



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

OPTION : Conception des réseaux d'assainissement

THEME :

**Protection contre les inondations de la ville d'EL ABADIA
W.AIN DEFLA**

Présenté par :

RAMDINI Meriem

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Président
M ^{me} M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} H.SAÏDI	Ing/Doctorante	Examinatrice
M ^{me} C.SALHI	M.A.B	Examinatrice
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Promoteur

Septembre 2015

Remerciements

*Je rends grâce à dieu le surpuissant pour m'avoir donné la force
et les moyens afin de terminer ce travail*

*Je remercie aussi tous les enseignants de l'FNST
particulièrement Mr ZAK BAK qui m'ont donné des conseils
et des explications*

*Je tiens à remercier particulièrement Monsieur
A.M.M.A.R pour ses orientations et pour le temps qu'il
m'a accordé*

*Je remercie également mes chers amis : Assia, Kheira et
Yasser qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce travail et qui
m'ont soutenu moralement.*

Je vous remercie tous

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de
reconnaissance à :*

*-Ma famille, et surtout ma chère mère qui m'a
toujours encouragé*

-Aux petits : Islem, Imed, Adam et Rayane

-A mes chers amies depuis le collège Lylia et Amel

-A mes amis de l'EPST : Rosa, Amar, Amina

*-A mes amis de l'ENSH : Safou, Kheira, Sarah,
Asma, Hind, AdelSarah, Dalal, Houda, Narimene et
particulièrement Assia et Yasser*

Meriem Ben

ملخص

الهدف من هذا العمل هو القيام بدراسة مفصلة لواد بوقلي الذي يمر بمدينة العبادية المتواجدة في ولاية عين الدفلى، من أجل اعادة تهيئة هذا الواد و حماية هذه المدينة ضد الفيضانات، هذه الدراسة تتضمن عدة مراحل، أولا القيام بدراسة هيدرولوجية لمستجمع المياه من أجل اعطاء الكمية المحتملة لتدفق المياه، و بعد هذا نقوم بحساب هيدروليكي الذي يشمل اعطاء حجم لمنشآت الحماية و أخيرا نقوم بتحديد مدة و تكلفة هذا المشروع.

Résumé

Notre travail a pour objectif une étude détaillée, de l'oued Boukolli traversant la ville d'El ABADIA, Wilaya de Ain Defla. Afin de faire un aménagement de cet oued pour protéger la ville en question contre les inondations, notre étude comprend plusieurs parties, d'abord une étude hydrologique du bassin versant pour quantifier le débit d'eau probable, puis le calcul hydraulique qui consiste à dimensionner les ouvrages de protection et enfin déterminer la durée et le coût de la mise en place du projet.

Abstract

The goal from this work is a detailed study of Boukouli watercourse that crosses the village of EL ABADIA situated in Ain Defla, in order to develop this watercourse and protect the village from flood, Our study includes several parts, First we start with a hydrological study of our watershed to quantify the probable flow of water, After that, we move to a hydraulic calculation so that we can dimension our protection buildings, and finally we calculate the duration and the cost of this project.

Sommaire

Introduction générale.....	10
----------------------------	----

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	12
I-1) Situation géographique :	12
I-2) Topographie :	13
I-3) Géologie :	13
I-4) Sismicité :	13
I-5) Situation climatique :	13
I-5-1) Climat :	13
I-5-2) Température :	13
I-5-3) Pluviométrie :	14
I-5-4) Humidité :	14
I-5-5) Les vents :	14
I-6) Hydrogéologie et hydrographie :	14
I-6-1) Hydrogéologie :	14
I-6-2) Hydrographie :	15
I-7) Situation hydraulique :	15
I-7-1) Assainissement :	15
Conclusion :	15

Chapitre II : Caractéristique morphométrique et hydrographique du bassin versant

Introduction :	17
II-1) Caractéristiques morphométrie d'un bassin versant :	17
II-1-1) La superficie :	17
II-1-2) Le périmètre :	17
II-2) caractéristiques de forme :	17
II-2-1) Indice de compacité de Gravelius Kc :	17
II-2-2) Rectangle équivalent :	17
II-3) Le relief :	18

II-3-1) Les altitudes caractéristiques :	18
II-3-2) Les indices :	18
II-3-2-1) Indice de pente globale :	18
II-3-2-2) Pente moyenne du bassin versant :	18
II-4) Le réseau hydrographique :	19
II-4-1) Densité de drainage :	19
II-4-2) Classification des cours d'eau :	19
II-4-3) Pente moyenne du cours d'eau principal :	21
II-4-4) Temps de concentration :	21
II-4-5) Vitesse moyenne de ruissellement :	22
II-5) Répartition et courbe hypsométrique :	23
Conclusion :	24

Chapitre III : Calcul hydrologique

Introduction :	26
III-1) Analyse fréquentielle des données pluviométriques :	26
III-1-1) Comblement de la série des précipitations maximales journalières :	26
III-1-2) Choix des lois d'ajustement :	29
III-1-3) Comparaison entre les deux lois d'ajustement :	32
III-2) Pluie de courte durée :	33
Conclusion :	35

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

Introduction :	37
IV-1) Etude de crues :	37
IV-1-1) Formules empiriques :	37
IV-1-1-1) Formule de Mallet – Gauthier :	37
IV-1-1-2) Formule de Turazza :	37
IV-1-1-3) Formule de Sokolovski :	38
IV-1-2) Calcul du volume de la crue :	39
IV-1-3) Hydrogrammes des crues :	39
IV-1-4) Modélisation par le logiciel HEC-HMS :	42
IV-1-4-1) Définition du Logiciel HEC-HMS :	42
IV-1-4-2) La modélisation par le logiciel HEC-HMS :	42
IV-1-4-3) Résultats obtenus par le logiciel HEC-HMS :	43

Conclusion :	45
--------------------	----

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction :	47
V-1) Généralités :	47
V-1-1) écoulement à surface libre :	47
V-1-2) types d'écoulement à surface libre :	47
V-1-2-1) Ecoulements uniforme et non uniforme :	47
V-1-2-2) Ecoulements permanent et non permanent :	48
V-1-2-3) Ecoulements laminaire et turbulent :	48
V-1-2-4) Ecoulements fluvial, Critique et torrentiel :	48
V-1-3) types des canaux :	48
V-1-4) Géométrie des canaux :	49
V-1-5) les canaux prismatiques :	50
V-1-5-1) Propriété géométriques d'un canal trapézoïdal :	50
V-2) Etude des variantes :	51
V-2-1) Analyse du site :	53
V-2) Dimensionnement des canaux :	57
V-2-1) Les paramètres hydrauliques :	58
V-2-1-1) Calcul de la profondeur normale hn :	58
V-2-1-2) Calcul de la profondeur critique hcr :	59
V-2-1-3) Calcul de la pente critique icr :	60
V-2-2) Paramètres de dimensionnement :	60
V-2-2-1) fruit du talus :	60
V-2-2-2) Coefficient de Strickler :	61
V-2-2-3) La pente :	61
V-3) Calcul du dimensionnement du canal :	62
V-3-1) La ligne d'eau :	63
V-3-2) Calcul des dimensions finales du canal :	63
V-4) Les ouvrages annexes :	65
V-4-1) Les canaux courbes :	65
V-4-2) Les transitions :	66
Conclusion :	66

