



Présentation de la ville de SED REHAL

Introduction :

L'assainissement d'une agglomération est un problème trop complexe pour se prêter à une solution uniforme suivant des règles rigides.

Il est commandé par de nombreux facteurs qui peuvent conduire à des conclusions

Contradictoires entre lesquelles un compromis est à dégager.

Le responsable de la définition des ouvrages à construire doit donc analyser ces différents facteurs qui influent sur la conception du projet.

Cette analyse conduit à étudier :

1. Les données naturelles du site :

- La pluviométrie de la région.
- La topographie.
- L'hydrographie et le régime des nappes souterraines.
- La géologie. ^[1]

2. Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

- Nature des agglomérations.
 - 1- Les agglomérations purement rurales
 - 2- Les agglomérations à activités industrielles prépondérantes
- Importance de l'agglomération.
- Modes d'occupation du sol. ^[1]

3. Les données relatives au développement futur de l'agglomération : ^[1]

4. Les données propres à l'assainissement :

- Les conditions de transport des eaux usées.
 - 1- Les effluents d'origine domestique.
 - 2- Les effluents d'origine industrielle.
- Les problèmes d'exploitation.
 - 1- Problèmes d'exploitation des réseaux.
 - 2- Problèmes d'exploitation des stations d'épuration. ^[1]



I.1 Situation géographique :

La commune de SED REHAL, qui s'étale sur 140.50 ha est située à 86 km ou Sud-Ouest du chef lieu de la wilaya de Djelfa

- Au Nord par Taadmit.
- Au Sud par la wilaya de Laghouat et Guettara.
- A l'Ouest wilaya de Laghouat.
- A l'Est par la commune Deldoul

La ville de SED REHAL est traversée par une route (MESSAAD-LAGHOUAT),

I.2 Données naturelles du site :

I.2.1 Topographie :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitairement. La pente du terrain est faible, et va du Nord vers le sud. L'altitude varie de 775 à 850 m.

I.2.2 Géologie :

La géologie étudie la nature du sol ; donc la carte géologique au 1/50.000 et les appréciations sur le terrain permettent de constater que la principale formation est d'âge quaternaire ; celui-ci s'inscrit dans les terrasses actuelles de Oued Bou Drine, Il est constitué d'encroûtements calcaires plus ou moins consolidés d'épaisseur variable ; cet affleurement couvre la totalité du site.

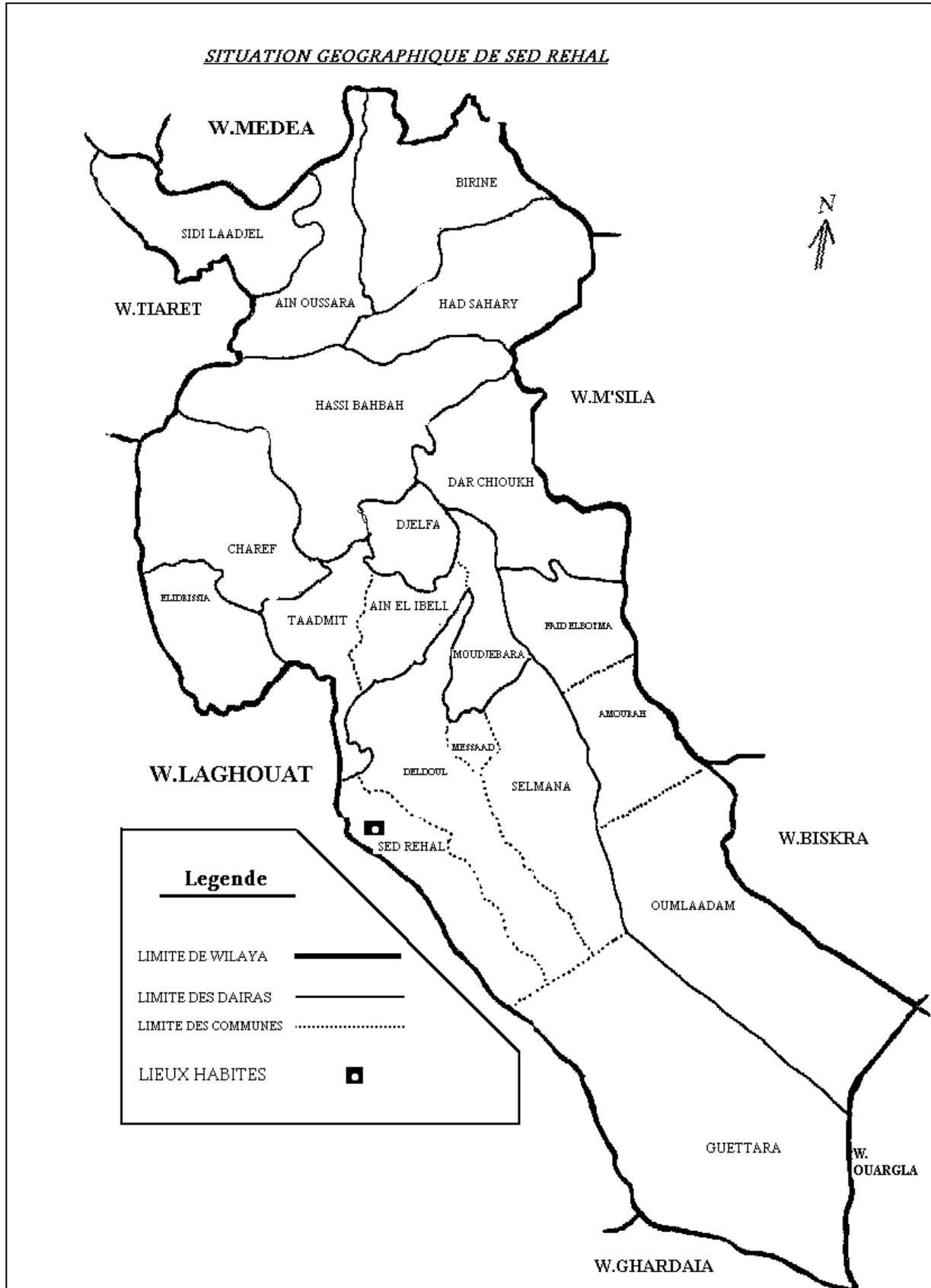
Le sol de la commune Sed-Rehal est de texture différente d'une zone à une autre.

I.2.3 Sismicité :

Selon le degré des intensités maximales observées dans la wilaya de Djelfa sur l'échelle MERCALI; la ville de Sed rehal est considérée parmi les régions sismiques qui présentent une intensité sismique faible.



SITUATION GEOGRAPHIQUE DE SED REHAL





I.2.4 Situation climatique :

I.2.4.1 Climat :

a-Température :

Les écarts des températures sont très importants.

- Hiver : très froid.
- Été : très chaud.

La distribution de la température durant l'année apparaît dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : températures moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
Tc° max	12,5	15,1	18,4	22,8	26,2	31,8	36	35,2	30	24	16,9	13	23,5
Tc°. moy	7.40	9.35	12.45	16.10	19.70	25.45	28.60	27.80	23.40	17.80	11.40	8.05	17.25
Tc°.min	2,3	3,6	6,5	9,4	13,2	18,1	21,2	20,4	16,8	11,6	5,9	5,1	11

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

b-Humidité :

L'humidité de l'air est donnée par le tableau suivant :

Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité %	40	42	35	47	49	49	43	38	41	43	40	40

Source : [ONM]

c-Les vents dominants :

Les directions dominantes des vents sont celles de l'Ouest au Nord – ouest.

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (m/s)	3,1	3,17	3,12	3,67	3,02	3,32	2,43	2,68	3,12	2,35	2,48	2,58

Source : [ONM]

I.2.5. Pluviométrie :

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau. Surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

Tableau I.4 : Répartition mensuelles de la pluviométrie

(Moyenne de la série pluviométrique 1976-2003) Code de la station : 6-06-02

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
p (mm)	13,2	11,3	14,8	14,7	17,5	11,9	4,7	8,9	22,6	19,11	14,6	17,4

Source : [ANRH]



I.3 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

I.3.1 Population :

La population concentrée dans l'agglomération chef lieu de commune a marqué une légère augmentation dans son évolution durant la période (1992 – 1998) par rapport à la période (1966-1992).

Tableau I.5 : Evaluation de la population de SED REHAL.

Années	1966	1977	1988	1998
Nombre d'habitants	2427	4238	6183	9087

Source : APC de SED REHAL.

Tableau I.6 : Taux d'accroissement

Années	1966/1977	1977/1988	1988/1998
Taux d'accroissement	1.055	1.054	1.04

Source : APC de SED REHAL.

I.3.2 Encombrement du sous sol :

Mis à part les plans du réseau d'assainissement, le service de l'hydraulique nous a fourni les plans de recollement des réseaux souterrains y compris AEP, Téléphone, Gaz, et Electricité.

I.3.3 Situation hydraulique :

I.3.3.1 Alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable de l'agglomération de SED REHAL est assurée par un champ de captage composé de 02 forages :

1- le forage SED REHAL (N°1) vers un réservoir de 1000 m³.

2- le forage SED REHAL (N°2) vers un réservoir de 1000 m³.

Ce réseau est de type maillé, à long terme, il nous faudra vérifier si ce dernier répondra aux besoins de la population future.



a- Caractéristiques du champ de captage :

a.1) forages :

Tableau I.7 : coordonnées (Lambert) des points de captage

Points	X	Y	Z (m)
forage SED REHAL (01)	354.50	180.00	785,35
forage SED REHAL (02)	367.30	185.00	840,54

Les caractéristiques des forages du Champs de captage sont reproduites sous forme de tableaux :

Tableau I.8 : Caractéristiques des forages

	Débit (l/s)	HMT (m)	Profondeur Du forage (m)	Niveau statique Ns (m)	Niveau dynamique Nd (m)	Débit de forage (l/s)	Débit de la pompe (l/s)	Niveau de la pompe (m)	forage
forage Sed- Rehal (01)	6	158	280	34,40	45,80	6	6	75	électrifié
forage Sed- Rehal (02)	27	197	240	32,30	40,65	270	15	60	électrifié

Source : service hydraulique de SED REHAL

Observations :

Actuellement l'agglomération de Sed-rehal est alimentée par deux réservoirs (12h/24).

b) Stockage :

Chaque réservoir de capacité totale 1000m³ se remplissant à partir du forage SED REHAL 1 (6 l/s), et de SED REHAL 2 (12 à 15 l/s), est destiné à l'alimentation en eau potable.

c) Réseau de distribution :

Le diamètre actuel de la conduite maîtresse est égal à Ø150 mm (acier), en bon état.



I.3.3.2 Assainissement :

Le réseau d'assainissement de la ville de SED REHAL est pratiquement inexistant. Quelques tronçons de collecteurs rejettent directement dans le milieu naturel et des fosses septiques.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, nous avons opté pour le dimensionnement total d'un réseau d'assainissement.



Etude hydrologique

Introduction

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie. Une protection absolue nécessiterait la construction de réseaux aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient; de tels ouvrages seraient en outre d'une exploitation défectueuse parce qu'ils risqueraient de favoriser la formation de dépôts fermentescibles.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une Durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « $T = 1/F$ »

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

Les averses :

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie ΔH tombé en un temps Δt .^[2]

II.1 Choix de la période de retour :

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.^[2]

II.2 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt ,^[2]

Soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.



Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

II.2.1 : Analyse des données pluviométriques et choix de la loi

d'ajustement :

II.2.1.1 : Analyse des données statistiques :

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de SED REHAL ville dont le code est : 6-06-02, sur une période de fonctionnement de 1976 à 2002 qui a été fournie par l'ANRH d'Alger et de coordonnées Lambert.

$X = 574.50$ Km.

$Y = 396.50$ Km.

$Z = 790$ m.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 27 ans.



Tableau II.1 : précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de Sed Rehal

Année	Précipitations (mm)												Max	Total
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou		
76-77	38.8	6.5	8.7	7.7	5.6	3.8	6.4	11.5	25.5	2.7	0.8	6.3	38.8	124.3
77-78	2.5	4.8	8.9	0.9	1.9	3.5	1.2	0	2.3	0	0	4.4	8.9	30.4
78-79	0	14.5	5.2	0	17.5	4.5	2.1	1	2.9	8.6	0	0	17.5	56.3
79-80	20.6	8.2	0	0	0	14.6	26	9.8	0.8	0	0	0	26	80
80-81	12.2	0	15.1	10.4	0	5.2	0	16	0	5.8	0	10.7	16	75.4
81-82	8.2	0.4	0	1.5	0.7	2.2	6.3	26.3	10.2	0	0	0	26.3	55.8
82-83	4.5	5.2	14	4.3	0	1.7	0	5.7	15.7	0	0	32.8	32.8	83.9
83-84	0	0	0.6	0	4	0	11.2	2.5	2.9	3.8	0	3	11.2	28
84-85	0.9	12.2	8.2	0	12.7	0.9	9.4	0	11.6	0	0	0	12.7	55.9
85-86	2.2	7.5	18.9	0	2	3.2	16.2	0	0	2	0	0	18.9	52
86-87	14.7	0	16.5	0	18.5	1.8	1.4	0	0	3.6	6.9	0	18.5	63.4
87-88	0	14	8.2	12.8	6.6	3.1	7.4	11.7	12.8	23.4	6.9	0	23.4	106.9
88-89	0	18.9	6.9	0.3	1.7	0.5	2.7	0	2.3	3.9	0	9.6	18.9	46.8
89-90	15.7	0.5	6.7	9.4	16.4	0	0.9	12.5	12.2	0	2	5.1	11.4	81.4
90-91	10.7	0.3	0	3.8	2.2	16	20	27	13.5	0	0.2	2.8	27	96.5
91-92	4.2	21.5	7.4	18.9	1.5	0	22.5	19.2	66.2	3.5	9.1	2.5	66.2	176.5
92-93	7.4	0	6.4	0	0	8.2	1.8	0	5.3	0	0	0	8.2	29.1
93-94	1.5	3.6	2.9	0.6	5.2	0	3	0	0	0	0	0	5.2	16.8
94-95	37.7	29.7	7.5	0	0	7.5	2.5	4.4	0.3	23.2	0	0	37.7	112.8
95-96	21.3	4.7	3.5	15	11.9	3.5	0	0	9.7	2.6	0	2.6	21.3	74.8
96-97	10.2	2.6	0.4	2	10.1	1.5	3.1	29.3	8.6	2.9	2.9	11.5	29.3	85.1
97-98	19.7	10.5	2.3	1.2	4.3	12.2	2.8	0	9.3	3.7	1.8	0	19.7	67.8
98-99	29	10.3	1	0	26	10.5	8.5	0.3	0	0.6	0.8	0.7	29	87.7
99-00	23.3	8.2	17.5	41.2	0.2	0	5.3	0	2.2	0.2	0	0	41.2	98.1
00-01	11.4	31.6	0	0	2.2	1.5	0	3.1	5.8	1.5	0	12.4	31.6	69.5
01-02	2.6	3.6	3.8	2.8	5.5	7	0.4	32.2	0	1.1	4.5	9.8	32.2	73.3
02-03	2.5	7.2	6.6	1.5	12.2	4	2.7	3.8	1.5	10.4	1.3	0	12.2	53.7

Source A.N.R.H (AGENCE NATIONAL DES RESSOURCE HYDRAULIQUE .ALGER)



a- Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 27 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=27} Xi = 642.1\text{mm}$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=27} Xi}{N} = \frac{642,1}{27} = 23.78\text{mm}. \quad (\text{II.2})$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 27 ans).

- **Ecart type σ_x :**

Pour N < 30 ans on a :

$$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \right] \quad (\text{II.3})$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{4391.23}{26}} = 12.75\text{mm}$$

- **Coefficient de variation :**

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} = \frac{12.75}{23.78} \quad (\text{II.4})$$

$$C_v = 0,54$$

- **Exposant climatique :**

Il est donné par l'A.N.R.H d'Alger b= 0,30

II.2.1.2 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

- loi de GALTON ou loi log normale.
- Loi de GUMBEL.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord



d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

II.2.1.3 Vérification de l'homogénéité de la série :

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

➤ Test de la médiane :

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

La médiane :

Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $(N+1)/2$ c'est-à-dire en rang 14.

$$\text{Médiane}(X_{50\%}) = 21.3 \text{ mm}$$

Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

$$Ns = 14.$$

$$Ts = 4.$$

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$Ns > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N + 1}) = 9$$

$$Ts < 3.3 (\log_{10} (N) + 1) = 8.02$$

$$\text{Avec : } \alpha = 5\% \quad u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

II.2.2 Calcul des paramètres de la loi choisie :

II.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \quad (\text{II.5})$$

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x.

α , x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$, la loi de GUMBEL s'écrit



$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.6})$$

$y = \frac{\alpha}{(x - x_0)}$ Variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$.

L'équation présent sous la forme : $x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0$.

Est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL. [2]

a) Procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.7})$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (**moyenne, écart type ...**).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -\left[Ln(-LnF(x))\right] \quad (\text{II.8})$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II.9})$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :



$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \quad (\text{II.10})$$

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite et x_0 est l'ordonnée à l'origine.

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

Les paramètres $\frac{1}{\alpha}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance. [2]

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 12,75 = 9,945; \text{ donc } \frac{1}{\alpha} = 9,945 \text{ mm.}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=21} y_i}{n} = 0,566 \text{ mm}$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 23,78 - 9,945(0,566) = 18,15 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 9,945y + 18,15$$

D'où : $P_{\max, p\%} = 9,945 y + 18,15$

Le coefficient de corrélation $r = 0,98$

Remarque :

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL : (Voir graphe N°II-1).

La variable réduite est égale à :

$$y = -\text{Ln}(-\text{Ln}F(90\%)) = 2,25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max, 10\%} \Rightarrow p [30,5 < 40,52 < 51] = 95\% \text{ (voir tableau II-2)}$$



c) Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :

- GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 27

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1/(1-q)$

Tableau II.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
10000.0	0.9999	111	19.1	73.8	- 149
2000.0	0.9995	95.0	15.9	63.9	- 126
1000.0	0.9990	87.9	14.5	59.6	- 116
200.0	0.9950	71.6	11.2	49.6	- 93.6
100.0	0.9900	64.5	9.82	45.3	- 83.8
50.0	0.9800	57.5	8.43	40.9	- 74.0
20.0	0.9500	48.0	6.60	35.1	- 61.0
10.0	0.9000	40.7	5.23	30.5	- 51.0
5.0	0.8000	33.1	3.87	25.5	- 40.7
3.0	0.6667	27.1	2.92	21.3	- 32.8
2.0	0.5000	21.6	2.30	17.1	- 26.1
1.4286	0.3000	16.0	2.11	11.9	- 20.2
1.2500	0.2000	13.1	2.25	8.67	- 17.5
1.1111	0.1000	9.45	2.60	4.35	- 14.5
1.0526	0.0500	6.78	2.95	0.998	- 12.6
1.0204	0.0200	4.07	3.35	-2.50	- 10.6
1.0101	0.0100	2.42	3.62	-4.68	- 9.51
1.0050	0.0050	0.995	3.86	-6.57	- 8.56
1.0010	0.0010	-1.69	4.32	-10.2	- 6.78
1.0005	0.0005	-2.66	4.49	-11.5	- 6.15
1.0001	0.0001	-4.61	4.85	-14.1	- 4.89

Avec :

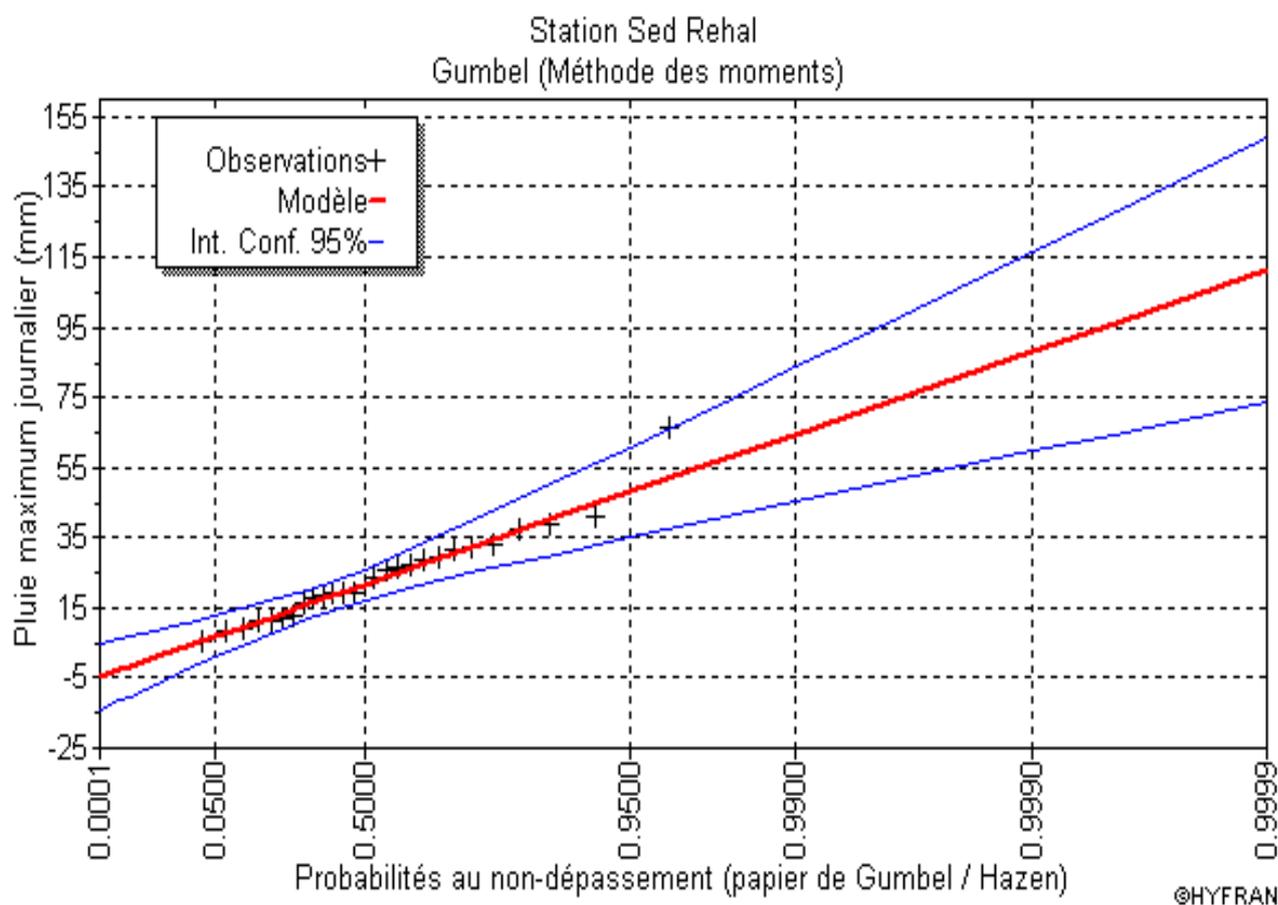
T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

Tableau II.3 : Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	5.2
Maximum	66.2
Moyenne	23.8
Ecart-type	13
Médiane	21.3
Coefficient de variation (Cv)	0.546
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.29



Graphe II-1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Remarque :

La loi de GUMBEL ne s'ajuste pas.

