

Chapitre III : Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de procéder au dimensionnement du réseau, une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales est indispensable et qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité rejets. Ces dernières varient d'une zone à une autre selon la vocation adoptée.

III-1- Evaluation des débits des eaux usées :

L'eau consommée par les populations est ensuite rejetée à l'état polluée.

L'assainissement des eaux usées consiste à collecter et à traiter cette eau en vue de parer à tout risque de déséquilibre écologique, de contamination des eaux souterraines ou superficielles de consommation et de maladies des habitants.

III-1-1- Origine et nature des eaux usées :

Les eaux usées se répartissent en différents groupes :

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées des services publics ;
- Les eaux usées d'origine industrielle ;
- Les eaux usées d'équipements .

a- Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage. On les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenances différentes :

- Eaux vannes ;
- Eaux de ménage, de bains et de douches ;
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée.[12]

b- Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisards munis 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. [19]

c- Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines. Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé ;
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C ;
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

d- Les eaux usées d'équipements :

On appelle équipements : différents services publics éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

III-1-2- Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est soumis à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau.

Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

Dans notre cas, on a opté un coefficient de rejet de l'ordre de 80% ($K_r = 80\%$).

III-1-2-1-Estimation des débits des équipements :

Les équipements existant dans la ville de Chemora sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

N SB	Equipements	Unité de mesure	Capacité	Dotation (l/j/U)	Débit équip rejeté (l/s)
5	CFA	Elève	500	50	0.2894
7	Garde communale	U	-	1000	0.0116
7	Mosquée	U	-	6000	0.0694
22	Lycée	Elève	938	50	0.5428
23	Ecole	Elève	166	50	0.0961
24	Polyclinique	U	-	10000	0.1157
26	Station de service	U	-	5000	0.0578
28	Protection civil	Surface	300	15	0.0521
30	Stade	U	-	5000	0.0578
32	Maison de jeune	U	-	1000	0.0116
36	Commissariat	Surface	300	15	0.0521
40	Crèche	Elève	100	50	0.0578
44	Mosquée	U	-	6000	0.0694
50	stade	U	-	5000	0.0578
70	Ecole	Elève	166	50	0.0961
128	PARC APC	U	-	5000	0.0578
133	Daïra	Surface	300	15	0.0521
134	Poste	Surface	300	15	0.0521
135	APC	Surface	300	15	0.0521
136	Pharmacie	U	-	1500	0.0174
137	Gendarmerie	Surface	300	15	0.0521
142	PARC	U	-	5000	0.0578
144	CEM	Elève	742	50	0.4294
197	Ecole	Elève	166	50	0.0961
263	L. commercial	U	-	5000	0.0579
269	Mosquée	U	-	6000	0.0694
360	Ecole	Elève	166	50	0.0961
374	AMG	U	-	10000	0.1157
509	Mosquée	U	-	6000	0.0694
664	CEM	Elève	742	50	0.4294
671	AMG	U	-	10000	0.1157
698	Ecole	Elève	166	50	0.0961
705	Mosquée	U	-	6000	0.0694
726	Matico	U	-	5000	0.0578
792	Ecole	Elève	166	50	0.0961

Tableau III-1- Détermination de débit des équipements de chaque sous bassin.

III-1-2-2- Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Le calcul des débits des eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière, qui est égale au produit de la dotation (norme) moyenne journalière par le nombre de consommateur.

Pour l'agglomération du Chemora, la dotation moyenne journalière est de l'ordre de 150l/j/hab.

*** Estimation de la population :**

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

$$P=P_0.(1+T)^n$$

P_n : Population future de l'horizon considéré ;

P_0 : population de l'année de référence ;

T : taux d'accroissement annuel de la population considéré égal à 1.60 % (source D.P.A.T) ;

n : nombre d'années séparant P_n et P_0 .

Les résultats des estimations de la population sont reportés dans le tableau suivant :

Horizon	2008	2016	2040
Nombre d'habitants	13743	15604	22839

Tableau III-2- Estimation de la population.

*** Calcul de la population de chaque sous bassin :**

- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri}P}{C_{rp}A}$$

D_i : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha) ;

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total ;

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

P : Population globale à l'horizon de calcul ;

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

- Le nombre d'habitants de chaque sous bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

D_i : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha) ;

P : Population partielle du sous bassin considéré ;

A_i : Surface partielle du sous bassin considéré (ha). [19]

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Nom	A (ha)	Cri (%)	Di (hab/ha)	Pi (habitant)
BV1	1.54	0.7	204.07	314
BV2	0.73			0
BV3	0.68			0
BV4	1.42			0
BV5	1.42			0
BV6	0.61			0
BV7	1.11			0
BV8	0.18			0
BV9	0.17			0
BV10	0.55			100
BV11	0.23			25
BV12	0.5			0
BV13	0.62			0
BV14	1.2			0
BV15	1.47			250
BV16	1.19			200
BV17	0.6			99
BV18	0.41			0
BV19	1.41			0
BV20	0.09			0
BV21	0.09			0
BV22	2.21			0
BV23	0.98			37
BV24	0.83			37
BV25	0.12			0
BV26	0.89			0
BV27	0.51			0
BV28	1.77			0
BV29	0.78			0
BV30	1.85			0
BV31	1.99			0
BV32	1.53			0
BV32a	0.13			0
BV33	0.37			0
BV34	0.5			0
BV35	0.21			0