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction :	68
VI-1) Types de chantier :	68
VI-2) Les installation dans le chantier :	68
VI-3) Succession des travaux de chantier :	69
VI-3-1) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	69
VI-3-2) Préparation des sites de construction :	70
VI-3-3) Exécution des travaux :	70
VI-3-4) Engins utilisés :	70
VI-4) Calcul des volumes :	74
VI-4-1) Volume du déblai :	74
VI-4-2) Volume du remblai :	74
VI-4-3) Volume du béton :	75
VI-4-3-1) Volume du béton de propreté :	75
VI-4-3-2) Volume du béton armé :	76
VI-4) Nombre de caisses du gabion :	76
VI-5) Planification :	76
VI-5-1) Les paramètres de la méthode CPM :	76
VI-5-2) Le chemin critique :	77
VI-5-3) Schéma à nœud :	77
VI-6) Estimation du coût de projet :	77
Conclusion :	78
Conclusion générale	79
Références bibliographiques	80
Annexes	81

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.01 : Géologie du terrain	13
Tableau I.02 : Répartition mensuelle des précipitations	14
Tableau I.03 : Humidité relative moyenne	14
Tableau I.04 : Vitesse moyenne du vent	14

Chapitre II : Caractéristique morphométrique et hydrographique du bassin versant

Tableau II.01 : Les temps de concentration	22
Tableau II.02 : Caractéristique hydromorphométrique du bassin versant.....	22
Tableau II.03 : Répartition en pourcentage des surfaces hypsométriques	23

Chapitre III : Calcul hydrologique

Tableau III.01 : Coordonnées des stations pluviométriques	26
Tableau III.02 : Pluies maximale journalières des trois stations.....	27
Tableau III.03 : Série pluviométrique comblée.....	28
Tableau III.04 : Caractéristiques de la série pluviométrique.....	29
Tableau III.05 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	30
Tableau III.06 : Résultat du test d'adéquation de Khi2.....	31
Tableau III.07 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton	31
Tableau III.08 : Résultat du test d'adéquation de Khi2.....	32
Tableau III.09 : Pluie et intensité maximales	34

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

Tableau IV.01 : Valeurs des coefficients de ruissellement C.....	38
Tableau IV.02 : Débits de crues dans le bassin versant	38
Tableau IV.03 : Volumes des crues du bassin versant.....	39
Tableau IV.04 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour.....	40
Tableau IV.05 : Les débits max à l'exutoire	43

Chapitre V : Calcul hydraulique

Tableau V.01 : paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale de largeur b (m) et de profondeur h (m) avec un fruit de talus « m ».....	51
Tableau V.02 : Avantages et inconvénients du béton et du gabionnage.....	52

Tableau V.03 : coût total d'un canal en béton.....	52
Tableau V.04 : coût total d'un canal en gabion.....	53
Tableau V.05 : variante appropriée à chaque tronçon.....	57
Tableau V.06 : Coefficient de STRICKLER pour divers types des canaux	58
Tableau V.07 : exemple de calcul de la profondeur normal, pour une pente de 0,1 % et une largeur de 10m et un fruit de talus de la section la plus avantageuse égal à 13	59
Tableau V.08 : exemple de calcul de la profondeur critique, pour une largeur de 10m et un fruit de talus de la section la plus avantageuse égal à 13	60
Tableau V.09 : les pentes projet de chaque tronçon.....	61
Tableau V.10 : dimensionnement du canal	62
Tableau V.11 : hauteurs projet	63

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.01 : type de chantier en fonction de la durée de réalisation	68
Tableau VI.02 : Installations d'accueil dans les chantiers	69
Tableau VI.03 : Engins et leurs taches	70
Tableau VI.04 : Engins et leurs capacités théoriques et réelles.	71
Tableau VI.05 : déblai et remblai dans chaque tronçon.....	75
Tableau VI.06 : volume du béton de propreté.....	75
Tableau VI.07 : volume du béton armé.....	76
Tableau VI.08 : Coût total du projet.....	77

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.01 : Situation géographique 12

Chapitre II : Caractéristique morphométrique et hydrographique du bassin versant

Figure II.01 : Le réseau hydrographique de l'oued BOUKOLLI de la ville d'EL ABADIA .. 20

Figure II.02 : Courbe hypsométrique 24

Chapitre III : Calcul hydrologique

Figure III.01 : Emplacement des stations sur la carte du réseau de L'ANRH 27

Figure III.02 : Ajustement des P_{jmax} à la loi de Gumbel 31

Figure III.03 : Ajustement des P_{jmax} à la loi de Galton 32

Figure III.04 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement 32

Figure III.05 : Courbes pluie-durée-fréquence 35

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

Figure IV.01 : Hydrogrammes des crues du bassin versant 41

Figure IV.02 : Découpage du bassin versant en sous-bassins versants 42

Figure IV.03 : Hydrogramme de crue (T = 100ans) 44

Figure IV.04 : Hydrogramme de crue (T = 50ans) 44

Figure IV.05 : Hydrogramme de crue (T = 10ans) 45

Chapitre V : Calcul hydraulique

Figure V.01 : écoulement à surface libre 47

Figure V.02 : écoulements fluvial, Critique et torrentiel 48

Figure V.03 : canal naturel 49

Figure V.04 : canal artificiel 49

Figure V.05 : canal à forme trapézoïdale 50

Figure V.06 : première partie de la ville 53

Figure V.07 : deuxième partie de la ville 53

Figure V.08 : troisième partie de la ville 54

Figure V.09 : quatrième partie de la ville 55

Figure V.10 : cinquième partie de la ville 55

Figure V.11 : sixième partie de la ville 56

Figure V.12 : septième partie de la ville	56
Figure V.13 : courbe d'énergie $E=f(h)$	59
Figure V.14 : variations de la ligne d'eau dans chaque tronçon du canal	64
Figure V.15 : Canaux courbes.....	65

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI.01 : Différent type de chantier	68
Figure VI.02 : DOZERS.....	71
Figure VI.03 : Chargeur pneumatique.....	72
Figure VI.04 : Pelle.	72
Figure VI.05 : Compacteur à rouleau lisse.....	73
Figure VI.06 : Compacteur à pieds de mouton.	73
Figure VI.07 : Camion.	74
Figure VI.08 : schéma à nœud qui donne la durée du projet	77

Liste des annexes

Annexe 1 : Table de PEARSON

Annexe 2 : Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS

Liste des planches

Planche 1 : Plan d'aménagement de la ville d'EL ABADIA W.AIN DEFLA

Planche 2 : Profil en long du premier tronçon du canal de la ville d'EL ABADIA W.AIN DEFLA

Planche 3 : Profil en long du deuxième tronçon du canal de la ville d'EL ABADIA W.AIN DEFLA

Planche 4 : Profil en long du troisième tronçon du canal de la ville d'EL ABADIA W.AIN DEFLA

Planche 5 : Profil en travers du canal en béton projeté sur oued BOUKOLLI W.AIN DEFLA

Planche 6 : Profil en travers du canal en gabion projeté sur oued BOUKOLLI W.AIN DEFLA

Introduction générale

Une inondation est une submersion d'une zone par suite du débordement des eaux d'un cours d'eau de plaine. Le territoire national soumis aux inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. D'après Le recensement effectué par les services de la protection civile une commune sur trois est susceptible d'être inondée en partie ou en totalité. Ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus destructrices, provoquant d'importants dégâts humains et matériels.

L'examen des évènements catastrophiques survenus de notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes des terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahit par les eaux des oueds en crue.

Pour notre travail nous avons pris comme région d'étude la ville d'EL ABADIA qui située dans la wilaya de Aïn Defla ; qui est traversée par l'oued BOUKOLLI qui est d'une longueur

Moyenne de 3 km. Cette ville a été touchée plusieurs fois par les inondations la plus récente date du 21 mai 2013, elle a engendré plusieurs dégâts humains et matériels qui a nécessité l'intervention de la protection civil.