II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :



$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.11})$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.12})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique. [2]

a) Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et σ
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.13})$$

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3,02 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0,57 \text{ mm}$$

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.02 + u * 0,57$$

$$u=1.28 \quad P_{\max j, 10\%} = 42.50 \text{ mm.}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe N° II-2



L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max,10\%} \Rightarrow p [30.2 < 42.70 < 55.1] = 95\% \quad (\text{voir tableau II-4})$$

c) Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 21.

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

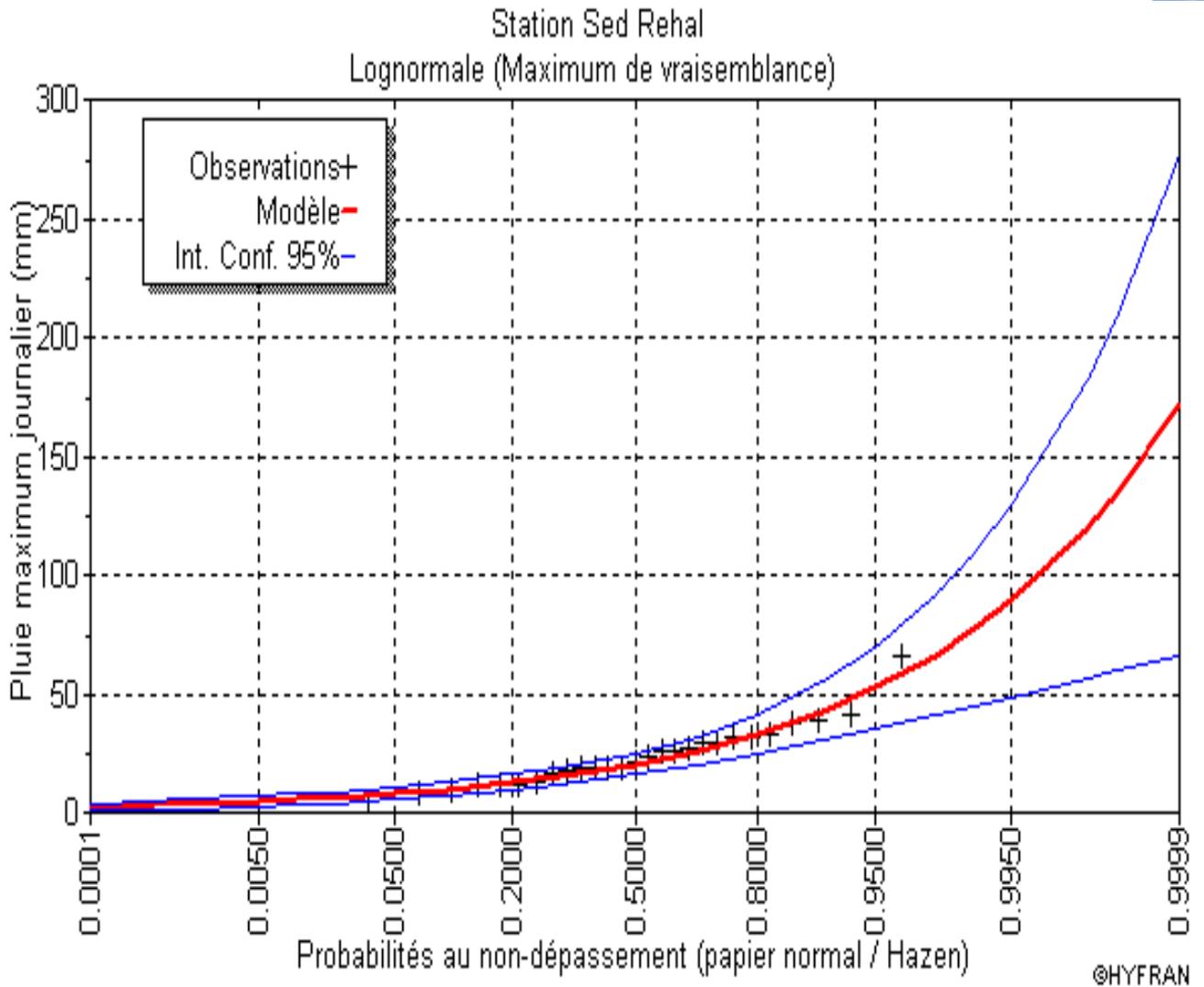
T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
10000.0	0.9999	171	53.8	65.9	- 277
2000.0	0.9995	134	37.9	59.9	- 208
1000.0	0.9990	120	32.1	56.8	- 183
200.0	0.9950	89.2	20.7	48.8	- 130
100.0	0.9900	77.4	16.6	44.9	- 110
50.0	0.9800	66.3	13.0	40.8	- 91.7
20.0	0.9500	52.5	8.93	35.0	- 70.0
10.0	0.9000	42.7	6.37	30.2	- 55.1
5.0	0.8000	33.2	4.26	24.8	- 41.5
3.0	0.6667	26.2	3.02	20.3	- 32.2
2.0	0.5000	20.5	2.25	16.1	- 25.0
1.4286	0.3000	15.2	1.79	11.7	- 18.7
1.2500	0.2000	12.7	1.63	9.51	- 15.9
1.1111	0.1000	9.89	1.48	6.99	- 12.8
1.0526	0.0500	8.04	1.37	5.36	- 10.7
1.0204	0.0200	6.37	1.25	3.92	- 8.81
1.0101	0.0100	5.45	1.17	3.16	- 7.74
1.0050	0.0050	4.73	1.09	2.58	58 - 6.87
1.0010	0.0010	3.53	0.944	1.67	- 5.38
1.0005	0.0005	3.14	0.888	1.40	- 4.89
1.0001	0.0001	2.46	0.773	0.947	- 3.98

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.



Grphe II-2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

II.2.3 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI:

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

$$I_{t_{15 \text{ min}}, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

- I_{t15 min,p%}**: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).
- I_{24,p%}**: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.
- t** : durée de l'averse en heure, t=0.25h = 15 min pour une période de retour de 10 ans.
- b** : exposant climatique de la région (b=0.30),



Nous aurons donc :

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

➤ **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{40.7}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,30-1} = 41.40\text{mm} / h$$

$$I_{15\text{min},10\%} = 41.40\text{mm} / h$$

➤ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{42.7}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,30-1} = 43.43\text{mm} / h$$

$$I_{15\text{min},10\%} = 43.43\text{mm} / h$$

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = \frac{43.43 * (10000)}{3600} = 120.64\text{l} / \text{s} / \text{ha}$$

$$I = 120.64\text{l} / \text{s} / \text{ha}$$

Avec $\frac{10000}{3600}$: terme de conversion du mm/h en l/s/ha



Calcul de base

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2030, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1 Situation démographique :

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad (III.1)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 1998 ($P_0=9087$ hab.).

T : taux d'accroissement égale d'après l'APC de Sed-Rehal à 4.5% pour notre région.

N : écart d'années entre les deux horizons (1998-2030) $N = 32$ ans.

Tableau III.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	1998	2020	2030
Estimation	9087	23932	37166

III.2 : Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).



Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. [3]

III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif. [3]

III.3.1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections En charge. On distingue :

➤ **Système séparatif :**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

➤ **Système unitaire :**

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

➤ **Système mixte :**

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.



III.3.2 Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

III.3.3 Système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

III.3.4 Systèmes spéciaux :

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue

➤ **Système sous pression sur la totalité du parcours :**

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

➤ **Système sous dépression :**

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

III.4 Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel. [4]

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système pseudo-séparatif :

- pour pouvoir récupérer les eaux de ruissellement car notre région est à vocation agricole.
- pour pouvoir procéder au rinçage de nos conduites afin d'éviter le dépôt de sable dans ces dernières.

Nous utiliserons le schéma perpendiculaire pour le réseau pluvial, pour économiser sur le linéaire de nos conduites. Nous augmenterons un peu les pentes, pour diminuer les sections.

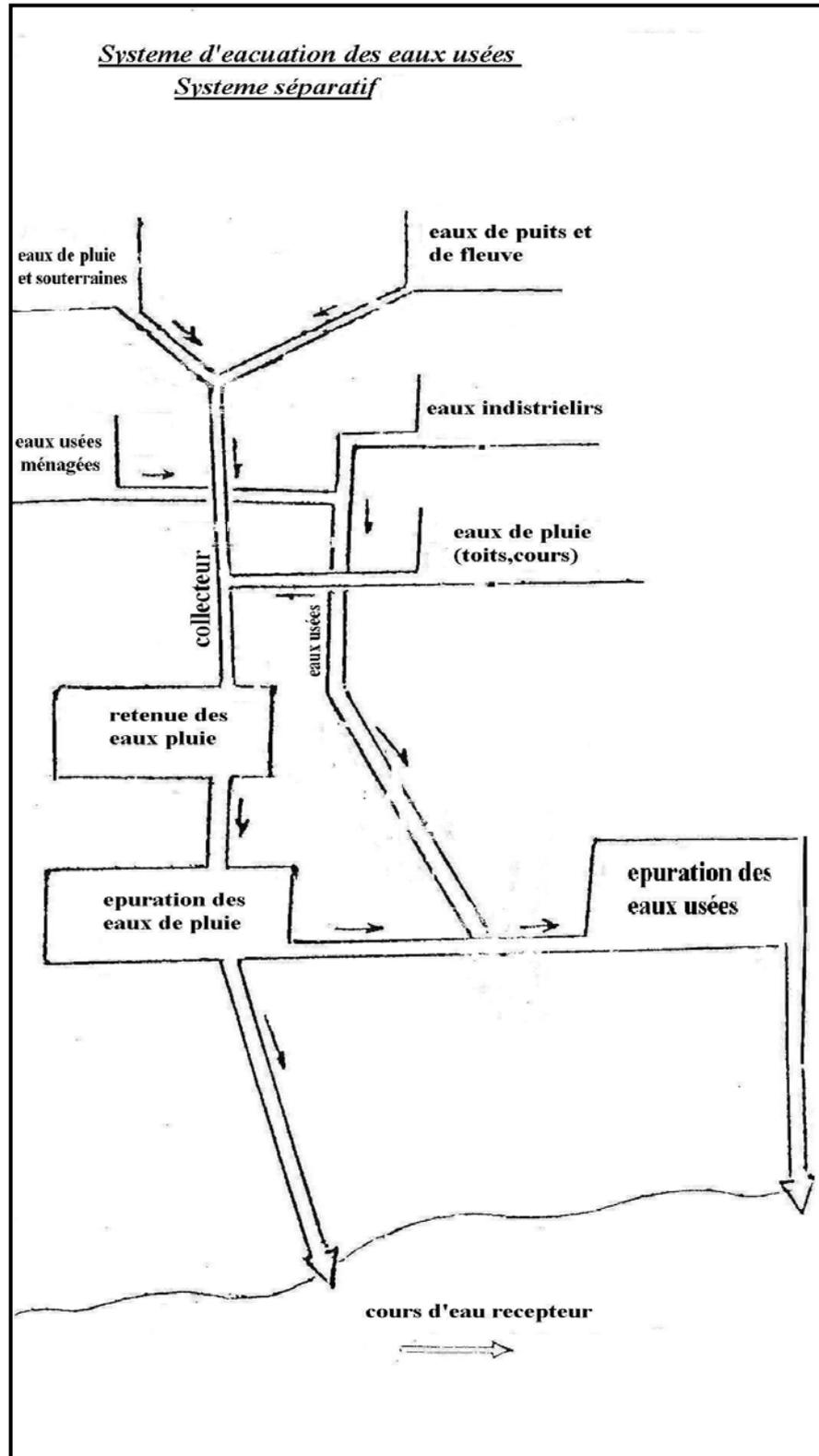


Fig.III.1 : Représentation schématique des branchements
(En système séparatif)



Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Systeme	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<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.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies (inversion de



En suite tableau III.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

				branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).
Spéciaux	<p>L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques :</p> <ul style="list-style-type: none"> - topographies spéciales. - liaisons intercommunales. 	<ul style="list-style-type: none"> - utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations. 	<ul style="list-style-type: none"> - coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H₂S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H₂S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

III.5 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants : ^[3]

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

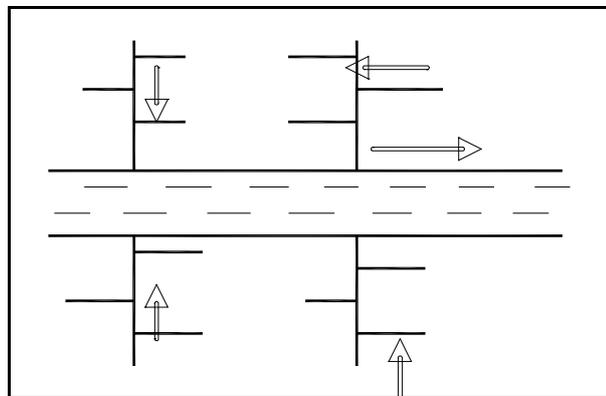


Fig.III.2 : Schéma perpendiculaire

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

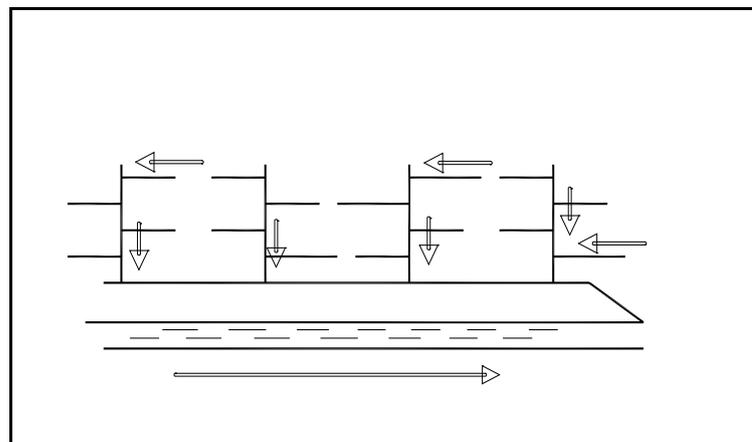


Fig.III.3 : Schéma par déplacement latéral

III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quant celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

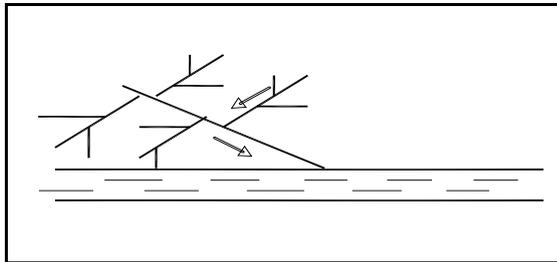


Fig.III.4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

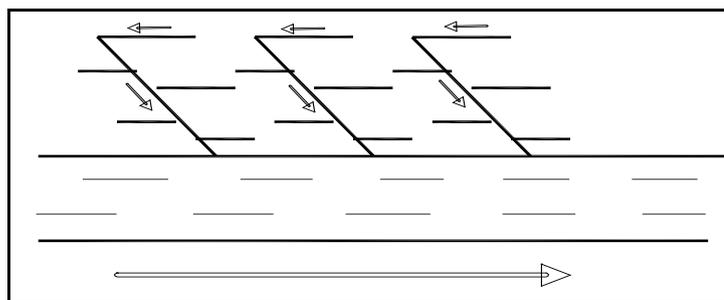


Fig.III.5 : Schéma à Collecteur Etagé

III.5.5 Schéma type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

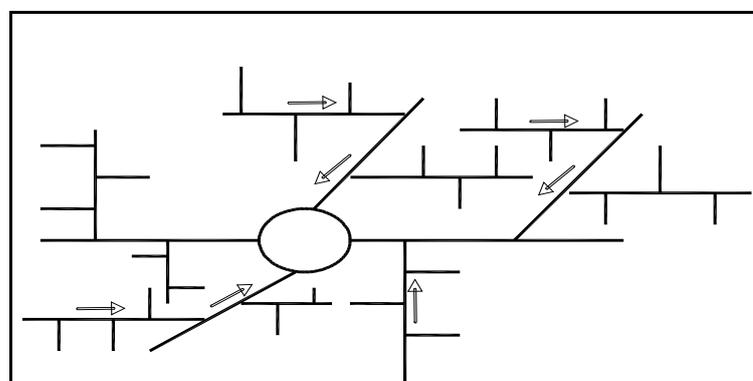


Fig.III.6 : schéma type radial



III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau usée avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération. Et pour le réseau d'eau pluviale on choisie le schéma perpendiculaire, à cause de l'aspect économique. [4]

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air. [1]



III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (III.2)$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin (i=1....16).

III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20



III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau III.4: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important

Tableau III 5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Source : cours de 4^{ème} année (2005/2006) M^{me} : DERNOUNI



III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau III.6 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Source : cours de 4^{ième} année (2005/2006) M^{me} : DERNOUNI

III.7.6 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	C_r
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Source : cours de 4^{ième} année (2005/2006) M^{me} : DERNOUNI

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitations.



Tableau III.8 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	15.2	0.5
2	11.22	0.7
3	5.52	0.7
4	6.92	0.65
5	5.72	0.66
6	8.97	0.65
7	9.46	0.75
8	7.34	0.72
9	6.61	0.75
10	9.44	0.65
11	5.65	0.6
12	6.79	0.65
13	11.57	0.65
14	9.45	0.65
15	9.7	0.5
16	10.94	0.6

III.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

III.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{89.78}{140.50} = 0,64$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,64}$$



III.8.2 Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rp}.A} \quad (III.3)$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha).

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) **$A=140.50ha$** .

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon **2030 = 37166 hab**.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i. A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau III.5.