BV36	1.3	0.7	204.07	0
BV37	0.43			0
BV38	0.42			0
BV39	0.93			0
BV40	0.57			0
BV41	0.18			0
BV42	0.11			0
BV43	0.26			53
BV44	0.24			12
BV45	0.13			27
BV46	0.06			0
BV47	0.22			45
BV48	0.11			22
BV49	0.05			0
BV50	0.2			41
BV51	0.07			14
BV52	0.06			12
BV53	0.09			18
BV54	0.13			27
BV55	0.14			29
BV56	0.07			0
BV57	0.09			18
BV58	0.09			18
BV59	0.09			0
BV60	0.16			33
BV61	0.08			16
BV62	0.14			29
BV63	0.1			0
BV64	0.17			35
BV65	0.05			0
BV66	0.67			137
BV67	0.63			129
BV68	0.71			145
BV69	0.51			104
BV70	0.48			98
BV71	0.67			137
BV72	0.12			24
BV73	0.13			27
BV74	0.1			20
BV75	0.4			82
BV75a	0.49			100
BV76	0.1			20
BV77	0.46			94
BV78	0.22			45
BV79	0.05			10
BV80	0.15			31
BV81	0.12			24
BV82	0.1			20
BV83	0.12			24
BV84	0.1			20

BV85	0.03	0.7	204.07	6
BV86	0.15			31
BV87	0.12			24
BV88	0.1			20
BV89	0.12			24
BV90	0.11			22
BV91	0.03			6
BV92	0.27			55
BV93	0.13			27
BV94	0.14			29
BV95	0.12			24
BV96	0.14			29
BV97	0.16			33
BV98	0.04			8
BV99	0.04			8
BV100	0.11			22
BV100a	0.16			33
BV101	0.1			20
BV102	0.13			27
BV103	0.17			35
BV104	0.14			29
BV105	0.15			31
BV106	0.21			43
BV107	0.05			10
BV108	0.29			59
BV109	0.33			67
BV110	0.26			53
BV111	0.05			10
BV112	0.27			55
BV113	0.27			55
BV114	0.21			43
BV115	0.01			2
BV116	0.03			6
BV117	0.32			65
BV118	0.39			80
BV119	0.28			57
BV120	0.03			6
BV121	0.06			12
BV122	0.09			18
BV123	0.1			20
BV124	0.13			0
BV125	0.25			51
BV126	0.35			71
BV127	0.24			49

Tableau III-3- Nombre d'habitants de chaque sous bassin.

Remarque :

Les restes des résultats au l'annexe II.

*** Evaluation du débit moyen journalier :**

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante : [4]

$$Q_{\text{mouj}} = \frac{K_r \cdot D \cdot N}{86400}$$

Q_{mouj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

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

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à 150 l/j /hab ;

N : Nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab), en 2040 $N= 22839$ hab.

*** Evaluation du débit de pointe :**

Le débit de pointe est calculé par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\text{mouj}}$$

Q_{mouj} : Débit moyen journalier ;

K_p : coefficient de pointe.

Dans notre étude, l'évaluation du coefficient de pointe est estimée à partir du débit moyen.

$$\begin{aligned} - \quad K_p &= 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{mouj}}}} && \text{si } Q_{\text{mouj}} \geq 2.8 \text{ l/s;} \\ - \quad K_p &= 3 && \text{si } Q_{\text{mouj}} \leq 2.8 \text{ l/s;} \end{aligned}$$

Le débit moyen journalier de notre zone d'étude est égal à 31.72 (l/s), ce qui est supérieur à 2.8 (l/s), alors K_p se calcule par la formule suivante :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{31.72}} = 1.94$$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Nom	A (ha)	Pi (habitant)	Qmj (l/s)	Kp	Qpeu (l/s)	Qeqi (l/s)	Qt (l/s)
BV1	1.54	314	0.44	1.94	0.85		0.85
BV2	0.73	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV3	0.68	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV4	1.42	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV5	1.42	0	0.00	1.94	0.00	0.29	0.29
BV6	0.61	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV7	1.11	0	0.00	1.94	0.00	0.08	0.08
BV8	0.18	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV9	0.17	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV10	0.55	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV11	0.23	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV12	0.5	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV13	0.62	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV14	1.2	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV15	1.47	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV16	1.19	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV17	0.6	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV18	0.41	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV19	1.41	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV20	0.09	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV21	0.09	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV22	2.21	0	0.00	1.94	0.00	0.54	0.54
BV23	0.98	37	0.05	1.94	0.10	0.10	0.20
BV24	0.83	37	0.05	1.94	0.10	0.12	0.21
BV25	0.12	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV26	0.89	0	0.00	1.94	0.00	0.06	0.06
BV27	0.51	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV28	1.77	0	0.00	1.94	0.00	0.05	0.05
BV29	0.78	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV30	1.85	0	0.00	1.94	0.00	0.06	0.06
BV31	1.99	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV32	1.53	0	0.00	1.94	0.00	0.01	0.01
BV32a	0.13	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV33	0.37	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV34	0.5	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV35	0.21	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV36	1.3	0	0.00	1.94	0.00	0.05	0.05
BV37	0.43	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV38	0.42	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV39	0.93	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV40	0.57	0	0.00	1.94	0.00	0.06	0.06
BV41	0.18	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV42	0.11	0	0.00	1.94	0.00		0.00

