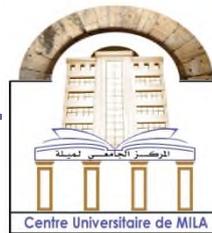


.. ○ · ○ · ○ ○ · ○
République Algérienne Démocratique et Populaire
○ · ○ · ○ ○

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



N°Ref :.....

Centre Universitaire de Mila

Institut des Sciences et de Technologie Département de sciences et Technique

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du
diplôme LICENCE ACADEMIQUE
en Hydraulique**

Spécialité : Sciences Hydrauliques

Thème **METHODE DE DEVIATION DES EAUX PLUVIALES HORS PERIMETRE URBAIN**

Préparé par :

**-HARAT HOCINE
-BENZAID HOUSSAM EDDINE
-SAAD MEHENNI CHERIF**

Dirigé par :

KHELALFA MOHAMED

Année universitaire :2014/2015

Sommaire

I. Introduction.....	1
I.1 Genèse et transfert du ruissellement.....	3
I.2 Les processus de genèse du ruissellement.....	3
II - TRANSFORMATION DE L'EQUATION MANNING ET STRICKLER.....	9
III - CONDUITE CIRCULAIRE	10
III-1 Domaine turbulent rugueux.....	10
CHAPITRE II: PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE	
Introduction.....	13
HYDROCLIMATOLOGIE.....	14
II-1-Température.....	14
II-2-les vents.....	14
II-3-l'hygrometrie.....	15
II-4-les précipitations.....	16
II-5-Evaporation.....	17
II-6-Hydrologie du bassin versant.....	18
II-7-Bilan hydrologique selon C.W.Thornthwaite.....	18
CHAPITRE II PARTIE PRATIQUE	
I-Introduction.....	20
II-Réseau hydrographique.....	23
III-le temps de concentration.....	24
IV-ETUDE HYDROLOGIQUE.....	24

IV-1- Calcul des pluies journalières maximales fréquentielles.....	25
IV-2 Calcul la pluie de courte durée.....	25
IV-3- Intensité pluviale.....	26
IV-4- Estimation des débits de crues.....	26
METHODE DE SAMIE OU RATIONNELLE.....	26
V-METHODE DE DEVIATION DES EAUX PLUVIALES.....	27
V-1 - TRACE AXE D'AMENAGEMENT.....	27
V-1-1-Présentation de l'axe.....	27
V-1-2-Alignement de l'axe de tracé.....	27
V-2-ELABORATION DES PROFILS EN LONG.....	27
V-2-1-Projection du fond projeté.....	27
V-2-2-Fond de la tranchée.....	27
V-3- CONCEPTION DU SCHEMA D'AMENAGEMENT.....	27
V-3-1-Choix et tracé des axes des canaux.....	27
V-3-2-Etablissement des profils en longs.....	28
V-3-3-Débit de calcul.....	28
VI- VARIANTE RETENUE.....	28
VII- CALCUL HYDRAULIQUE.....	28
a- FORME TRAPEZOIDALE.....	28
b- FORME RECTANGULAIRE.....	29
VIII-METHODE DE CONCEPTION D'UN CANAL D'EVACUATION	
DES EAUX PLUVIALES.....	29

VIII-1-Variance N01.....	29
Tronçon N01.....	29
Tronçon N02.....	31
Tronçon N03.....	33
VIII-1-Variance N02.....	35
Tronçon N01.....	35
Tronçon N02.....	36
Tronçon N03.....	38
Conclusion générale.....	42

Liste des figures

Figure 1 : Carte de réseau hydrographique de la ville d'Ouled Djellel Extraite de la carte hydroclimatologique et de la surveillance de la qualité des eaux du nord de l'Algérie.....	21
Figure 2 : Limitation des sous bassin sprovquant les inondations....	22
Figure 3 : Courbe de (Q,V)en fonction de h_n	30
Figure 4 : Courbe de (Q,V)en fonction de h	32
Figure 5 : Courbe de (Q,V)en fonction de h_n.....	33
Figure 6 : Courbe de (Q,V)en fonction de h_n.....	36
Figure 7 : Courbe de (Q,V)en fonction de h_n.....	37
Figure 8 : Courbe de (Q,V)en fonction de h_n.....	38
Figure 9 : section du canal des eaux pluviales.....	39
Figure10 : section du tronçon 2.....	40
Figure11 : la dugue au niveau du bassin lp.....	41

I - Introduction

Il est extrêmement important pour le technicien de l'assainissement des eaux pluviales dans une ville d'avoir une bonne connaissance du réseau et de son fonctionnement, c'est à cette seule condition qu'il sera capable de définir les travaux qui doivent être entrepris et de mesurer les risques occasionnés par l'urbanisation

Pour choisir avec efficacité des canaux de déviation des eaux pluviales qui doivent être doublés ou remplacés, il faut être capable de localiser avec précision les parties de réseau qui en perturbent le fonctionnement

Pour connaître la gravité des désordres liés au mauvais fonctionnement d'une canalisation il faut avoir une idée de l'ordre de grandeur de débit excédentaire

Pour mesurer l'influence d'une modification d'urbanismes sur le fonctionnement global de réseau il est nécessaire de connaître le débit de crue supplémentaire que celui-ci est capable d'écouler

L'imperméabilisation progressive des sols dans les zones déjà drainés est un facteur prépondérant elle provoque une augmentation de ruissellement et une diminution de temps de réponse qui ont pour effet d'augmenter la pointe de débit c'est vraisemblablement a phénomène qui est la cause principale de l'insuffisance des réseaux anciens de eaux pluviales.

Notre sujet est basé sur la conception d'une méthode de déviation des eaux pluviales nocives hors périmètre urbain.

Connaissant théoriquement la genèse de l'écoulement pluvial, et sur la base des données pluviométrique (pluie moyenne annuelle) il s'avère possible d'identifier le débit de crue d'un sous bassin.

On prend comme un exemple la conception des différents types du canal d'évacuation des eaux pluviales et leur méthode de réalisation

CHAPITRE I
ETUDE
BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Genèse et transfert du ruissellement:

Le partage des précipitations en surface du sol se fait en plusieurs composantes : interception par la végétation, évapotranspiration, infiltration dans le sol, ruissellement en surface. Sur les parcelles agricoles en saison hivernale, l'interception par la végétation et l'évapotranspiration est considérée comme négligeable. L'eau ruisselée est donc celle qui n'a pas pu s'infiltrer dans le sol.

I.2 Les processus de genèse du ruissellement

Historiquement, les travaux sur les principaux processus contrôlant le chemin de l'eau dans le bassin versant avaient pour objectif premier une meilleure connaissance de la genèse des crues.

Dans ce cadre, le ruissellement a fait l'objet de développements spécifiques car il constitue un écoulement par nature rapide et donc susceptible d'augmenter les pics de crue. L'historique des hypothèses émises à travers ce type d'approche est largement décrit dans la bibliographie (Bonell,1993; Ambroise, 1998; Ogden and Watts, 2000). Par ailleurs, les travaux sur l'érosion des sols et le devenir des polluants, notamment d'origine agricole, apportent des éléments complémentaires de description des flux d'eau dans le bassin versant, et en particulier de la partition entre infiltration et ruissellement.

Conceptuellement, il est courant de distinguer deux processus pour expliquer l'apparition du ruissellement : le refus d'infiltration d'un sol non saturé (« excess infiltration overland flow ») dit ruissellement hortonien d'une part, et le refus d'infiltration d'un sol saturé (« saturation overland flow ») d'autre part. Le ruissellement hortonien apparaît lorsque l'intensité de la pluie dépasse la capacité d'infiltration du sol (Horton, 1933). Différentes méthodes ont été proposées pour estimer cette capacité d'infiltration et son évolution au cours d'une averse : équations empiriques (Horton, 1933) ou à base physique (Green and Ampt, 1911; Philip, 1957;

Hillel, 1980; Haverkamp et al., 1994). Cependant, en climat humide, ce ruissellement est le plus souvent actif sur des zones limitées du bassin et non généralisé à tout le bassin comme ont pu le laisser supposer les premières études utilisant ce concept pour expliquer la genèse des crues (Ambroise, 1998). Ainsi, il se produit généralement sur des sols très faiblement perméables (argiles, marnes) ou sur des sols initialement secs. Il peut aussi résulter de la baisse de la conductivité hydraulique d'une couche de sol en surface : compactage par le passage d'engins agricoles, formation de croûtes de surface peu perméables liées aux phénomènes de battance. Cette dernière situation, abondamment décrite dans la littérature, sera plus amplement développée dans la suite de ce chapitre.

Le ruissellement sur sol saturé peut être observé lorsqu'une nappe phréatique est présente à proximité de la surface du sol. Pendant la pluie, lorsque le niveau de la nappe atteint la surface du sol ; la capacité d'infiltration du sol est contrôlée par la vitesse des écoulements dans la nappe qui reste souvent très faible voire nulle, suivant les caractéristiques de l'hydrogéologie locale. Le ruissellement ainsi engendré peut également être alimenté par des exfiltrations d'eau provenant de la nappe affleurante, « return flow », (Dunne and Black, 1970). Alors que le ruissellement hortonien est contrôlé par les propriétés locales de la couche superficielle du sol, le ruissellement sur surface saturée résulte de la dynamique de l'ensemble de la nappe affleurante. Il est fréquemment observé dans les zones situées en fond de vallées à proximité d'un cours d'eau. Étudiées initialement par Cappus (1960), puis par Betson (1964) et Dunne et Black (1970), les surfaces où se produisent ces écoulements sont alors appelées « aires contributives saturées », car le ruissellement participe directement à l'écoulement du cours d'eau. Leur évolution et leur connectivité dans le temps et dans l'espace ont depuis fait l'objet de nombreux travaux (Mérot, 1988; Montgomery and Dietrich, 1995; Ambroise et al., 1996). Le ruissellement sur surface saturée apparaît aussi sur des plateaux lorsqu'un

horizon imperméable à faible profondeur occasionne la présence de nappes perchées temporaires. Ce contexte est moins décrit dans la littérature, vraisemblablement car ces zones ne sont pas directement connectées au réseau hydrographique. Le ruissellement engendré peut en effet se réinfiltrer et ne pas contribuer directement à la genèse des crues (zones saturées « actives » car productrices de ruissellement mais non « contributives » au débit en sortie de bassin versant selon la terminologie d'Ambroise,1998). Le ruissellement de type hortonien et celui sur surface saturée peuvent être concomitants au sein d'un même versant suivant la position topographique et les propriétés de la pluie et du sol (Smithand Hebbert, 1983; Jordan, 1994; Cros-Cayot, 1996; Huang et al., 2001). Ainsi, sur une parcelle expérimentale en contexte armoricain, Cros-Cayot (1996) observe un ruissellement par saturation plutôt en bas de versant en condition de forte humidité. Dans le même temps, un ruissellement de type hortonien apparaît en haut et le long du versant suite à la formation progressive d'une croûte de battance à la surface du sol. En conséquence de ces définitions, la genèse du ruissellement, qui correspond ici à la formation d'un excès d'eau en surface lors d'une pluie, dépend :

- des caractéristiques de la pluie :
Intensité de pluie pour le ruissellement de type hortonien ;
Cumul de pluie pour le ruissellement sur surface saturée ;
- des caractéristiques du sol : à proximité de la surface pour le ruissellement de type hortonien (propriétés d'infiltrabilité, conditions initiales de teneur en eau) ; à plus grande échelle pour le ruissellement sur surface saturée (localisation de l'imperméable, capacité de drainage de la nappe superficielle). Dans le paragraphe précédent, la genèse du ruissellement a été analysée comme défaut local d'infiltration. Or le ruissellement se définit avant tout comme un transfert d'eau à la surface du sol, lorsque la capacité de rétention superficielle est atteinte, le transfert d'eau par ruissellement apparaît. La géométrie de la surface du

sol (micro-relief, pente) détermine donc le stockage possible en surface (Kamphorst et al., 2000; Planchon and Darboux, 2002), les connexions entre les dépressions remplies d'eau et, par conséquent, la distance de transfert (Darboux, 1999). A petite échelle, la rugosité de la surface du sol intervient dans les vitesses de propagation du ruissellement (Govers et al, 2000). A plus grande échelle, les pratiques culturales modifiant à la fois la rugosité à l'échelle millimétrique et le micro-relief à l'échelle centimétrique, le sens du travail du sol qui détermine l'orientation du microrelief, la direction de la plus grande pente, la distribution spatiale des principaux collecteurs de ruissellement comme les traces de roues des engins agricoles, les fourrières, les fossés, ou des ralentisseurs d'écoulement comme une topographie concave, la présence de talus et de haies sont autant d'éléments à prendre en compte dans l'étude du transfert du ruissellement (Auzet, 1987; Auzet et al., 2002). L'ensemble de ces caractéristiques induit une non-linéarité entre la proportion d'eau de pluie qui ruisselle et l'échelle d'observation du ruissellement. En effet, la dynamique de connexions des zones ruisselantes dépend de l'hétérogénéité à la fois des facteurs contrôlant la genèse du ruissellement, notamment les propriétés du sol, et aussi de ceux contrôlant son transfert comme la rugosité, du micro-relief et de l'infiltrabilité des zones non ruisselantes. Ainsi, des études sur des bassins versants où le ruissellement de type hortonien est dominant ont montré que, lorsque l'échelle d'observation augmente, le coefficient de ruissellement (rapport entre les cumuls d'eau ruisselée et précipitée) diminue (Van de Giesen et al, 2000; Joel et al, 2002; Cerdan et al, 2004).