Tableau III.9: nombre d'habitants :

N° :S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	15.2	0.5	7.6	206.98	3146
2	11.22	0.7	7.854	289.78	3251
3	5.52	0.7	3.864	289.78	1600
4	6.92	0.65	4.498	269.08	1862
5	5.72	0.66	3.7752	273.22	1563
6	8.97	0.65	5.8305	269.08	2414
7	9.46	0.75	7.095	310.48	2937
8	7.34	0.72	5.2848	298.06	2188
9	6.61	0.75	4.9575	310.48	2052
10	9.44	0.65	6.136	269.08	2540
11	5.65	0.6	3.39	248.38	1403
12	6.79	0.65	4.4135	269.08	1827
13	11.57	0.65	7.5205	269.08	3113
14	9.45	0.65	6.1425	269.08	2543
15	9.7	0.5	4.85	206.98	2008
16	10.94	0.6	6.564	248.38	2717

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé du choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants par sous bassin (16 sous bassins) afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.



Evaluation des débits à évacuer

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

IV.1 Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue:

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.

A. Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).^[1]



➤ **Qualité des eaux usées :**

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif .leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

➤ **Quantité à évacuer :**

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

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

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B. Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

.C. Eaux usées industrielles :

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

- D'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter des mesures « in situ ».
- Que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau pluvial.

IV.1.2 Estimation des débits des eaux usées :

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



L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. [3]

IV.1.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (Source A.P.C),

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation. [3]

V.1.3.1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_p}{86400} \quad (IV.1)$$

Avec:

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) .

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.

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

IV.1.3.2 Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy.j} \quad (IV.2)$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier.

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad si \quad Q_{moy.j} \geq 2,81 / s \quad (IV-3)$$

$$K_p = 3 \quad si \quad Q_{moy.j} < 2,81 / s$$

**Remarque :**

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (IV-2)

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau N° IV.1 et le tableau N° IV.2



Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin :

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)	Qequi total (m ³ /j)	Qequi total (l/s)
1	Stade	m ²	10300	5	51.5	41.2	41.2	0.531
	Ecole primaire	Elève	580	10	5.8	4.64	4.64	
2	CEM	Elève	786	10	7.86	6.288	6.288	0.073
3	Station naftal	Fonctionnaire	10	15	0.15	0.12	0.12	0.001
4	Ecole primaire	Elève	572	10	5.72	4.576	4.576	0.053
6	A.P.C	Fonctionnaire	25	15	0.375	0.3	51.18	0.592
	Jardin	m ²	6360	10	63.6	50.88		
8	Ecole primaire	Elève	520	10	5.2	4.16	4.16	0.048
10	Lycée	Elève	1225	10	12.25	9.8	9.8	0.113
11	Mosquée	Fidèle	1000	30	30	24	46.96	0.54
	jardin	m ²	2870	10	28.7	22.96		
12	Garde communale	Fonctionnaire	23	15	0.345	0.276	0.276	0.003
13	Parc A.P.C	Fonctionnaire	10	15	0.15	0.12	0.12	0.001



Tableau IV.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées :

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pte,usé} (l/s)	Q _{equip} (l/s)	Q _{total} (l/s)	Q _{total} (m ³ /s)
1	15.2	3146	4.369	2.696	11.780	0.477	12,257	0,0123
2	11.22	3251	4.515	2.677	12.085	0.073	12,158	0,0122
3	5.52	1600	2.222	3.000	6.667	0.001	6,668	0,0067
4	6.92	1862	2.586	3.000	7.758	0.053	7,811	0,0078
5	5.72	1563	2.171	3.000	6.513	0.000	6,513	0,0065
6	8.97	2414	3.353	2.865	9.607	0.592	10,199	0,0102
7	9.46	2937	4.079	2.738	11.168	0.000	11,168	0,0112
8	7.34	2188	3.039	2.934	8.916	0.048	8,964	0,0090
9	6.61	2052	2.850	2.981	8.495	0.000	8,495	0,0085
10	9.44	2540	3.528	2.831	9.987	0.113	10,100	0,0101
11	5.65	1403	1.949	3.000	5.846	0.540	6,386	0,0064
12	6.79	1827	2.538	3.000	7.613	0.003	7,616	0,0076
13	11.57	3113	4.324	2.702	11.684	0.001	11,685	0,0117
14	9.45	2543	3.532	2.830	9.996	0.000	9,996	0,0100
15	9.7	2008	2.789	3.000	8.367	0.000	8,367	0,0084
16	10.94	2717	3.774	2.787	10.517	0.000	10,517	0,0105
Somme	140.5	37164	51.617		146.999	1.901	148,900	0,1489



IV.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux les plus utilisées.

IV.2.1 Méthode rationnelle :

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

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

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (IV.4)$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement.

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

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

IV.2.1.1 Hypothèses De La Méthode Rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre. [5]



IV.2.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :

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

IV.2.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait qu'il :

t_1 , t_2 et t_3 tels que :

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

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

➤ $t_3 = \frac{L}{1.487 \sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

➤ Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.

➤ Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$.

➤ Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Où :

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

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

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m). [6]

Remarque : Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui corresponde.

IV.2.2 Méthode superficielle :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de **M. Caquot**. Les études les plus récentes,



Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u} \quad (\text{IV.5})$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de **a (F)** et (ou) de **b (F)** qui sont eux-mêmes.

Les paramètres de la relation.

$$i(t, F) = a(F)tb(F) \quad (\text{IV.6})$$

Où **i (t, F)** est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**, de fréquence de dépassement **F**, **i** est exprimé en millimètres par minute et **t** en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

Q (F) est le débit de fréquence de dépassement **F** exprimé en mètres cubes par seconde

I : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre).

Cr : est le coefficient de ruissellement

A : est la superficie du bassin versant (en hectares).

K : est un coefficient d'expression

$$K = \frac{0.5b(F) a(F)}{6,6} \quad (\text{IV.7})$$

U : est un coefficient d'expression

$$U = 1 + 0.287b(F) \quad (\text{IV.8})$$

V : est un coefficient d'expression

$$V = -0.41b(F) \quad (\text{IV.9})$$

W : est un coefficient d'expression

$$W = 0.95 + 0.507b(F) \quad (\text{IV.10})$$

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2 »^[1]

IV.2.2.1 Evaluation de la pente :

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs «**L_K**» de pente sensiblement constante « **I_K** », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante



$$I = \left(\frac{\frac{L}{L_K}}{\sqrt{I_K}} \right)^2 \quad (IV.11)$$

IV.2.2.2 Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$A'/A \text{ avec } C \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule environ 20% de la superficie de cette zone.

IV.2.2.3 Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur :

L'allongement « M » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré de surface équivalente à la superficie du, bassin

Considéré, son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8 \quad (IV.12)$$

Lorsqu'il apparaîtra utile de rechercher une grande approximation dans l'évaluation des débits, par exemple en vue de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important ou lorsqu'on aura affaire à un bassin de forme très ramassée ou au contraire de forme très allongée, on pourra, après avoir déterminé l'allongement « M » correspondant, corriger le débit calculé en le multipliant par un coefficient d'influence « ni » traduisant quantitativement le fait que, pour une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement « M » dudit bassin.

IV.2.2.4 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

La formule superficielle développée ci avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_j , I_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :



Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface A_1, A_2, \dots de plus longs parcours en temps d'écoulement L_1, L_2, \dots et de débits de pointe individuels Q_{p1}, Q_{p2}, \dots). On calculera l'allongement équivalent dudit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel $L (Q_{pjMAX})$.

Tableau IV.3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left(\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons

IV.2.2.5 Validité des formules :

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

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



IV.3 Choix de la méthode :

Toutefois selon les conditions aux limites de chacune de ces méthodes, nous choisissons la méthode superficielle pour l'évaluation des débits pluviaux, car elle est mieux adoptée aux critères de notre site d'étude.

IV.4 Calcul des débits pluviaux

a) Calcul des coefficients a (f) et b (f).

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule

$$i(t, f) = a(f).t^{b(f)} \quad (\text{IV.13})$$

Alors que la formule de MONTANARI s'écrit comme suit :

$$i_{t(f)} = \frac{i_{24(f)}}{60} \cdot \left(\frac{t}{24.60} \right)^{b-1} \quad (\text{IV.14})$$

b : exposant climatique b=0.30

i : intensité de pluie.

Par analogie entre les deux formules on tire :

$$b(f) = b - 1 = 0.30 - 1 = -0.70 \quad (\text{IV.15})$$

$$a(f) = \frac{P_{24(f)}}{24 \times 60} \cdot \left(\frac{1}{24.60} \right)^{b-1} \quad (\text{IV.16})$$

P₂₄ (f) : pluie maximale journalière (P₂₄ = 43.43 mm/j).

b : exposant climatique b=0.30

$$a(f) = \frac{43.43}{24.60} \left(\frac{1}{24.60} \right)^{-0.70} = 4.90$$

Donc :

$$a(f) = 4.90$$

$$b(f) = -0.70$$

b) Calcul des coefficients d'expressions

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)}.a(f)}{6.6} = 1.21 \quad (\text{IV.17})$$

$$v = -0,41b(f) = 0.29$$

$$u = 1 + 0,287b(f) = 0.80$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) = 0.60$$

Ce qui nous amène à avoir la formule de MONTANARI sous la forme :



$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} = 1,27 \cdot I^{0,363} \cdot C_r^{1,25} \cdot A^{0,75} \quad m^3 / s$$

Le débit pluvial corrigé est égal :

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

Avec :

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

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84 \cdot b(f)}{1 + 0,287 \cdot b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^{-0,736} \quad (\text{IV.18})$$

Tableau IV.4: évaluation des débits d'eau pluviale

S -B	Surface (ha)	I	C	K ^{1.25}	I ^{0.363}	C _r ^{1.25}	A ^{0.75}	Q (m ³ /s)
1	15.2	0.053	0.5	1.21	0.3443	0.4204	7.698	1.348
2	11.22	0.051	0.7	1.21	0.3395	0.6403	6.130	1.613
3	5.52	0.048	0.7	1.21	0.3321	0.6403	3.601	0.927
4	6.92	0.025	0.65	1.21	0.2621	0.5836	4.267	0.790
5	5.72	0.022	0.66	1.21	0.2502	0.5949	3.699	0.666
6	8.97	0.035	0.65	1.21	0.2961	0.5836	5.183	1.084
7	9.46	0.032	0.75	1.21	0.2867	0.6980	5.394	1.306
8	7.34	0.056	0.72	1.21	0.3512	0.6632	4.459	1.257
9	6.61	0.038	0.75	1.21	0.3051	0.6980	4.122	1.062
10	9.44	0.029	0.65	1.21	0.2766	0.5836	5.386	1.052
11	5.65	0.032	0.6	1.21	0.2867	0.5281	3.665	0.671
12	6.79	0.034	0.65	1.21	0.2930	0.5836	4.206	0.870
13	11.57	0.017	0.65	1.21	0.2279	0.5836	6.273	1.009
14	9.45	0.017	0.65	1.21	0.2279	0.5836	5.390	0.867
15	9.7	0.011	0.5	1.21	0.1945	0.4204	5.496	0.544
16	10.94	0.013	0.6	1.21	0.2067	0.5281	6.015	0.795
SOMME	140.5							15.861



Tableau IV.5: détermination du débit pluvial.

Le réseau EP :

le réseau EP			Côtes TN		L _k	L (m)	I _k	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$	$\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}}\right)^2$	M	m	Q brute (m3/s)	Q corri (m3/s)
N°	A	Tronçon	Amont	Aval										
1	9,52	1--2	830	825,37	70	415	0,066	272,180	2798,832	0,022	1,064	1,591	1,348	2,145
		2--3	825,37	823	70		0,034	380,428						
		3--4	823	820,85	70		0,031	399,418						
		4--5	820,85	819,95	70		0,013	617,342						
		5--6	819,95	818,92	70		0,015	577,06993						
		6--7	818,92	818,02	65		0,014	552,39378						
2	11,2	1--2	828,24	824,9	80	230	0,042	391,527	1170,121	0,039	1,687	1,133	1,613	1,828
		2--3	824,9	821,86	80		0,038	410,391						
		3--10	821,86	819,33	70		0,036	368,203						
3	5,52	1--2	824,401	821,004	70	140	0,049	317,760	580,360	0,058	1,596	1,181	0,927	1,094
		2--14	821,004	816,03	70		0,071	262.600						



Suite de tableau IV.5 : détermination du débit pluvial.

Le réseau EP II:

le réseau EP			Côtes TN		L _k	L (m)	I _k	$\frac{L_K}{\sqrt{I_K}}$	$\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}}\right)^2$	M	m	Q brute (m3/s)	Q corri (m3/s)																																																																																																																														
N°	A	Tronçon	Amont	Aval																																																																																																																																								
4	6,92	1--2	817,14	815,73	77	153	0,018	569,019	949,645	0,026	1,582	1,188	0,790	0,938																																																																																																																														
		2--3	815,73	812,7	76		0,040	380,627							8	7,34	3--4	812,70	808,35	77	157,63	0,06	323,96	685,064	0,053	1,582	1,188	1,257	1,494	4--1(II)	808,35	808,03	80,63	0,04	361,10	5	5,72	1--2	818,61	816,5	80	160	0,026	492,599	940,689	0,029	1,669	1,142	0,666	0,761	2--3	816,5	813,95	80	0,032	448,090	9	6,61	3--4	813,95	810,21	80	132	0,047	369,998	564,676	0,055	1,513	1,228	1,062	1,304	4--8(II)	810,21	806,5	52	0,071	194,679	6	8,97	1--2	818,6	816,56	81,5	292,1	0,025	515,135	1528,676	0,037	1,975	1,009	1,084	1,094	2--3	816,56	816,15	16,7	0,025	106,582	3--4	816,15	813,91	70	0,032	391,312	4--5	813,91	810,83	69,9	0,044	332,997	5--10(II)	810,83	806,11	54	0,087	182,650	7	9,46	1--2	816,47	814,36	65	238,74	0,032	360,769	1175,789	0,041	1,776	1,091	1,306	1,425	2--3	814,36	811,96	65	0,037	338,271	3--4	811,96	809,63
8	7,34	3--4	812,70	808,35	77	157,63	0,06	323,96	685,064	0,053	1,582	1,188	1,257	1,494																																																																																																																														
		4--1(II)	808,35	808,03	80,63		0,04	361,10							5	5,72	1--2	818,61	816,5	80	160	0,026	492,599	940,689	0,029	1,669	1,142	0,666	0,761	2--3	816,5	813,95	80	0,032	448,090	9	6,61	3--4	813,95	810,21	80	132	0,047	369,998	564,676	0,055	1,513	1,228	1,062	1,304	4--8(II)	810,21	806,5	52	0,071	194,679	6	8,97	1--2	818,6	816,56	81,5	292,1	0,025	515,135	1528,676	0,037	1,975	1,009	1,084	1,094	2--3	816,56	816,15	16,7	0,025	106,582			3--4	816,15	813,91	70		0,032	391,312							4--5	813,91	810,83	69,9	0,044	332,997	5--10(II)	810,83	806,11	54	0,087	182,650	7	9,46	1--2	816,47	814,36	65	238,74	0,032	360,769	1175,789	0,041	1,776			1,091	1,306	1,425	2--3		814,36	811,96							65	0,037	338,271	3--4	811,96	809,63	65	0,036	343,314
5	5,72	1--2	818,61	816,5	80	160	0,026	492,599	940,689	0,029	1,669	1,142	0,666	0,761																																																																																																																														
		2--3	816,5	813,95	80		0,032	448,090							9	6,61	3--4	813,95	810,21	80	132	0,047	369,998	564,676	0,055	1,513	1,228	1,062	1,304	4--8(II)	810,21	806,5	52	0,071	194,679	6	8,97	1--2	818,6	816,56	81,5	292,1	0,025	515,135	1528,676	0,037	1,975	1,009	1,084	1,094	2--3	816,56	816,15	16,7	0,025	106,582			3--4	816,15	813,91	70		0,032	391,312							4--5	813,91	810,83	69,9	0,044	332,997			5--10(II)	810,83	806,11	54		0,087	182,650							7	9,46	1--2	816,47	814,36	65	238,74	0,032	360,769	1175,789	0,041	1,776			1,091	1,306	1,425	2--3		814,36	811,96				65	0,037				338,271	3--4	811,96	809,63	65	0,036	343,314	4--14(II)	809,63	804,93	43,74	0,107	133,435						
9	6,61	3--4	813,95	810,21	80	132	0,047	369,998	564,676	0,055	1,513	1,228	1,062	1,304																																																																																																																														
		4--8(II)	810,21	806,5	52		0,071	194,679							6	8,97	1--2	818,6	816,56	81,5	292,1	0,025	515,135	1528,676	0,037	1,975	1,009	1,084	1,094	2--3	816,56	816,15	16,7	0,025	106,582			3--4	816,15	813,91	70		0,032	391,312							4--5	813,91	810,83	69,9	0,044	332,997			5--10(II)	810,83	806,11	54		0,087	182,650							7	9,46	1--2	816,47	814,36	65	238,74	0,032	360,769	1175,789	0,041	1,776	1,091	1,306	1,425	2--3	814,36	811,96	65	0,037	338,271			3--4	811,96	809,63	65		0,036	343,314				4--14(II)	809,63				804,93	43,74	0,107	133,435																											
6	8,97	1--2	818,6	816,56	81,5	292,1	0,025	515,135	1528,676	0,037	1,975	1,009	1,084	1,094																																																																																																																														
		2--3	816,56	816,15	16,7		0,025	106,582																																																																																																																																				
		3--4	816,15	813,91	70		0,032	391,312																																																																																																																																				
		4--5	813,91	810,83	69,9		0,044	332,997																																																																																																																																				
		5--10(II)	810,83	806,11	54		0,087	182,650																																																																																																																																				
7	9,46	1--2	816,47	814,36	65	238,74	0,032	360,769	1175,789	0,041	1,776	1,091	1,306	1,425																																																																																																																														
		2--3	814,36	811,96	65		0,037	338,271																																																																																																																																				
		3--4	811,96	809,63	65		0,036	343,314																																																																																																																																				
		4--14(II)	809,63	804,93	43,74		0,107	133,435																																																																																																																																				



Suite de tableau IV.5 : détermination du débit pluvial.
Le réseau EP III

le réseau EP			Côtes TN		L _k	L (m)	I _k	$\frac{L_K}{\sqrt{I_K}}$	$\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}}\right)^2$	M	m	Qbrute (m3/s)	Qcorri (m3/s)
N°	A	Tronçon	Amont	Aval										
10	9,44	1--2	802,85	801,05	80	160	0,023	533,333	1594,315	0,010	1,512	1,229	1,052	1,292
		2--3	801,05	799,27	80		0,022	536,321						
13	11,57	3--4	799,27	797,41	80	137,3	0,023	524,661	445,620	0,095	1,404	1,297	1,009	1,309
		4--1(III)	797,41	796,01	57,3		0,024	366,579						
11	5,65	1--2	804,07	801,27	80	160	0,035	427,618	938,719	0,029	1,673	1,140	0,671	0,766
		2--3	801,27	799,31	80		0,025	511,101						
12	6,79	1--2	808,06	804,75	80	232,8	0,041	393,297	1232,394	0,036	1,893	1,041	0,870	0,906
		2--3	804,75	801,84	76		0,038	388,395						
		3--4	801,84	799,61	76,8		0,029	450,702						
14	9,45	4--5	799,61	798,81	57,7	267,2	0,014	490,02555	2234,685	0,014	1,869	1,051	0,867	0,912
		5--6	798,81	797,93	80		0,011	762,770						
		6--7	797,93	797,06	80		0,011	767,141						
		7--14(III)	797,06	794,43	49,5		0,053	214,748						



Suite de tableau IV.5 : détermination du débit pluvial.