Ces inondations, ont été justifiées par la direction des ressources en eaux par la détérioration des ouvrages d'évacuation, ils ont aussi évalué les ouvrages existant comme sous dimensionnés pour l'évacuation des débits de crues malgré leur curage.

Aussi les berges de l'oued se trouve confronter à des glissements de terrain ce qui rend la probabilité de production d'inondations trop grande.

Pour remédier à ce problème les autorités publiques ont lancé un programme de protection contre les inondations, sous le nom de « stratégie nationale contre les inondations » dont le projet de la ville d'el ABADIA est inclus.

L'objectif de notre travail est étudier l'inondation de la ville d'EL ABADIAI et proposer des moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique, qu'on va dimensionner selon les données de bases.

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

L'objectif principal du présent chapitre est la collecte de toutes les données nécessaires pour une meilleure élaboration et gestion du projet en question elles sont résumées dans ce qui vient.

I-1) Situation géographique :

L'agglomération du chef-lieu d'EL-ABADIA se situe dans la vallée de l'oued Cheliff ; autrement dit le périmètre du moyen Cheliff. Elle est localisée sur la carte d'état-major de Ain Defla N°83, échelle 1/50000 dont les coordonnées Lambert sont : X=409, Y=330,60 Z=175,00

La commune d'El ABADIA est située à 30 Km environ dans la côte Nord-Ouest de la wilaya d'Ain Defla. Elle est limitée par :

- ✓ La commune de Tachta et Beni Haoua au nord.
- ✓ La commune d'El Attaf et Oued El Foda au sud.
- ✓ La commune d'Ain Bouyahia à l'Est.
- ✓ La commune de Beni Rached à l'Ouest.



Figure I.01 : Situation géographique

I-2) Topographie :

Notre site est pratiquement plat contrairement au côté Nord où la pente est raide, Le relief d'EL ABADIA favorise surtout l'écoulement pluvial par simple gravité ou la collecte de ces débits nécessite des petits ouvrages de drainage.

La ville d'EL ABADIA présente des reliefs uniformes, avec une pente variant de (0,3 à 5.5%) dont les altitudes varient de 70 à 110 m.

I-3) Géologie :

Dans notre cas le site est composé de sables et de gravier au sud, de limon au Nord-Ouest et d'alluvions qui forment les lits des Oued.

Tableau I.01 : Géologie du terrain

Age	Epaisseur (m)	lithologie
Quaternaire	70	Sable et gravier
Marne jaune	610	Argile, marne, gravier
Astien	556	Sable, grés
plus ancien	552	marne

Source : APC d'EL ABADIA

I-4) Sismicité :

L'analyse sismique englobe dans notre cas l'Atlas Tellien et ses environs. D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas Tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin, EL ABADIA est implantée dans l'une des régions où la sismicité est importante.

I-5) Situation climatique :

I-5-1) Climat :

Le climat d'EL ABADIA est de type méditerranéen. Une saison sèche de Mai à Septembre et d'une saison humide d'Octobre à Avril.

I-5-2) Température :

Les températures moyennes diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) d'un minima de (-9 °C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) d'un maxima de (39 °C), l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de (48 °C). Quant à la température moyenne elle est de 13.57 °C.

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud.

I-5-3) Pluviométrie :

La pluviométrie est assez abondante couvrant largement les besoins en eau pour notre agglomération.

Selon la station d'El ABADIA (012001), la répartition mensuelle des précipitations est donnée dans le tableau II-2.

Tableau I.02 : Répartition mensuelle des précipitations

Mois Années	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
1975/1976	27,7	53,8	40,7	13,3	22,9	5,2	6	19,8	25,6	22,1	0	1,3
2011/2012	1,9	12,7	23,9	3,7	15	22,9	10,8	28,5	32,3	0	2,5	0

Source : ANRH Blida

I-5-4) Humidité :

L'humidité de l'air est donnée par le tableau I.03.

Tableau I.03 : Humidité relative moyenne

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil	Août
<i>H_{relative moyenne}</i> (%)	3.61	3.52	3.76	3.72	3.29	3.75	3.38	3.96	3.65	3.85	3.61	3.65

Source : ANRH Blida

I-5-5) Les vents :

Les vents dominants sont de (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station Sidi Akacha pour la période 1983 - 2006.

Tableau I.04 : Vitesse moyenne du vent

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mais	juin	juil	aout
V (m/s)	2.8	3.2	3.5	3.5	3.1	3.2	3.1	3.0	2.9	2.7	2.9	2.9

Source : ANRH Blida

I-6) Hydrogéologie et hydrographie :

I-6-1) Hydrogéologie :

Dépôts limoneux de la plaine du Chélif et des vallées latérales, avec nappes caillouteuses dans les cônes de déjection.

Les alluviales de l'oued de Chélif constituent les eaux souterraines de la région.

I-6-2) Hydrographie :

Le réseau hydrographique de la commune d'El ABADIA est caractérisé par l'oued BOUKOLLI qui a une activité importante pendant la période hivernale, provoquée par les crues. Par contre, pendant la période estivale, l'écoulement est très faible et se réduit à un simple filet d'eau.

I-7) Situation hydraulique :

I-7-1) Assainissement :

L'agglomération d'El ABADIA dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire avec un schéma d'évacuation par zones étagées. Les écoulements des eaux pluviales et usées se font dans la direction Nord - Sud en aval des exutoires, se déversent dans l'Oued Boukalli.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les différentes caractéristiques de notre zone d'étude du point de vue géologique, climatique, hydrologique et hydraulique.

Il représente le premier pas pour entamer notre étude puisque il nous donne un aperçu général sur la région à étudier.

Chapitre 2

Caractéristique morphométrique et hydrographique du bassin versant

Introduction :

Le bassin versant en est défini comme la surface drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval, la détermination des différents paramètres du bassin versant lui-même et du réseau hydrographique qu'il draine est très importante pour la poursuite de la présente étude.

II-1) Caractéristiques morphométrie d'un bassin versant :

II-1-1) La superficie :

C'est le paramètre le plus important du bassin, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (Apport, volume de précipitation ou d'infiltration...).

II-1-2) Le périmètre :

Il correspond à la limite extérieure du bassin versant.

II-2) caractéristiques de forme :

II-2-1) Indice de compacité de Gravelius K_c :

C'est le rapport entre le périmètre du bassin versant et le périmètre d'un cercle ayant la même superficie que le bassin en question, il est donné par la formule suivante :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad II.01$$

$$K_c = 1,26$$

On constate que notre bassin est allongé.

II-2-2) Rectangle équivalent :

C'est un rectangle de dimension L et l, ayant la même superficie et périmètre du bassin versant, il permet de comparer les bassins versants du point de vue écoulement, les courbes de niveau sont des droite parallèles à la largeur du rectangle. Les dimensions L et l sont données par la formule suivante :

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 \mp \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad II.02$$

II-3) Le relief :

II-3-1) Les altitudes caractéristiques :

L'altitude moyenne est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad II.03$$

$$H_{moy} = 369,74 \text{ m}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \quad II.04$$

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ et H_{max} et H_{min} sont déterminés directement à partir de la courbe hypsométrique.