Vu la complexité des facteurs contrôlant la genèse et le transfert du ruissellement, il est préférable d'identifier les processus dominants qui contrôlent la réponse hydrologique d'une zone donnée (Blöschl, 2001; Cerdan et al., 2004). Les principaux déterminants de la genèse du

ruissellement dans les parcelles agricoles drainées artificiellement par tuyaux enterrés. La présence de ce drainage entraîne en effet un fonctionnement hydrologique particulier des parcelles (Bénédicte Augeard, 2006).

Le calcul des écoulements uniformes à surface libre ou en charge occupe une place importante dans la pratique de technique hydraulique. Un écoulement est considéré comme étant uniforme lorsque ses caractéristiques sont invariables dans le temps et dans l'espace. Ces caractéristiques sont la profondeur h de l'écoulement appelée aussi hauteur normale, l'aire de la section mouillée A , la vitesse moyenne V de l'écoulement et le débit Q . D'un point de vue pratique, la constance de la vitesse V est généralement associée à la constance de la vitesse moyenne : mais de façon plus rigoureuse, cela signifie que l'écoulement est caractérisé par une vitesse constante en tout point de son domaine. En autres termes, la distribution des vitesses dans chacune des sections transversales de l'écoulement est uniforme, correspond à une couche limite pleinement développée ; cet aspect du problème a été longuement étudié par plusieurs chercheurs (Prandtl 1926 ; Keulegan, 1938 ; Hama 1954 ; Schlichting, 1955 ; Mouris, 1955 ; Iwasa 1957). Bien que la condition d'un écoulement uniforme, dans le sens strict du terme, ne soit pratiquement jamais satisfaite, elle est cependant fréquemment admise lors du calcul des caractéristiques d'un écoulement en canaux et rivières (Chow, 1973). Cette approche simplifiée donne des résultats assez satisfaisants dans bon nombre de cas pratiques. Les relations de calcul de la profondeur normale dans les canaux expriment de manière approximative la vitesse moyenne V sous l'hypothèse d'un régime turbulent. Ce régime doit être considéré non seulement comme étant turbulent, mais aussi comme étant rugueux en raison du fait que l'effet des forces dues à la viscosité est laissée hors

considération .les relations appliquées se présentent, en règle générale, sous la forme :

$$v = CR_h^\beta J^\gamma$$

Ou

R_h : le rayon hydraulique

J :la pente de la ligne de charge

C : est un paramètre qui traduit la résistance de l'écoulement et dépend de la vitesse moyenne V de R_h , de la rugosité absolu ε des parois du canal, de viscosité du liquide et de beaucoup d'autres facteurs .L'une des premières formules destinées au calcul de l'écoulement uniforme est probablement celle de *Chezy*, correspondant a $\beta=\gamma=1/2$.le coefficient C de *Chezy* a été estimé par plusieurs auteurs (*Ganguillet et Kutter, 1891 ; Bazin,1897 ;Powel ; 1950*).Mais, la relation la plus utilisée pour les écoulements uniformes dans les canaux ouverts est celle de *Manning (1891)* en raison de sa forme simplifiée et aux résultats satisfaisants auxquels elle aboutit. Dans cette relations, $\beta=2/3$ et $\gamma=1/2$ tandis que $C=k=1/n$ ou n est le coefficient de *Manning*. La même forme de la relation ayant été introduite indépendamment par *Strickler(1923)*, cette relation est souvent appelée formule de *Manning et Strickler*. Il n'existe aucune méthode exacte qui permet d'évaluer n .

Evaluer n revient à estimer la résistance de l'écoulement dans un canal donné, ce qui nécessite beaucoup d'expérience et de pratique. Notons cependant que *Hager(1987)* a pu lier, a travers une relation fortement intéressante, le coefficient k et la rugosité absolue ε . Cette relation sera utilisée dans le développement théorique. Une autre relation qui est celle de Darcy -Weisbach, initialement formulée par Weisbach(1845) et reprise par Darcy(1854) dans ses recherches expérimentales.

II - TRANSFORMATION DE L'EQUATION MANNING ET STRICKLER

L'équation de Manning et Strickler, applicable dans le domaine rugueux, s'écrit ;

$$V = kR_h^{2/3}\sqrt{J} \quad (1)$$

Ou V est la vitesse moyenne de l'écoulement, k est le coefficient de l'écoulement de Strickler et R_h est le rayon hydraulique

En tenant compte du fait que $V=Q/A$ et $R_h=A/P$, ou A et P désignent respectivement l'aire de la section mouillée et le périmètre mouillé, la relation (1) devient :

$$\frac{QP^{2/3}}{kA^{5/3}\sqrt{J}} = 1 \quad (2)$$

A et P dépendent de la dimension linéaire a et l'on peut écrire que $A=a^2A_1$ et $P=aP_1$. Les paramètres A_1 et P_1 sont adimensionnels et correspondent respectivement à l'aire de la section mouillée et au périmètre mouillé lorsque a est égale à l'unité. En tenant compte de ces considérations, la relation (2) devient :

$$a_r = \left[\frac{Q}{k\sqrt{J}} \right]^{3/8} \frac{P_1^{1/4}}{A_1^{5/8}} \quad (3)$$

L'indice r désigne le domaine rugueux. Etant donné que :

$$k = (8.3\varepsilon^{-1/6}\sqrt{g}) \quad (\text{Hager 1987})$$

Ou g est l'accélération gravitationnelle, la relation (3) peut également s'écrire :

$$a_r = \left[\frac{Q\varepsilon^{1/6}}{8.2\sqrt{gJ}} \right]^{3/8} \frac{P_1^{1/4}}{A_1^{5/8}} \quad (4)$$

Ainsi en posant

$$\Gamma = \left[\frac{Q\varepsilon^{1/6}}{8.2\sqrt{gJ}} \right]^{3/8}$$

Et

$$a_0 = \left[\frac{P_1^{1/4}}{A_1^{5/8}} \right]$$

La relation (4) s'écrit plus simplement :

$$a_r = \Gamma a_0 \quad (5)$$

La relation (5) montre que toute dimension linéaire a s'exprime, dans le domaine rugueux, par le produit de deux fonction Γ et a_0 . La fonction Γ dépend de Q, J et ε , mais ne dépend pas de la forme géométrique du profil liquide, dont dépend par contre a_0 . On notera que Γ a la dimension d'une longueur.

III - CONDUITE CIRCULAIRE

III-1 Domaine turbulent rugueux

En considérant le cas de la conduite circulaire de diamètre D_r , on peut écrire que

$$A_r = (D_r^2 / 4)(\theta - \sin \theta \cos \theta)$$

Et

$$P_r = D_r \theta$$

Ou θ est le demi angle au centre, exprimé en radian, du segment circulaire de hauteur h_r et tel que

$$\theta = \cos^{-1}(1 - 2\zeta)$$

Puisque $\theta = D_r$, il vient que :

$$A_1 = (\theta - \sin \theta \cos \theta) / 4$$

$$P_1 = \theta$$

Et $P_1 = \theta$, il apparaît ainsi que

$$a_0 = D_0 = \frac{\theta^{1/4}}{[(\theta - \sin \theta \cos \theta)/4]^{5/8}}$$

Ne dépend que du paramètre de forme ξ . En vertu de l'équation (5), le diamètre D_r de la conduite s'écrit

$$D_r = 1.08 \left(\frac{Q\varepsilon^{1/6}}{\sqrt{gJ}} \right)^{3/8} \frac{\theta^{1/4}}{[(\theta - \sin \theta \cos \theta)]^{5/8}} \quad (6)$$

Pour la dimension linéaire $\alpha = h_r$. La relation (6) permet d'écrire, en considérant que $h_r = \xi D_r$:

$$h_r = 1.08 \left(\frac{Q\varepsilon^{1/6}}{\sqrt{gJ}} \right)^{3/8} \frac{\xi \theta^{1/4}}{[(\theta - \sin \theta \cos \theta)]^{5/8}} \quad (7)$$

Pour le cas particulier de la conduite circulaire pleine caractérisé par

$$\xi = 1 \text{ ou } \theta = \pi$$

La relation (6) permet d'écrire

$$D_r = 0.70 \left[\frac{Q\varepsilon^{1/6}}{\sqrt{gJ}} \right]^{3/8} \quad (9)$$

La relation approchée (8) conduit au même résultat pour $\xi = 1$

**CHAPITRE II:
PRESENTATION DE
LA REGION D'ETUDE**

Introduction

Le régime hydrologique est influencé par les caractéristiques morpho-structurales et géographiques du bassin, tels que la forme et la topographie de la surface drainée. De ce fait, la connaissance du territoire à l'étude est importante pour la quantification de ruissellement. Le présent chapitre a pour objectif de présenter les principaux facteurs et leur impact sur le bassin versant.

Après avoir cité les indices climatiques identifiés de la région, pour suivre et anticiper les variations hydrologiques sur ce bassin versant qui se caractérise par un climat sec.

HYDROCLIMATOLOGIE :

II-1-Température :

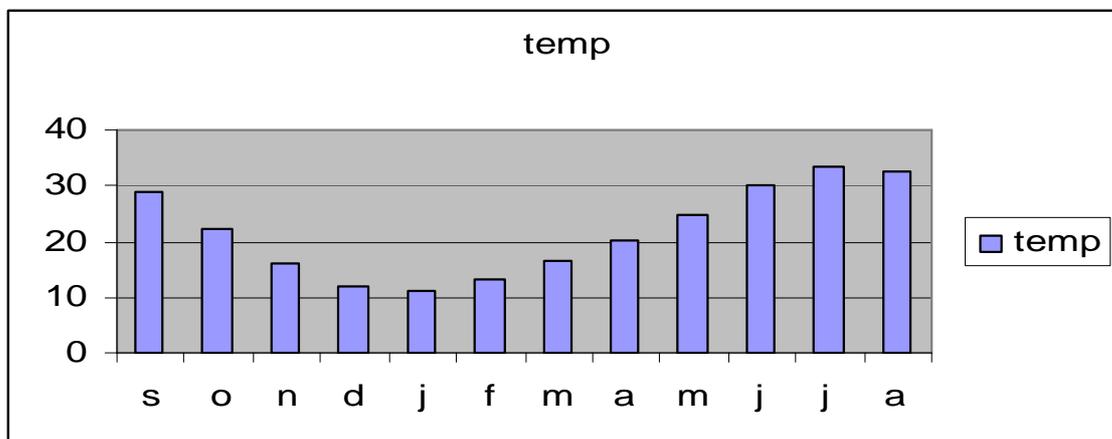
Le climat de champ captant est chaud et sec, la température moyenne annuelle est de 21.8°C.

Selon les observations de plusieurs années aux stations météorologiques de BISKRA et d'OULED DJELLEL, les températures minimales de l'air ont été enregistrées au mois de Décembre et Janvier a OULED DJELLEL :-4.8° et -3.4°Ca Biskra ; entre 1916 et 1950, 4 valeurs étaient inférieures a 0°C, les températures maximales :(+49.5°C) en Juillet et Août.

On constate donc que la ville d'Ouled Djellel, avec une température moyenne de 6.4°C en Janvier présente des risques très minimes de gelée au sol.

Le tableau1 : ci-dessous indique les températures moyennes par mois

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Unité
temp	28.8	22.4	16.2	11.9	11.2	13.1	16.3	20.2	24.7	29.9	33.3	32.6	Degc



II-2-les vents :

En été, durant les périodes de température maximale arrivent souvent des sirocos (du Sud -Est).En période hivernale , prédominent les vents (nord-ouest) amenant l'humidité de l'atlasique du nord.

Le maximum de force des vents est enregistré en fin d'hiver et au printemps .Les vents de sable sont fréquent en Mars, Avril et Mai.

