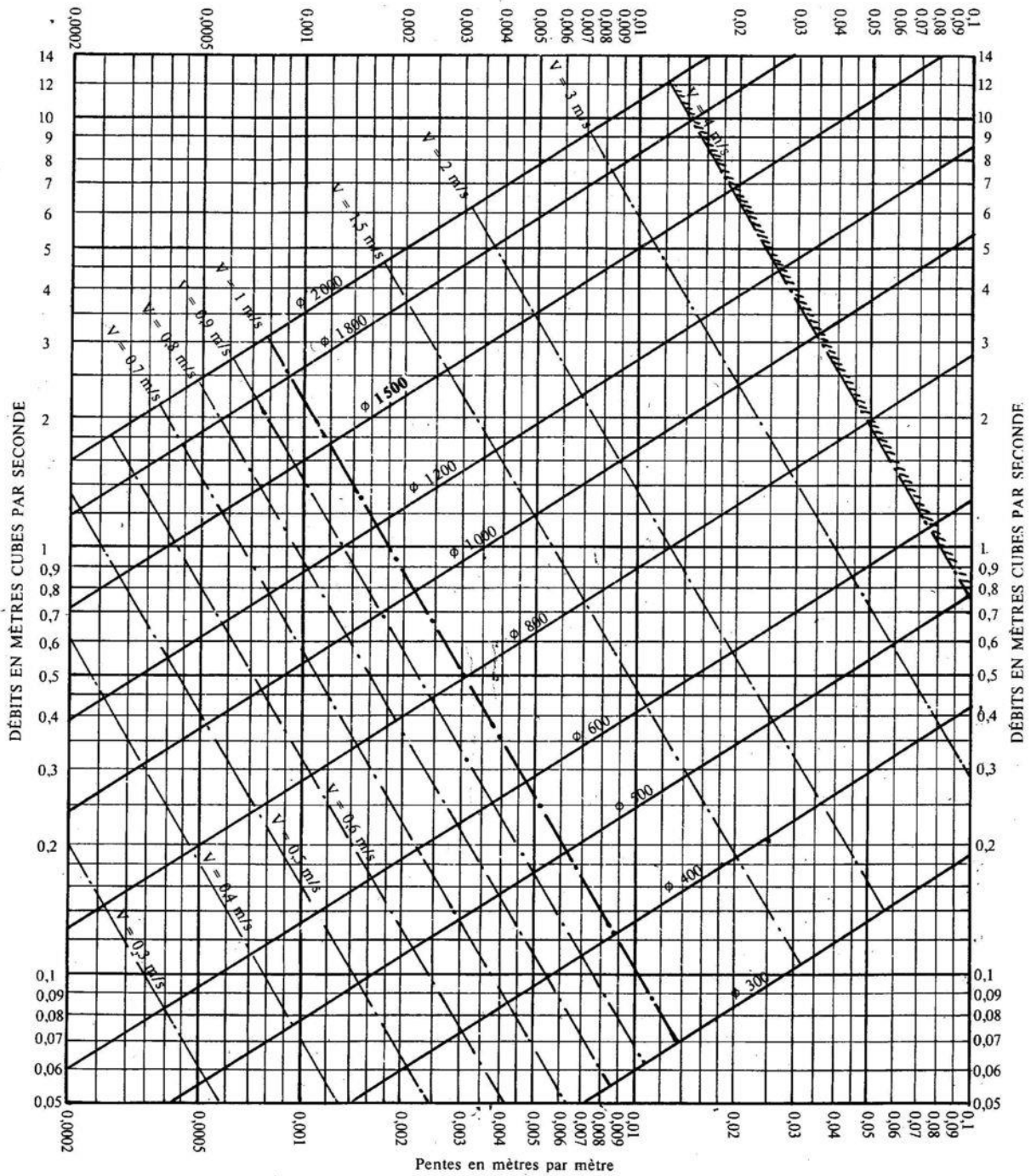
15. Société Tchadienne des eaux (STE) de la Ville de KOUMRA(Tchad).
16. Etude de Proposition et Dimensionnement d'un Réseau d'Assainissement pour le quartier 125 Logements –Remchi : 2014/2015 Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
17. La Direction des Ressources en Eau de la Wilaya d'Ain Temouchent (DRE).
18. Le Dimensionnement des Réseaux d'Assainissement des agglomérations, KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD – PICARDIE) et MAESLSTAF Damien (DDE 80).
19. NOLH, pompes centrifuges monocellulaires normalisées EN 733 (NFE 44111), ISO 5199.
20. Projet d'Appui au Développement Urbain (PADUR) du Tchad.
21. Institut National de la Statistique des Etudes Economiques et Démographiques (INSEED) du Tchad.