II-3-2) Les indices :

II-3-2-1) Indice de pente globale :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S1 et S2 sur l'axe des abscisses tel que 90% de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du sous bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad II.05$$

$$I_g = \frac{600 - 50}{13,13 \times 10^3} \times 100 = 4,19 \%$$

D'après la valeur obtenue et selon la classification du relief, on conclue que le relief dans le bassin versant est de nature forte.

II-3-2-2) Pente moyenne du bassin versant :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \times (0,5l_1 + l_2 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad II.05$$

$$I_m = 19,72 \%$$

Avec :

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre i.

II-4) Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin; Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, le réseau hydrographique est représenté sur la figure II.01.

II-4-1) Densité de drainage :

La densité de drainage reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad II.06$$

L_i : Longueur de tous les cours d'eau.

$$D_d = 5,56 \text{ km/km}^2$$

II-4-2) Classification des cours d'eau :

Il y a plusieurs classifications, parmi lesquelles il y a celle de SCHAUM. C'est une classification qui donne l'ordre du cours d'eau, elle dit « est d'ordre $i+1$, tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de 2 tronçons d'ordre i ».

L'ordre du cours d'eau principale dans notre cas est de 6.

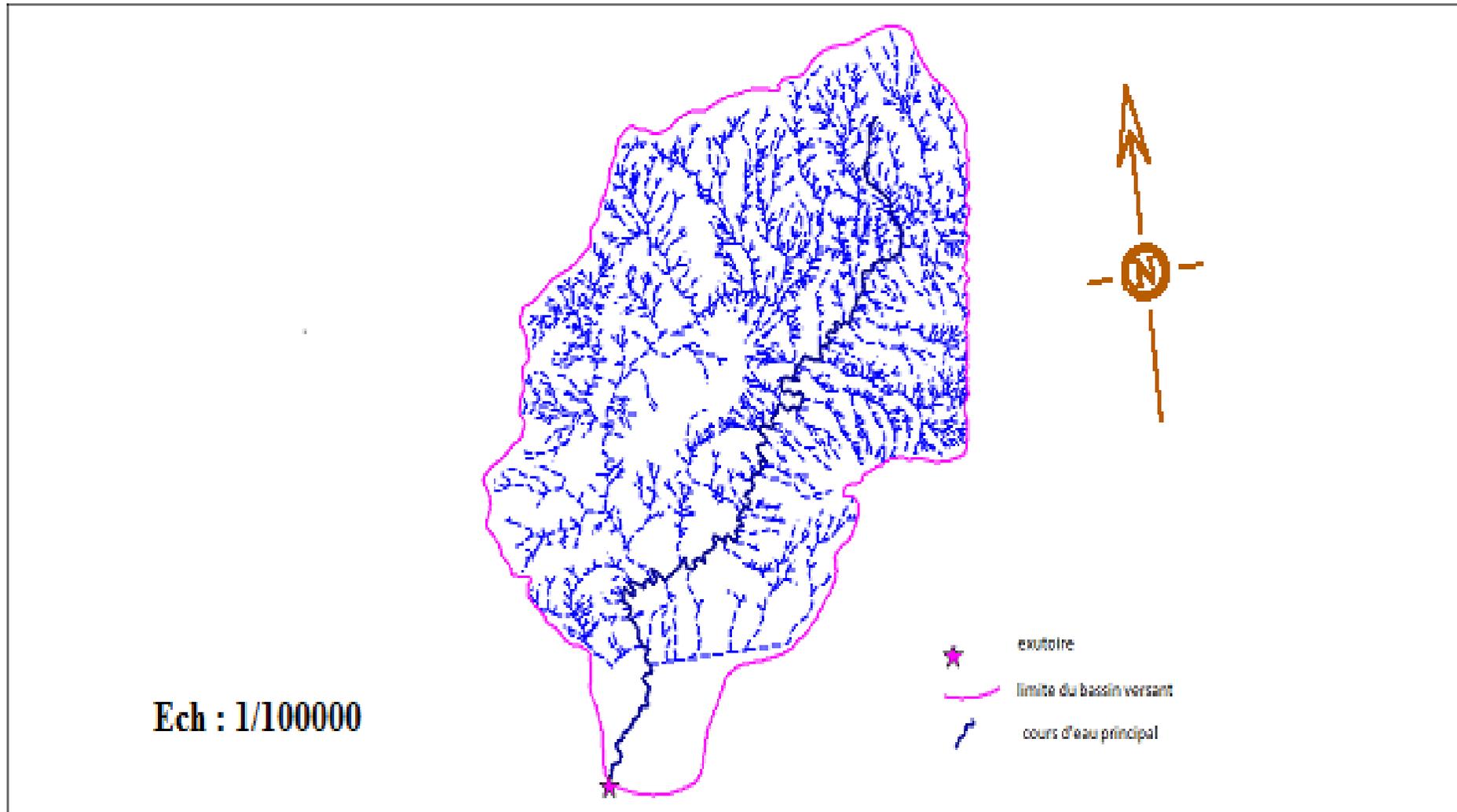


Figure II.01 : Le réseau hydrographique de l'oued BOUKOLLI de la ville d'EL ABADIA

II-4-3) Pente moyenne du cours d'eau principal :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad II.07$$

ΔH : Différence d'altitude entre 2 points suffisamment distants (m).

ΔL : Distance entre ces deux points (km).

$$I_{moy} = 3,04 \%$$

II-4-4) Temps de concentration :

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Théoriquement on estime le temps de concentration T_c comme la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad II.08$$

S : Surface du bassin versant.

L_p : Longueur du talweg principal.

H_{moy} et H_{min} : La hauteur moyenne et minimale du Bassin versant.

➤ **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0,87L_p^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \quad II.09$$

L_p : Longueur du talweg principal.

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

➤ **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,6615L_p^{0,77} \cdot I_{moy}^{0,385} \quad II.10$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km).

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

➤ **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{S}{I_{moy}}} \quad II. 11$$

S : Surface du bassin versant.

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Tableau II.01 : Les temps de concentration

Formule	GIANDOTTI	CALIFORNIA	KIRPICH	VENTURA
T_c (h)	5,3	2,5	3,6	2,3

On prend la valeur donné par la formule de KIRPICH puisque c'est la valeur la plus proche de la moyenne, donc : $T_c = 3,6 h$

II-4-5) Vitesse moyenne de ruissellement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad II. 12$$

$$V_r = 5,7 \text{ km/h}$$

Les résultats de cette partie du travail sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.02 : Caractéristique hydromorphométrique du bassin versant

Caractéristiques	Valeurs
Morphométrie	
La superficie (km ²)	65,34
Le périmètre (km)	36,47
Longueur du rectangle équivalent (km)	13,13
Largeur du rectangle équivalent (km)	4,98
Indice de compacité	1,26
Les reliefs	
Altitude minimale (m)	150
Altitude moyenne (m)	369,74
Altitude médiane (m)	400
Altitude maximale (m)	850
Altitude 5% (m)	600
Altitude 95% (m)	50
Indice de pente globale (m/km)	4,19
Pente moyenne du bassin versant (%)	19,72

Suite Tableau II.02 : Caractéristique hydromorphométrique du bassin versant

Le réseau hydrographique	
Pente moyenne de cour d'eau principale (%)	3,04
Longueur de cour d'eau principale (km)	20,59
Temps de concentration T_c (h)	3,6
La densité de drainage D_d (km/km ²)	5,56
Vitesse moyenne ruissellement (km/h)	5,7

II-5) Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau II.03 : Répartition en pourcentage des surfaces hypsométriques