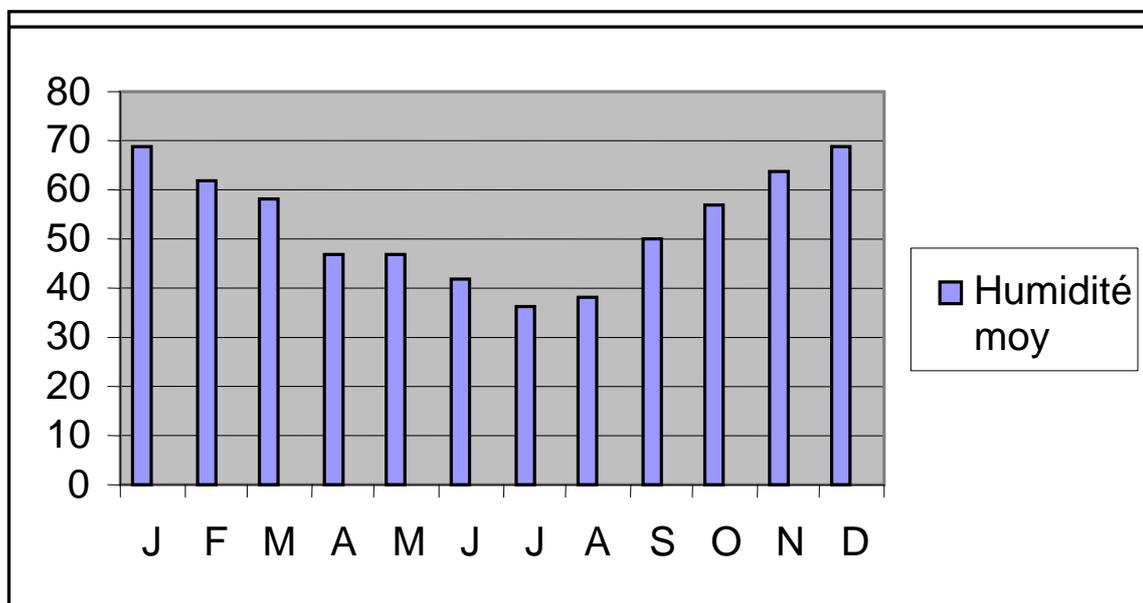
II-3-l'hygrometrie:

L'humidité relative de l'aire moyenne mensuelle est la suivante :

Tableau2 : Humidité relative de l'aire

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy Année
Humidité Moy (%)	69	62	58	47	47	42	36	38	50	57	64	69	53

Source station de Biskra



II-4-les précipitations :

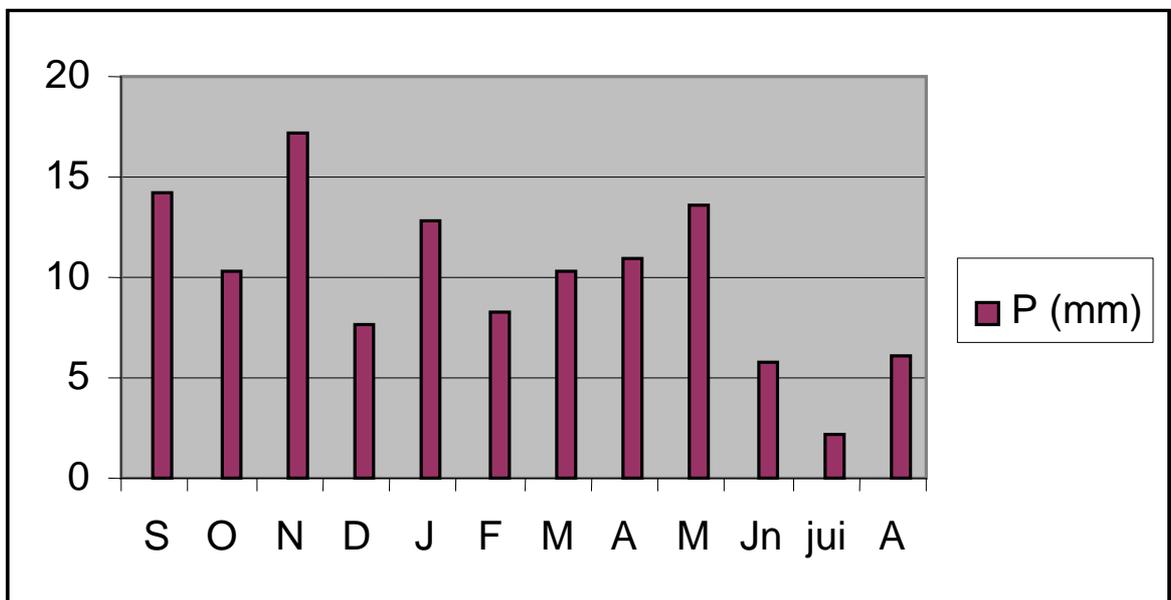
A Ouled djellel, ainsi que dans les autres stations du Sahara, la fréquence des pluies est maximum en novembre et en mars .Il faut noter la prédominance des pluies nocturnes.

La pluviométrie annuelle moyenne est inférieure à 200mm. Seules les régions de la partie Nord-Est ont une pluviométrie relativement plus élevée (entre 200 et 500mm)

Les valeurs annuelles moyennes sont très faibles mais les variations interannuelles sont très fortes.

Tableau3 : Les paramètres sont extraites à partir de la station de Biskra

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	Jn	jui	Aou
P (mm)	14.22	10.28	17.19	07.64	12.84	8.25	10.27	10.9	13.57	5.75	2.21	6.10



Ces paramètres sont extraits à partir de la station de Ouled djellel

Tableau4 : appartenant au bassin N° 6 (chotte melrhir).

N°	Station	altitude	Pan	Pj	Cv	B
0901		(m)	(mm)	(mm)	-	-
1	Ouled djellel	216	118	24.80	0.62	0.18

- 59.5mm de pluie par an pour les années sèches.
- 145mm de pluie par an pour les années moyennes.
- 194.80mm de pluie par an pour les années humides.

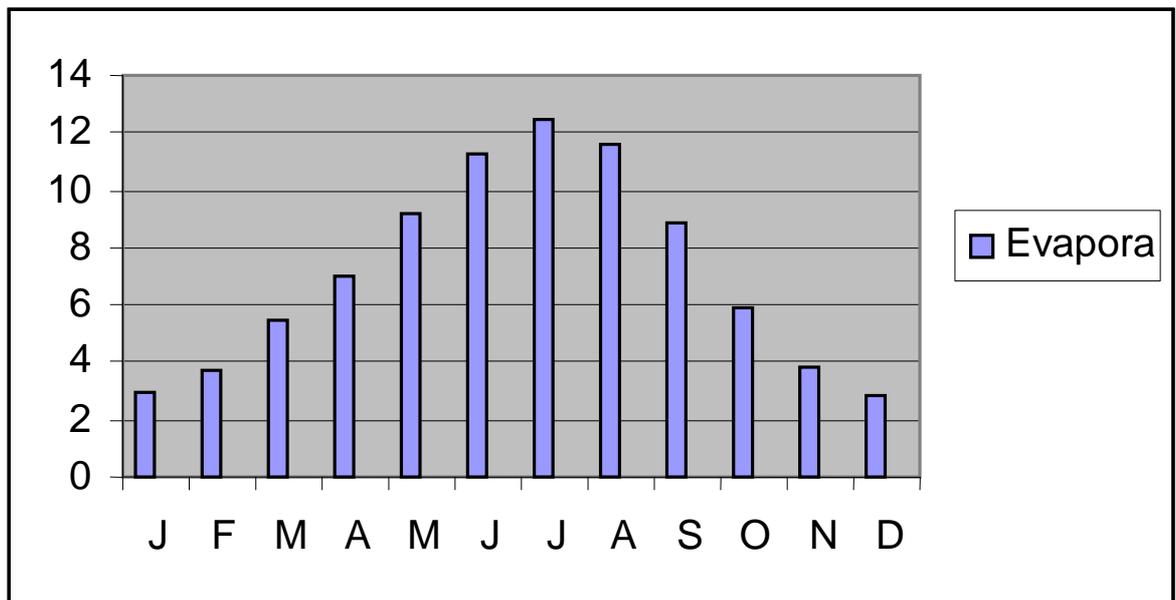
La distribution mensuelle des pluies fait apparaître deux maxima l'un correspondant aux pluies d'Automne (Septembre a Novembre), l'autre correspondant au début du printemps (Mars a Avril).

II-5-Evaporation:

L'évaporation moyenne annuelle est de l'ordre de 2600mm .Le déséquilibre important entre pluviométrie et évaporation montre la nécessité d'une irrigation important pour le développement de l'agriculture.

TABLEAU5: Evaporation moyenne journalière

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Evapo Annuelle
Evapora Mm	3	3.73	5.45	6.97	9.15	11.27	12.43	11.55	8.88	5.91	3.82	2.82	2591



II-6-Hydrologie du bassin versant :

La commune d'Ouled djellel est drainée par plusieurs oueds prenant leur source dans la région montagneuse du nord et arrive à Chott Melrhir.

II-7-Bilan hydrologique selon C.W.Thornthwaite :

C'est la méthode la plus utilisée pour les climats arides et semi arides. Vu les caractéristiques intermédiaires du climat, cette formule est applicable. La méthode de Thornthwaite permet à partir des données de base, température (°C), le coefficient thermique mensuel (k), et l'indice thermique mensuel (I) de calculer l'évapotranspiration potentielle ETP selon la relation :

$$i = \sum_{1}^{12} \left(\frac{T}{5}\right)^{1.514}, I = \sum_{1}^{12} i \quad \text{Où} \quad ETP = 16 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a . k$$

$$\text{Et } a = (0.016 \times I) + 0.5 \Rightarrow a = 2.36576$$

Les résultats obtenus sont reportés sur le tableau ci-dessous

Tableau 6 : Bilan hydrique selon la méthode de Thornthwaite de la station de Biskra

mois \ Paramètre	S	O	N	D	J	F	M	A	M	Jn	jui	A	Tot
P (mm)	14.22	10.28	17.19	07.64	12.84	8.25	10.27	10.9	13.57	5.75	2.21	6.10	119.22
T(°C)	28.8	22.4	16.2	11.9	11.2	13.1	16.3	20.2	24.7	29.9	33.3	32.6	21.7
K	1.161	1.077	1.00	1.00	1.00	1.007	1.102	1.162	1.216	1.282	1.349	1.294	
i	14.16	9.68	5.92	3.71	3.39	4.29	5.98	8.28	11.2	15.0	17.9	17.1	116.61
ETP	157.71	80.7	34.82	16.7	14.54	21.2	38.9	68.20	114.86	190.3	258.3	235.6	1231.83

$$I=116.61$$

$$a= 2.36576$$

CHAPITRE III:
PARTIE PRATIQUE

I-Introduction

La collecte des données représente l'étape fondamentale de toute étude hydraulique. Dans le cas de notre étude des écoulements pluviaux nous avons besoins des données sur la pluie moyenne annuelle, des données morphométriques et de toutes les données relatives aux facteurs locaux qui peuvent éventuellement influencer directement ou indirectement l'écoulement fluvial.

Vu que les facteurs morphologiques, géographiques et les conditions climatiques du bassin versant jouent un rôle primordial dans le comportement hydrologique du bassin versant, ce sont les pluies maximales qui constituent le facteur essentiel dans la genèse du ruissellement. Une partie de ces données est collectée dans la documentation officielle de L'A.R.N.H. N°09 01 appartenant au bassin N° 6(chotte melrhir).