Site web

22. <http://www.wikip.fr/reacuteseau-assainissement/reseau-assainissement>
23. <https://media.ooreka.fr/public/image/deversoir-orage-main-9002966.jpg>

Annexes

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)

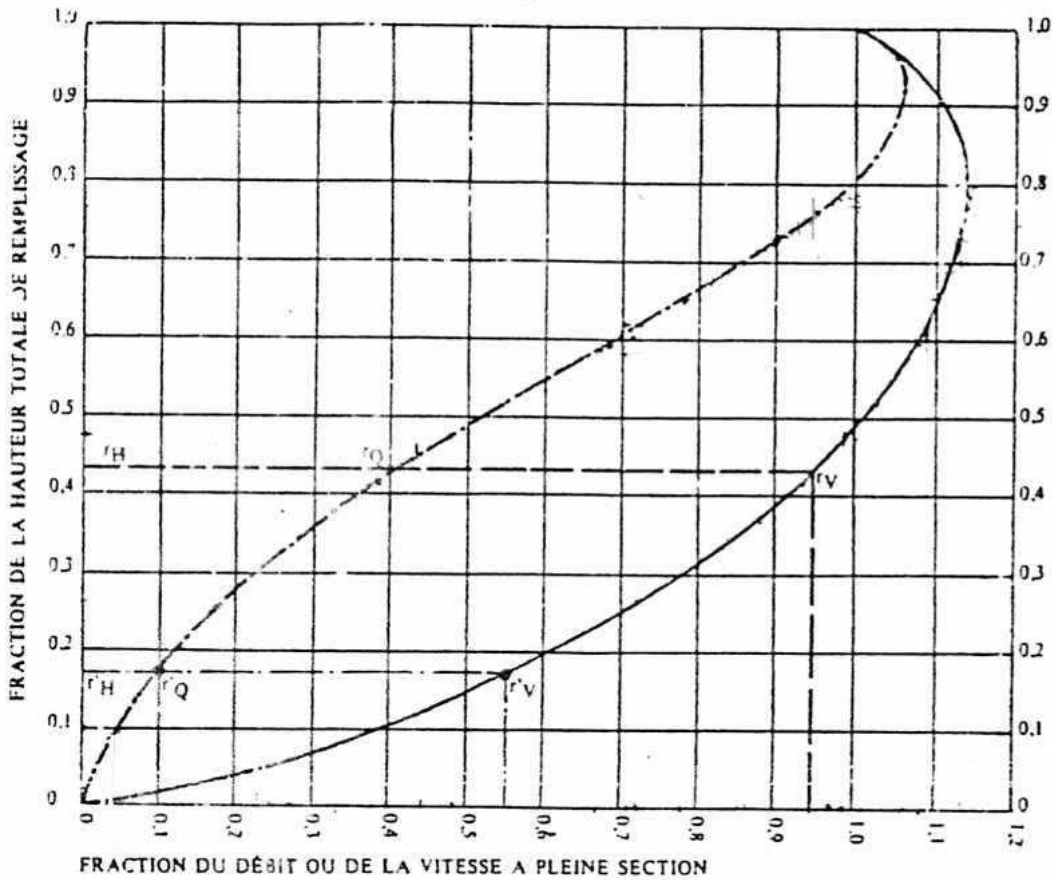


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABaque Ab. 5

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'autocourage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui obtenu 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 $r_H = 0,43$.