Altitude (m)	Altitude H_i (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	Surface cumulées (%)
850-800	825	0,23	0,35	0,35
800-750	775	0,35	0,54	0,89
750-700	725	0,47	0,72	1,61
700-650	675	0,79	1,21	2,82
650-600	625	1	1,53	4,35
600-550	575	1,85	2,83	7,18
550-500	525	3,68	5,63	12,81
500-450	475	5,36	8,20	21,01
450-400	425	9,2	14,08	35,09
400-350	375	12,37	18,93	54,02
350-300	325	12,08	18,49	72,50
300-250	275	7,99	12,23	84,73
250-200	225	4,84	7,41	92,13

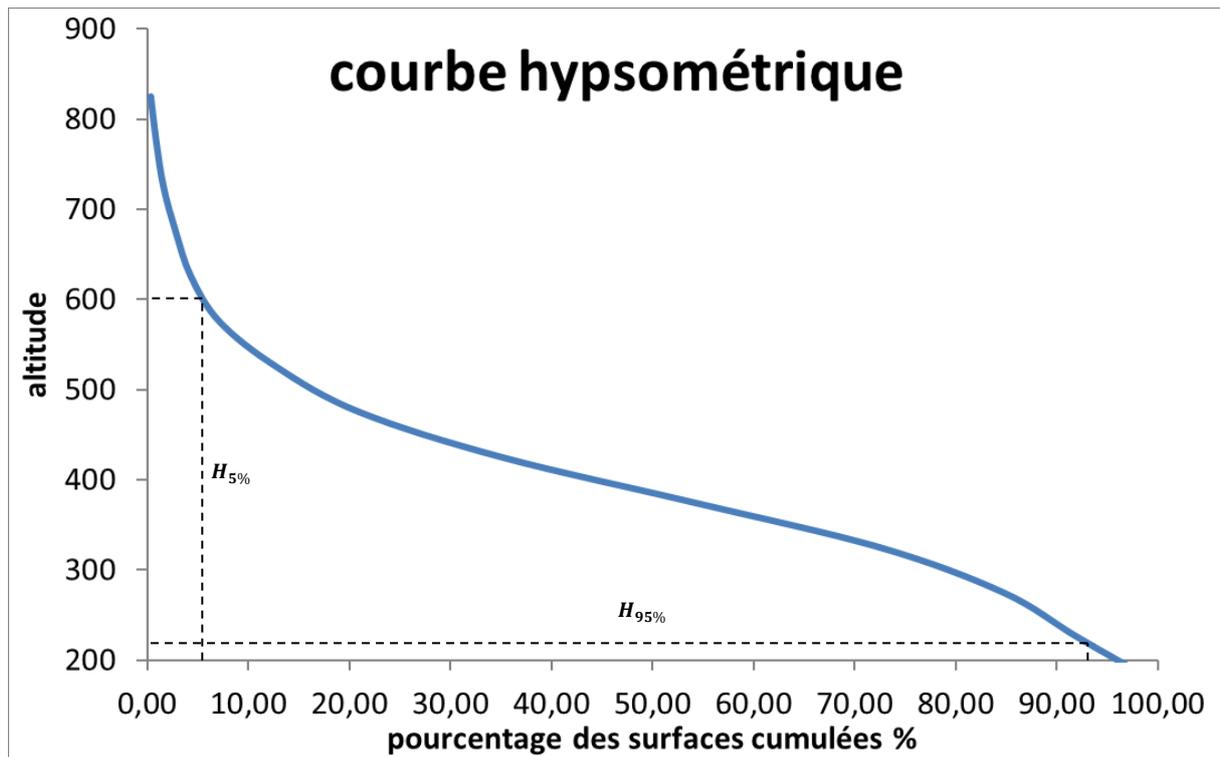


Figure II.02 : Courbe hypsométrique

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée sur le comportement du réseau hydrographique que le bassin versant draine, le relief de notre bassin est de nature forte et le cours d'eau principal ayant une densité de drainage de $5,56 \text{ km/km}^2$ nous conduit à dire que le bassin versant est moyennement drainé et que la quasi-totalité des eaux du bassin sont conduites vers le cours d'eau à aménager.

Chapitre 3

Calcul hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est la science qui traite la présence et la distribution des eaux sur la terre, avec leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques, et leur interaction avec l'environnement physique. En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport des sédiments, et de la pollution de l'eau.

L'objectif principal du présent travail étant la protection d'une ville contre les inondations, il est primordial de passer par un calcul hydrologique.

III-1) Analyse fréquentielle des données pluviométriques :

Avant toute analyse fréquentielle (ajustement des séries de données), on doit avoir en disposition d'une série complète de minimum 30ans en terme général, mais à cause de la plusieurs facteurs cela s'avère difficile ; pour remédier à ce genre de problème on a recours au comblement des séries.

III-1-1) Comblement de la série des précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour données. On dispose d'une série d'observations pluviométriques maximales journalière de la station EL-ABADIA qui est située à l'aval de l'oued à aménager d'où son choix mais elle présente plusieurs lacunes pour combler cette série on a utilisé des séries pluviométriques maximales journalières des stations proches de la station à combler qui sont TIKEZAL et KHEMIS. Les identifiants des stations citées sont dans le tableau suivant.

Tableau III.01 : Coordonnées des stations pluviométriques

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Nombre d'années d'observations
EL-ABADIA	012001	407,85	327,30	162,00	38
TIKEZAL	012004	414,35	321,70	320,00	38
KHEMIS	011717	456,20	329,00	300,00	38

La figure suivante montre l'emplacement des trois stations sur une partie de la carte du réseau hydro-climatologique et surveillance de l'ANRH :

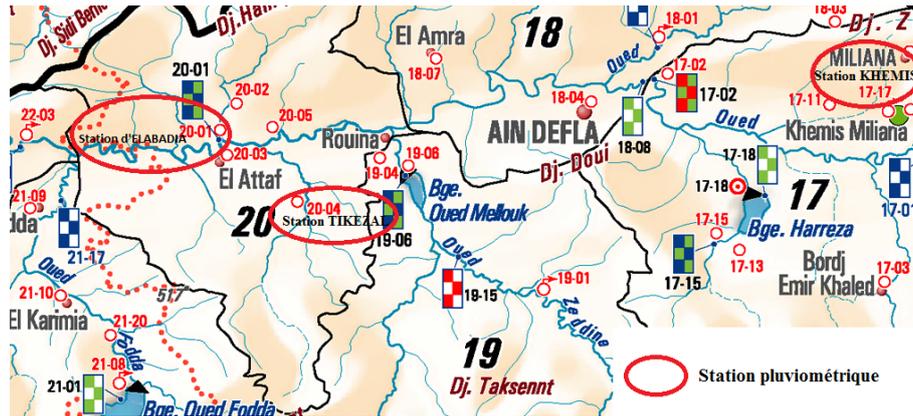


Figure III.01 : Emplacement des stations sur la carte du réseau de L'ANRH

Les séries pluviométriques max journalières des trois stations (EL-ABADIA, KHEMIS et TIKEZAL), sont détaillées sur le tableau III.02 :