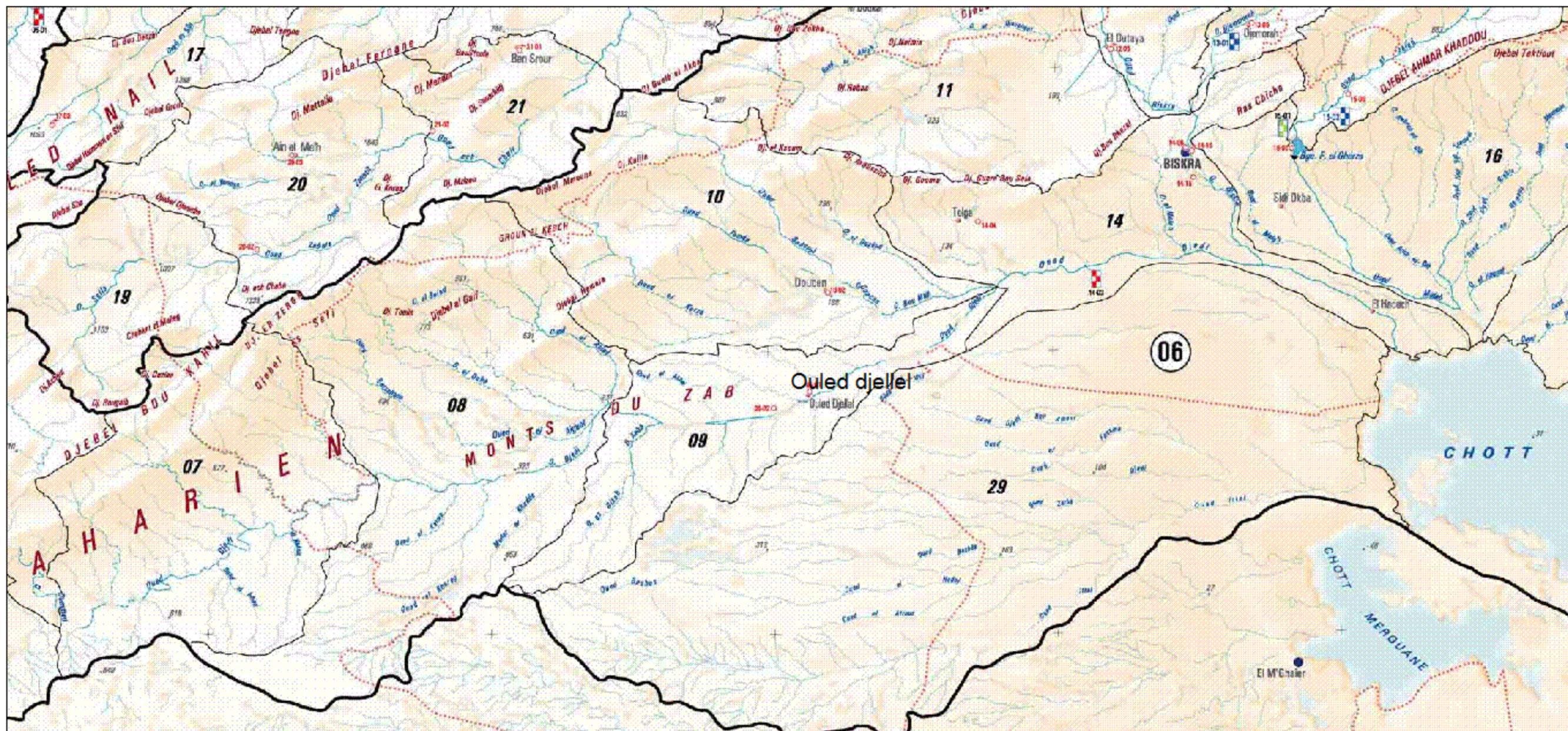


Figure 1 : Carte de réseau hydrographique de la ville d'Ouled Djellal
 Extraite de la carte hydroclimatologique et de la surveillance de la qualité des eaux du nord de l'Algérie

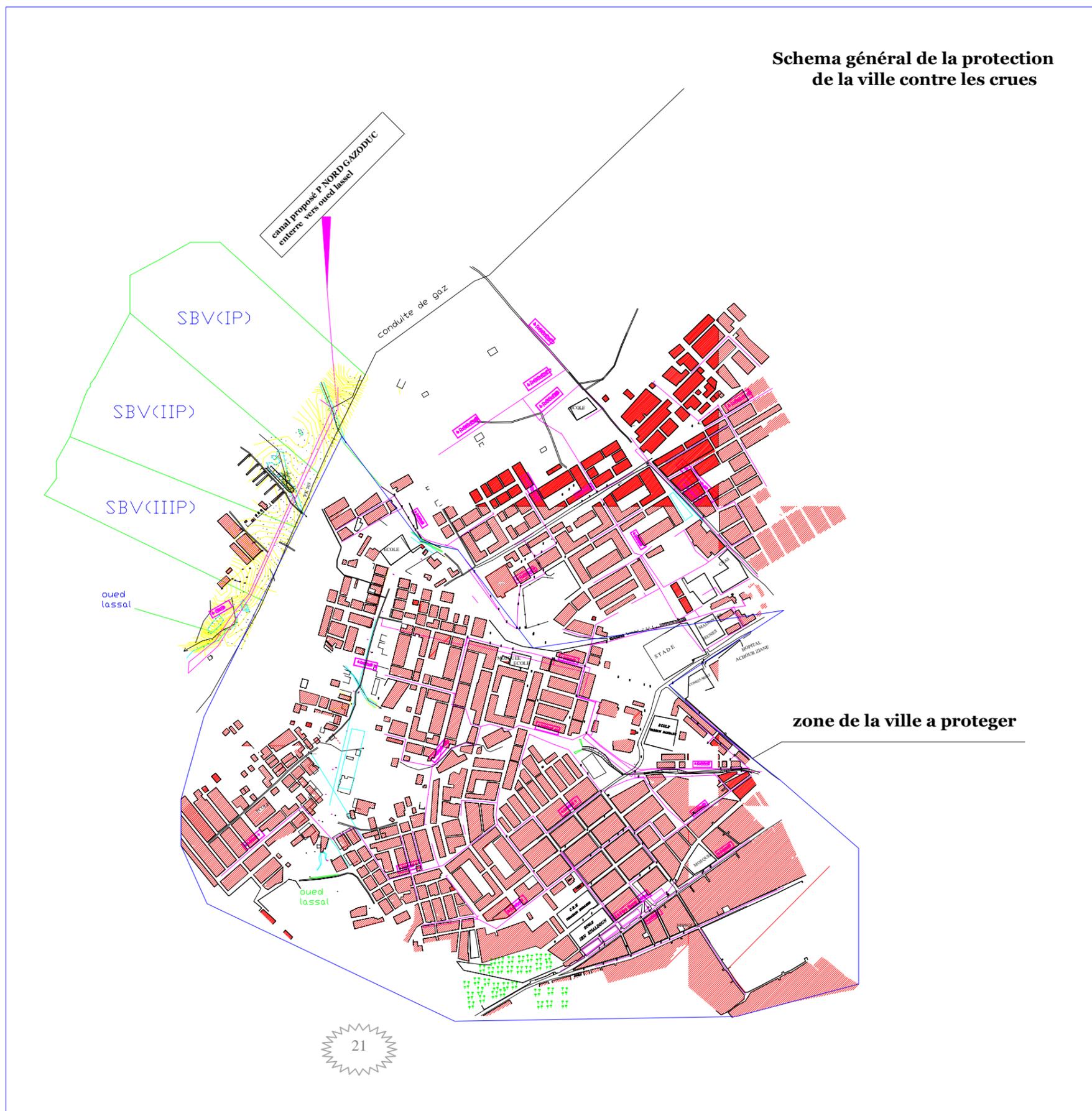


Figure 2 : Limitation des sous bassins provoquant les inondations

II-Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique caractérisé par un petit nombre de cours d'eau temporaire a l'exception d'oued Djedai qui a un écoulement semi permanent.

La majorité des Oueds sont presque a sec durant toute l'année sauf pendant les périodes des crues

Les sous bassins concernés sont (*IP, IIP et IIIP*), ils ont limité en fonction des travaux topographique réalisés, ces données sont la surface en Km^2 , la longueur du cours d'eau principal en Km , l'altitude maximale en m , l'altitude moyenne en m et l'altitude minimale en m .

Les valeurs de ces données sont récapitulées dans le tableau 1

Tableau 7: caractéristiques morphométriques des sous bassins

S/Bassin	Superficie (Km ²)	Hmax(m)	Hmin(m)	Hmoy(m)	Lt(km)
IP	0,2843	230	211,75	220,9	0,6
IIP	0,2	230	213,8	216,9	0,5
IIIP	0,1531	230	211,6	213,3	0,5

Les données pluviométriques se sont réalisées à partir de la station d'ouled djellel

Tableau8 : appartenant au bassin N° 6(chotte melrhir).

N°	Station	altitude	Pan	Pj	Cv	B
0901		(m)	(mm)	(mm)	-	-
1	Ouled djellel	216	118	24.80	0.62	0.18

Pan : la pluie moyenne annuelle en mm

Pj : la pluie journalière moyenne maximale en mm

Cv : c'est coefficient statistique appelé coefficient de variation

B : exposant climatique

III-le temps de concentration

La notion de temps de concentration est défini comme étant la durée que met une goutte d'eau qui tombe a un point élevé du bassin versant pour atteindre l'exutoire.

Vu l'absence de méthode appropriées, développées dans les conditions physico-géographique de l'Algérie, pour l'estimation de cette caractéristique indispensable dans les calculs d'estimation des crues, alors on se contente du formule courante dans la pratique hydrologique en Algérie.

• Formule de Giandotti

Cette formule empirique est développée pour les cours d'eau d'Italie, elle est exprimée comme suit [Reniemeras]:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 l_{c.e}}{0.8\sqrt{H_{moyen} - H_{min}}} \quad (12)$$

où:

S – Superficie du bassin versant, en km^2 .

$l_{c.e}$ – Longueur du thalweg principal, en km.

H_{moyen} – Altitude moyenne, en m .

H_{min} – Altitude minimale, en m .

Tableau 9 : valeur de temps de concentration

S/Bassin	TC (h) Formule de GIANDOTTI (h)
IP	1,25326247
IIP	1,80246549
IIIP	2,21951979

IV-ETUDE HYDROLOGIQUE :

Cette étude a pour but d'évaluer les différents paramètres hydrologiques nécessaire pour les estimations des grands débits des crues et les dattes de retours de ces derniers et afin de procéder au dimensionnement de notre ouvrage de protection.

IV-1- Calcul des pluies journalières maximales fréquentielles

Le calcul de la pluie journalière $P_{JMAX}(\%)$ se fait par la formule de **GALTON** :

$$P_j(\%) = \frac{\bar{P}_j}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} * e^{\left[u \ln(C_v^2 + 1) \right]^{1/2}}$$

\bar{P}_j : Pluie moyenne journalière maximum annuel (mm)

U : variable de gauss

Cv : coefficient de variation

Tableau 10 : valeur de la pluie journalière maximale fréquentielle

Fréquentielle	50	20	10	5	2	1	0.1
Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100	1000
Variable de GAUSS	0.000	0.841	1.82	1.646	2.054	2.327	3.089
P_{jmax} (%) (mm)	21,07	34,04	43,77	53,87	67,99	79,45	122,69

IV-2 Calcul la pluie de courte durée:

La pluie de courtes durées qui sont l'origine de la crue.

D'après la méthode de MONTANARI la relation entre la durée et la hauteur de la pluie peut être présentée par la formule suivante :

$$P_{tc} = P_{j \max} \% (T_c / 24)^b$$

P_{jmax} : la pluie journalière de fréquence voulue (mm)

b : Exposant climatique

$$b = \frac{\ln(\bar{P}_{JMAX} / 24) - \ln 25}{\ln 24 - \ln 0.50} + 1 = 0.18$$

Tableau 11: valeur de la pluie courte durée

Fréquentielle	50	20	10	5	2	1	0.1
Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100	1000
Variable de GAUSS	0.000	0.841	1.82	1.646	2.054	2.327	3.089
Ptc (mm)-IP	12,38	20,01	25,73	31,67	39,97	46,70	72,12
Ptc (mm)-IIP	13,22	21,36	27,47	33,81	42,67	49,86	76,99
Ptc (mm)-IIIP	13,73	22,18	28,52	35,10	44,30	51,76	79,93

IV-3- Intensité pluviale :

L'intensité pluviale est la quantité de pluie exprimée en millimètre par heure:

$$I = P_{tc} / T_c$$

Ptc : pluie courte durée (mm)

Tc : temps de concentration (heure)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : valeur de l'intensité de la pluie

Fréquentielle	50	20	10	5	2	1	0.1
Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100	1000
I en mm/h-IP	9,88	15,96	20,53	25,26	31,88	37,26	57,54
I en mm/h- IIP	7,33	11,85	15,24	18,75	23,67	27,66	42,71
I en mm/h -IIIP	6,18	9,99	12,84	15,81	19,95	23,32	36,01

IV-4- Estimation des débits de crues :

a) METHODE DE SAMIE OU RATIONNELLE

$$Q_{JMOY} = \frac{P_{jmax} \% * Cr * S * 10^3}{t_j}$$

$$Q_{max \%} = Q_{jmoY} \% \frac{P_{tc} \%}{P_{jmax} \%} * \frac{24}{T_c}$$

QjmoY% : débit moyen journalier fréquentielle (m³ /s)

Pjmax% : pluie journalière maximale fréquentielle (mm)

S : la superficie de bassin versant (km²)

Tj : Nombre de seconde par jour

Tc : Temps de concentration en heure , Cr : Pjeff%/Pjmax% =1

Pjeff% : pluie journalier efficace fréquentielle

Pjmax % : pluie journalier maximale fréquentielle

Peff=Pjmax%-D D : perte par infiltration

Tableau 13 : valeur de débit de la crue

	fréquence	50	20	10	5	2	1	0.1
débit	S/BV							
Qmax M ³ /s	IP	0,78	1,26	1,62	1,99	2,51	2,94	4,54
	IIP	0,40	0,65	0,84	1,04	1,31	1,53	2,37
	IIIP	0,26	0,42	0,54	0,67	0,84	0,99	1,53

NB: pour les calculs on a travaillé avec le débit sans pertes, afin d'éviter tout risque d'inondations de la ville

V-METHODE DE DEVIATION DES EAUX PLUVIALES

V-1 - TRACE AXE D'AMENAGEMENT

V-1-1-Présentation de l'axe :

Sur les plans on donne l'axe projeté de l'aménagement avec des corrections à Chaque fois qu'il est nécessaire et possible.