Le réseau EP IV:

le réseau EP			Côtes TN		L _k	L (m)	I _k	$\frac{L_K}{\sqrt{I_K}}$	$\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right)^2$	M	m	Qbrute (m3/s)	Qcorri (m3/s)
N°	A	Tronçon	Amont	Aval										
15	9,7	1--2	793,36	792,49	80	320	0,011	767	3069	0,011	1,027	1,633	0,544	0,888
		2--3	792,49	791,62	80		0,011	767						
		3--4	791,62	790,75	80		0,011	767						
		4— 1(IV)	790,75	789,88	80		0,011	767						
16	10,94	1--2	793,44	792,81	52,74	341,3	0,012	482,547	3026,001	0,013	1,032	1,628	0,795	1,293
		2--3	792,81	791,85	70		0,014	597,739						
		3--4	791,85	791,02	58,56		0,014	491,884						
		4--5	791,02	789,92	80		0,014	682,242						
		5—6(IV)	789,92	789,06	80		0,011	771,589						



IV.5 Procédure d'assemblage :

a) Assemblage en série :

$$\triangleright B_{5,9} = B_5 + B_9$$

$$A_{5,9} = A_5 + A_9 = 12.33 \text{ ha.}$$

$$C_{5,9} = \frac{C_5 \cdot A_5 + C_9 \cdot A_9}{A_5 + A_9} = 0,71$$

$$\sum L_k = L = L_5 + L_9 = 160 + 132 = 292 \text{ m}$$

$$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}} = 940.689 + 621.66 = 1562.355$$

$$I = \left(\frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right)^2$$

$$M_{eq} = \left(\frac{Lk}{\sqrt{Ak}} \right)$$

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \times (0.30 - 1)}{1 + 0.287 \times (0.30 - 1)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^{-0.736}$$

$$Q_{corr} = m \times Q_{brute}$$

b) Assemblage en parallèle:

$$\triangleright B_{4-8.5-9.6.7} = B_{4-8} + B_{5-9} + B_6 + B_7$$

$$A_{4-8.5-9.6.7} = A_{4-8} + A_{5-9} + A_6 + A_7 = 45.02 \text{ ha.}$$

$$c_{4-8.5-9.6.7} = \frac{C_{4-8} \cdot A_{4-8} + C_{5-9} \cdot A_{5-9} + C_6 \cdot A_6 + C_7 \cdot A_7}{A_{4-8} + A_{5-9} + A_6 + A_7} = 0,70$$

$$I_{4-8.5-9.6.7} = \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i}$$



$$M_{eq} = \left(\frac{L(Q_{jmax})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$$

$$m = \left(\frac{M_{eq}}{2} \right)^{\frac{0.84 \times (0.36-1)}{1+0.287 \times (0.36-1)}} = \left(\frac{M_{eq}}{2} \right)^{-0.736}$$

$$Q_{corr} = m \cdot Q_{brute}$$

Remarque :

Pour notre évaluation des débits suivant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle). sont respectivement illustrés dans le tableau N° IV-6



Tableau IV.6: Evaluation des débits suivant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle).

collecteur	N°S .B	SURFACE	I	C	K ^{1.25}	I ^{0.363}	Cr ^{1.25}	A ^{0.75}	Q brute (m ³ /s)	L (m)	M	m	Qcorr (m ³ /s)
I	1,2P	26,42	0,03	0,58	1,210	0,280	0,506	11,653	1,999	230	1,447	1,269	2,536
	1, 2,3 p	31,94	0,032	0,60	1,210	0,287	0,533	13,435	2,486	415	1,734	1,111	2,761
II	4.8 s	14,26	0,036	0,69	1,210	0,299	0,624	7,338	1,659	310,63	1,823	1,071	1,776
	5,9 s	12,33	0,035	0,71	1,210	0,296	0,650	6,580	1,532	292	1,832	1,067	1,634
	4-8,5-9 P	26,59	0,036	0,70	1,210	0,298	0,636	11,710	2,683	310,63	1,602	1,177	3,159
	4-8,5-9,6P	35,56	0,035	0,68	1,210	0,297	0,623	14,562	3,263	310,63	1,521	1,223	3,991
	4-8,5-9, 6,7P	45,02	0,035	0,70	1,210	0,295	0,638	17,380	3,959	310,63	1,463	1,259	4,984
III	10,13 P	21,01	0,053	0,65	1,210	0,344	0,584	9,813	2,383	160	1,349	1,336	3,184
	10, 13,11 P	26,66	0,048	0,64	1,210	0,333	0,572	11,733	2,700	160	1,310	1,365	3,686
	12,14 s	16,24	0,018	0,65	1,210	0,233	0,584	8,090	1,329	500	1,241	1,421	1,889
	10, 13, 11,12-14 P	42,9	0,038	0,64	1,210	0,305	0,576	16,763	3,566	500	1,763	1,097	3,913
IV	15,16 P	20,64	0,012	0,55	1,210	0,202	0,477	9,683	1,128	320	1,704	1,125	1,269

Remarque :

S : assemblage en série.

p : assemblage en parallèle.



Tableau IV.7 : différents débits de dimensionnement

S -B	surface ha	Q_{corr} (EP) (m ³ /s)	$Q_{usés}$ (m ³ /s)
1	15,2	2,145	0,0123
2	11,22	1,828	0,0122
3	5,52	1,094	0,0067
4	6,92	0,938	0,0078
5	5,72	0,761	0,0065
6	8,97	1,094	0,0102
7	9,46	1,425	0,0112
8	7,34	1,494	0,009
9	6,61	1,304	0,0085
10	9,44	1,292	0,0101
11	5,65	0,766	0,0064
12	6,79	0,906	0,0076
13	11,57	1,309	0,0117
14	9,45	0,912	0,01
15	9,7	0,888	0,0084
16	10,94	1,293	0,0105

Conclusion

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer pour chaque sous bassin, Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Nous avons conclu notre travail par une évaluation des débits afin de pouvoir procéder au calcul hydraulique.



Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

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

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

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de $0,005 \text{ m/m}$.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter. ^[7]

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.



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

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

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

V.3 Mode de calcul

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

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

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

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

$$Q = V.S \quad (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_i} \quad (V.2)$$

Où :

$I_i (m/m)$: Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.



R (m): Rayon hydraulique.

Ks: Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{I_i} \quad (\text{V.3})$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{3/8} \quad (\text{V.4})$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4} \quad (\text{V.5})$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs (voir abaque) nous avons établi la relation entre, R_q, R_v et R_h

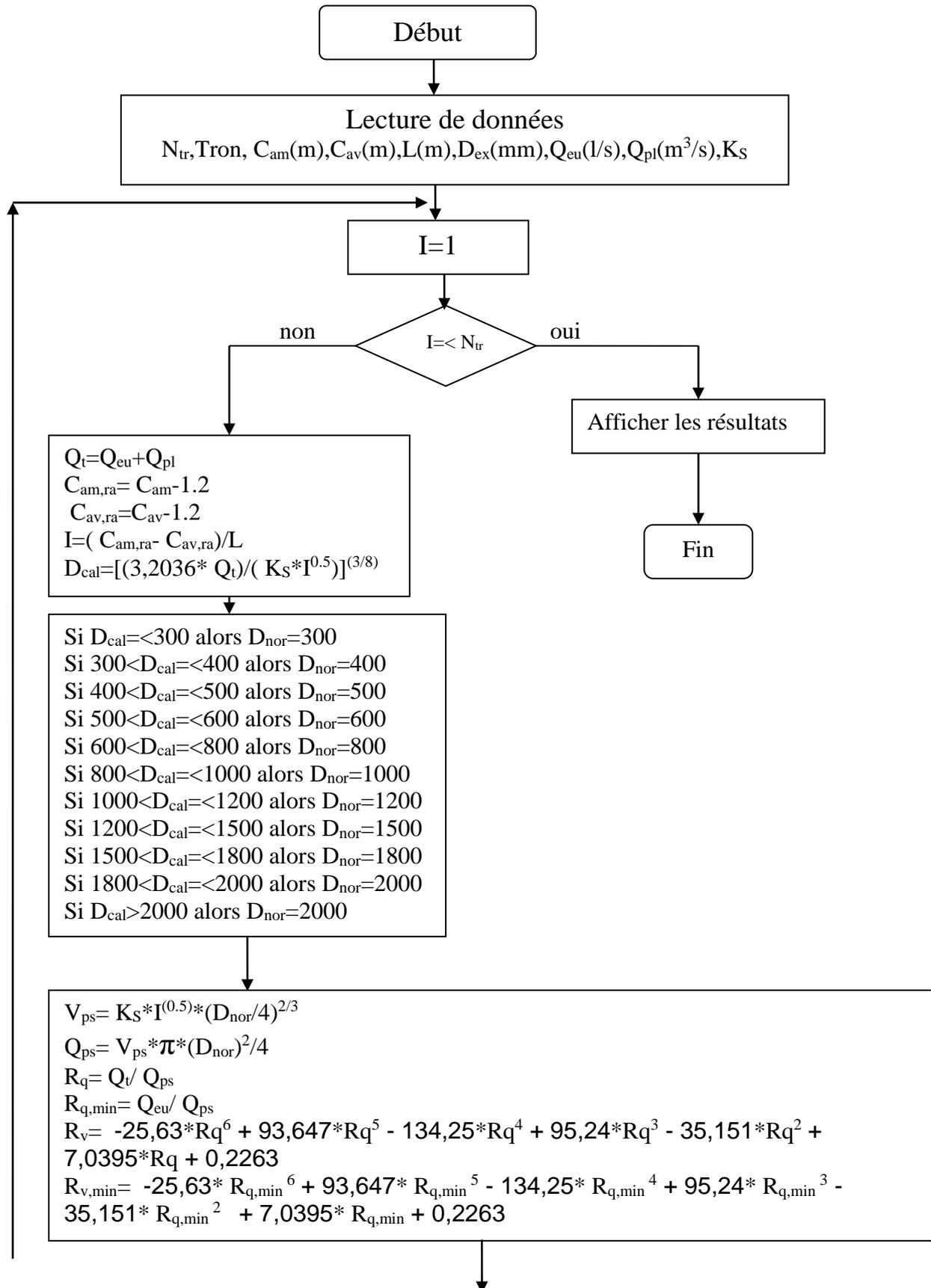
Les relations sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263 \quad (\text{V.6})$$

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \quad (\text{V.7})$$



Les étapes du dimensionnement du notre réseau sont représentées dans l'organigramme suivant :



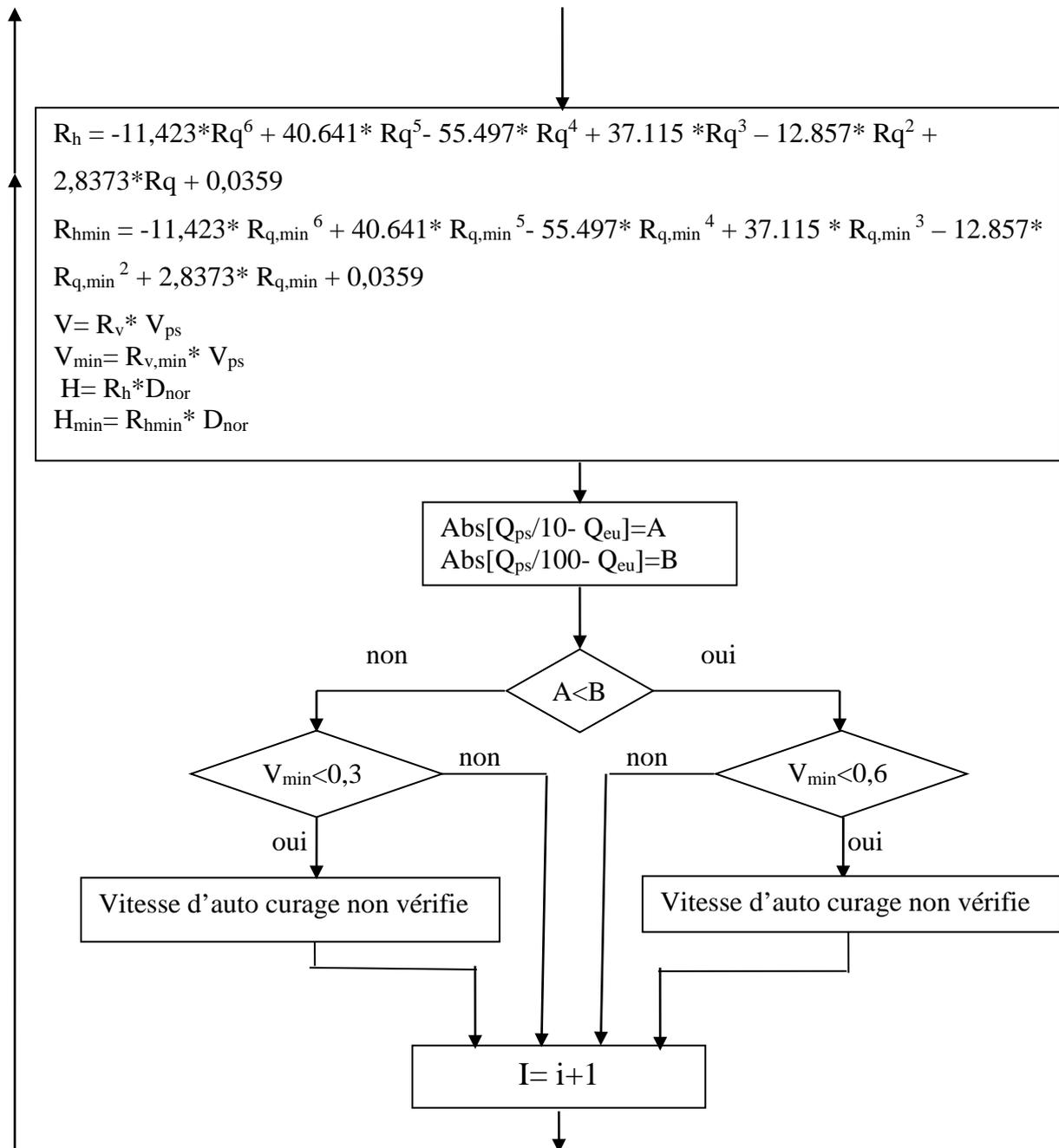


Figure V.1 Organigramme du programme

V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux :



V.4.1 Dimensionnement du réseau d'eau pluviale :

Tableau V.1 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires rejetant dans le collecteur CI

Le réseau EP			Côtes TN (m)	Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	
N°S -B	A (ha)	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												(m)
1	9,52	1--2	830	825,37	828,8	824,17	70	0,066	2,145	679	800	6,597	3,316	0,647	1,073	0,587	7,080	0,469
		2--3	825,37	823	824,17	821,8	70	0,034	2,145	770	800	4,720	2,372	0,904	1,115	0,752	5,264	0,601
		3--4	823	820,85	821,8	819,65	70	0,031	2,145	785	800	4,495	2,260	0,949	1,121	0,796	5,038	0,637
		4--5	820,85	819,95	819,65	818,75	70	0,013	2,145	924	1000	3,375	2,651	0,809	1,104	0,677	3,725	0,677
		5--6	819,95	818,92	818,75	817,72	70	0,015	2,145	901	1000	3,610	2,836	0,756	1,098	0,645	3,962	0,645
		6--7	818,92	818,02	817,72	816,82	65	0,014	2,145	911	1000	3,502	2,751	0,780	1,100	0,659	3,854	0,659
2	11,2	1--2	828,24	824,9	827,04	823,7	80	0,042	1,828	698	800	5,241	2,634	0,694	1,086	0,611	5,694	0,489
		2--3	824,9	821,86	823,7	820,66	80	0,038	1,828	710	800	5,000	2,513	0,727	1,093	0,629	5,465	0,503
		3--10	821,86	819,33	820,66	818,13	70	0,036	1,828	717	800	4,876	2,451	0,746	1,096	0,639	5,344	0,511
3	5,52	1--2	824,401	821,004	823,201	819,804	70	0,049	1,094	559	600	4,664	1,319	0,830	1,106	0,691	5,159	0,415
		2--14(l)	821,004	816,03	819,804	814,83	70	0,071	1,094	521	600	5,644	1,596	0,686	1,084	0,607	6,121	0,364



Tableau V.2 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires rejetant dans le collecteur CII

Le réseau EP			Côtes TN (m)	Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	
N°S-B	A (ha)	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												(m)
4	6,92	1--2	817,14	815,73	815,94	814,53	77	0,018	0,938	634	800	3,471	1,745	0,538	1,022	0,526	3,548	0,421
		2--3	815,73	812,7	814,53	811,5	76	0,040	0,938	548	600	4,228	1,195	0,785	1,101	0,662	4,655	0,397
8	7,34	3--4	812,7	808,35	811,5	807,15	77	0,056	1,494	611	800	6,096	3,064	0,488	0,990	0,495	6,038	0,396
		4--1(II)	808,35	808,03	807,15	806,83	80,63	0,04	1,494	626	800	5,727	2,879	0,519	1,011	0,514	5,789	0,412
5	5,72	1--2	818,61	816,5	817,41	815,3	80	0,026	0,761	547	600	3,439	0,972	0,783	1,101	0,661	3,785	0,396
		2--3	816,5	813,95	815,3	812,75	80	0,032	0,761	528	600	3,780	1,069	0,712	1,090	0,621	4,121	0,372
9	6,61	3--4	813,95	810,21	812,75	809,01	80	0,047	1,304	602	800	5,546	2,788	0,468	0,977	0,482	5,419	0,386
		4--8(II)	810,21	806,5	809,01	805,3	52	0,071	1,304	556	600	5,656	1,599	0,815	1,105	0,682	6,247	0,409
6	8,97	1--2	818,6	816,56	817,4	815,36	81,5	0,025	1,094	633	600	3,350	0,947	1,155	0,937	1,002	3,138	0,601
		2--3	816,56	816,15	815,36	814,95	16,7	0,025	1,094	636	600	3,318	0,938	1,166	0,898	1,005	2,978	0,603
		3--4	816,15	813,91	814,95	812,71	70	0,032	1,094	605	600	3,788	1,071	1,022	1,118	0,877	4,236	0,526
		4--5	813,91	810,83	812,71	809,63	69,9	0,044	1,094	570	600	4,445	1,257	0,871	1,111	0,723	4,938	0,434
		5--10(II)	810,83	806,11	809,63	804,91	54	0,087	1,094	501	600	6,260	1,770	0,618	1,063	0,571	6,652	0,343
7	9,46	1--2	816,47	814,36	815,27	813,16	65	0,032	1,425	666	800	4,621	2,323	0,613	1,061	0,569	4,902	0,455
		2--3	814,36	811,96	813,16	810,76	65	0,037	1,425	650	800	4,929	2,477	0,575	1,043	0,548	5,140	0,438
		3--4	811,96	809,63	810,76	808,43	65	0,036	1,425	654	800	4,856	2,441	0,584	1,047	0,552	5,086	0,442
		4--14(II)	809,63	804,93	808,43	803,73	43,74	0,107	1,425	532	600	6,941	1,962	0,726	1,093	0,628	7,585	0,377


Tableau V.3 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires rejetant dans le collecteur CIII

Le réseau EP			Côtes TN (m)	Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	
N°S-B	A (ha)	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												(m)
10	9,44	1--2	802,85	801,05	801,65	799,85	80	0,023	1,292	688	800	3,847	1,934	0,668	1,080	0,598	4,154	0,478
		2--3	801,05	799,27	799,85	798,07	80	0,022	1,292	689	800	3,826	1,923	0,672	1,081	0,600	4,135	0,480
13	11,57	3--4	799,27	797,41	798,07	796,21	80	0,023	1,309	687	800	3,911	1,966	0,666	1,079	0,597	4,221	0,477
		4--1(III)	797,41	796,01	796,21	794,81	57,3	0,024	1,309	680	800	4,009	2,015	0,650	1,074	0,588	4,307	0,470
11	5,65	1--2	804,07	801,27	802,87	800,07	80	0,035	0,766	520	600	3,961	1,120	0,684	1,084	0,606	4,294	0,364
		2--3	801,27	799,31	800,07	798,11	80	0,025	0,766	556	600	3,314	0,937	0,817	1,105	0,683	3,661	0,410
12	6,79	1--2	808,06	804,75	806,86	803,55	80	0,041	0,906	537	600	4,307	1,218	0,744	1,096	0,638	4,719	0,383
		2--3	804,75	801,84	803,55	800,64	76	0,038	0,906	545	600	4,143	1,171	0,773	1,100	0,655	4,556	0,393
		3--4	801,84	799,61	800,64	798,41	76,8	0,029	0,906	574	600	3,608	1,020	0,888	1,113	0,737	4,017	0,442
14	9,45	4--5	799,61	798,81	798,41	797,61	57,7	0,014	0,912	661	800	3,020	1,518	0,601	1,055	0,562	3,187	0,450
		5--6	798,81	797,93	797,61	796,73	80	0,011	0,912	690	800	2,690	1,352	0,674	1,082	0,601	2,910	0,481
		6--7	797,93	797,06	796,73	795,86	80	0,011	0,912	692	800	2,675	1,345	0,678	1,083	0,603	2,896	0,482
		7--14(III)	797,06	794,43	795,86	793,23	49,5	0,053	0,912	514	600	4,880	1,380	0,661	1,078	0,594	5,260	0,356


Tableau V.4 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires rejetant dans le collecteur CIV

Le réseau EP			Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k (m)	I _k	Q (m ³ /s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)
N°S-B	A (ha)	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												
15	9,7	1--2	793,36	792,49	792,16	791,29	80	0,011	0,888	685	800	2,675	1,345	0,660	1,078	0,594	2,882	0,475
		2--3	792,49	791,62	791,29	790,42	80	0,011	0,888	685	800	2,675	1,345	0,660	1,078	0,594	2,882	0,475
		3--4	791,62	790,75	790,42	789,55	80	0,011	0,888	685	800	2,675	1,345	0,660	1,078	0,594	2,882	0,475
		4--1(IV)	790,75	789,88	789,55	788,68	80	0,011	0,888	685	800	2,675	1,345	0,660	1,078	0,594	2,882	0,475
16	10,94	1--2	793,44	792,81	792,24	791,61	52,74	0,012	1,293	775	800	2,803	1,409	0,918	1,117	0,764	3,132	0,612
		2--3	792,81	791,85	791,61	790,65	70	0,014	1,293	755	800	3,004	1,510	0,856	1,109	0,711	3,332	0,569
		3--4	791,85	791,02	790,65	789,82	58,56	0,014	1,293	750	800	3,054	1,535	0,842	1,108	0,701	3,382	0,560
		4--5	791,02	789,92	789,82	788,72	80	0,014	1,293	754	800	3,008	1,512	0,855	1,109	0,710	3,336	0,568
		5--6(IV)	789,92	789,06	788,72	787,86	80	0,011	1,293	790	800	2,659	1,337	0,967	1,122	0,815	2,984	0,652



Tableau V.5 : Calcul hydraulique du Collecteur principal d'eau pluviale CI.