Tableau III.02 : Pluies maximale journalières des trois stations

Années	EL-ABADIA (mm)	KHEMIS (mm)	TIKEZAL (mm)
1975	53,8	LACUNE	33
1976	22,8	LACUNE	30,7
1977	LACUNE	31,5	27,8
1978	31,3	42,8	73,7
1979	LACUNE	LACUNE	57,3
1980	33,5	LACUNE	44,1
1981	LACUNE	28,8	56,7
1982	53,8	LACUNE	24,7
1983	24,3	22,1	19,7
1984	25,5	50,1	24
1985	LACUNE	41,7	23,9
1986	LACUNE	37,3	41,8
1987	20,7	26,6	LACUNE
1988	LACUNE	43	LACUNE
1989	39,8	20,3	40,3
1990	LACUNE	22,6	30
1991	LACUNE	63,6	18,4
1992	21,2	27,7	22,9
1993	LACUNE	24,3	22,3
1994	LACUNE	47,5	35,4
1995	92	59,9	44,4
1996	LACUNE	24,6	33,3
1997	33,2	31,7	59
1998	38,5	31,1	44,2
1999	24	26,2	39,3
2000	40,6	34,7	25,1
2001	31	34,3	56,3

Chapitre III : Calcul hydrologique

Suite Tableau III.02 : Pluies maximale journalières des trois stations

Années	EL-ABADIA (mm)	KHEMIS (mm)	TIKEZAL (mm)
2002	30,2	33,2	39,6
2003	29,9	25	23,2
2004	24,9	32,5	44,4
2005	21	44,9	30,6
2006	LACUNE	60,3	49,6
2007	48,5	59,6	16,7
2008	28	64,8	LACUNE
2009	35,5	42,2	39,8
2010	42,2	33,2	32,7
2011	34,5	42,3	36,2
2012	32,3	20,6	36,8

Le comblement de la série est fait à base du logiciel HYDROLAB 2010, les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.03 : Série pluviométrique complée

Années	EL-ABADIA
1975	28,39
1976	53,8
1977	22,8
1978	58,27
1979	31,3
1980	39,76
1981	33,5
1982	17,01
1983	24,3
1984	25,5
1985	40,89
1986	32,79
1987	20,7
1988	40,55
1989	39,8
1990	15,0
1991	39,5
1992	21,2
1993	27,5
1994	45,7
1995	92,0
1996	43,6
1997	33,2
1998	38,5
1999	24,0
2000	40,6
2001	31,0

Suite Tableau III.03 : Série pluviométrique comblée

Années	EL-ABADIA
2002	30,2
2003	29,9
2004	24,9
2005	21,0
2006	33,6
2007	48,5
2008	28,0
2009	35,5
2010	42,2
2011	34,5
2012	32,3

Tableau III.04 : Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formules	Valeur
La moyenne	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{38} X_i}{38}$	34,3
L'écart type	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{38+1} (X_i - \bar{X})^2}{38}}$	13,6
Coefficient de variation	$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0,39
Exposant climatique	b (donné par l'ANRH)	0,34

III-1-2) Choix des lois d'ajustement :

Il n'existe aucune recette de cuisine pour le choix du modèle fréquentiel à adopter pour étudier et décrire des phénomènes hydrologiques, donc on peut dire que l'adoption du modèle fréquentiel est une décision qui découle d'une hypothèse physique, le modèle peut en conséquence être confirmé ou infirmé par la série de données, soit au moyen des tests statistiques, soit par autres méthodes y compris le jugement du praticien.

Les deux modèles probabilistes généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

- la loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- la loi log normale ou loi de Galton.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "**Hyfran**"

Procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1,2.....n.

- Calcul pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad III.01$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- Calcul la variable réduite du modèle en question.
- Reporter les valeurs observées sur du papier approprié au modèle.
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) .

➤ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad III.02$$

Avec :

$y = \frac{x-x_0}{\alpha}$ Variable réduite de Gumbel.

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (Ordonnée à l'origine).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif.

$x = \frac{1}{\alpha} \times y + x_0$ Equation de la droite de Gumbel.

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite.

x : Variable étudiée ($P_{max,j}$ dans notre cas).

Les résultats d'ajustement sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.05 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance 95%	Période de retour (ans)
1000.0	0.9990	102	12.8	76.5 – 127	1000.0
100.0	0.9900	77.0	8.67	60.1 - 94.0	100.0
50.0	0.9800	69.6	7.44	55.1 - 84.2	50.0
20.0	0.9500	59.7	5.83	48.3 - 71.2	20.0

Tableau III.06 : Résultat du test d'adéquation de Khi2

X ² (khi2)	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe
3.26	p = 0.6595	5	8

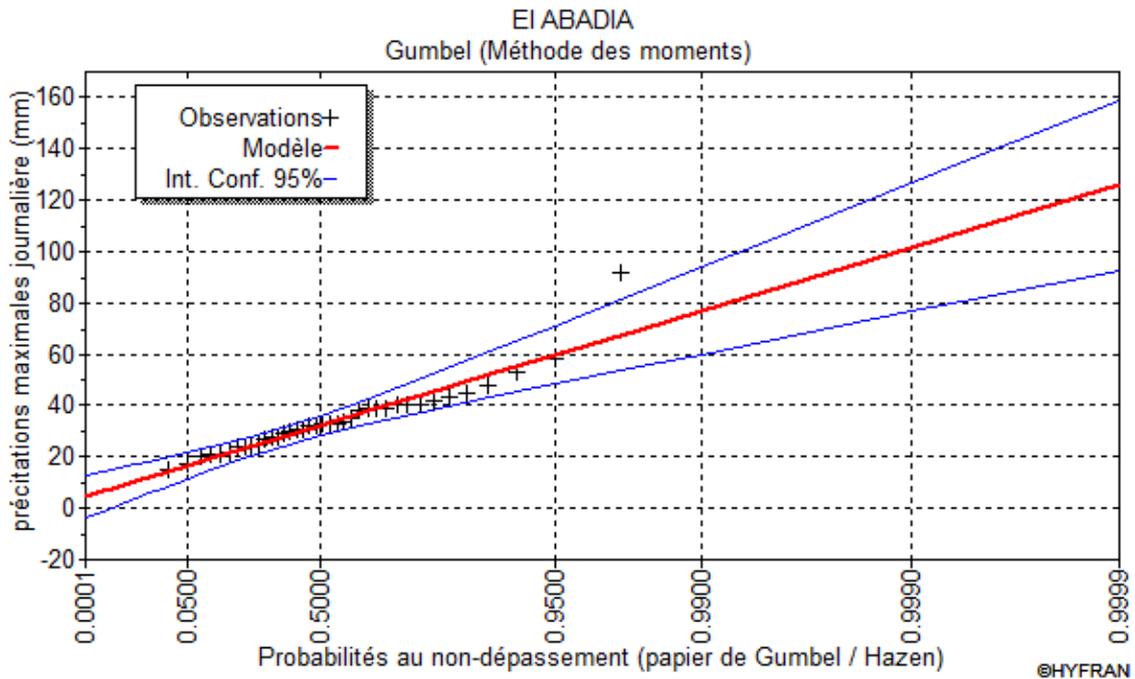


Figure III.02 : Ajustement des P_{jmax} à la loi de Gumbel

➤ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :**

La fonction de répartition de la loi de Galton est donnée par la formule :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad III.03$$

$$u = \frac{\log(x - x_0) - a}{b} \quad III.04$$

Les résultats d'ajustement sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.07 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
1000.0	0.9990	95.4	13.2	69.5 - 121
100.0	0.9900	73.0	8.07	57.1 - 88.8
50.0	0.9800	66.3	6.71	53.1 - 79.5
20.0	0.9500	57.4	5.05	47.5 - 67.3
10.0	0.9000	50.6	3.91	42.9 - 58.2

Tableau III.08 : Résultat du test d'adéquation de Khi2

X ² (khi2)	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe
2.84	p = 0.7243	5	8