V-1-2-Alignement de l'axe de tracé :

On présente ici un tableau de calculs contenant tous les éléments de l'alignement du tracés :

V-2-ELABORATION DES PROFILS EN LONG

On a établi les profils en longs du terrain naturel, en fonction de la longueur et les cotes.

V-2-1-Projection du fond projeté :

Sur les profils en longs on a projeté le fond d'écoulement des canaux de manière à éviter les terrassements non nécessaires.

V-2-2-Fond de la tranchée :

Le fond de la tranchée est en moyenne de **0.50m** environ aux dessous du fond projeté.

V-3- CONCEPTION DU SCHEMA D'AMENAGEMENT

V-3-1-Choix et tracé des axes des canaux :

Sur les vues en plans, on a tracé les axes de façon à exploiter les chaabats et petit oued existants afin de minimiser les travaux de terrassement (suivant les recommandations de l'administration.

V-3-2-Etablissement des profils en longs:

Comme un seul tracé, on a établi les profils en long pour donner les cotes du fonds projeté, Les canaux sont projetés de telle façon à éviter les grands terrassements.

Les canaux sont calculés de façon précise pour évacuer les débits de différentes fréquences tout en acceptant parfois le léger débordement.

V-3-3-Débit de calcul

Les dimensions des canaux ont été établies sur la base des résultats hydrologiques en utilisant la crue centennale (Q_{100}) sans perte pour être à l'abri de tout risque d'inondations.

VI- VARIANTE RETENUE :

D'après l'étude hydrologique et le levé topographique et les lieux d'implantation, de l'ouvrage, la protection de la zone illustrée dans la *figure 2* devient ce qui suit :

1- Une digue au niveau de sous bassin *IP*

2 Un canal d'évacuation des eaux pluviales a tout le long de la zone pour cumuler les eaux qui proviennent des sous bassins *IP, IIP et IIIP* et prend leur rejet vers L'oued.

Le choix de type de ces deux ouvrages doit respecter les normes techniques et économiques

VII- CALCUL HYDRAULIQUE

Les canaux projetés sont de forme trapézoïdale ou rectangulaire

La formule utilisée pour le calcul est la suivante:

FORMULE DE CHEZY

$$Q = CW \sqrt{RI} \quad \text{m}^3/\text{S}$$

FORME TRAPEZOIDALE

$$B = b + 2mh$$

$$X = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{W}{X} \quad , \quad C = \frac{R^Y}{n}$$

Avec $Y = 1.5\sqrt{n}$ pour $0.1 \leq R \leq 1.0$
 $Y = 1.3\sqrt{n}$ Pour $1.0 \leq R \leq 3.0$

$$V = C\sqrt{RI} \quad \text{m/s}$$

- w : section mouillée m²
- x : périmètre mouillé en (m)
- R : rayon hydraulique (m) : $R = W/X$
- C : coefficient de CHEZY
- Q : le débit de crue m³/s
- V : la vitesse moyenne de l'écoulement en m/s
- b : fond du canal
- m : talus de canal
- h : hauteur moyenne de l'écoulement
- n : rugosité de parois.
- I : pente de radier (m)

b- FORME RECTANGULAIRE

- même calcul appliquée

Concernant les calculs voir (tableaux et courbes)

n= 0.025 dans un canal en terre

n=0.018 dans un canal en béton

VIII-METHODE DE CONCEPTION D'UN CANAL D'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES

VIII-1-Variance N01

Tronçon N01

On propose pour cette variance un canal en terre de section trapézoïdale

Avec les caractéristiques géométriques comme suit :

- La petite base est de b=2m
- La pente de la paroi est de m= 1.5
- La rugosité de la paroi est n= 0.025
- La pente du fond est de I=0.003
- Q=2.94m³/s

calcul hydraulique par la formule de Chezy pour le premier tronçon

On utilise la formule de CHEZY

C:coef de Chezy , n=0,025 y=0,2371 Q=2,94m³/s

Tableau14 : Canal de protection P NORD N°01

	Base	P.talus	Rugosité	P. Canal				
	b	m	N	l				
Pas	m				Type trapézoïdale			
0,1	2	1,5	0,025	0,003				
Hauteur	Perime	Surface	Ryon	(RI) ^{0,5}	coef hezy	Vitesse	Débit	
h	p	S	R		C	V	Q	
m	m	m ²	M			m/s	m ³ /s	
0,000	2,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	3,803	1,375	0,362	0,033	31,427	1,035	1,423	0,5
0,6	4,163	1,740	0,418	0,035	32,526	1,152	2,004	0,6
0,7	4,524	2,135	0,472	0,038	33,476	1,260	2,689	0,7
0,8	4,884	2,560	0,524	0,040	34,319	1,361	3,484	0,8
0,9	5,245	3,015	0,575	0,042	35,079	1,457	4,392	0,9
1,0	5,606	3,500	0,624	0,043	35,773	1,548	5,419	1,0
1,1	5,966	4,015	0,673	0,045	36,415	1,636	6,569	1,1
1,2	6,327	4,560	0,721	0,047	37,012	1,721	7,848	1,2
1,3	6,687	5,135	0,768	0,048	37,572	1,803	9,260	1,3
1,4	7,048	5,740	0,814	0,049	38,100	1,883	10,810	1,4
1,5	7,408	6,375	0,861	0,051	38,600	1,961	12,503	1,5
1,6	7,769	7,040	0,906	0,052	39,076	2,037	14,344	1,6

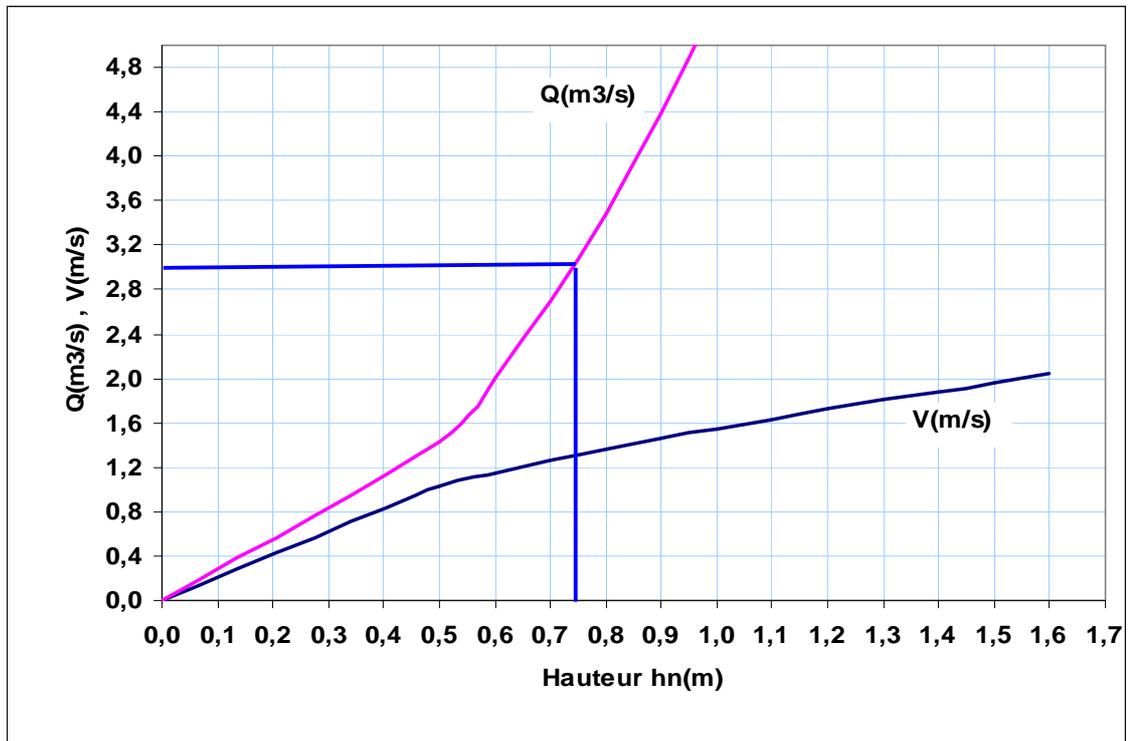


Figure 3 : Courbe de (Q,V) en fonction de hn

La valeur de $h_n=0.75\text{m}$

La valeur de $Q_{100}=2.94\text{m}^3$

La valeur de la vitesse moyenne est de 1.30 m/s

La hauteur maximale est de 1.30m

tronçon N02

On propose pour cette variance un canal en terre de section trapézoïdale

Avec les caractéristiques géométriques comme suit :

- La petite base est de 3m
- La pente de la paroi est de 1.5
- La rugosité de la paroi est 0.025
- La pente du fond est de 0.003
- $Q=4.47\text{m}^3/\text{s}$

calcul hydraulique par la formule de chezy pour le deuxième tronçon

On utilise la formule de CHEZY

C:coef de Chezy ,

$n=0,025$

$y=0,2371$

$Q=4,47\text{m}^3/\text{s}$

La valeur de $h_n=0.75\text{m}$

La valeur de $Q_{100}=4.47\text{m}^3$

La valeur de la vitesse moyenne est de 1.40 m/s

La hauteur maximale est de 1.30m

Tableau 15 : Canal de protection P NORD N°02

	Base	P.talus	Rugosité	P. Canal				
	b	m	N	l				
Pas	m				Type trapézoïdale			
0,1	3.00	1,5	0,025	0,003				
Hauteur	Perime	Surface	Ryon hydra	(RI)^0,5	coef .chezy	Vitesse	Débit	
H	p	S	R		C	V	Q	
M	m	m2	M			m/s	m3/s	
0,000	3,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	4,803	1,875	0,390	0,034	32,004	1,095	2,054	0,5
0,6	5,163	2,340	0,453	0,037	33,156	1,223	2,861	0,6
0,7	5,524	2,835	0,513	0,039	34,149	1,340	3,799	0,7
0,8	5,884	3,360	0,571	0,041	35,023	1,450	4,871	0,8
0,9	6,245	3,915	0,627	0,043	35,808	1,553	6,080	0,9
1,0	6,606	4,500	0,681	0,045	36,520	1,651	7,430	1,0
1,1	6,966	5,115	0,734	0,047	37,175	1,745	8,925	1,1
1,2	7,327	5,760	0,786	0,049	37,782	1,835	10,569	1,2
1,3	7,687	6,435	0,837	0,050	38,349	1,922	12,367	1,3
1,4	8,048	7,140	0,887	0,052	38,881	2,006	14,322	1,4
1,5	8,408	7,875	0,937	0,053	39,383	2,088	16,440	1,5
1,6	8,769	8,640	0,985	0,054	39,860	2,167	18,724	1,6