BV43	0.26	53	0.07	1.94	0.14		0.14
BV44	0.24	12	0.02	1.94	0.03	0.07	0.10
BV45	0.13	27	0.04	1.94	0.07		0.07
BV46	0.06	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV47	0.22	45	0.06	1.94	0.12		0.12
BV48	0.11	22	0.03	1.94	0.06		0.06
BV49	0.05	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV50	0.2	41	0.06	1.94	0.11	0.06	0.17
BV51	0.07	14	0.02	1.94	0.04		0.04
BV52	0.06	12	0.02	1.94	0.03		0.03
BV53	0.09	18	0.03	1.94	0.05		0.05
BV54	0.13	27	0.04	1.94	0.07		0.07
BV55	0.14	29	0.04	1.94	0.08		0.08
BV56	0.07	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV57	0.09	18	0.03	1.94	0.05		0.05
BV58	0.09	18	0.03	1.94	0.05		0.05
BV59	0.09	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV60	0.16	33	0.05	1.94	0.09		0.09
BV61	0.08	16	0.02	1.94	0.04		0.04
BV62	0.14	29	0.04	1.94	0.08		0.08
BV63	0.1	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV64	0.17	35	0.05	1.94	0.09		0.09
BV65	0.05	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV66	0.67	137	0.19	1.94	0.37		0.37
BV67	0.63	129	0.18	1.94	0.35		0.35
BV68	0.71	145	0.20	1.94	0.39		0.39
BV69	0.51	104	0.14	1.94	0.28		0.28
BV70	0.48	98	0.14	1.94	0.26	0.10	0.36
BV71	0.67	137	0.19	1.94	0.37		0.37
BV72	0.12	24	0.03	1.94	0.07		0.07
BV73	0.13	27	0.04	1.94	0.07		0.07
BV74	0.1	20	0.03	1.94	0.05		0.05
BV75	0.4	82	0.11	1.94	0.22		0.22
BV75a	0.49	100	0.14	1.94	0.27		0.27
BV76	0.1	20	0.03	1.94	0.05		0.05
BV77	0.46	94	0.13	1.94	0.25		0.25
BV78	0.22	45	0.06	1.94	0.12		0.12
BV79	0.05	10	0.01	1.94	0.03		0.03
BV80	0.15	31	0.04	1.94	0.08		0.08
BV81	0.12	24	0.03	1.94	0.07		0.07
BV82	0.1	20	0.03	1.94	0.05		0.05
BV83	0.12	24	0.03	1.94	0.07		0.07
BV84	0.1	20	0.03	1.94	0.05		0.05
BV85	0.03	6	0.01	1.94	0.02		0.02
BV86	0.15	31	0.04	1.94	0.08		0.08
BV87	0.12	24	0.03	1.94	0.07		0.07
BV88	0.1	20	0.03	1.94	0.05		0.05
BV89	0.12	24	0.03	1.94	0.07		0.07
BV90	0.11	22	0.03	1.94	0.06		0.06
BV91	0.03	6	0.01	1.94	0.02		0.02

BV92	0.27	55	0.08	1.94	0.15		0.15
BV93	0.13	27	0.04	1.94	0.07		0.07
BV94	0.14	29	0.04	1.94	0.08		0.08
BV95	0.12	24	0.03	1.94	0.07		0.07
BV96	0.14	29	0.04	1.94	0.08		0.08
BV97	0.16	33	0.05	1.94	0.09		0.09
BV98	0.04	8	0.01	1.94	0.02		0.02
BV99	0.04	8	0.01	1.94	0.02		0.02
BV100	0.11	22	0.03	1.94	0.06		0.06
BV100a	0.16	33	0.05	1.94	0.09		0.09
BV101	0.1	20	0.03	1.94	0.05		0.05
BV102	0.13	27	0.04	1.94	0.07		0.07
BV103	0.17	35	0.05	1.94	0.09		0.09
BV104	0.14	29	0.04	1.94	0.08		0.08
BV105	0.15	31	0.04	1.94	0.08		0.08
BV106	0.21	43	0.06	1.94	0.12		0.12
BV107	0.05	10	0.01	1.94	0.03		0.03
BV108	0.29	59	0.08	1.94	0.16		0.16
BV109	0.33	67	0.09	1.94	0.18		0.18
BV110	0.26	53	0.07	1.94	0.14		0.14
BV111	0.05	10	0.01	1.94	0.03		0.03
BV112	0.27	55	0.08	1.94	0.15		0.15
BV113	0.27	55	0.08	1.94	0.15		0.15
BV114	0.21	43	0.06	1.94	0.12		0.12
BV115	0.01	2	0.00	1.94	0.01		0.01
BV116	0.03	6	0.01	1.94	0.02		0.02
BV117	0.32	65	0.09	1.94	0.18		0.18
BV118	0.39	80	0.11	1.94	0.21		0.21
BV119	0.28	57	0.08	1.94	0.15		0.15
BV120	0.03	6	0.01	1.94	0.02		0.02
BV121	0.06	12	0.02	1.94	0.03		0.03
BV122	0.09	18	0.03	1.94	0.05		0.05
BV123	0.1	20	0.03	1.94	0.05		0.05
BV124	0.13	0	0.00	1.94	0.00		0.00
BV125	0.25	51	0.07	1.94	0.14		0.14
BV126	0.35	71	0.10	1.94	0.19		0.19
BV127	0.24	49	0.07	1.94	0.13		0.13

Tableau III-4- Détermination du débit de pointe des eaux usées.

Remarque :

Les restes des résultats au l'annexe III

III-2- Evaluation des débits des eaux pluviales :**III-2-1- Les paramètres de dimensionnement :****III-2-1-1- Les paramètres hydrologiques :**

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. [5]

a- 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 tombée en un temps Δt . [5]

b- Le bassin versant :

C'est la surface sur laquelle toute eau météorique qui tombe s'écoule vers un point unique appelé exutoire. C'est donc une surface hydrologiquement close. Les lignes de partage des différents bassins versants sont appelées lignes de crête. En hydrologie urbaine le bassin versant est une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine et qui possède un exutoire. [10]

c- 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. [5]

d- Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

En hydrologie urbaine ; il est assez rare de recourir à des données spécifiquement adaptées au projet étudié.

C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres.

L'intensité moyenne (i_m) se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée dh pendant une durée donnée dt :

$$i_m = dh/dt$$

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats ;
- Calculer les paramètres de la loi choisie, et vérifier son adéquation ;
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation. [5]

e- Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement :***Analyse des données statistiques :**

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'Assainissement. Pour cela ; on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observation de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) de Batna. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 1969 à 2009.

Station	Code	Coordonnées		
		X (m)	Y (m)	Z (m)
Timgad	07.04.09	841.75	250.90	1000

Tableau III-5- La station au voisinage du site.[2]

• **Les caractéristiques de cette série sont :**

- La somme des précipitations maximales journalières durant 41 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^N X_i$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{1}{N}$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 41 ans).

- Ecart type $\hat{\sigma}_x$:

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}}$$

- Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\hat{\sigma}_x}{\bar{X}}$$

- Exposant climatique :

Il est donné par l'A.N.R.H Batna **b = 0.24** (carte de Baudy).