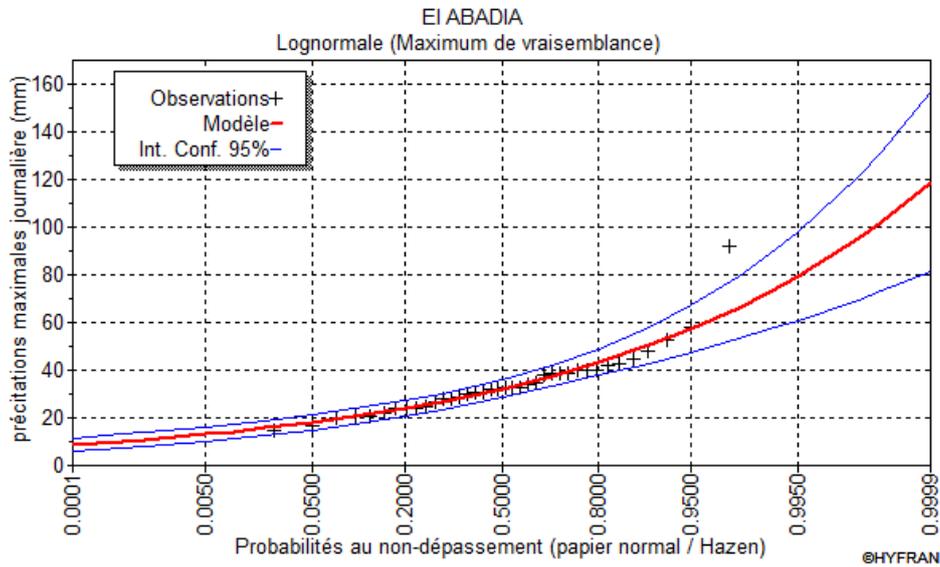


Figure III.03 : Ajustement des P_{jmax} à la loi de Galton

III-1-3) Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

- **Graphique :**

On remarque que pour les deux lois d'ajustement la majorité de points passent par la droite théorique spécifiée à chaque loi droite de Gumbel pour la loi de Gumbel et la droite d'Henry pour la loi de Galton cela nous conduit à dire que la série pluviométrique s'ajuste aux deux lois, mais on doit faire le choix de la loi la plus adéquate.

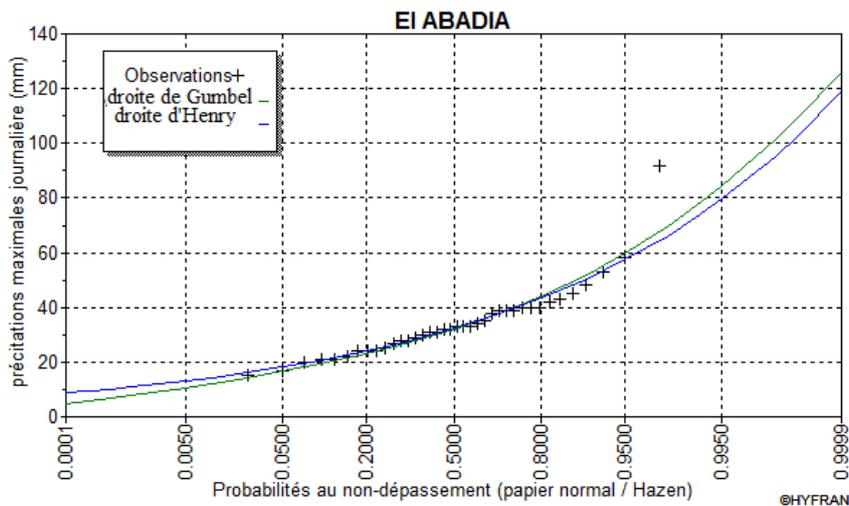


Figure III.04 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

- **Test de khi2**

X^2 calculé = 2.84 pour Galton < X^2 théorique = 11.07

X^2 calculé = 3.26 pour Gumbel < X^2 théorique = 11.07

X^2 théorique est obtenue sur la table de Pearson (annexe 1) qui donne la probabilité α pour que X^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ .

X^2 calculé < X^2 théorique donc l'ajustement des lois sont bon pour une probabilité $1-\alpha$ soit 95%.

En utilisant les deux lois Gumbel et Galton, on constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux. On a opté pour la loi de Galton qui décrit le mieux les pluies max en Algérie du Nord.

III-2) Pluie de courte durée :

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule de Body (ANRH 1984)

$$P_{ct} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad III.05$$

Avec :

t : durée de l'averse (h)

b : exposant climatique $b = 0.34$ (l'ANRH)

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour $T=100$ (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{c,t}}{t} \quad III.06$$

Avec :

I_t : L'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant:

Tableau III.09 : Pluie et intensité maximales

T (années)	1000		100		50		20		10	
	Pct(mm)	It(mm/h)								
0.25	20.21	80.84	15.47	61.86	14.05	56.18	12.16	48.64	10.72	42.88
1	32.38	32.38	24.78	24.78	22.50	22.50	19.48	19.48	17.17	17.17
2	40.99	20.49	31.36	15.68	28.48	14.24	24.66	12.33	21.74	10.87
3	47.04	15.68	36.00	12.00	32.69	10.90	28.30	9.43	24.95	8.32
4	51.88	12.97	39.70	9.92	36.05	9.01	31.21	7.80	27.52	6.88
5	55.97	11.19	42.83	8.57	38.89	7.78	33.67	6.73	29.68	5.94
6	59.55	9.92	45.56	7.59	41.38	6.90	35.83	5.97	31.58	5.26
7	62.75	8.96	48.02	6.86	43.61	6.23	37.75	5.39	33.28	4.75
8	65.66	8.21	50.25	6.28	45.63	5.70	39.51	4.94	34.83	4.35
9	68.35	7.59	52.30	5.81	47.50	5.28	41.12	4.57	36.25	4.03
10	70.84	7.08	54.21	5.42	49.23	4.92	42.62	4.26	37.57	3.76
11	73.17	6.65	55.99	5.09	50.85	4.62	44.03	4.00	38.81	3.53
12	75.37	6.28	57.67	4.81	52.38	4.36	45.35	3.78	39.98	3.33
13	77.45	5.96	59.26	4.56	53.82	4.14	46.60	3.58	41.08	3.16
14	79.43	5.67	60.78	4.34	55.20	3.94	47.79	3.41	42.13	3.01
15	81.31	5.42	62.22	4.15	56.51	3.77	48.92	3.26	43.13	2.88
16	83.11	5.19	63.60	3.97	57.76	3.61	50.01	3.13	44.08	2.76
17	84.85	4.99	64.92	3.82	58.97	3.47	51.05	3.00	45.00	2.65
18	86.51	4.81	66.20	3.68	60.12	3.34	52.05	2.89	45.89	2.55
19	88.12	4.64	67.43	3.55	61.24	3.22	53.02	2.79	46.74	2.46
20	89.67	4.48	68.61	3.43	62.31	3.12	53.95	2.70	47.56	2.38
21	91.17	4.34	69.76	3.32	63.36	3.02	54.85	2.61	48.35	2.30
22	92.62	4.21	70.87	3.22	64.37	2.93	55.73	2.53	49.12	2.23
23	94.03	4.09	71.95	3.13	65.35	2.84	56.58	2.46	49.87	2.17
24	95.40	3.98	73.00	3.04	66.30	2.76	57.40	2.39	50.60	2.11

La figure III.05 représente la courbe pluie-durée-fréquence.