Le réseau EP (CI)		Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k (m)	I _k	Q (m ³ /s)	D _{cal}	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
N°S-B	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												
(CI)	5--6	819,95	818,92	818,75	817,72	70	0,015	2,145	901	1000	3,610	2,836	0,756	1,1	0,645	0,304	0,645
	6--7	818,92	818,02	817,72	816,82	65	0,014	2,145	911	1000	3,502	2,751	0,780	1,1	0,659	0,314	0,659
	7--8	818,02	817,75	816,82	816,55	75	0,004	2,145	1173	1200	2,017	2,281	0,940	1,12	0,787	0,555	0,945
	8--9	817,75	817,48	816,55	816,28	42	0,006	2,145	1052	1200	2,695	3,048	0,704	1,09	0,616	0,404	0,740
	9--10	817,48	817,25	816,28	816,05	42	0,005	2,145	1084	1200	2,487	2,813	0,763	1,1	0,649	0,442	0,778
	10--11	817,25	817,01	816,05	815,81	67	0,005	2,536	1174	1200	2,377	2,688	0,943	1,12	0,790	0,471	0,948
	11--12	817,01	816,65	815,81	815,45	67	0,005	2,536	1158	1200	2,464	2,786	0,910	1,12	0,757	0,453	0,909
	12--13	816,65	816,22	815,45	815,02	67	0,006	2,536	1120	1200	2,693	3,045	0,833	1,11	0,694	0,411	0,832
	13--14	816,22	816,03	815,02	814,83	49	0,004	2,536	1231	1200	2,093	2,367	1,071	1,09	0,934	0,522	1,121
	14--15	816,03	815,55	814,83	814,35	76	0,006	2,761	1160	1200	2,671	3,021	0,914	1,12	0,761	0,418	0,913
	15--16	815,55	815,08	814,35	813,88	76	0,006	2,761	1165	1200	2,643	2,989	0,924	1,12	0,770	0,423	0,924
	16--17	815,08	814,55	813,88	813,35	80	0,007	2,761	1150	1200	2,736	3,094	0,892	1,11	0,741	0,407	0,889
17--eux	814,55	814,04	813,35	812,84	80	0,006	2,761	1158	1200	2,684	3,035	0,910	1,12	0,757	0,416	0,908	



Tableau V.6 : Calcul hydraulique du Collecteur principal d'eau pluviale CII

Le réseau EP (CII)		Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k (m)	I _k	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
N°S-B	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												
(II)	1--2	808,03	807,87	806,83	806,67	80	0,002	1,776	1220	1500	1,744	3,082	0,576	1,04	0,548	0,598	0,822
	2--3	807,87	807,70	806,67	806,5	80	0,002	1,776	1206	1200	1,549	1,752	1,014	1,12	0,868	0,723	1,041
	3--4	807,70	807,43	806,5	806,23	80	0,003	1,776	1106	1200	1,953	2,208	0,804	1,1	0,674	0,565	0,809
	4--5	807,43	807,19	806,23	805,99	80	0,003	1,776	1131	1200	1,841	2,082	0,853	1,11	0,709	0,602	0,850
	5--6	807,19	807,01	805,99	805,81	80	0,002	1,776	1193	1200	1,594	1,803	0,985	1,12	0,835	0,704	1,002
	6--7	807,01	806,82	805,81	805,62	50	0,004	1,776	1082	1200	2,072	2,343	0,758	1,1	0,646	0,530	0,775
	7--8	806,82	806,5	805,62	805,3	43	0,007	1,776	953	1000	2,568	2,017	0,881	1,11	0,731	0,433	0,731
	8--9	806,5	806,32	805,3	805,12	85	0,002	3,159	1498	1500	1,795	3,172	0,996	1,12	0,848	0,625	1,271
	9--10	806,32	806,11	805,12	804,91	86	0,002	3,159	1458	1500	1,927	3,406	0,928	1,12	0,774	0,580	1,161
	10--11	806,11	805,86	804,91	804,66	80	0,003	3,991	1520	1500	2,180	3,853	1,036	1,11	0,894	0,511	1,341
	11--12	805,86	805,55	804,66	804,35	80	0,004	3,991	1460	1500	2,428	4,290	0,930	1,12	0,777	0,461	1,165
	12--13	805,55	805,32	804,35	804,12	60	0,004	3,991	1463	1500	2,415	4,267	0,935	1,12	0,782	0,464	1,173
	13--14	805,32	804,93	804,12	803,73	55	0,007	3,991	1303	1500	3,284	5,804	0,688	1,08	0,608	0,330	0,912
	14--15	804,93	804,45	803,73	803,25	80	0,006	4,984	1462	1500	3,021	5,339	0,934	1,12	0,780	0,370	1,170
	15--16	804,45	804,03	803,25	802,83	80	0,005	4,984	1499	1500	2,826	4,994	0,998	1,12	0,850	0,397	1,275
	16--17	804,03	803,53	802,83	802,33	80	0,006	4,984	1451	1500	3,083	5,449	0,915	1,12	0,762	0,362	1,143
	17--18	803,53	803,07	802,33	801,87	80	0,006	4,984	1474	1500	2,957	5,226	0,954	1,12	0,801	0,379	1,201
	18--eux	803,07	802,72	801,87	801,52	35	0,010	4,984	1328	1500	3,900	6,892	0,723	1,09	0,627	0,280	0,940



Tableau V.7 : Calcul hydraulique du Collecteur principal d'eau pluviale CIII

Le réseau EP (CIII)		Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k (m)	I _k	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
N°S-B	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												
(III)	1--2	796,01	795,88	794,81	794,68	60	0,002	3,148	1489	1500	1,815	3,208	0,981	1,12	0,831	0,618	1,246
	2--3	795,88	795,65	794,68	794,45	60	0,004	3,148	1338	1500	2,415	4,267	0,738	1,09	0,635	0,453	0,952
	3--4	795,65	795,49	794,45	794,29	60	0,003	3,148	1433	1500	2,014	3,559	0,884	1,11	0,734	0,553	1,101
	4--5	795,49	795,38	794,29	794,18	60	0,003	3,148	1401	1500	2,136	3,775	0,834	1,11	0,694	0,518	1,042
	5--6	795,38	795,29	794,18	794,09	60	0,003	3,148	1401	1500	2,136	3,775	0,834	1,11	0,694	0,518	1,042
	6--7	795,29	795,19	794,09	793,99	60	0,003	3,148	1401	1500	2,136	3,775	0,834	1,11	0,694	0,518	1,042
	7--8	795,19	795,1	793,99	793,9	60	0,003	3,148	1401	1500	2,136	3,775	0,834	1,11	0,694	0,518	1,042
	8--9	795,1	795	793,9	793,8	60	0,003	3,148	1401	1500	2,136	3,775	0,834	1,11	0,694	0,518	1,042
	9--10	795	794,91	793,8	793,71	40,4	0,003	3,184	1407	1500	2,136	3,775	0,843	1,11	0,701	0,519	1,052
	10--11	794,91	794,81	793,71	793,61	21,5	0,005	3,184	1296	1500	2,660	4,700	0,677	1,08	0,603	0,407	0,904
	11--12	794,81	794,7	793,61	793,5	50	0,002	3,184	1491	1500	1,829	3,233	0,985	1,12	0,835	0,614	1,253
	12--13	794,7	794,58	793,5	793,38	52	0,002	3,184	1478	1500	1,874	3,311	0,962	1,12	0,809	0,599	1,214
	13--14	794,58	794,43	793,38	793,23	61,5	0,002	3,184	1463	1500	1,926	3,404	0,935	1,12	0,782	0,581	1,173
	14--15(D.O.1)	794,43	794,2	793,23	793	60	0,004	3,913	1452	1500	2,415	4,267	0,917	1,12	0,764	0,463	1,146
	15--16	794,2	793,82	793	792,62	80	0,005	3,913	1395	1500	2,688	4,750	0,824	1,11	0,687	0,411	1,031
	16--17	793,82	793,51	792,62	792,31	80	0,004	3,913	1449	1500	2,428	4,290	0,912	1,12	0,759	0,460	1,139
	17--18	793,51	793,25	792,31	792,05	80	0,003	3,913	1498	1500	2,223	3,929	0,996	1,12	0,848	0,505	1,271
	18--19	793,25	792,98	792,05	791,78	80	0,003	3,913	1487	1500	2,266	4,004	0,977	1,12	0,827	0,495	1,240
19--eux	792,98	792,62	791,78	791,42	80	0,005	3,913	1409	1500	2,616	4,623	0,846	1,11	0,704	0,424	1,055	



Tableau V.8 : Calcul hydraulique du Collecteur principal d'eau pluviale CIV.

Le réseau EP (CIV)		Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k (m)	I _k	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
N°S-B	Tronçon	Amont	Aval	Amont	Aval												
(IV)	1--2	789,88	789,63	788,68	788,43	80	0,003	0,888	865	1000	1,664	1,307	0,680	1,08	0,604	0,651	0,604
	2--3	789,63	789,45	788,43	788,25	80	0,002	0,888	920	1000	1,412	1,109	0,801	1,1	0,672	0,781	0,672
	3--4	789,45	789,31	788,25	788,11	80	0,002	0,888	964	1000	1,245	0,978	0,908	1,12	0,755	0,896	0,755
	4--5	789,31	789,23	788,11	788,03	45	0,002	0,888	962	1000	1,255	0,986	0,901	1,11	0,749	0,888	0,749
	5--6	789,23	789,06	788,03	787,86	51	0,003	0,888	855	1000	1,718	1,350	0,658	1,08	0,592	0,627	0,592
	6--7	789,06	788,90	787,86	787,7	80	0,002	1,269	1075	1200	1,503	1,700	0,746	1,10	0,639	0,729	0,767
	7--8	788,90	788,75	787,7	787,55	80	0,002	1,269	1088	1200	1,455	1,646	0,771	1,10	0,653	0,755	0,784
	8--9(D.O.2)	788,75	788,6	787,55	787,4	80	0,002	1,269	1088	1200	1,455	1,646	0,771	1,10	0,653	0,755	0,784
	9--10	788,6	788,26	787,4	787,064	80	0,004	1,269	936	1000	1,929	1,515	0,838	1,11	0,697	0,574	0,697
	10--11	788,26	787,808	787,064	786,608	80	0,006	1,269	884	1000	2,247	1,765	0,719	1,09	0,624	0,486	0,624
	11--12	787,808	787,43	786,608	786,23	60	0,006	1,269	867	1000	2,362	1,855	0,684	1,08	0,606	0,459	0,606
	12--eux	787,43	787,2	786,23	786	28,5	0,008	1,269	828	1000	2,674	2,100	0,604	1,06	0,564	0,395	0,564



VI.4.2 Dimensionnement du réseau d'eau usée :

Tableau V. 9 : Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (c)	1--2	833,74	833,65	832,54	832,45	55	0,002	0,0123	300	0,540	0,038	0,323	0,881	0,387	0,475	0,116
	2--3	833,65	833,48	832,45	832,28	51,5	0,003	0,0123	300	0,766	0,054	0,227	0,824	0,327	0,631	0,098
	3--4	833,48	830,34	832,28	829,14	40	0,078	0,0123	300	3,737	0,264	0,047	0,487	0,144	1,819	0,043
	4--5	830,34	827,8	829,14	826,6	40	0,064	0,0123	300	3,361	0,238	0,052	0,509	0,153	1,710	0,046
	5--6	827,8	824,86	826,6	823,66	50	0,059	0,0123	300	3,234	0,229	0,054	0,517	0,157	1,672	0,047
	6--7	824,86	823,38	823,66	822,18	48	0,031	0,0123	300	2,342	0,166	0,074	0,590	0,189	1,383	0,057
	7--8	823,38	821,89	822,18	820,69	42	0,035	0,0123	300	2,512	0,178	0,069	0,574	0,182	1,442	0,055
	8--9	821,89	820,07	820,69	818,87	52	0,035	0,0156	300	2,495	0,176	0,088	0,632	0,209	1,577	0,063
	9--10	820,07	818,82	818,87	817,62	51	0,025	0,0156	300	2,088	0,148	0,106	0,675	0,230	1,409	0,069
	10--11	818,82	817,63	817,62	816,43	50	0,024	0,0156	300	2,058	0,145	0,107	0,678	0,231	1,395	0,069
	11--12	817,63	816,43	816,43	815,23	50	0,024	0,0156	300	2,066	0,146	0,107	0,677	0,231	1,399	0,069
	12--13	816,43	815,32	815,23	814,12	46	0,024	0,0198	300	2,072	0,146	0,135	0,730	0,259	1,513	0,078
	13--14	815,32	812,88	814,12	811,68	50,5	0,048	0,0198	300	2,932	0,207	0,096	0,651	0,218	1,907	0,065
	14--15	812,88	810	811,68	808,8	51	0,056	0,0198	300	3,170	0,224	0,088	0,632	0,209	2,003	0,063
	15--16	810	807,64	808,8	806,44	51	0,046	0,0198	300	2,869	0,203	0,098	0,656	0,220	1,882	0,066
	16--17	807,64	805,33	806,44	804,13	50	0,046	0,023	300	2,867	0,203	0,113	0,691	0,238	1,981	0,071
	17--18	805,33	803,65	804,13	802,45	50	0,034	0,023	300	2,445	0,173	0,133	0,727	0,257	1,777	0,077
	18--19	803,65	802,11	802,45	800,91	49	0,031	0,023	300	2,365	0,167	0,138	0,734	0,262	1,735	0,078
	19--20	802,11	800,58	800,91	799,38	49	0,031	0,023	300	2,357	0,167	0,138	0,735	0,262	1,731	0,079
	20--21	800,58	799,16	799,38	797,96	49	0,029	0,023	300	2,271	0,161	0,143	0,742	0,267	1,686	0,080
	21--22	799,16	797,76	797,96	796,56	48	0,029	0,023	300	2,278	0,161	0,143	0,742	0,266	1,689	0,080
	22--23	797,76	797,65	796,56	796,45	40	0,003	0,023	300	0,699	0,049	0,465	0,975	0,480	0,682	0,144
	23--24	797,65	797,54	796,45	796,34	43	0,003	0,023	300	0,675	0,048	0,482	0,987	0,491	0,666	0,147
	24--25	797,54	797,45	796,34	796,25	40	0,002	0,023	300	0,633	0,045	0,514	1,008	0,512	0,638	0,153
	25--D7	797,45	797,37	796,25	796,17	40	0,002	0,023	300	0,597	0,042	0,545	1,027	0,530	0,612	0,159



Tableau V.10 : Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L_k	I_k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (D)	1--2	807,9	805,87	806,7	804,67	40	0,051	0,0076	300	3,005	0,212	0,036	0,437	0,123	1,314	0,037
	2--3	805,87	804,17	804,67	802,97	40	0,043	0,0076	300	2,750	0,194	0,039	0,453	0,129	1,246	0,039
	3--4	804,17	802,5	802,97	801,3	48	0,035	0,0076	300	2,488	0,176	0,043	0,472	0,137	1,175	0,041
	4--5	802,5	800,71	801,3	799,51	48	0,037	0,0076	300	2,576	0,182	0,042	0,465	0,134	1,199	0,040
	5--6	800,71	799,3	799,51	798,1	48	0,029	0,0076	300	2,286	0,162	0,047	0,489	0,145	1,118	0,043
	6--7	799,3	797,37	798,1	796,17	48	0,040	0,0076	300	2,675	0,189	0,040	0,458	0,131	1,226	0,039
	7--8	797,37	797,2	796,17	796	45	0,004	0,0076	300	0,820	0,058	0,131	0,724	0,256	0,593	0,077
	8--A7	797,2	797	796	795,8	45	0,004	0,0076	300	0,889	0,063	0,121	0,706	0,246	0,627	0,074



Tableau V.11 : Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (B)	1--2	836,93	835,22	835,73	834,02	40	0,043	0,0061	300	2,758	0,195	0,031	0,415	0,113	1,144	0,034
	2--3	835,22	831,9	834,02	830,7	40	0,083	0,0061	300	3,843	0,272	0,022	0,368	0,094	1,413	0,028
	3--4	831,9	828,45	830,7	827,25	52	0,066	0,0061	300	3,436	0,243	0,025	0,382	0,100	1,314	0,030
	4--5	828,45	826,02	827,25	824,82	48	0,051	0,0061	300	3,001	0,212	0,029	0,402	0,108	1,206	0,032
	5--6	826,02	824,19	824,82	822,99	40	0,046	0,0061	300	2,853	0,202	0,030	0,410	0,111	1,169	0,033
	6--7	824,19	822,65	822,99	821,45	38,5	0,040	0,0061	300	2,668	0,189	0,032	0,420	0,115	1,121	0,035
	7--8	822,65	822,24	821,45	821,04	14	0,029	0,0061	300	2,283	0,161	0,038	0,447	0,127	1,020	0,038
	8--9	822,24	820,42	821,04	819,22	46	0,040	0,0061	300	2,653	0,188	0,033	0,421	0,116	1,118	0,035
	9--10	820,42	819	819,22	817,8	46	0,031	0,0163	300	2,344	0,166	0,098	0,658	0,221	1,541	0,066
	10--11	819	817,68	817,8	816,48	46	0,029	0,0163	300	2,259	0,160	0,102	0,666	0,225	1,505	0,068
	11--12	817,68	816,38	816,48	815,18	46	0,028	0,0163	300	2,242	0,158	0,103	0,668	0,226	1,498	0,068
	12--13	816,38	815,92	815,18	814,72	18	0,026	0,0163	300	2,132	0,151	0,108	0,680	0,232	1,450	0,070
	13--14	815,92	814,51	814,72	813,31	45	0,031	0,0163	300	2,361	0,167	0,098	0,656	0,220	1,548	0,066
	14--15	814,51	812,86	813,31	811,66	45	0,037	0,0163	300	2,554	0,181	0,090	0,637	0,211	1,627	0,063
	15--16	812,86	811,05	811,66	809,85	49	0,037	0,0163	300	2,564	0,181	0,090	0,636	0,211	1,631	0,063
	16--17	811,05	809	809,85	807,8	49	0,042	0,0163	300	2,728	0,193	0,085	0,621	0,204	1,695	0,061
	17--18	809	808,87	807,8	807,67	42,4	0,003	0,0163	300	0,739	0,052	0,312	0,875	0,381	0,646	0,114
	18--A1	808,87	808,75	807,67	807,55	44	0,003	0,0163	300	0,697	0,049	0,331	0,886	0,393	0,617	0,118