Le résultat par le tableau suivant :

Les caractéristiques	Résultat
La somme des précipitations	1364.85
Moyenne	33.3
Ecart type $\hat{\sigma}_x$	15.8
Coefficient de variation	0.473

Tableau III-6- Récapitulatif de résultat.

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

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel «HYDROLAB ». Avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

*** Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation : [12]**

- **Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) :**

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de densité de la loi de Gumbel s'écrit:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement de la valeur de x ;

α, x_0 : des coefficients d'ajustement ;

x_0 est le paramètre de position (mode) ;

α est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme $\frac{1}{\alpha}$;

Par un changement de variable $y = \alpha (x-x_0)$; la loi de Gumbel s'écrit :

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

$y = \alpha (x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.

Et l'équation de la droite de GUMBEL :

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

x : est la précipitation maximale journalière.

- **Procédé d'ajustement :**

- 1-Classifier les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
- 2- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

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

m : Numéro d'ordre ;

n : Taille de la série ;

- 3- Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
- 4- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

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

- 5- Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel ;
- 6- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel dont la formule générale est :

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

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

- 7- Calculer les paramètres d'ajustement $\frac{1}{\alpha}$ et x_0 ; sachant que $\frac{1}{\alpha}$ est la pente de la droite et x_0 , l'ordonnée à l'origine.
- 8- Tracer la droite de régression sur papier Gumbel.

- **Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel :**

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

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

$\frac{1}{\alpha}$: La pente de la droite de GUMBEL ;

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78 * 15.8_x = 12.32 \text{ mm}$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n-41} y}{n} = \frac{23.38}{41} = 0.57 \text{ mm}$$

x_0 : Représente l'ordonnée à l'origine :

$$x_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{\alpha}\right) \bar{y}$$

$$x_0 = 33.3 - 12.32 * 0.57$$

$$x_0 = 26.27 \text{ mm}$$

Donc, la droite de Gumbel devient :

$$x = 12.32 y + 26.27$$

$$\text{D'où : } P_{\max j} (p\%) = 12.32 y + 26.27$$

Le coefficient de corrélation :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} = 0.98$$

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 figure III-1) :

La variable réduite égale :

$$y_i = -[\ln(\ln F(90\%))] = 2.25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max j} (10\%) : 45.93 < 53.86 < 68.39 = 95\% \text{ (voir tableau III-5)}$$

➤ Résultats de l'ajustement :