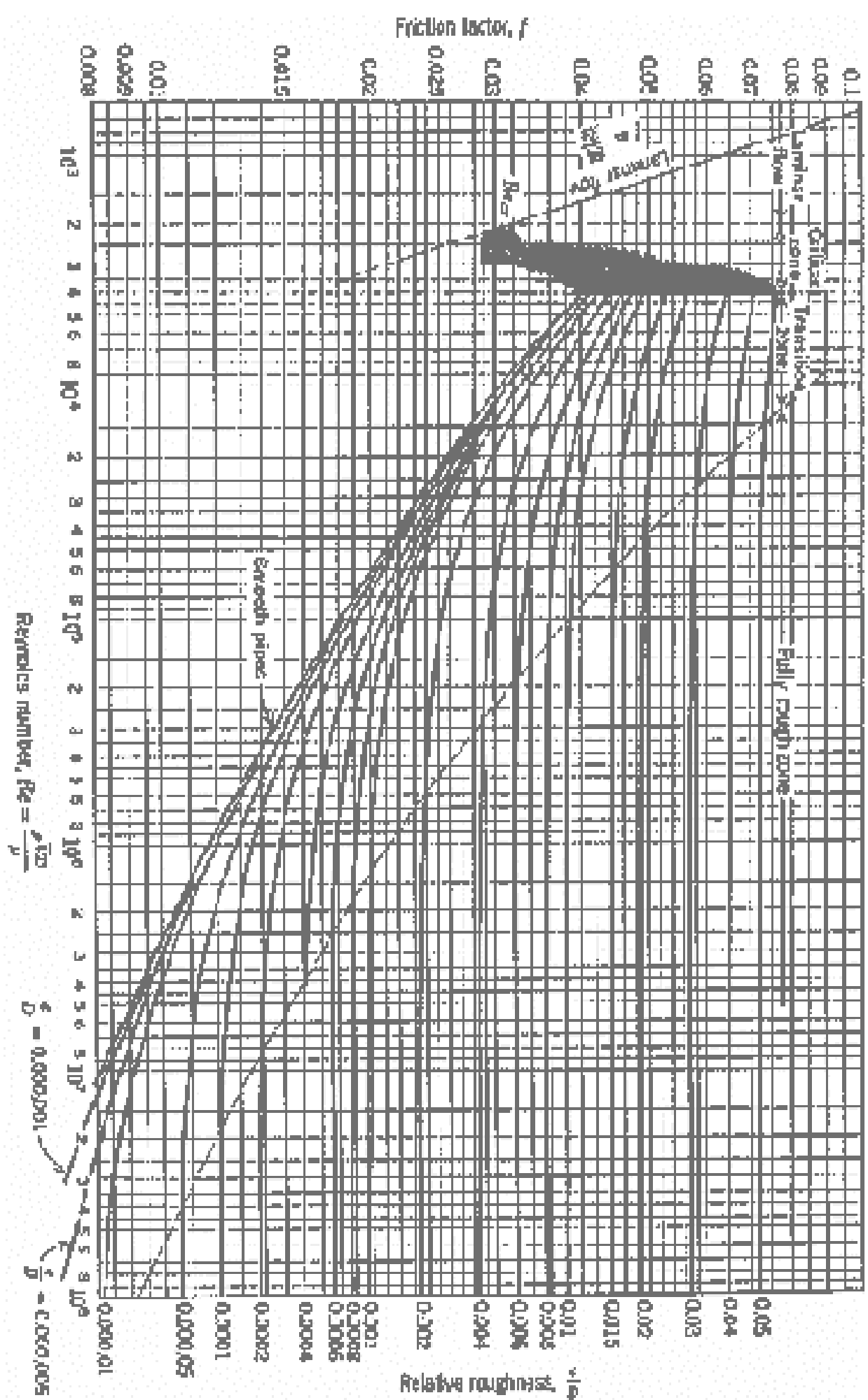
Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r_V = 0,55$ et $r_H = 0,17$ (autocourage).

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.



Reynolds number, $Re = \frac{\rho V D}{\mu}$

$\frac{\epsilon}{D} = 0.000001$
 $\frac{\epsilon}{D} = 0.000005$

Relative roughness, $\frac{\epsilon}{D}$