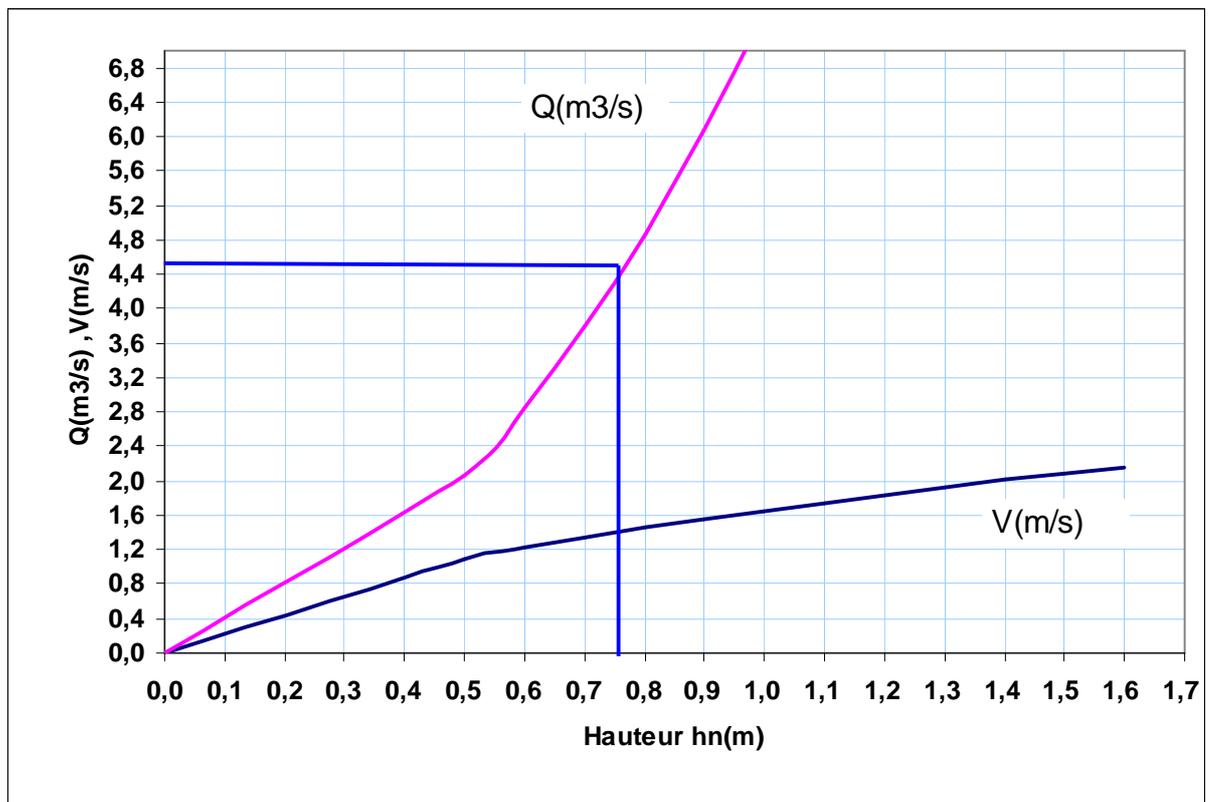


Figure 4 : Courbe de (Q,V) en fonction de h_n

Tronçon N03

On propose pour cette variance un canal en terre de section trapézoïdale
Avec les caractéristiques géométriques comme suit :

- La petite base est de 3m La pente de la paroi est de 1.5, La rugosité est 0.025
- La pente du fond est de 0.005
- $Q=5.46\text{m}^3/\text{s}$

calcul hydraulique par la formule de chezy

On utilise la formule de CHEZY C:coef de Chezy , $n=0.025$ $y=0.2371$ $Q=5,46\text{m}^3/\text{s}$

Tableau 16 : Canal de protection P NORD N°03

	Base b	P.talus m	Rugosité N	P. Canal I	Type trapézoïdale			
Pas	m				coef ezy	Vitesse	Débit	
0,1	3	1,5	0,025	0,005				
Hauteur	Perime	Surface	Ryon dra	(RI) ^{0,5}	C	V	Q	
h	p	S	R			m/s	m ³ /s	
m	m	m ²	M					
0,000	3,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	4,803	1,875	0,390	0,044	32,004	1,414	2,651	0,5
0,6	5,163	2,340	0,453	0,048	33,156	1,578	3,693	0,6
0,7	5,524	2,835	0,513	0,051	34,149	1,730	4,904	0,7
0,8	5,884	3,360	0,571	0,053	35,023	1,871	6,288	0,8
0,9	6,245	3,915	0,627	0,056	35,808	2,005	7,849	0,9
1,0	6,606	4,500	0,681	0,058	36,520	2,131	9,591	1,0
1,1	6,966	5,115	0,734	0,061	37,175	2,253	11,522	1,1
1,2	7,327	5,760	0,786	0,063	37,782	2,369	13,644	1,2

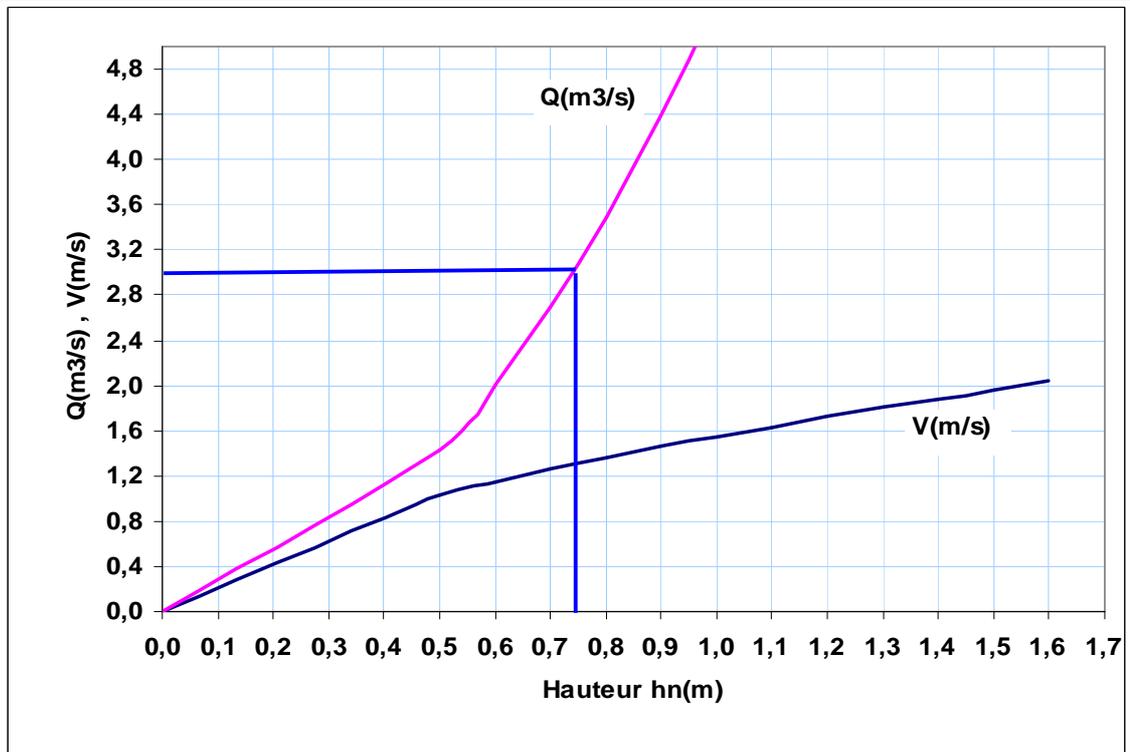
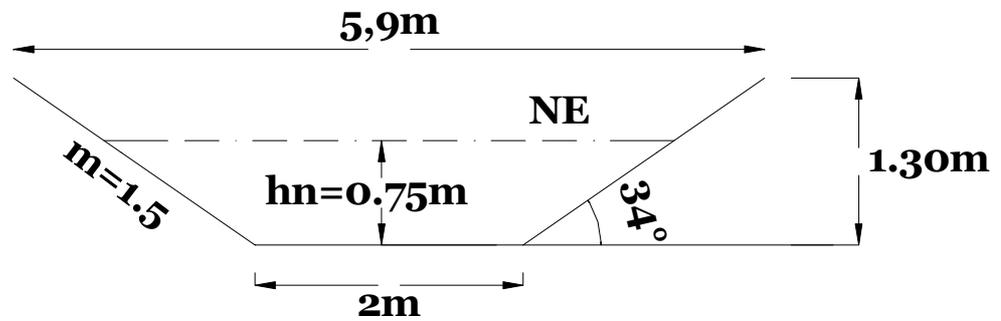


Figure 5 : Courbe de (Q,V) en fonction de h_n

Section du canal des eaux pluviales

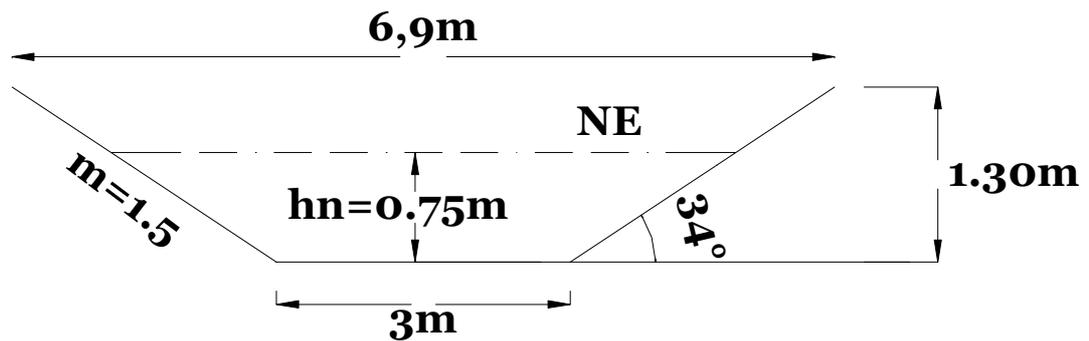
Section du tronçon 1

- La pente du fond est de 0.003
- $Q=2.94\text{m}^3/\text{s}$



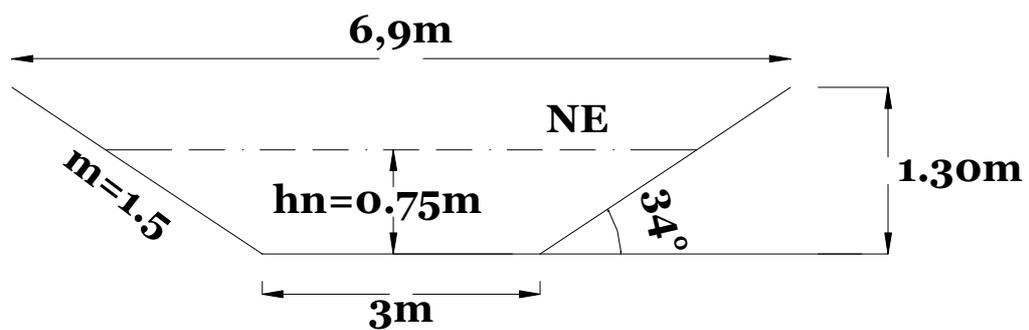
Section du tronçon 2

- La pente du fond est de 0.003
- $Q=4.47\text{m}^3/\text{s}$



Section du tronçon 3

- La pente du fond est de 0.005
- $Q=5.46\text{m}^3/\text{s}$



VIII-1-Variance N02

Tronçon N01

On propose pour cette variance un canal en béton de section rectangulaire
Avec les caractéristiques géométriques comme suit :

- La petite base est de $b=2\text{m}$
- La pente de la paroi est de $m= 0.00$
- La rugosité de la paroi est $n= 0.018$
- La pente du fond est de $I=0.003$
- $Q=2.94\text{m}^3/\text{s}$

calcul hydraulique par la formule de chezy

On utilise la formule de CHEZY

$$C:\text{coef de Chezy} \quad , n=0.018 \quad y=0.2012 \quad Q=2,94\text{m}^3/\text{s}$$

La valeur de $h_{\text{nor}} = 0.85 \text{ m}$

La valeur de $Q_{100} = 2.94\text{m}^3/\text{s}$

La valeur de la vitesse $= 1.80 \text{ m/s}$

$H_{\text{max}} = 1.35 \text{ m}$

Tableau 17 : Canal de protection P NORD N°01

	Base	P.talus	Rugosité	P. Canal				
	b	m	N	I				
Pas	m				Type rectangulaire			
0,1	2	0.0	0,018	0,003				
Hauteur	Perime	Surface	Ryon hydra	$(RI)^{0,5}$	coef .chezy	Vitesse	Débit	
h	p	S	R		C	V	Q	
m	m	m ²	M			m/s	m ³ /s	
0,000	2,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	3,000	1,000	0,333	0,032	44,538	1,408	1,408	0,5
0,6	3,200	1,200	0,375	0,034	45,606	1,530	1,836	0,6
0,7	3,400	1,400	0,412	0,035	46,472	1,633	2,287	0,7
0,8	3,600	1,600	0,444	0,037	47,192	1,723	2,757	0,8
0,9	3,800	1,800	0,474	0,038	47,801	1,802	3,243	0,9
1,0	4,000	2,000	0,500	0,039	48,324	1,872	3,743	1,0
1,1	4,200	2,200	0,524	0,040	48,778	1,934	4,254	1,1
1,2	4,400	2,400	0,545	0,040	49,177	1,989	4,774	1,2
1,3	4,600	2,600	0,565	0,041	49,531	2,040	5,303	1,3
1,4	4,800	2,800	0,583	0,042	49,846	2,085	5,839	1,4
1,5	5,000	3,000	0,600	0,042	50,129	2,127	6,380	1,5
1,6	5,200	3,200	0,615	0,043	50,385	2,165	6,928	1,6