Ajustement à une loi de Gumbel

Taille n= 41

Xo= 26.20

g= 12.29

I.C. à (en%)= 95

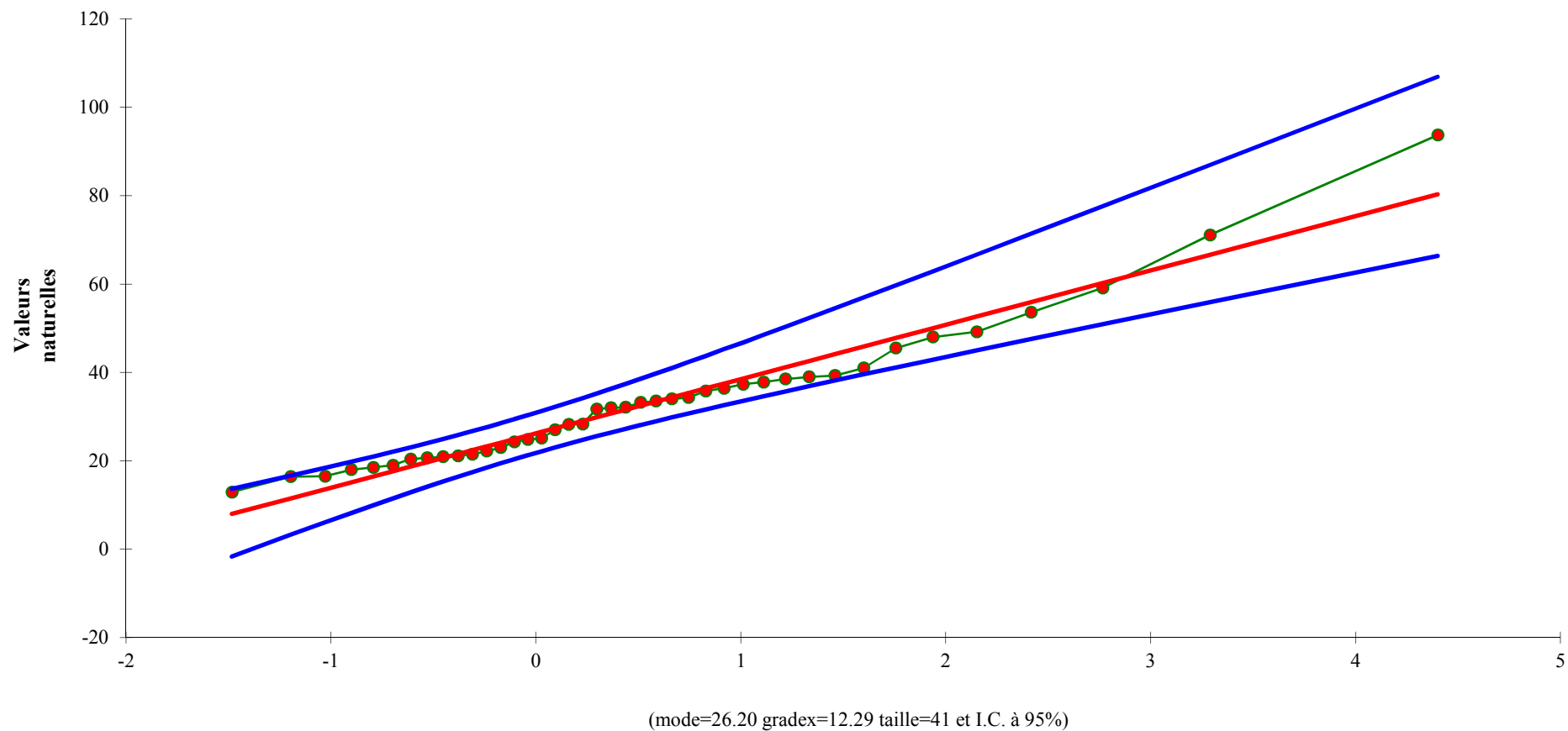
U Gauss=

1.9604

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
71.1	12.9	1	0.012	-1.483	12.9	7.9616981	1.6805739	13.650477
28.2	16.4	2	0.037	-1.196	16.4	11.487091	3.2279279	16.604282
22.2	16.5	3	0.061	-1.029	16.5	13.549161	6.0505412	18.380483
53.6	18	4	0.085	-0.900	18	15.124749	8.1754518	19.769437
28.3	18.5	5	0.110	-0.793	18.5	16.44915	9.9357759	20.962783
36.4	19	6	0.134	-0.698	19	17.619727	11.468749	22.040422
39.3	20.4	7	0.159	-0.611	20.4	18.687133	12.845325	23.044368
41	20.66	8	0.183	-0.530	20.664403	19.681506	14.107352	23.999984
12.9	20.9	9	0.207	-0.453	20.9	20.622484	15.281783	24.924116
39	21.1	10	0.232	-0.380	21.1	21.523755	16.387125	25.828782
27	21.5	11	0.256	-0.309	21.5	22.395388	17.436755	26.723063
18.5	22.2	12	0.280	-0.240	22.2	23.245129	18.440755	27.614149
16.4	22.97	13	0.305	-0.172	22.971929	24.079182	19.407029	28.507974
48	24.3	14	0.329	-0.105	24.3	24.902701	20.341996	29.409614
22.97	24.8	15	0.354	-0.039	24.8	25.720119	21.251056	30.323553
32	25.1	16	0.378	0.028	25.1	26.535376	22.138909	31.253882
33.52	27	17	0.402	0.094	27	27.352093	23.009782	32.204444
18	28.2	18	0.427	0.161	28.2	28.173697	23.867596	33.178964
16.5	28.3	19	0.451	0.228	28.3	29.003533	24.716095	34.181161
34	31.7	20	0.476	0.297	31.7	29.84496	25.558946	35.214855
45.5	32	21	0.500	0.367	32	30.70144	26.39983	36.284086
49.2	32.1	22	0.524	0.438	32.1	31.576628	27.24252	37.393234
21.5	33.2	23	0.549	0.511	33.2	32.474475	28.090965	38.547162
19	33.52	24	0.573	0.586	33.520616	33.399341	28.94938	39.751377
33.2	34	25	0.598	0.664	34	34.356134	29.822353	41.012237
20.9	34.3	26	0.622	0.745	34.3	35.350481	30.714978	42.337198
35.8	35.8	27	0.646	0.829	35.8	36.388953	31.633023	43.735144
20.4	36.4	28	0.671	0.918	36.4	37.47936	32.583161	45.216823
38.5	37.3	29	0.695	1.012	37.3	38.631162	33.573285	46.795441
24.3	37.8	30	0.720	1.111	37.8	39.856039	34.612942	48.487496
37.8	38.5	31	0.744	1.218	38.5	41.168722	35.713975	50.314
25.1	39	32	0.768	1.333	39	42.588237	36.891478	52.302289
20.66	39.3	33	0.793	1.460	39.3	44.139838	38.165276	54.488862
24.8	41	34	0.817	1.599	41	45.858161	39.562342	56.923986
37.3	45.5	35	0.841	1.757	45.5	47.792627	41.120937	59.679625
34.3	48	36	0.866	1.938	48	50.01742	42.89824	62.864039
31.7	49.2	37	0.890	2.152	49.2	52.65155	44.98569	66.651207
21.1	53.6	38	0.915	2.417	53.6	55.904542	47.5439	71.347798
93.7	59.1	39	0.939	2.766	59.1	60.200896	50.897698	77.575698
59.1	71.1	40	0.963	3.290	71.1	66.637358	55.885045	86.942905
32.1	93.7	41	0.988	4.401	93.7	80.296882	66.382667	106.90866

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.9	2.2503673	53.861776	45.939688	68.396247	53.861776	0.9	10
0.95	2.9701952	62.711429	52.847434	81.224934	62.711429	0.95	20
0.98	3.9019387	74.166396	61.681956	97.9372	74.166396	0.98	50
0.99	4.6001492	82.750282	68.260291	110.50259	82.750282	0.99	100

Tableau III-7- Résultats de l'ajustement à une loi de Gumbel

Ajustement à une loi de Gumbel**Figure III-1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.**

- **Ajustement à la loi Log normale :**

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

Sa fonction de répartition est donnée par :

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

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

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

$$\log x(p\%) = \log \bar{x} + \sigma \log u(p\%)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$ est l'équation d'une droite sur papier gaussio-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

- **Procédé d'ajustement :**

- 1- Classement des valeurs par l'ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale par la formule de Henri ;
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\log x}$ et $\sigma_{\log x}$;
- 5- Report des valeurs sur papier gaussio-logarithmique ;
- 6- Détermination de la droite de Galton $\log x = \overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$;
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp\% = 10^{\log xp\%}$$

D'où :

$$xp\% = 10^{\overline{\log x} + u\sigma_{\log x}}$$

- **Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :**

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x_i}{n} = \frac{60.8}{41} = 1.48$$

$$\sigma_{\log x} = 0.183 \text{ mm}$$

La droite de Galton est représentée sur la figure III.2 ;

L'intervalle de confiance du quantile :

Pmaxj (10%) : $44.614 < 52.146 < 64.273 = 95\%$ (voir tableau III-6).