Tableau V.12: Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (E)	1--2	832,53	829,67	831,33	828,47	53	0,054	0,0122	300	3,098	0,219	0,056	0,525	0,160	1,625	0,048
	2--3	829,67	827,45	828,47	826,25	45	0,049	0,0122	300	2,963	0,209	0,058	0,534	0,164	1,583	0,049
	3--4	827,45	825,24	826,25	824,04	45	0,049	0,0122	300	2,956	0,209	0,058	0,535	0,165	1,581	0,049
	4--5	825,24	822,98	824,04	821,78	45	0,050	0,0122	300	2,989	0,211	0,058	0,532	0,163	1,592	0,049
	5--6	822,98	820,55	821,78	819,35	48	0,051	0,0122	300	3,001	0,212	0,058	0,532	0,163	1,595	0,049
	6--7	820,55	818,76	819,35	817,56	48	0,037	0,0122	300	2,576	0,182	0,067	0,566	0,178	1,459	0,054
	7--8	818,76	817,73	817,56	816,53	30	0,034	0,0173	300	2,471	0,175	0,099	0,659	0,222	1,629	0,067
	8--9	817,73	816,7	816,53	815,5	30	0,034	0,0173	300	2,471	0,175	0,099	0,659	0,222	1,629	0,067
	9--10	816,7	815,69	815,5	814,49	30	0,034	0,0173	300	2,447	0,173	0,100	0,661	0,223	1,619	0,067
	10--11	815,69	815	814,49	813,8	21	0,033	0,0173	300	2,418	0,171	0,101	0,664	0,224	1,606	0,067
	11--12	815	813,57	813,8	812,37	45	0,032	0,0229	300	2,378	0,168	0,136	0,732	0,260	1,740	0,078
	12--13	813,57	812,1	812,37	810,9	45	0,033	0,0229	300	2,411	0,170	0,134	0,729	0,259	1,757	0,078
	13--14	812,1	810,65	810,9	809,45	45	0,032	0,0229	300	2,394	0,169	0,135	0,730	0,260	1,748	0,078
	14--15	810,65	808,96	809,45	807,76	52	0,032	0,0229	300	2,405	0,170	0,135	0,729	0,259	1,754	0,078
	15--16	808,96	808,84	807,76	807,64	48	0,003	0,0352	300	0,667	0,047	0,747	1,096	0,639	0,731	0,192
	16--A1	808,84	808,75	807,64	807,55	53	0,002	0,0352	300	0,550	0,039	0,906	1,116	0,753	0,613	0,226



Tableau V.13: Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (F)	1--2	824,85	822,4	823,65	821,2	48	0,051	0,0067	300	3,013	0,213	0,031	0,416	0,114	1,253	0,034
	2--3	822,4	820	821,2	818,8	48	0,050	0,0067	300	2,983	0,211	0,032	0,417	0,114	1,245	0,034
	3--4	820	818,47	818,8	817,27	48	0,032	0,0067	300	2,381	0,168	0,040	0,456	0,131	1,087	0,039
	4--5	818,47	816,68	817,27	815,48	56	0,032	0,0123	300	2,385	0,169	0,073	0,586	0,187	1,398	0,056
	5--6	816,68	815,26	815,48	814,06	44	0,032	0,0123	300	2,396	0,169	0,073	0,585	0,187	1,402	0,056
	6--7	815,26	813,6	814,06	812,4	50	0,033	0,0123	300	2,430	0,172	0,072	0,582	0,185	1,414	0,056
	7--8	813,6	811,9	812,4	810,7	50	0,034	0,0123	300	2,459	0,174	0,071	0,579	0,184	1,424	0,055
	8--9	811,9	810,61	810,7	809,41	50	0,026	0,0123	300	2,142	0,151	0,081	0,612	0,199	1,310	0,060
	9--10	810,61	809,53	809,41	808,33	45	0,024	0,0123	300	2,066	0,146	0,084	0,620	0,203	1,282	0,061
	10--11	809,53	809,4	808,33	808,2	42	0,003	0,0123	300	0,742	0,052	0,234	0,828	0,332	0,615	0,100
	11--12	809,4	809,2	808,2	808	40	0,005	0,0123	300	0,943	0,067	0,184	0,790	0,299	0,745	0,090
	12--E15	809,2	808,96	808	807,76	43	0,006	0,0123	300	0,996	0,070	0,175	0,780	0,292	0,778	0,087



Tableau V.14 : Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (G)	1--2	818,34	816,82	817,14	815,62	45	0,034	0,0033	300	2,451	0,173	0,019	0,348	0,086	0,854	0,026
	2--3	816,82	815,26	815,62	814,06	45	0,035	0,0033	300	2,483	0,176	0,019	0,347	0,085	0,861	0,025
	3--4	815,26	813,4	814,06	812,2	48	0,039	0,0033	300	2,626	0,186	0,018	0,341	0,082	0,895	0,025
	4--5	813,4	811,48	812,2	810,28	48	0,040	0,0033	300	2,668	0,189	0,018	0,339	0,082	0,905	0,025
	5--6	811,48	809,5	810,28	808,3	50	0,040	0,0075	300	2,654	0,188	0,040	0,457	0,131	1,214	0,039
	6--7	809,5	807,51	808,3	806,31	50	0,040	0,0075	300	2,661	0,188	0,040	0,457	0,131	1,216	0,039
	7--8	807,51	805,46	806,31	804,26	50	0,041	0,0075	300	2,701	0,191	0,039	0,454	0,130	1,226	0,039
	8--9	805,46	803,83	804,26	802,63	50	0,033	0,0075	300	2,408	0,170	0,044	0,476	0,139	1,146	0,042
	9--10	803,83	802,27	802,63	801,07	52	0,030	0,0107	300	2,310	0,163	0,066	0,561	0,176	1,296	0,053
	10--11	802,27	800,7	801,07	799,5	52	0,030	0,0107	300	2,318	0,164	0,065	0,560	0,176	1,299	0,053
	11--12	800,7	799,29	799,5	798,09	49	0,029	0,0107	300	2,263	0,160	0,067	0,566	0,178	1,280	0,053
	12--13	799,29	797,93	798,09	796,73	49	0,028	0,0107	300	2,222	0,157	0,068	0,570	0,180	1,267	0,054
	13--14	797,93	796,58	796,73	795,38	48	0,028	0,0207	300	2,237	0,158	0,131	0,723	0,255	1,618	0,077
	14--15	796,58	795,24	795,38	794,04	48	0,028	0,0207	300	2,229	0,158	0,131	0,724	0,256	1,613	0,077
	15--16	795,24	794,56	794,04	793,36	49	0,014	0,0207	300	1,571	0,111	0,186	0,792	0,300	1,244	0,090
	16--17	794,56	794,01	793,36	792,81	49	0,011	0,0207	300	1,413	0,100	0,207	0,809	0,314	1,144	0,094
	17--18	794,01	793,48	792,81	792,28	49	0,011	0,0207	300	1,387	0,098	0,211	0,812	0,317	1,127	0,095
	18--19	793,48	793,42	792,28	792,22	47,5	0,001	0,0207	300	0,474	0,034	0,618	1,062	0,571	0,504	0,171
	19--A15	793,42	793,16	792,22	791,96	52	0,005	0,0207	300	0,943	0,067	0,310	0,874	0,380	0,824	0,114



Tableau V.15: Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (H)	1--2	816,23	814,8	815,03	813,6	47	0,030	0,0039	300	2,327	0,164	0,024	0,375	0,096	0,872	0,029
	2--3	814,8	812,13	813,6	810,93	47	0,057	0,0039	300	3,179	0,225	0,017	0,338	0,081	1,076	0,024
	3--4	812,13	809,43	810,93	808,23	50	0,054	0,0084	300	3,100	0,219	0,038	0,450	0,128	1,394	0,038
	4--5	809,43	806,95	808,23	805,75	50	0,050	0,0084	300	2,971	0,210	0,040	0,457	0,131	1,359	0,039
	5--6	806,95	804,73	805,75	803,53	50	0,044	0,0084	300	2,811	0,199	0,042	0,468	0,136	1,315	0,041
	6--7	804,73	803,41	803,53	802,21	50	0,026	0,0084	300	2,167	0,153	0,055	0,521	0,158	1,129	0,048
	7--8	803,41	802,13	802,21	800,93	50	0,026	0,0135	300	2,134	0,151	0,089	0,635	0,210	1,355	0,063
	8--9	802,13	800,8	800,93	799,6	50	0,027	0,0135	300	2,175	0,154	0,088	0,630	0,208	1,371	0,062
	9--10	800,8	799,5	799,6	798,3	50	0,026	0,0135	300	2,151	0,152	0,089	0,633	0,209	1,362	0,063
	10--11	799,5	798,11	798,3	796,91	50	0,028	0,0135	300	2,224	0,157	0,086	0,625	0,205	1,390	0,062
	11--12	798,11	796,69	796,91	795,49	50	0,028	0,0193	300	2,248	0,159	0,121	0,707	0,246	1,588	0,074
	12--13	796,69	795,22	795,49	794,02	50	0,029	0,0193	300	2,287	0,162	0,119	0,703	0,244	1,607	0,073
	13--14	795,22	794,47	794,02	793,27	52	0,014	0,0193	300	1,602	0,113	0,170	0,776	0,289	1,243	0,087
	14--15	794,47	793,83	793,27	792,63	52	0,012	0,0193	300	1,480	0,105	0,185	0,790	0,299	1,169	0,090
	15--16	793,83	793,19	792,63	791,99	52	0,012	0,0193	300	1,480	0,105	0,185	0,790	0,299	1,169	0,090
	16--17	793,19	793,07	791,99	791,87	46	0,003	0,0425	300	0,681	0,048	0,883	1,113	0,733	0,758	0,220
	17--18	793,07	792,95	791,87	791,75	46	0,003	0,0425	300	0,681	0,048	0,883	1,113	0,733	0,758	0,220
	18--19	792,95	792,83	791,75	791,63	46	0,003	0,0425	300	0,681	0,048	0,883	1,113	0,733	0,758	0,220
	19--20	792,83	792,72	791,63	791,52	46	0,002	0,0425	300	0,652	0,046	0,922	1,118	0,768	0,729	0,231
	20--A16	792,72	792,65	791,52	791,45	36,7	0,002	0,0425	300	0,583	0,041	1,032	1,115	0,889	0,650	0,267



Tableau V.16 : Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (K)	1--2	817,85	816,92	816,65	815,72	41	0,023	0,0039	300	2,009	0,142	0,027	0,395	0,105	0,794	0,031
	2--3	816,92	815,88	815,72	814,68	41	0,025	0,0039	300	2,124	0,150	0,026	0,387	0,102	0,822	0,030
	3--4	815,88	814,18	814,68	812,98	49	0,035	0,0039	300	2,484	0,176	0,022	0,366	0,093	0,910	0,028
	4--5	814,18	811,35	812,98	810,15	49	0,058	0,0039	300	3,206	0,227	0,017	0,338	0,081	1,082	0,024
	5--6	811,35	808,71	810,15	807,51	50	0,053	0,0084	300	3,065	0,217	0,039	0,452	0,129	1,384	0,039
	6--7	808,71	806,27	807,51	805,07	52	0,047	0,0084	300	2,889	0,204	0,041	0,463	0,133	1,337	0,040
	7--8	806,27	804,51	805,07	803,31	47	0,037	0,0084	300	2,581	0,182	0,046	0,485	0,143	1,251	0,043
	8--9	804,51	803,32	803,31	802,12	47	0,025	0,0084	300	2,122	0,150	0,056	0,526	0,160	1,116	0,048
	9--10	803,32	802,12	802,12	800,92	50	0,024	0,0135	300	2,066	0,146	0,092	0,643	0,214	1,328	0,064
	10--11	802,12	800,86	800,92	799,66	52	0,024	0,0135	300	2,076	0,147	0,092	0,642	0,213	1,332	0,064
	11--12	800,86	799,66	799,66	798,46	50	0,024	0,0135	300	2,066	0,146	0,092	0,643	0,214	1,328	0,064
	12--13	799,66	798,26	798,46	797,06	52	0,027	0,0135	300	2,189	0,155	0,087	0,629	0,207	1,376	0,062
	13--14	798,26	796,93	797,06	795,73	50	0,027	0,0193	300	2,175	0,154	0,126	0,714	0,250	1,553	0,075
	14--15	796,93	795,61	795,73	794,41	53	0,025	0,0193	300	2,105	0,149	0,130	0,721	0,254	1,518	0,076
	15--16	795,61	794,54	794,41	793,34	58	0,018	0,0193	300	1,812	0,128	0,151	0,753	0,273	1,363	0,082
	16--17	794,54	793,8	793,34	792,6	58	0,013	0,0193	300	1,507	0,106	0,181	0,787	0,296	1,186	0,089
	17--18	793,8	793,59	792,6	792,39	46	0,005	0,0193	300	0,901	0,064	0,303	0,869	0,375	0,783	0,112
	18--19	793,59	793,4	792,39	792,2	46	0,004	0,0193	300	0,857	0,061	0,319	0,878	0,385	0,753	0,115
	19--20	793,4	793,31	792,2	792,11	36	0,003	0,0193	300	0,667	0,047	0,409	0,937	0,444	0,625	0,133
	20--H16	793,31	793,19	792,11	791,99	36	0,003	0,0193	300	0,770	0,054	0,355	0,901	0,408	0,694	0,122



Tableau V.17 : Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (S)	1--2	792,9	792,69	791,7	791,49	46	0,005	0,0042	300	0,901	0,064	0,066	0,562	0,177	0,507	0,053
	2--3	792,69	792,52	791,49	791,32	46	0,004	0,0042	300	0,811	0,057	0,073	0,587	0,188	0,476	0,056
	3--4	792,52	792,3	791,32	791,1	46	0,005	0,0042	300	0,922	0,065	0,064	0,557	0,174	0,514	0,052
	4--5	792,3	792,07	791,1	790,87	45	0,005	0,0042	300	0,954	0,067	0,062	0,550	0,171	0,524	0,051
	5--6	792,07	791,89	790,87	790,69	45	0,004	0,0042	300	0,844	0,060	0,070	0,578	0,184	0,487	0,055
	6--7	791,89	791,78	790,69	790,58	52	0,002	0,0095	300	0,613	0,043	0,219	0,818	0,322	0,502	0,097
	7--8	791,78	791,69	790,58	790,49	52	0,002	0,0095	300	0,555	0,039	0,242	0,833	0,337	0,462	0,101
	8--9	791,69	791,57	790,49	790,37	42	0,003	0,0095	300	0,713	0,050	0,189	0,794	0,302	0,566	0,090
	9--10	791,57	791,49	790,37	790,29	42	0,002	0,0095	300	0,582	0,041	0,231	0,826	0,330	0,481	0,099
	10--11	791,49	791,38	790,29	790,18	42	0,003	0,0095	300	0,683	0,048	0,197	0,801	0,307	0,547	0,092
	11--A19	791,38	791,3	790,18	790,1	50	0,002	0,0095	300	0,534	0,038	0,252	0,839	0,343	0,448	0,103

Tableau V.18 : Collecteurs secondaires.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (T)	1--2	789,86	789,77	788,66	788,57	46	0,002	0,0042	300	0,590	0,042	0,101	0,663	0,224	0,391	0,067
	2--3	789,77	789,7	788,57	788,5	46	0,002	0,0042	300	0,520	0,037	0,114	0,693	0,239	0,360	0,072
	3--4	789,7	789,62	788,5	788,42	47	0,002	0,0042	300	0,550	0,039	0,108	0,680	0,232	0,374	0,070
	4--5	789,62	789,48	788,42	788,28	45	0,003	0,0042	300	0,744	0,053	0,080	0,608	0,197	0,452	0,059
	5--6	789,48	789,33	788,28	788,13	40	0,004	0,0042	300	0,817	0,058	0,073	0,585	0,187	0,478	0,056
	6--7	789,33	789,15	788,13	787,95	51	0,004	0,0095	300	0,792	0,056	0,170	0,775	0,288	0,614	0,086
	7--8	789,15	789,04	787,95	787,84	50	0,002	0,0095	300	0,626	0,044	0,215	0,815	0,319	0,510	0,096
	8--9	789,04	788,97	787,84	787,77	39	0,002	0,0095	300	0,565	0,040	0,238	0,831	0,334	0,469	0,100
	9--10	788,97	788,92	787,77	787,72	38	0,001	0,0095	300	0,484	0,034	0,278	0,855	0,359	0,413	0,108
	10--11	788,92	788,87	787,72	787,67	40	0,001	0,0095	300	0,472	0,033	0,285	0,859	0,364	0,405	0,109
	11--A24	788,87	788,79	787,67	787,59	32	0,003	0,0095	300	0,667	0,047	0,202	0,805	0,311	0,537	0,093



Tableau V.19 : Collecteurs principal d'eau usée.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN (m)		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (A)	1--2	808,75	806,67	807,55	805,47	50	0,042	0,0441	300	2,721	0,192	0,229	0,825	0,329	2,244	0,099
	2--3	806,67	804,58	805,47	803,38	50	0,042	0,0441	300	2,727	0,193	0,229	0,825	0,328	2,249	0,098
	3--4	804,58	802,72	803,38	801,52	50	0,037	0,0441	300	2,573	0,182	0,243	0,834	0,337	2,144	0,101
	4--5	802,72	800,85	801,52	799,65	50	0,037	0,0441	300	2,580	0,182	0,242	0,833	0,337	2,149	0,101
	5--6	800,85	799,33	799,65	798,13	50	0,030	0,0441	300	2,326	0,164	0,268	0,849	0,353	1,975	0,106
	6--7	799,33	797	798,13	795,8	50	0,047	0,0441	300	2,879	0,204	0,217	0,816	0,321	2,350	0,096
	7--8	797	796,65	795,8	795,45	50	0,007	0,0491	300	1,116	0,079	0,622	1,064	0,574	1,188	0,172
	8--9	796,65	796,23	795,45	795,03	50	0,008	0,0491	300	1,222	0,086	0,568	1,039	0,544	1,271	0,163
	9--10	796,23	795,31	795,03	794,11	50	0,018	0,0491	300	1,809	0,128	0,384	0,920	0,427	1,664	0,128
	10--11	795,31	794,72	794,11	793,52	50	0,012	0,0491	300	1,449	0,102	0,479	0,985	0,490	1,427	0,147
	11--12	794,72	794,22	793,52	793,02	50	0,010	0,0491	300	1,334	0,094	0,521	1,012	0,516	1,350	0,155
	12--13	794,22	793,85	793,02	792,65	50	0,007	0,0491	300	1,147	0,081	0,605	1,057	0,564	1,213	0,169
	13--14	793,85	793,48	792,65	792,28	50	0,007	0,0491	300	1,147	0,081	0,605	1,057	0,564	1,213	0,169
	14--15	793,48	793,16	792,28	791,96	50	0,006	0,0491	300	1,067	0,075	0,651	1,075	0,589	1,147	0,177
	15--16	793,16	792,65	791,96	791,45	41	0,012	0,0698	300	1,488	0,105	0,664	1,079	0,595	1,604	0,179
	16--17	792,65	792,05	791,45	790,85	41	0,015	0,1123	300	1,614	0,114	0,985	1,123	0,835	1,811	0,250
	17--18	792,05	791,62	790,85	790,42	45	0,010	0,1123	400	1,580	0,198	0,566	1,038	0,542	1,640	0,217
	18--19	791,62	791,3	790,42	790,1	40	0,008	0,1123	400	1,445	0,182	0,618	1,063	0,571	1,536	0,229
	19--20 noir	791,3	790,83	790,1	789,63	45	0,010	0,1218	400	1,651	0,208	0,587	1,049	0,554	1,732	0,222



Suite de Tableau V.19 : Collecteurs principal d'eau usée.