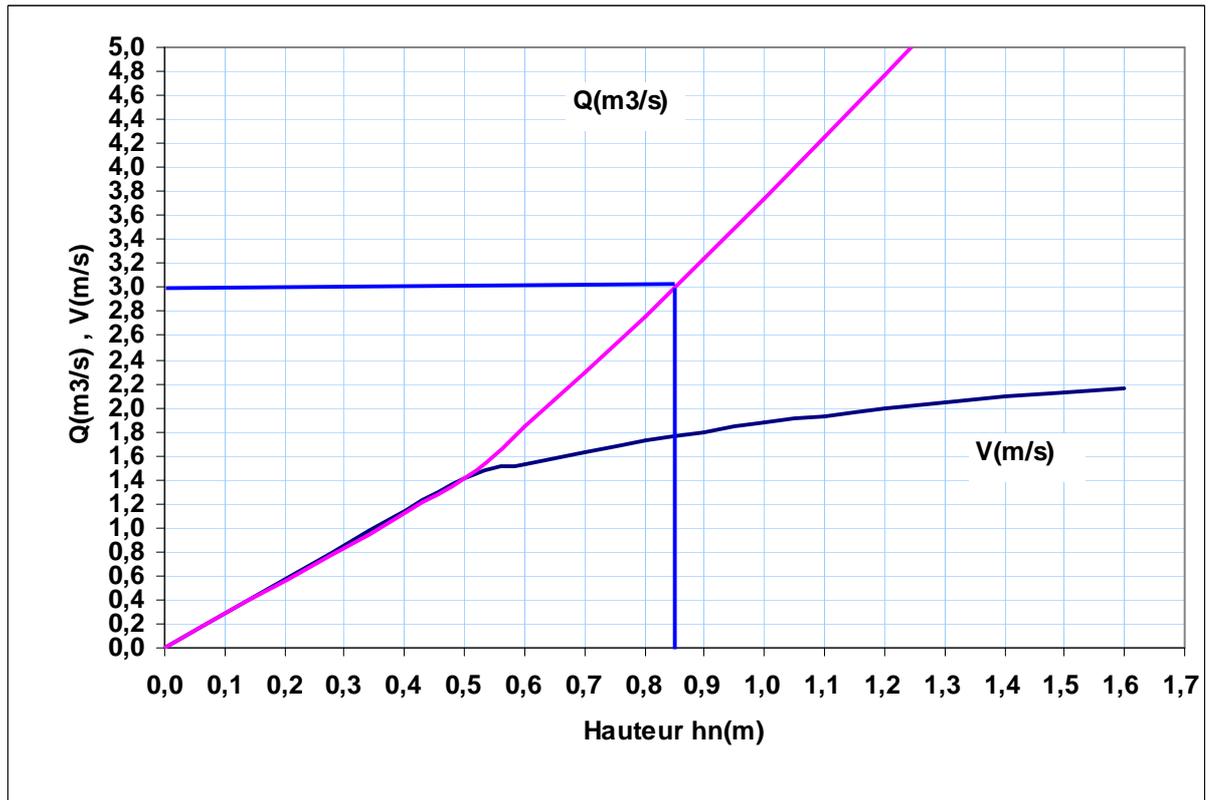


Figure 6 : Courbe de (Q,V) en fonction de h_n

Tronçon N02

On propose pour cette variance un canal en béton de section rectangulaire

Avec les caractéristiques géométriques comme suit :

- La petite base est de $b=2\text{m}$
- La pente de la paroi est de $m= 0.0$
- La rugosité de la paroi est $n= 0.018$
- La pente du fond est de $I=0.003$
- $Q=4.47\text{m}^3/\text{s}$

calcul hydraulique par la formule de chezy

On utilise la formule de CHEZY

C:coef de Chezy , $n=0.018$ $y=0.2012$ $Q=4,47m^3/s$

Tableau 18 : Canal de protection P NORD N°02

	Base b	P.talus m	Rugosité N	P. Canal l				
Pas	m				Type rectangulaire			
0,1	2	0	0,018	0,003				
Hauteur h	Perime p	Surface S	Ryon hydra R	(RI) ^{0,5}	coef .chezy C	Vitesse V	Débit Q	
m	m	m ²	M			m/s	m ³ /s	
0,000	2,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	3,000	1,000	0,333	0,032	44,538	1,408	1,408	0,5
0,6	3,200	1,200	0,375	0,034	45,606	1,530	1,836	0,6
0,7	3,400	1,400	0,412	0,035	46,472	1,633	2,287	0,7
0,8	3,600	1,600	0,444	0,037	47,192	1,723	2,757	0,8
0,9	3,800	1,800	0,474	0,038	47,801	1,802	3,243	0,9
1,0	4,000	2,000	0,500	0,039	48,324	1,872	3,743	1,0
1,1	4,200	2,200	0,524	0,040	48,778	1,934	4,254	1,1
1,2	4,400	2,400	0,545	0,040	49,177	1,989	4,774	1,2

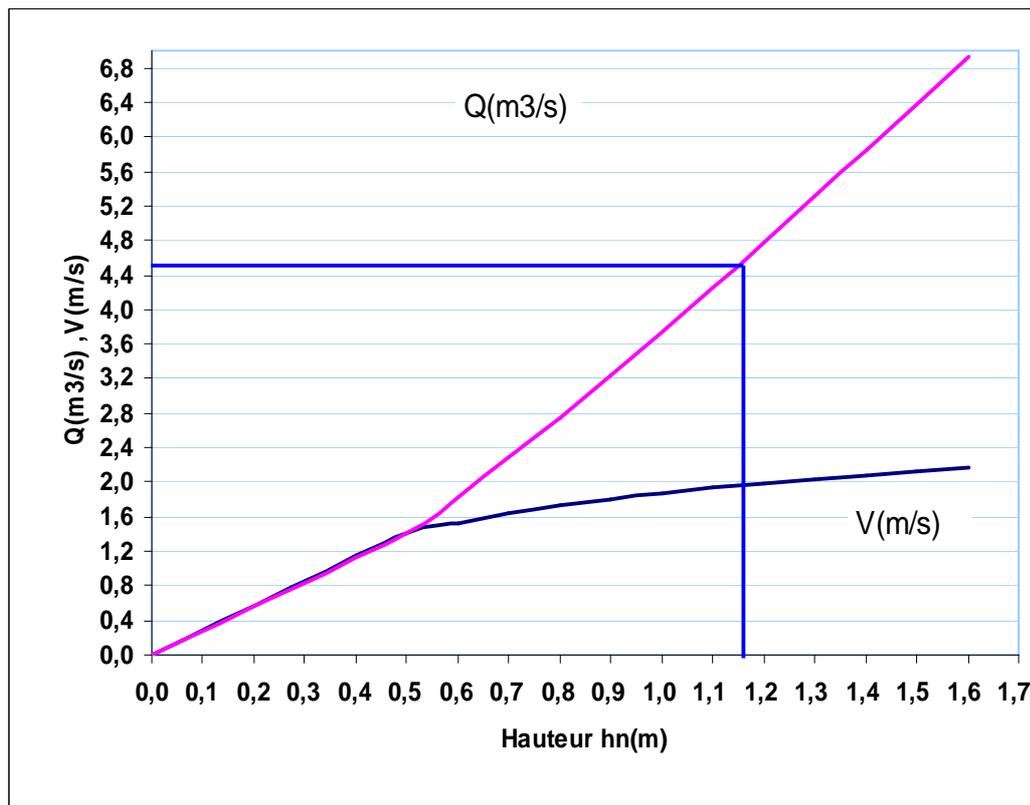


Figure 7 : Courbe de (Q,V) en fonction de h_n

la valeur de $h_{nor} = 1,15$ m

la valeur de $Q_{100} = 4,47m^3/s$

la valeur de la vitesse = $2,0$ m/s

$H_{max} = 1,65$ m

Tronçon N03

calcul hydraulique par la formule de chezy

On utilise la formule de CHEZY

C:coef de Chezy , , n=0.018 y=0.2012 n=0,018 y=0,2012 Q=5,46m³/s

Tableau19 :Canal de protection P NORD N°02

	Base	P.talus	Rugosité	P. Canal				
	b	m	N	l				
Pas	m				Type rectangulaire			
0,1	2	0	0,018	0,003				
Hauteur	Perime	Surface	Ryon hydra	(RI) ^{0,5}	coef .chezy	Vitesse	Débit	
h	p	S	R		C	V	Q	
m	m	m ²	M			m/s	m ³ /s	
0,000	2,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	3,000	1,000	0,333	0,032	44,538	1,408	1,408	0,5
0,6	3,200	1,200	0,375	0,034	45,606	1,530	1,836	0,6
0,7	3,400	1,400	0,412	0,035	46,472	1,633	2,287	0,7
0,8	3,600	1,600	0,444	0,037	47,192	1,723	2,757	0,8
0,9	3,800	1,800	0,474	0,038	47,801	1,802	3,243	0,9
1,0	4,000	2,000	0,500	0,039	48,324	1,872	3,743	1,0
1,1	4,200	2,200	0,524	0,040	48,778	1,934	4,254	1,1
1,2	4,400	2,400	0,545	0,040	49,177	1,989	4,774	1,2
1,3	4,600	2,600	0,565	0,041	49,531	2,040	5,303	1,3
1,4	4,800	2,800	0,583	0,042	49,846	2,085	5,839	1,4