➤ Résultats de l'ajustement :

Ajustement à une loi Log-normale

Taille

n= 41

Moy.log(x-xo)= 1.482827326

xo= 0

E.T. log(x-xo)= 0.182878861

I.C. à (en%)= 95

U

Gauss= 1.960

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
71.1	12.9	1	0.012	-2.251	12.9	11.7788	8.718	14.497444
28.2	16.4	2	0.037	-1.792	16.4	14.2915	11.0696	17.131346
22.2	16.5	3	0.061	-1.547	16.5	15.8461	12.5588	18.753112
53.6	18	4	0.085	-1.370	18	17.0713	13.7454	20.032592
28.3	18.5	5	0.110	-1.228	18.5	18.1242	14.7712	21.135564
36.4	19	6	0.134	-1.107	19	19.0709	15.6969	22.131804
39.3	20.4	7	0.159	-1.000	20.4	19.9464	16.5543	23.058174
41	20.66	8	0.183	-0.904	20.66440328	20.7719	17.3629	23.936965
12.9	20.9	9	0.207	-0.816	20.9	21.5613	18.1355	24.782972
39	21.1	10	0.232	-0.733	21.1	22.3244	18.881	25.606744
27	21.5	11	0.256	-0.655	21.5	23.0686	19.6061	26.416248
18.5	22.2	12	0.280	-0.581	22.2	23.7996	20.3159	27.217813
16.4	22.97	13	0.305	-0.510	22.97192861	24.522	21.0147	28.016697
48	24.3	14	0.329	-0.442	24.3	25.2398	21.7058	28.817453
22.97	24.8	15	0.354	-0.375	24.8	25.9564	22.3923	29.624174
32	25.1	16	0.378	-0.310	25.1	26.6749	23.0767	30.440676
33.52	27	17	0.402	-0.247	27	27.3983	23.7616	31.270632
18	28.2	18	0.427	-0.184	28.2	28.1294	24.4492	32.117681
16.5	28.3	19	0.451	-0.122	28.3	28.8709	25.1419	32.985531
34	31.7	20	0.476	-0.061	31.7	29.6257	25.8417	33.878047
45.5	32	21	0.500	0.000	32	30.3968	26.5512	34.79935
49.2	32.1	22	0.524	0.061	32.1	31.1879	27.2732	35.754702
21.5	33.2	23	0.549	0.122	33.2	32.0033	28.0112	36.749996
19	33.52	24	0.573	0.184	33.52061583	32.8469	28.7681	37.79108
33.2	34	25	0.598	0.247	34	33.7233	29.5473	38.884701
20.9	34.3	26	0.622	0.310	34.3	34.6379	30.3529	40.03875
35.8	35.8	27	0.646	0.375	35.8	35.5967	31.1895	41.262603
20.4	36.4	28	0.671	0.442	36.4	36.6074	32.0626	42.567568
38.5	37.3	29	0.695	0.510	37.3	37.6789	32.979	43.967516
24.3	37.8	30	0.720	0.581	37.8	38.8226	33.947	45.479772
37.8	38.5	31	0.744	0.655	38.5	40.0528	34.9771	47.126414
25.1	39	32	0.768	0.733	39	41.388	36.0828	48.936248
20.66	39.3	33	0.793	0.816	39.3	42.8528	37.2822	50.947883
24.8	41	34	0.817	0.904	41	44.4814	38.5998	53.2148
37.3	45.5	35	0.841	1.000	45.5	46.3223	40.071	55.814119
34.3	48	36	0.866	1.107	48	48.449	41.7482	58.862923
31.7	49.2	37	0.890	1.228	49.2	50.9796	43.716	62.551492
21.1	53.6	38	0.915	1.370	53.6	54.1237	46.123	67.219987
93.7	59.1	39	0.939	1.547	59.1	58.3086	49.2699	73.570928
59.1	71.1	40	0.963	1.792	71.1	64.6512	53.9341	83.46839
32.1	93.7	41	0.988	2.251	93.7	78.4431	63.7328	105.98334

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.9	0.001	52.14689094	44.61429	64.27394211	52.1469	0.001	10
0.95	0.002	60.77174676	51.09513	77.37724671	60.7717	0.001	20
0.98	0.002	72.1929842	59.34364	95.62262037	72.193	0.001	50
0.99	0.002	80.97429515	65.48905	110.2486243	80.9743	0.001	100