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		L _k	I _k	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)
		amont	avale	amont	avale											
Collecteur (A)	20--21	790,83	790,32	789,63	789,12	45	0,011	0,1218	400	1,72	0,216	0,563	1,037	0,541	1,783	0,216
	21--22	790,32	789,81	789,12	788,61	45	0,011	0,1218	400	1,72	0,216	0,563	1,037	0,541	1,783	0,216
	22--23	789,81	789,24	788,61	788,04	45	0,013	0,1218	400	1,819	0,229	0,533	1,019	0,523	1,854	0,209
	23--24	789,24	788,79	788,04	787,59	50	0,009	0,1218	400	1,533	0,193	0,632	1,068	0,579	1,637	0,232
	24--25	788,79	788,43	787,59	787,23	50	0,007	0,1313	400	1,371	0,172	0,762	1,098	0,648	1,506	0,259
	25--26	788,43	787,82	787,23	786,62	50	0,012	0,1313	400	1,785	0,224	0,585	1,048	0,553	1,87	0,221
	26--27	787,82	787,21	786,62	786,01	50	0,012	0,1313	400	1,785	0,224	0,585	1,048	0,553	1,87	0,221
	27--28	787,21	786,6	786,01	785,4	50	0,012	0,1313	400	1,785	0,224	0,585	1,048	0,553	1,87	0,221
	28--29	786,6	785,71	785,4	784,51	50	0,018	0,1313	400	2,156	0,271	0,485	0,989	0,493	2,131	0,197
	29--eux	785,71	785	784,51	783,8	22	0,032	0,1313	400	2,903	0,365	0,36	0,904	0,411	2,624	0,165

**Avec :**

Cam : côte de terrain naturel amont (m) ;

Ctav : côte de terrain naturel aval (m) ;

Cam.r : côte projet amont (m) du terrain ;

Cav.r : côte projet aval (m) du terrain ;

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Qpl: débit d'eau pluviale (m^3/s) ;

Qeu :debit d'eau usée (m^3/s) ;

Q_{ps}: débit à pleine section (m^3/s) ;

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

D_{exi}: diamètre de conduite existante (mm) ;

D_{cal}: diamètre calculé (mm) ;

D_{nor}: diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_{q.min} : rapport des débits en temps sec ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_{h.min} : rapport des hauteurs en temps sec ;

R_v : rapport des vitesses ;

R_{v.min} : rapport des vitesses en temps sec ;

h :hauteur de remplissage (mm) ;

h_{min} :hauteur de remplissage en temps sec (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{min} : vitesse de l'écoulement en temps sec (m/s).



Conclusion

L'importance du point de rejet En conséquence, les effluents rejetés dans les cours d'eau au titre de l'assainissement des agglomérations devront avoir des caractéristiques adaptées à l'usage qui est envisagé à l'aval pour le milieu récepteur dont ils sont tributaires. Dans les zones, où le temps d'écoulement entre le point de rejet et le point d'utilisation est relativement court. Les effluents devront subir une épuration renforcée. En définitive, pour le choix du point de rejet on devra donc, avant toute décision, porter une attention toute particulière au milieu qui devra recevoir après épuration les eaux collectées. Il se peut que, dans certaines circonstances,

- Pour notre agglomération, et après l'épuration des eaux, leur rejet se fait au sud de la ville.
- Pour les eaux pluviales il y a 4 points de rejet dans l'oued.



Eléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction :

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en :

- Ouvrages principaux.
- Ouvrages annexes.

VI .1 Ouvrages principaux : [7]

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. la forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour palier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau VI.I :

Tableau VI.1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

**VI.1.1 Canalisations :****VI.1.2 Matériau des canalisations :^[8]**

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

A) 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.

B) 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 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

C) 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.

D) Conduites en grès 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 les zones industrielles.

E) 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 anti-acide.

F) conduite en matières plastique

On distingue



- 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.

VI.1.3 Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

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

Dans notre travail, nous avons opté pour les conduites en béton et béton armé.

VI.1.4 Les joints des conduites en béton :

Pour avoir une bonne étanchéité quelque soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieures et extérieures.

a) Joint type Rocla :

C'est des joints à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son longi ; Le jeu de 1cm permet la non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées

b) Joint à demi emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.

**c) Joint torique :**

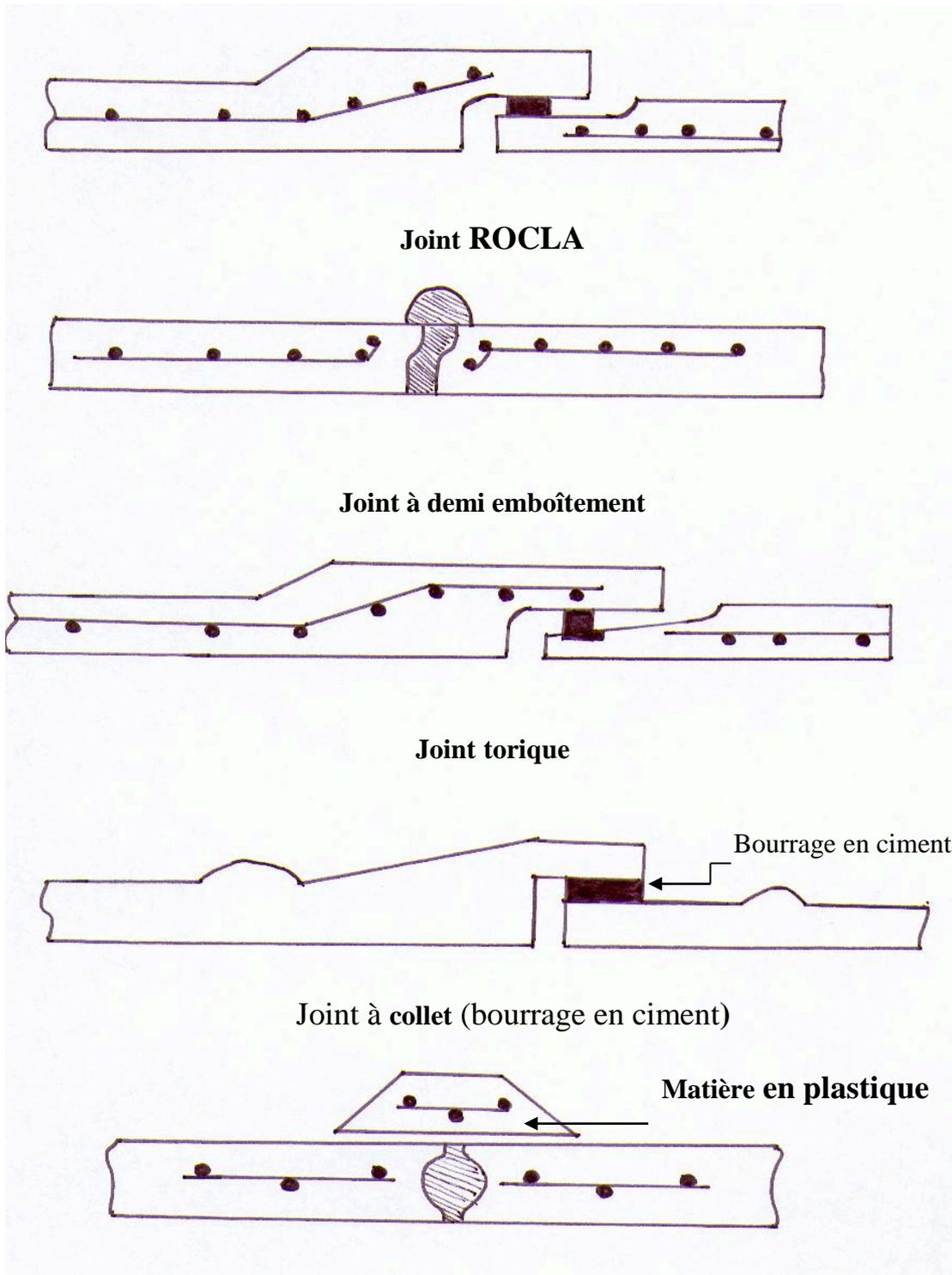
Il est remplacé dans la plupart des cas par le rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

d) Joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide avec coullage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

e) Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.



Joint **plastique** (matière plastique)

Figure VI.1 : Différents type de joints



VI.1.5 Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

A. Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuée contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion des ces dernières.

B. Action statique :

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

Tableau VI.2: Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

C. Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

VI.1.6 Protection des conduites :

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S). Qui est le principale facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.



- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VI.1.7 Essais des tuyaux préfabriqués :

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

a)-Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. ou ovalisation de la conduite. À une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai. [6]

b)-Essai d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

-à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

-sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires. [6]

c) - Essai à la corrosion :

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de ph superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées. [6]

VI.2 Ouvrages annexes :

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant du point de vue constructif que d'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux. [2]

VI.2.1 Ouvrages normaux :

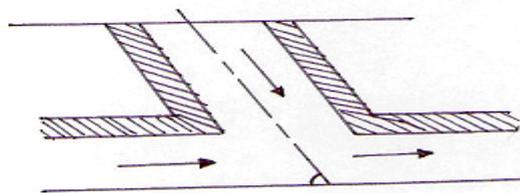
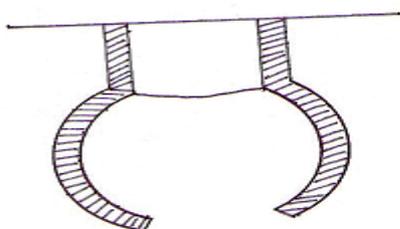
Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. on les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.2.1.1 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.



Point de raccordement avec élargissement

Point de raccordement avec inclinaison

Figure VI.2 : Branchements

VI.2.1.2 fossés :

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

VI.2.1.3 caniveaux :

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

VI.2.1.4 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 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement Entre les deux bouches afin d'absorber le flot. D'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale (fig. a), ou à absorption par le haut (fig.b).

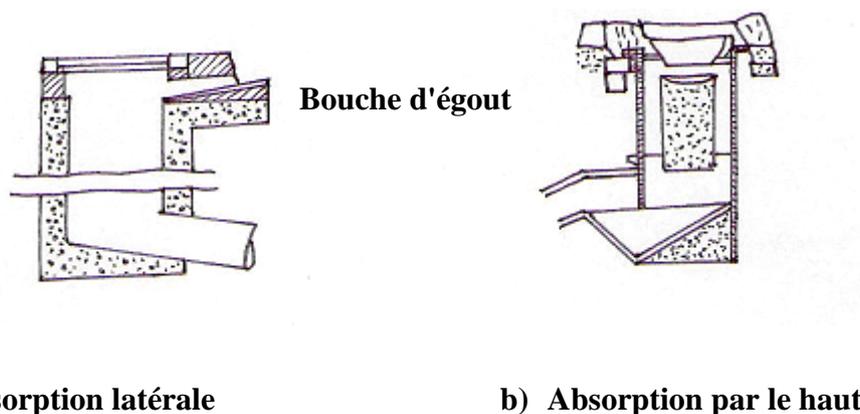


Figure VI.3 : Bouches d'égout

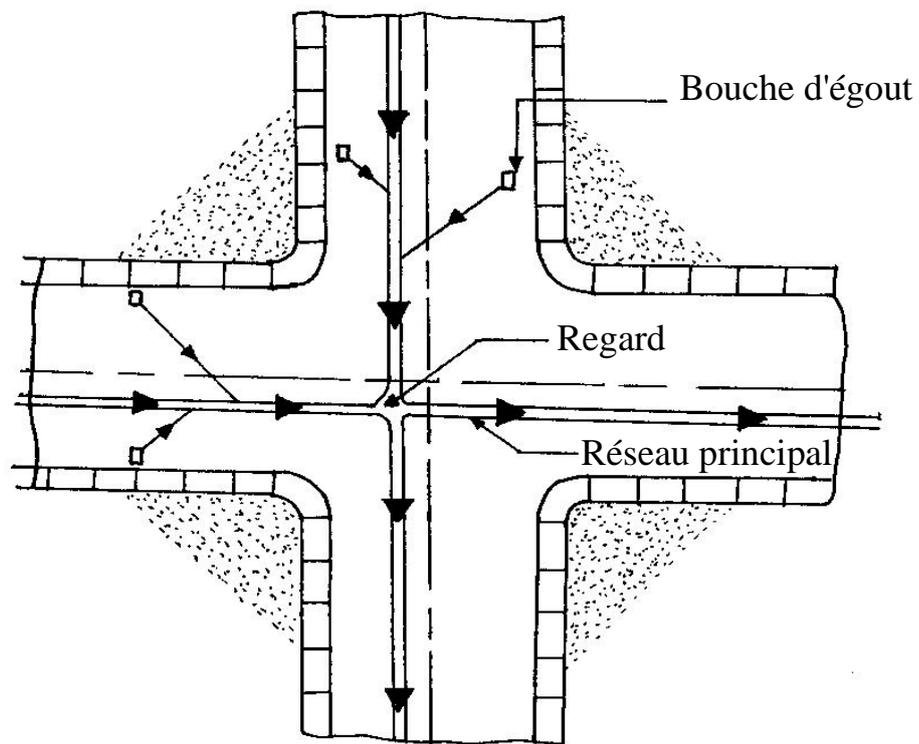


Figure VI.4 : Emplacement des bouches d'égouts



VI.2.1.5 Regards :

- **Regard de jonction.**
- **Regard de visite.**

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : Ils sont utilisés pour le système séparatif
- **Regard toboggan** : on les trouve dans les endroits où on a un exhaussement de remous.
- **Regard de chute** : Ils sont placés dans les terrains à forte pente

La distance entre deux regards est variable

- A) 35 à 50 m en terrain accidenté.
- B) 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

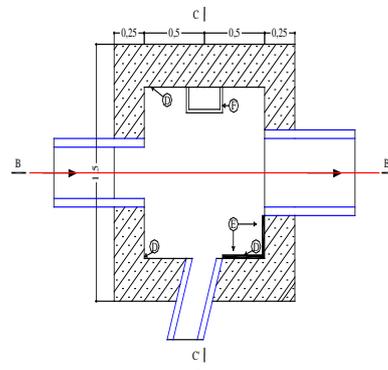
- A chaque changement de direction.
- A chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- A chaque changement pente.
- A chaque changement de diamètre.

FIGURE .VI.5 :REGARD DE VISITE
1/20

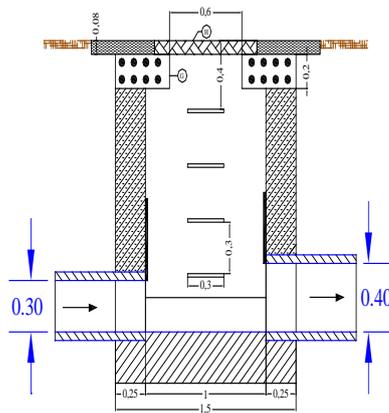
LEGENDE

- D : Banquettes
- E : Enduit étanche
- F : Echelons en fer galvanisé
- G : Cadre en béton armé préfabriqué
- H : Sous chaussé (tampon en fente)

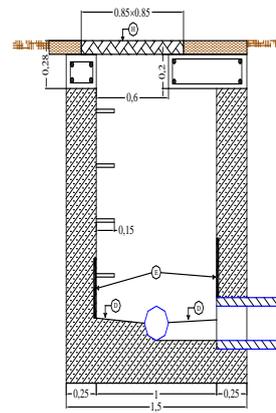
PLAN COUPE



COUPE B-B'



COUPE A-A'





VI.2.2 Ouvrages spéciaux :

VI.2.2.1 Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer par surverse les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

a) Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- * Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- * Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.

-La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

-La topographie du site et La variations des pentes. ^[6]

b) Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP.

- Les déversoirs a seuil latéral.
- Les déversoirs a seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoides.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs a barrage gonflable.

c) Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral ou frontal

On doit déterminer :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$



- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = d \times Q_{US}$$

d : représente la dilution (d=3).

Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

- la hauteur de la lame déversée (Hr)
- la longueur du seuil, déversant (L).

Déversoirs d'orage (1) type latéral :

Ce déversoir d'orage se placé au sud de la ville sur le collecteur A, il est chargé de déverser les pointes de ruissellement dans l'oued et d'évacuer les eaux usées avec une dilution vers la STEP.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1500 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 3,913 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4.267 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station :

$$Q_{ST} = 3 Q_{US} = 0.447 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcul du coefficient de retardement

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs

d'orage.
$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VI-1})$$

$t_c = \text{temps de concentration (mn)} \quad t_c = 15 \text{ mn}$

Donc $Z = 0.85$

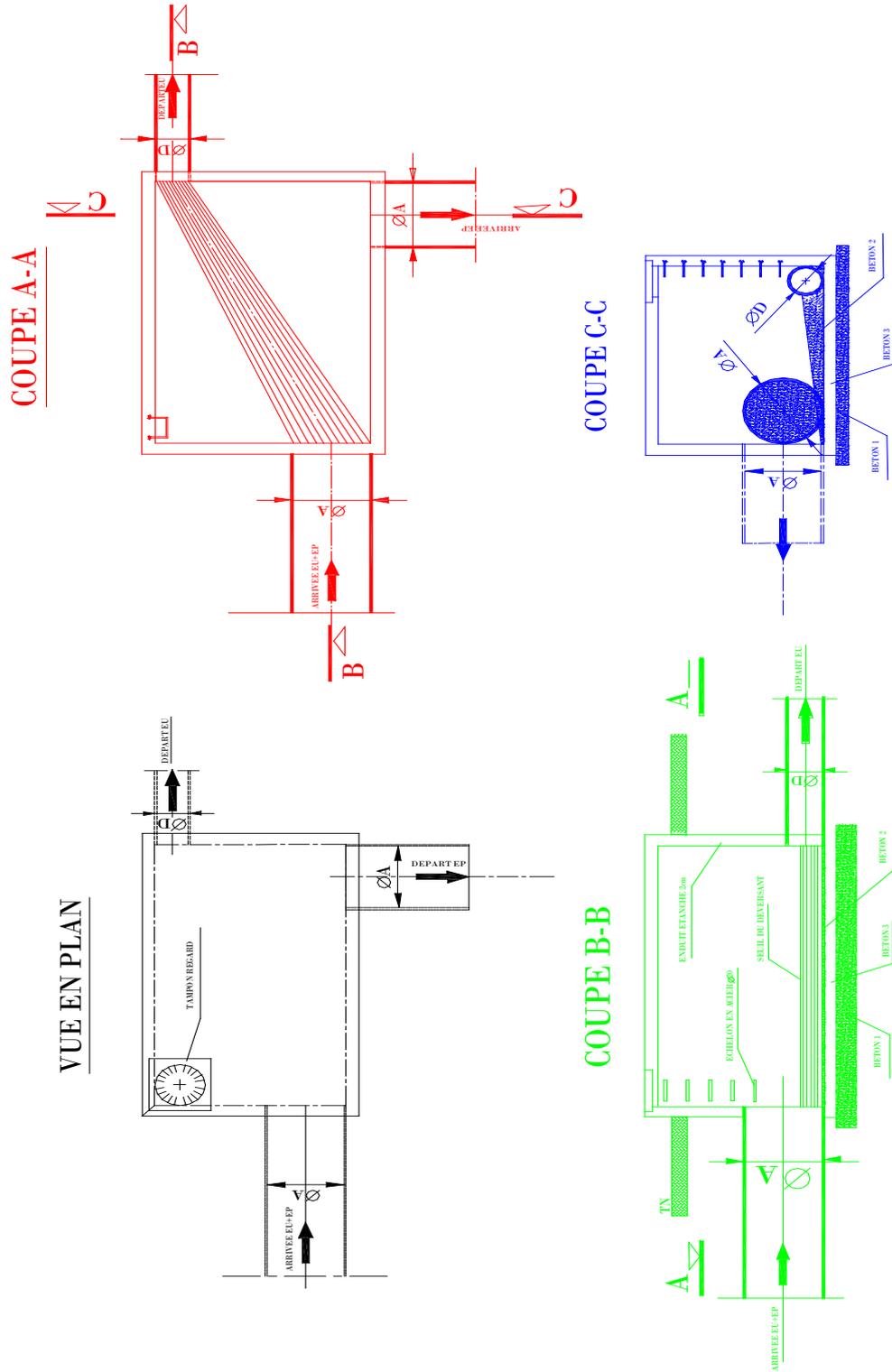
- Calcul du débit pluvial corrigé :

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0.85 * 3.913 = 3.326 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total : $Q_t = Q_{pl.cor} = 3.326 \text{ m}^3/\text{s}$

- Débit rejeté vers l'oued: $Q_R = 2.879 \text{ m}^3/\text{s}$
- pente égale à 0.004m/m
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 988 \text{ mm}$

FIGURE VI.6 DEVERSOIR D'ORAGE





- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

D'après le organigramme :

$$R_Q = 0,105 \quad \text{et} \quad R_h = 0,229$$

$$H_{st} = D_e \cdot R_h = 1500 \cdot 0,229 = 343,5 \text{ mm}$$

$$H_{ST} = 343,5 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à :

$$H_{ST} = H_{ST} + 20\% \quad H_{ST} = 412,2 \text{ mm}$$

- **Hauteur de la lame déversante :**

$$H_d = \frac{H_e - H_{st}}{2} = \frac{988 - 412,2}{2} = 287,9 \text{ mm}$$

H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).

H_{st} : hauteur de remplissage dans la conduite aval (mm).

- **Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60 (2 \cdot g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VI.3})$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{2,879}{0,6(2 \cdot 9,81)^{0,5} (0,288)^{1,5}} = 10,5 \text{ m}$$



Pour dimensionner les autres déversoirs on utilise le même procédé que celui utilisé pour le D.O.1

Tableau VI.3 : caractéristiques des déversoirs d'orage (type latéral).