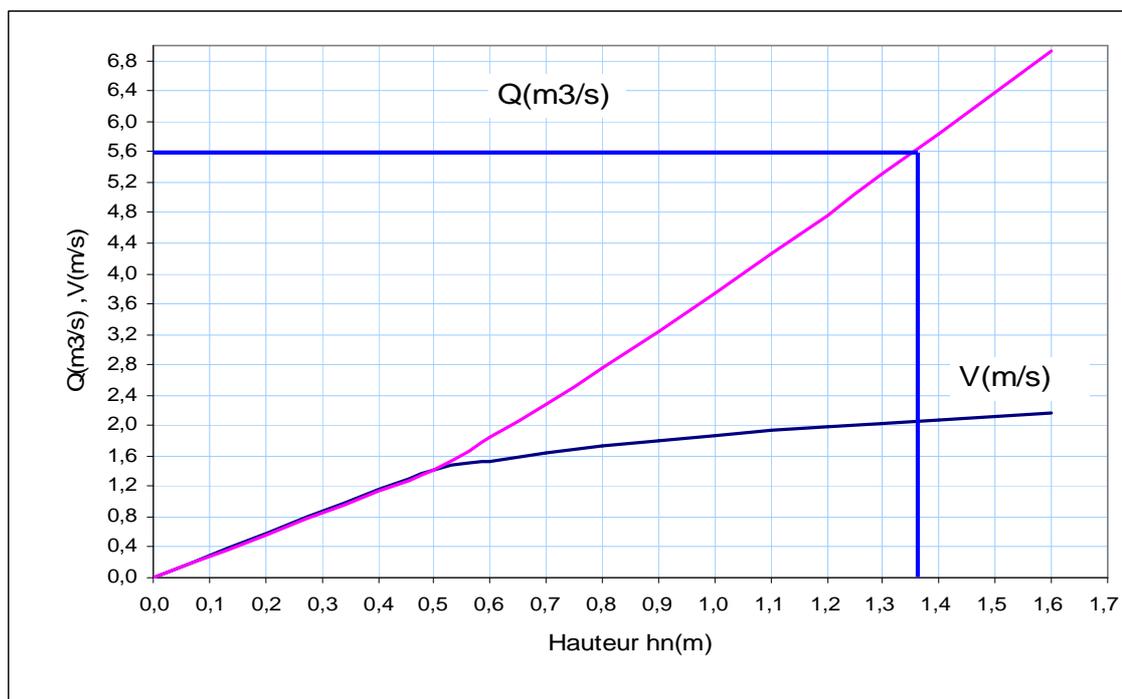


Figure 8 : Courbe de (Q,V) en fonction de h_n

la valeur de $h_{nor} = 1,15 \text{ m}$

la valeur de $Q_{100} = 5,46 \text{ m}^3/\text{s}$

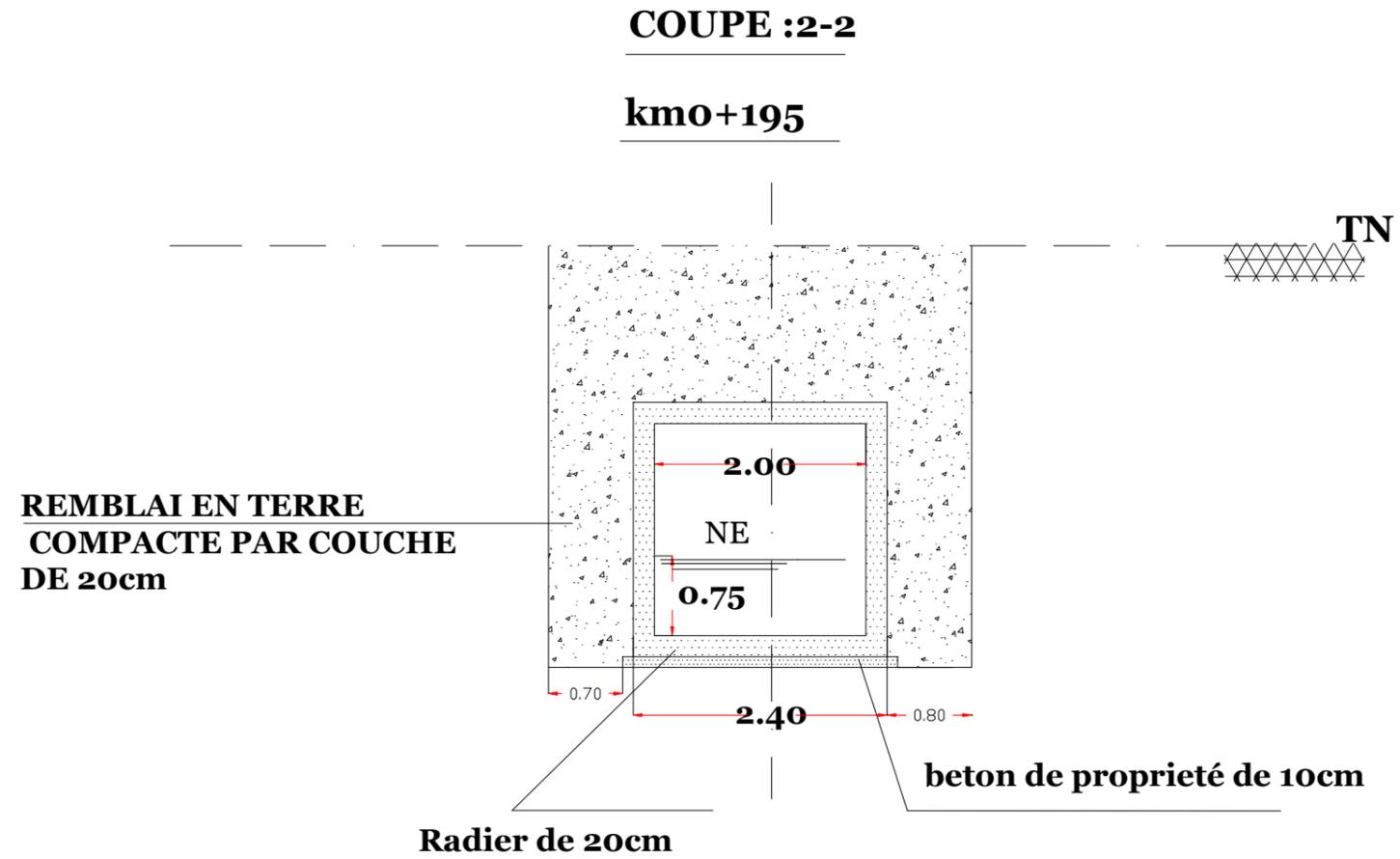
la valeur de la vitesse = $2,0 \text{ m/s}$

$H_{max} = 1,65 \text{ m}$

Section du canal des eaux pluviales

Section du tronçon 1

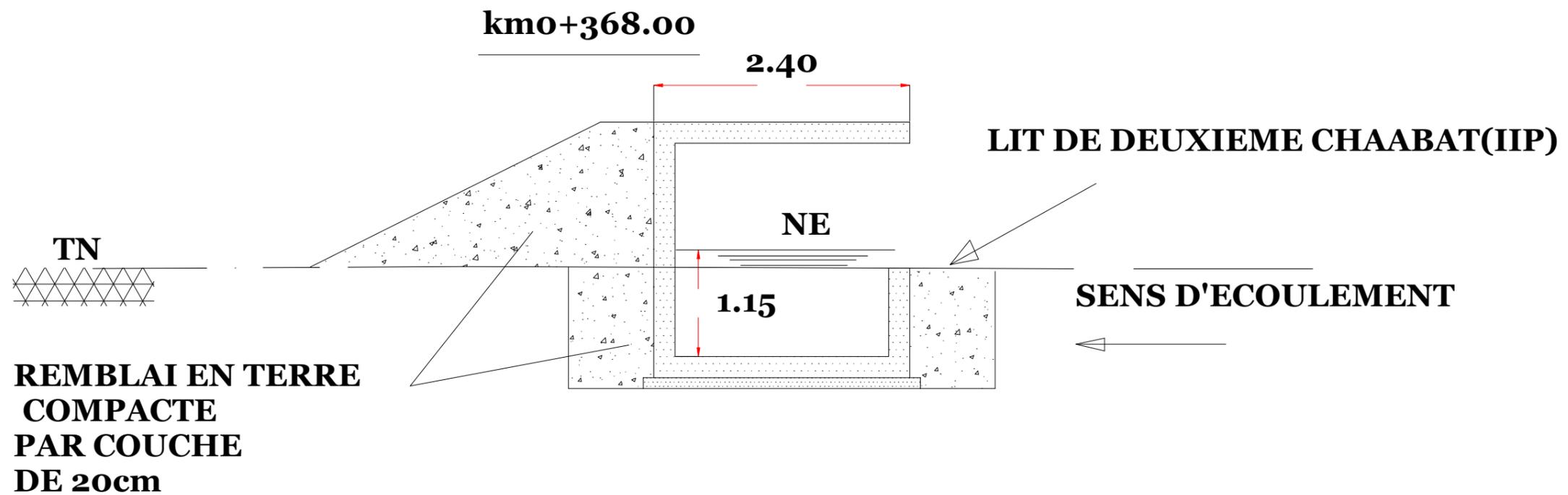
- La pente du fond est de 0.003
- $Q=2.94\text{m}^3/\text{s}$



Section du tronçon 2

- La pente du fond est de 0.003
- $Q=4.47\text{m}^3/\text{s}$

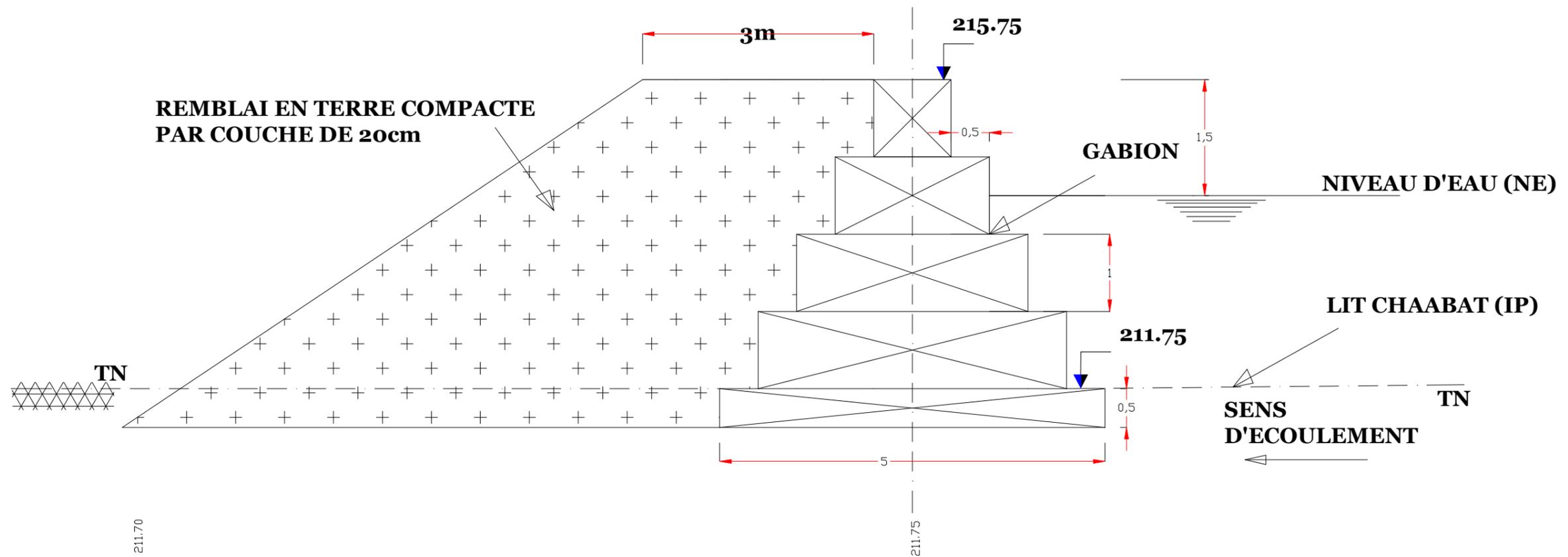
(AU NIVEAU DE 2eme CHAABAT)



Section de la digue au niveau de IP

COUPE S EN TRAVERS DU CANAL P NORD GAZODUC

km0+00 (AU NIVEAU DE 1er CHAABAT)



Conclusion générale :

Ce travail a pour but d'étudier des méthodes de déviation de l'eau pluviale nocive hors périmètre urbain, a raison de la protection des infrastructures économiques contre les inondations dans les périodes de la pluie exceptionnelle.

La présente étude contient trois parties principales, la première bibliographique, la deuxième c'est la présentation de la région. et la troisième contient le traitement des données s'appelle la pratique.

La première partie de cette étude est divisé en deux grands chapitres, le premier a fait l'objet d'une synthèse des travaux effectués dans le domaine de la genèse de l'écoulement pluviaux et le deuxième se lié de l'écoulement dans ouvrages hydraulique par le développement de l'équation de *Maning et Strickler*.

Conceptuellement le ruissellement hortonien apparaît lorsque l'intensité de la pluie dépasse la capacité d'infiltration du sol (Horton, 1933). Différentes méthodes ont été proposées pour estimer cette capacité d'infiltration et son évolution au cours d'une averse : équations empiriques (Horton, 1933).dans notre étude on a appliqué cette hypothèse mais on considère que la capacité d'infiltration du sol est nulle, a pour but de majorer le débit de projet.

Dans la deuxième partie qui concerne la présentation de la région, on a fait la collecte des données hydro-climatologiques qui peuvent influencer directement ou indirectement sur l'écoulement pluviale.

Pour la réalisation de cet ouvrage d'évacuation des eaux pluvial hors périmètre urbain, on a procédé les étapes suivantes :

- Collecte des données pluviométrique qui sont la pluie moyenne annuelle, la pluie moyenne journalière, et l'exposant climatique
- La limitation des sous bassin versants drainé des eaux pluviales.
- Détermination les caractéristiques géomorphologiques des sous bassins.
- Estimation de débit de la crue avec la méthode Sami ou Rationnelle
- Le dimensionnement des ouvrages de déviation en fonction de débit de crue calculé.
- Cet ouvrage dimensionné sur la base de l'équation de *Maning et Strickler*.

A partir des résultats obtenues par cette formule, on propose les sections suivantes :

1- La section trapézoïdale en terre à ciel ouvert a pour avantage d'évacuer les eaux proviennent des sous bassins, avec une hauteur normale minimale, et aussi pour évacuer les eaux de ruissellement qui proviennent de la surface intermédiaire entre les sous bassin limité.

2-La section rectangulaire fermée a pour avantage de protégé l'ouvrage, et facilite la circulation dans la ville.

Références bibliographiques

Courier du savoir N01, novembre 2001pp 33-39

Contribution au calcul des dimensions linéaires dans les écoulement uniformes a surfaces libre et en charge B.achour, A, BEDJAOUI laboratoire de recherche en hydraulique Souterraine et de surface libre(LARHYSS).université de Biskra.

BAZIN,H(1897), Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découvertes, mémoire N° 41 annales des pont et chaussées. Vol14.ser7.4^{eme} trimestre. pp. 20-70.

Darcy.H.(1854) .Sur des recherches expérimentales relatives au mouvement des eaux dans les tuyaux. Comptes rendus des séances de l'Académie des sciences. Vol.38pp1109-1121.Paris

Maninig.R.(1891).On the flow of water in open channels and pipes. Transactions.institution of civil Engineers of Irland.Vol.20.pp.161-207.Dublin.

Strickler.a.(1923).

ALBERGEL J., TOUIRI H. (1982). Un nouvel outil pour estimer le ruissellement sur un petit bassin,r,y versant : le mini-simulateur de pluies. Expérimentation sur le bassin versant de Binnde.

ALBERGEL JXASNAVE A.(1984). Une nouvelle technique d'estimation des crues décennales des petits bassins versants : les études sous pluies simulées. Douzième réunion du Conseil des Ministres, compte-rendu des Journées Techniques, C.I.E.H., tome 2, 515-525 bis

ANNUAIRES HYDROLOGIQUES d'Algérie. Agence Nationale des Ressources Hydrauliques. Alger.

Ambroise, B., 1998. Genèse des débits dans les petits bassins versants ruraux en milieu tempéré : 1-Processus et facteurs. Rev. Sci. l'Eau, 4: 471-495.

Ambroise, B., Beven, K. and Freer, J., 1996. Toward a generalization of the TOPMODEL concepts:topographic indices of hydrological similarity. Water Resour. Res., 32(7): 2135-2145.