Tableau III-8- Résultats de l'ajustement à une loi Log-normale

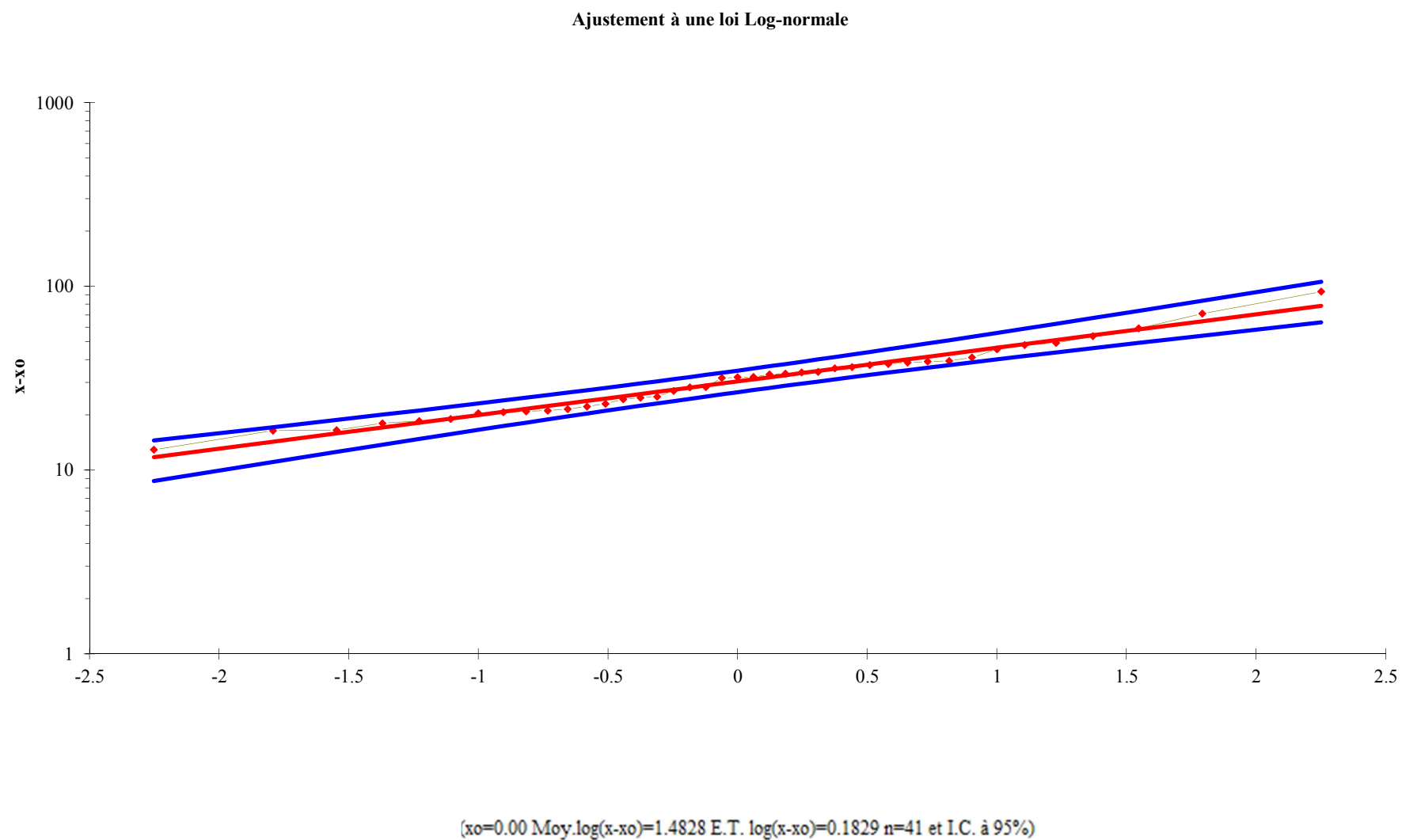


Figure III-2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale).

- **Calcul de l'intensité de pluie de 15min de durée 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 :

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

Avec :

$I_t(15\text{min})(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p% ;

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

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

b : exposant climatique de la région ($b = 0.24$) qui est donné par l'ANRH (Batna).

Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc:

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

- **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15\text{min},10\%} = 72.04 \text{ mm/h}$$

- **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15\text{min},10\%} = 69.75 \text{ mm/h}$$

- **Interprétation des graphes (III-1- et III-2-) :**

La projection des données expérimentales sur les graphes(III-1- et III-2-) a permis de voir que la loi de Galton (Log normal) est meilleure du moment que, la donnée expérimentale est proche de la droite théorique.

f- Le ruissellement :

les méthodes d'évacuation des débits d'eau pluviales reposent sur l'analyse du processus de transformation pluies-débits dont le ruissellement sur le sol constitue un palier.

En effet ,le bilan hydrologique d'un bassin versant montre que l'averse se répartie en plusieurs propositions comprenant l'évapotranspiration,l'infiltration, l'emmagasinement et enfin la hauteur de pluie nette assurant le ruissellement superficiel direct.

III-2-1-2- Les paramètres topographiques :

C'est une donnée du site, elle a un role important en ce sens que l'évacuation des eaux de pluies sera plus aisée d'autant plus que la pentes du sol sera grande.Si le terrain est très plat les eaux auront tendance à stagner et pour les évacuer de manière gravitaire, il faudra non seulement des canalisations de grandes sections mais aussi que ces dernières s'enfoncent au fur et à mesure dans le sol pour créer une pente ce qui augmente la quantité de déblais et par la même occasion les coûts.

a- les sous bassins :***Découpage de l'aire d'étude en sous bassin :**

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau (les lignes de partages) ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contres pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs,...etc.) ;
- Les toitures. [5]

Dans notre cas, le découpage se fait selon la densité des habitants, les courbes de niveaux, les toitures, ainsi, les pentes et les contres pentes.

*** Caractéristique des bassins versant:**

Les paramètres topographiques d'un bassin versant sont sa superficie et sa pente moyenne.

Toutefois, il conviendra de déterminer le temps de concentration et le coefficient de ruissellement.

- **La surface:**

Le bassin versant étant le réceptacle des eaux précipitées, les débits sont par conséquent proportionnels à la superficie. La technique de digitalisation sur COVADIS pourra être utilisée pour évaluer les surfaces des bassins élémentaires.

- **La pente moyenne :**

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

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

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (m/m)$$

C_{am} : Côte amont du parcours (m) ;

C_{av} : Côte aval du parcours (m) ;

L : Longueur du tronçon (m).

- **Le temps de concentration :**

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné.

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3$$

t_1 : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations (min) ;

$$t_1 = L/60v$$

t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varié de 2 à 20 min ;

t_3 : temps de ruissellement dans un bassin ne comportent pas des canalisations (min) ;

$$t_3 = L/11 \sqrt{I}$$

I : la pente du terrain (%) ;

L : longueur plus long parcours de l'eau (km) ;

Trois cas peuvent être envisagés :

- 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 : $t_c = t_1 + t_2$;

Dans le cas général, pour les zones peu allongée, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$T_c = 3.98 [L / \sqrt{I}]^{0.77}$$

L : longueur du plus grand parcours de l'eau (km). [8]

Remarque :

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

- Le coefficient de ruissellement :

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie qui ne traduit pas d'écoulement. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage, le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à 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 soit aussi homogène que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tels que : La nature du sol, L'inclinaison du terrain, Le mode d'occupation du sol, Densité de population, La durée de pluie, L'humidité de la surface et L'humidité de l'air. [7]

Pour un bassin versant hétérogène, c'est-à-dire comportant plusieurs surfaces de perméabilités différentes, le coefficient de ruissellement s'écrit :

$$c_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A}$$

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total ;

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

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin ;

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Les tableaux ci-dessous donnent des valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation, de la densité de population et de la zone d'influence.