	D_e mm	Q_t m^3/s	Q_{Ps} m^3/s	Q_{st} m^3/s	Q_r m^3/s	H_{st} mm	H_d mm	L m
DO1	1500	3,326	4.267	0,447	2,878	412,2	287,9	10,5
DO2	1200	1,079	1,646	0,447	0,632	511,2	198,9	4,021

VI.2.2.2 BASSINS DE RETENUE D'EAUX PLUVIALES ^[1]

a) Principe. Intérêt et sujétions.

Le transit des eaux de ruissellement provenant de zones urbanisées équipées suivant le mode Séparatif (ou pseudo-séparatif) au moyen de collecteurs dimensionnés de façon suffisante pour pouvoir évacuer les pointes des débits d'orage, parfois sur de longues distances jusqu'aux exutoires utilisables, entraîne en général des dépenses élevées.

Dans bien des cas, une solution fonctionnelle meilleure consiste à écrêter ces pointes d'orages et à les stocker, soit à l'extérieur de la zone d'apport aussi près que possible de celle-ci, soit à l'intérieur même de cette zone, dans un ou plusieurs bassins ou dans des canaux à ciel ouvert, il sera ainsi possible de réduire très notablement les dimensions des collecteurs d'évacuation ou encore de réduire les frais d'aménagement de ruisseaux à faible capacité d'évacuation donc, en définitive, d'aboutir à une dépense moindre.

Les bassins de retenue peuvent, par ailleurs, présenter un intérêt certain en matière d'environnement (pêche, canotage, etc.)

Ils peuvent aussi jouer un rôle pratique (réserves d'incendie et d'arrosage). Enfin, les retenues, qu'elles soient à « sec » ou « en eau » servent à améliorer la qualité des cours d'eau

Les bassins de retenue doivent être conçus en tenant compte de :

- L'adaptation au tissu urbain dans lequel se situe le bassin.
- L'objectif de qualité pour L'utilisation prévue.
- L'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval.

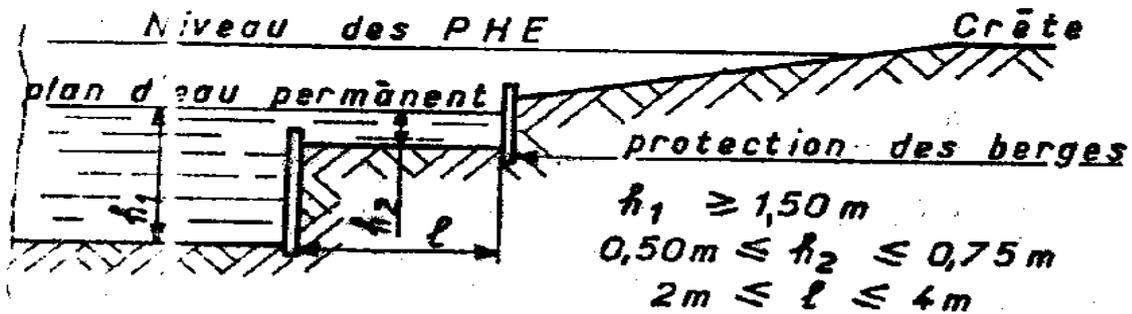


Figure VI.7 : Coupe schématique d'un bassin de retenue en eau

b) Méthode pratique de calcul :

Dimensionnement du bassin par la méthode des pluies :

- Pour le bassin N°1 (sur le collecteur III)

$$C_a = \frac{A_a}{A_t} \quad (VI.4)$$

C_a : (coefficient d'apport).

A_a : Surface active

A_t : Surface totale

$Q = 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit de fuite)

$$h = \frac{360 \cdot Q \cdot t}{S \cdot C_a} \quad (VI.5)$$

D'après la formule $h = \frac{360 \cdot Q \cdot t}{S \cdot C_a} = \frac{360 \cdot 0,28t}{42,9 \cdot 0,305} = 7,7t$

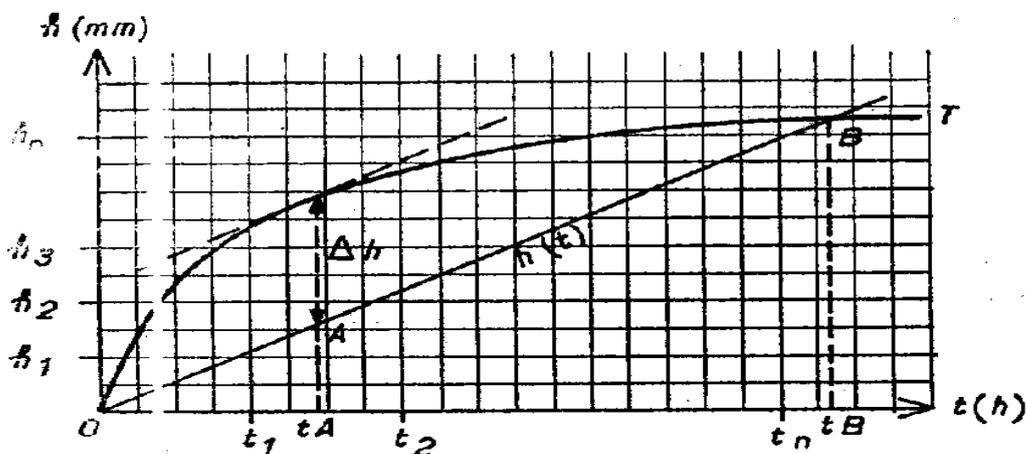


Figure VI.8 : Tracé de la droite $h(t)$



T_a : temps de remplissage

$T_b - T_a$: temps de vidange

D'après l'annexe N°III on tire Δh

$$\Delta h = 21.56 \text{ mm}$$

$$Vb = 10 \cdot \Delta h \cdot S \cdot Ca \quad (\text{VI.6})$$

Il on résulte : $Vb = 10 \cdot 21,56 \cdot 42,9 \cdot 0,305 = 2821,12 \text{ m}^3$

$$Vb = 2821,12 \text{ m}^3$$

On fixe la hauteur de retenue à 1.5 m et la largeur de cette retenue à 25 m.

Donc les caractéristiques de ce bassin représenter sur le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Caractéristiques des bassins de retenue

Bassin	Surface (ha)	h (t)	Δh (mm)	V (m ³)	L (m)	b (m)
bassin N°1 (sur le collecteur III)	42,9	7,7t	21,56	2821,12	64,55	30
bassin N°2 (sur le collecteur IV)	40,64	8,57t	24	2819,93	62,66	30

Conclusion :

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

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- un déversoir d'orage de type latéral.
- Les regards



Organisation de chantier

Introduction :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VII.1 Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées.^[7]

VII.2 Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.



VII.3 Décapage de la couche de terre végétale:

L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapé est :

$$V = bHL \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.1})$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VII.4 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation

VII.5 Exécution des tranchées et les regards

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

a) Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.2})$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

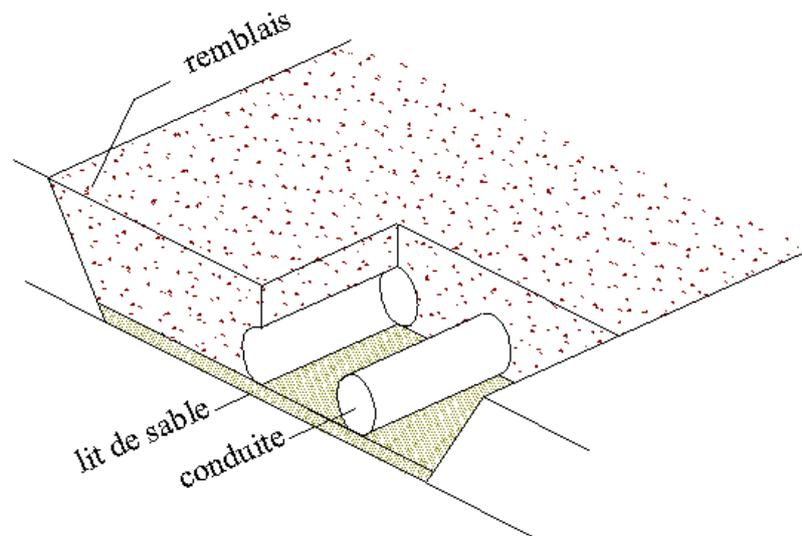
b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,5 m)



**Figure VII.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec
La mise en place de la conduite**

VII.6 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

VII.7 Pose des canalisations en tranchées :

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

➤ d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,

- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

VII.7.1- Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers ».

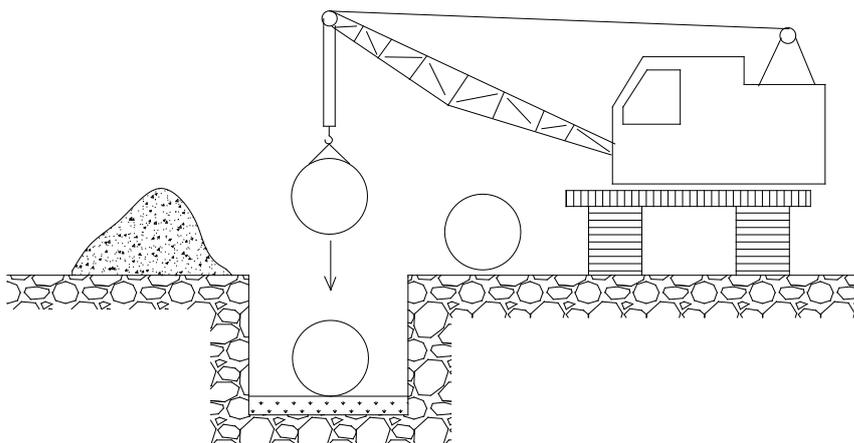


Fig.VII.2 : le pipelayers

Pipelayers (pose de la canalisation)



VII.7.2 – Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VII.7.3–Essais sur les joints et les canalisations

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VII.7.4-Essais des tuyaux préfabriqués :

VII.7.4.1- Essais d'étanchéité : L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

A) à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

B) sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

B.1) l'essai à l'eau : effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

B.2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

B.3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VII.8 Confection des joints :

Les joints doivent confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

VII.9 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.



Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

VII.10 Remblaiement et compactage des tranchées:

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectué sur une hauteur minimale de 10 cm au dessus de la génératrice supérieure,

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VII.11 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient. [7]

A- Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Fig VII.3 : Bulldozer

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins

A.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.

- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Fig VII.4 : Niveleuse automotrice

B- Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Fig VII.5: Pelle équipée en rétro

B.1 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



Fig VII.6: Chargeur

C- Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.



Fig VII.7 : compacteur



VII.12 Devis quantitatif et estimatif

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.12.1 Détermination des différents volumes :

A) Volume de la couche de terre végétale:

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad (\text{VII.3})$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B) Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B . L . H \quad (\text{VII.4})$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

C) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e . L . B \quad (\text{VII.5})$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

**D/Volume occupé par les conduites :**

$$V_{\text{condt}} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad (\text{VII.6})$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

E/Volume du remblai :

$$V_r = V_{\text{deb}} - [V_{\text{condt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}] \quad (\text{VII.7})$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F/Volume excédentaire :

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \quad (\text{VII.8})$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{\text{deb}} \cdot K_f \quad (\text{VII.9})$$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,24.$$

Les différents volumes sont représentés dans le tableau **VII.1**:

Tableau VII.1: Volumes de travaux

	Vdeb m ³	Vcondt m ³	Vls m ³	Vc.t m ³	Vremb m ³	Vf m ³	Vexcé m ³
Réseau d'eau pluviale secondaire et principale	37797,84	7287,43	1573,57	1573,57	27363,28	46869,32	19506,05
Réseau d'eau usée	18395,03	651,09	1144,55	1144,55	15454,84	22809,83	7355,00
La somme	56192,87	7938,51	2718,12	2718,12	42818,11	69679,16	26861,05

**Tableau VII.2:** Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	2718,12	150	407718
2	Déblai	M3	56192,87	300	16857861
3	Pose du lit de sable	M3	2718,12	1000	2718120
4	Remblai de la tranchée	M3	42818,11	350	14986338,5
5	Evacuation des déblais excédentaires	M3	26861,05	160	4297768,0
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en béton				
	300	MI	8172,1	1500	12258150
	400	MI	587	2000	1174000
	600	MI	1206,1	2300	2774030
	800	MI	2125,9	2500	5314750
2	Canalisation en béton armé				
	1000	MI	762,5	2800	2135000
	1200	MI	1331	3100	4126100
	1500	MI	1966,4	3500	6882400
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	301	16000	4816000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	2	16000	32000
3	Les bassins de retenue	U	2	1500000	3000000
	THT				81780235,5
	TVA 17%				13902640,04
	TTC				95682875,54



VII.13. PLANIFICATION DES TRAVAUX :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VII.3 : détermination des délais.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 210 \text{ jours}$$

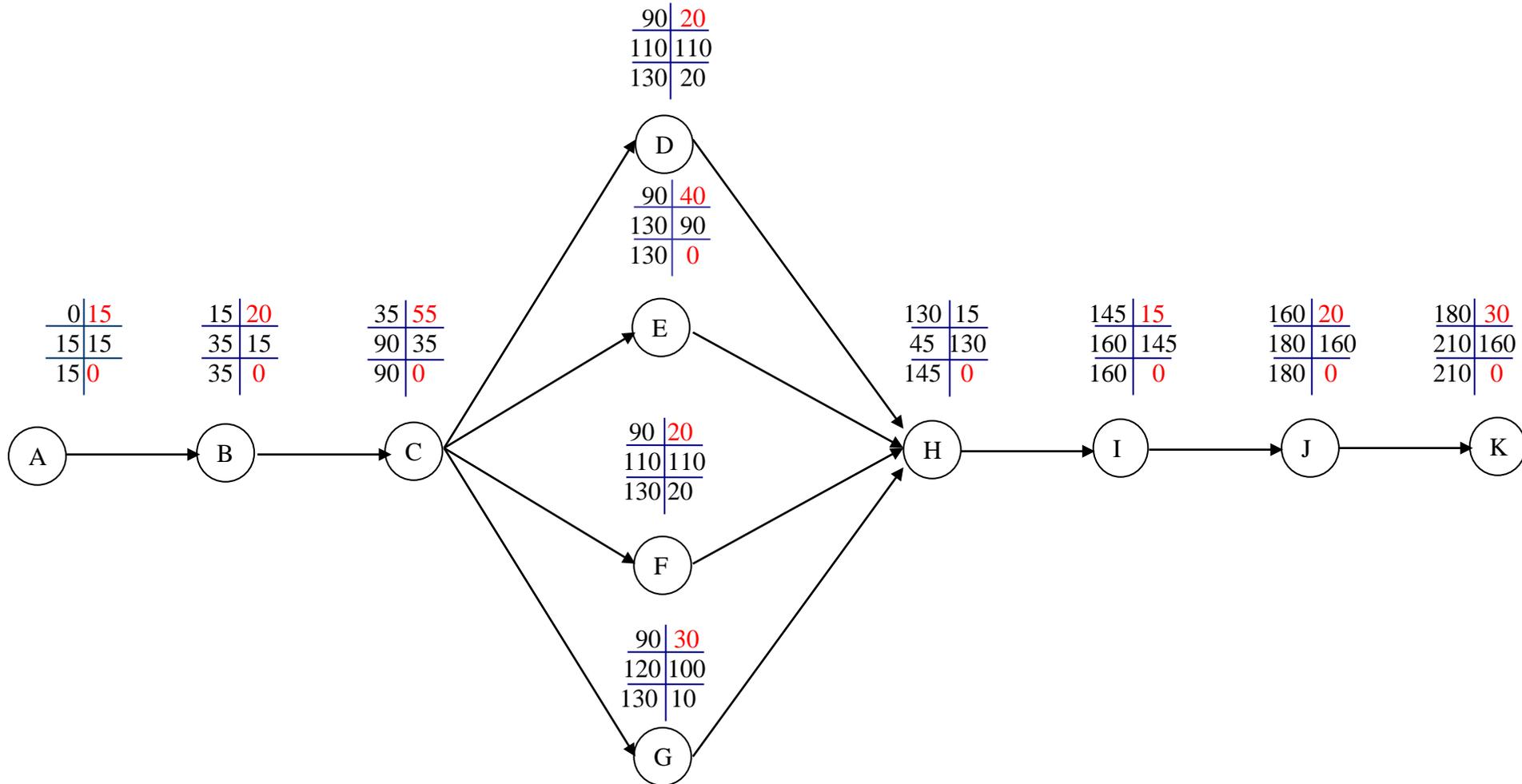
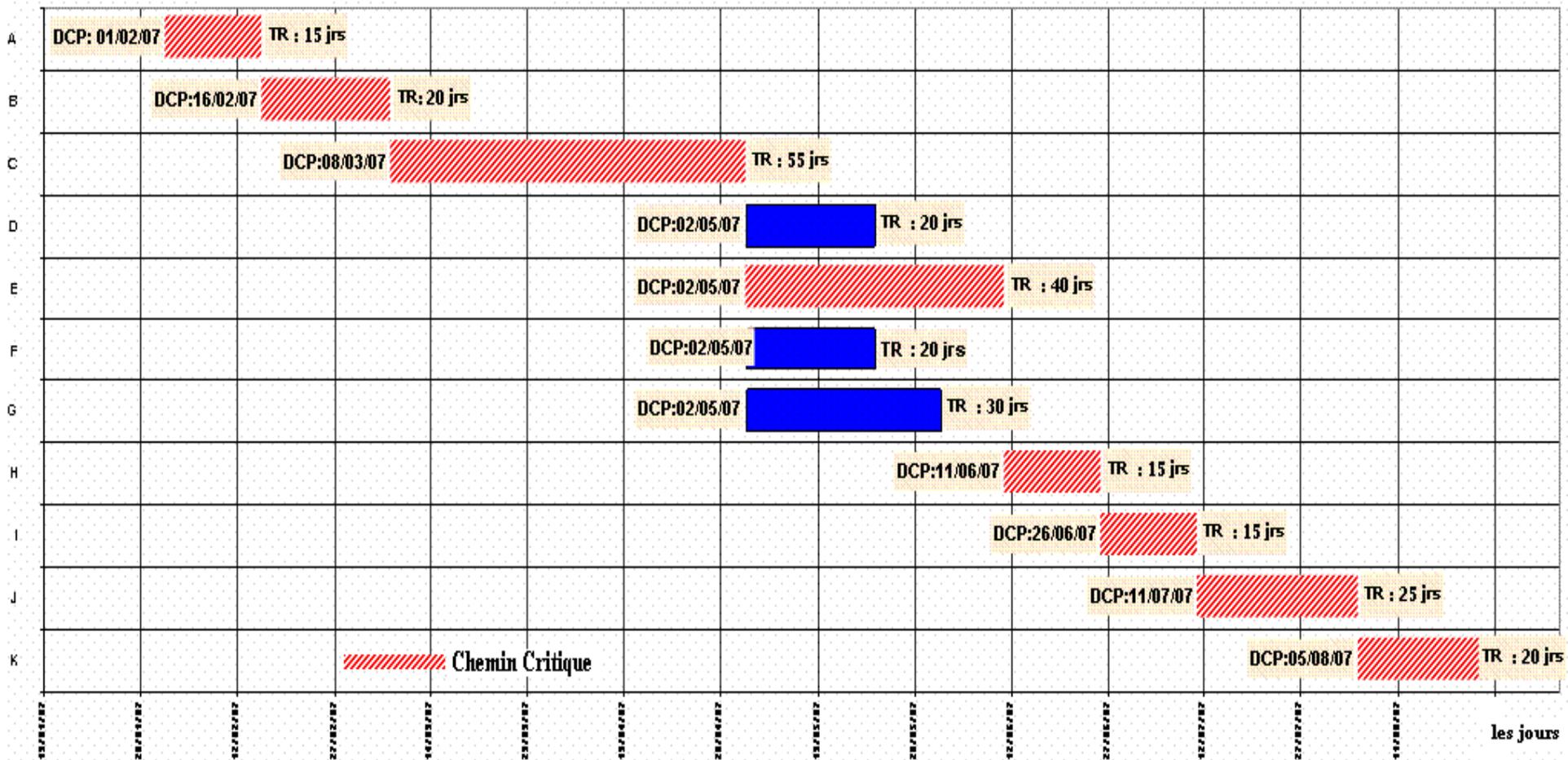


Fig : VII.8 Réseau a nœud

Fig.VII. 9 Diagramme de Gantt

Opération



**Conclusion :**

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.