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

Tableau III-9- Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation. [15]

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (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

Tableau III-10- Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population. [15]

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Tableau III-11- Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence. [15]

Remarque :

Dans notre projet, on a opté le coefficient de ruissellement 70% (habitation dense).

III-2-2- Méthode de dimensionnement :

Toute étude d'un réseau d'assainissement d'eaux pluviales nécessite une détermination des débits à évacuer à l'exutoire du bassin versant. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations.

Pour l'estimation des eaux pluviales, nous pouvons utiliser deux méthodes principales

- la méthode rationnelle qui est la plus ancienne avec une formule de base très simple ;
- la méthode superficielle de Caquot.

III-2-2-1- la méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage des sous bassin versant en secteur limité par les lignes isochrones, c'est méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface ($\leq 10\text{ha}$).

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 relation suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A$$

Q : Débit à évacuer (l/s);

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 ;

Cr : Coefficient de ruissellement ;

i : Intensité de la précipitation (l/s/ha) ;

A : Surface de l'air d'influence (ha). [9]

a- 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 ;
- 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. [3]

b- Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées. Le résultat est meilleur pour des aires plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

III-2-2-2- La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

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

$$Q = K^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times A^{\frac{w}{u}}$$

Q : débit de pointe (m³ /s) ;

I: pente moyenne du bassin suivant la ligne d'écoulement ;

A : superficie du bassin versant (m²) ;

C_r : coefficient de ruissellement ;

K, u, v, w : Coefficients d'expression sont donnés par la relation :

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \times a(f)}{6.6}$$

$$v = -0.41b(f)$$

$$u = 1 + 0.287b(f)$$

$$w = 0.95 + 0.507b(f)$$

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

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

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f. [3]

a- Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

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

b- Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu des surfaces, des pentes, et coefficient de ruissellement (0,70) est vue à la comparaison des deux méthodes, on opte a choisi la méthode rationnelle.

III-2-2-3- 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 :

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

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

$$i(t, f) = \frac{i_{24(f)}}{60} \left(\frac{t}{24.60} \right)^{b-1}$$

- b : exposant climatique $b=0.24$;

- $i_{24(f)}$: pluie maximale journalière ($i_{24} = 52.15 \text{ mm/j}$).

Par analogie entre les deux formules on trouve :

$$b(f) = b-1$$

$$a(f) = \frac{i_{24(f)}}{60.24} \frac{1}{(60.24)^{b-1}}$$

A.N:

$$- a(f) = 9.104$$

$$- b(f) = -0.76$$

b- Calcul des coefficients d'expressions:

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \times a(f)}{6.6} = 2.336$$

$$v = -0.41b(f) = 0.312$$

$$u = 1 + 0.287b(f) = 0.782$$

$$w = 0.95 + 0.507b(f) = 0.565$$

$$K = K_u^{\frac{1}{u}} = 2.959, \quad \frac{v}{u} = 0.399, \quad \frac{1}{u} = 1.279, \quad \frac{w}{u} = 0.722$$

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

$$Q = 2.96 \times I^{0.399} \times C_r^{1.279} \times A^{0.722}$$

Le calcul des paramètres de Caquot sur COVADIS donné à la figure suivante, engendre presque les mêmes valeurs que celles déterminées expérimentalement par conséquent le logiciel est fiable.

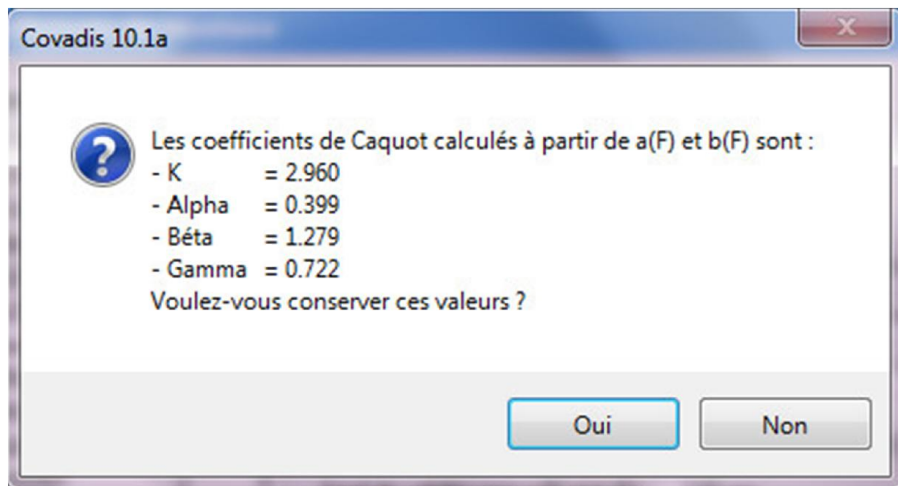


Figure III-3- Paramètres de Caquot selon COVADIS

bassin en série	bassin en parallèle
$A = \sum_{i=1}^N A_i$	$A = \sum_{i=1}^N A_i$
$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$
$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$
$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}} (Q_{max})$

Tableau III-12- Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin.

Conclusion :

Dans cette partie importante de notre étude :

- L'horizon de calcul est fixé à 2040, soit une population future de 22839 habitants ;
- Le débit d'eaux usées est évalué à $0.065 \text{ m}^3/\text{s}$;
- L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. D'après la droite de Galton qui est le meilleur ajustement de précipitation maximale journalière, on aura : $I_{15 \text{ min}, 10\%} = 69.75 \text{ mm/h}$, d'où l'intensité pluviale sera :

$$I = \frac{69.75 * 10000}{3600} = 193.75 \text{ l/s/ha}$$

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

- Le découpage de notre zone d'étude en sous bassins nous a conduits à distinguer 856 sous bassins ;
- Pour le calcul des débits pluviaux, on a utilisé la méthode rationnelle, car les surfaces des sous bassins sont faibles ;
- Les calculs ont été élaborés par Covadis (Chapitre IV).