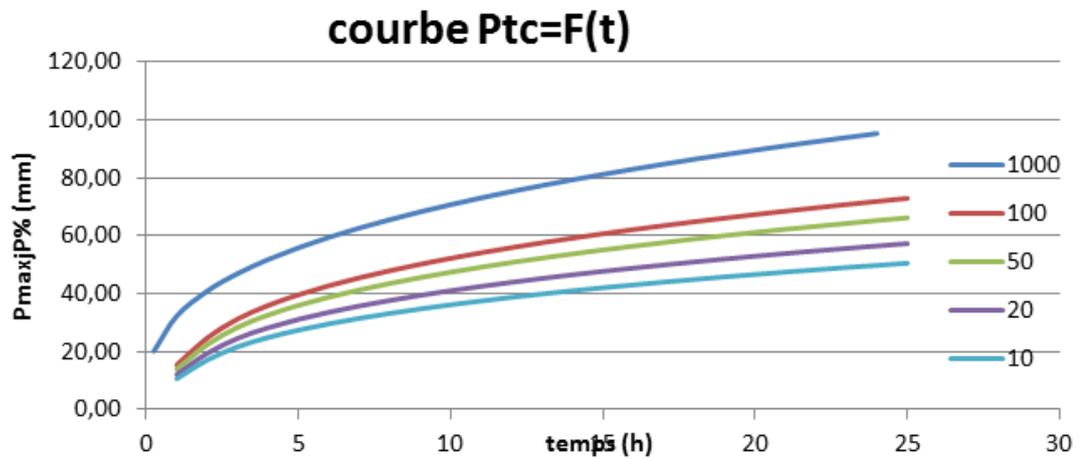


Figure III.05 : Courbes pluie-durée-fréquence

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer la loi qui s'ajuste le mieux à notre série de données ainsi que les pluies de courte durée qui seront très utiles dans la détermination de débit de dimensionnement qui se sera l'objet du prochain chapitre.

Chapitre 4

Estimation des débits et modélisation
hydrologique

Introduction :

Il existe plusieurs méthodes d'estimation du débit maximal d'une crue, on calculera ce dernier par le biais des formules empiriques ainsi qu'à l'aide d'une modélisation par le logiciel HEC-HMS.

IV-1) Etude de crues :

IV-1-1) Formules empiriques :

IV-1-1-1) Formule de Mallet – Gauthier :

Dans leurs études sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographiques et climatiques du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = 2K \times \log(1 + 20\bar{H}) \times \frac{S_{BV}}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4\log T - \log S_{BV}} \quad IV.01$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend: K=1

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en m, $\bar{H} = 0,403 m$

S_{BV} : Surface du bassin en km².

L : Longueur du talweg principal en Km.

T : Période de retour.

IV-1-1-2) Formule de Turazza :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \times I_{tc\%} \times S_{BV}}{3.6} \quad IV.02$$

S_{BV} : Surface du bassin en km².

$I_{tc\%}$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h , ce paramètre est calculé au Tableau III.09.

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%.

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

Tableau IV.01 : Valeurs des coefficients de ruissellement C

Fréquence %	0.1	1	2	5	10
Période de Retour	1000	100	50	20	10
C	0.8	0.75	0.70	0.65	0.6

IV-1-1-3) Formule de Sokolovski :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,p\%} = 0.28 \times \frac{P_{tc\%} \times C \times S_{BV} \times f}{t_c} \quad IV.03$$

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h.

$P_{tc\%}$: Précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps de concentration.

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

f : Coefficient de forme de la crue, peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad IV.04$$

Pour :

- $S < 50Km^2$, on a $\gamma = 2$
- des petits bassins non boisés et sol peu perméable, on a : $\gamma = 2 \div 2.5$
- bassin boisé et sol perméable, on a : $\gamma = 3 \div 4$

On prend $\gamma = 3$ puisque nous avons un bassin boisé :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 0.92$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.02 : Débits de crues dans le bassin versant

T(ans) \ $Q_{max,p\%}(m^3/s)$	Mallet - Gauthier	Turazza	Sokolovski
1000	92,20	195,68	181,50
100	73,90	140,43	130,21
50	67,42	118,99	110,36
20	57,76	95,74	88,75
10	49,20	77,81	72,21

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

Pour le calcul du volume de la crue nous avons opté pour la formule empirique de Sokolovski puisque cette dernière donne les valeurs du débit dans le cas le plus défavorable, aussi la formule de Sokolovski est la plus adaptée aux caractéristiques hydroclimatique du nord africain

IV-1-2) Calcul du volume de la crue :

Les volumes des crues maximales pour un temps de retour donné sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{Q_{maxp\%} \times T_c}{F} \quad IV.05$$

$Q_{maxp\%}$: Débit de crue maximale pour une fréquence donnée (m^3/s).

T_c : Temps de concentration (s).

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (en prend $F = 1$).

Les volumes des crues maximales pour les différentes périodes de retour sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.03 : Volumes des crues du bassin versant

T(ans)	1000	100	50	20	10
$Q_{maxp\%}$	181.50	130.21	110.36	88.75	72.21
T_c (s)	12960				
$V_{maxp\%}$ (m)	2352280	1677544	1430285	1150173	935860

IV-1-3) Hydrogrammes des crues :

On adopte la méthode de Sokolovski qui donne respectivement le débit de montée et le débit de décrue par les deux formules suivante :

$$Q_t = Q_{max} \times \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \quad IV.06$$

Q_t : Débit à l'instant t en heures après le début de la crue (m^3/s).

Q_{max} : Débit maximal de la crue (m^3/s).

t_m : Temps de montée de la crue en heures, l'auteur préconise pour les petits bassins $t_m = t_c$

n : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales ($n = 3$).

$$Q_{t'} = Q_{max} \times \left(\frac{t_d - t'}{t_d}\right)^m \quad IV.07$$

$Q_{t'}$: Débit à l'instant t' en heures, après la pointe de la crue (m^3/s).

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

t_d : Durée de la décrue en heures, donc : $t_d = 2 \times t_m$

m : Exposant de la parabole pour les crues pluviales, $m = 2$

Les débits de crues des différentes périodes de retour du bassin versant sont regroupés au tableau suivant ainsi que les Hydrogrammes correspondant :

Tableau IV.04 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour

T (heure)	$Q_t, 0.1\%$	$Q_t, 1\%$	$Q_t, 2\%$	$Q_t, 5\%$	$Q_t, 10\%$
0	0,00	0	0	0	0
0,2	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01
0,4	0,25	0,18	0,15	0,12	0,10
0,6	0,84	0,60	0,51	0,41	0,33
0,8	1,99	1,43	1,21	0,97	0,79
1	3,89	2,79	2,37	1,90	1,55
1,2	6,72	4,82	4,09	3,29	2,67
1,4	10,67	7,66	6,49	5,22	4,25
1,6	15,93	11,43	9,69	7,79	6,34
1,8	22,69	16,28	13,80	11,09	9,03
2	31,12	22,33	18,92	15,22	12,38
2,2	41,42	29,72	25,19	20,25	16,48
2,4	53,78	38,58	32,70	26,30	21,40
2,6	68,37	49,05	41,57	33,43	27,20
2,8	85,40	61,26	51,93	41,76	33,98
3	105,03	75,35	63,87	51,36	41,79
3,2	127,47	91,45	77,51	62,33	50,72
3,4	152,90	109,69	92,97	74,76	60,83
3,6	181,5	130,21	110,36	88,75	72,21
3,8	161,89	116,14	98,44	79,16	64,41
4	143,41	102,88	87,20	70,12	57,05
4,2	126,04	90,42	76,64	61,63	50,15
4,4	109,80	78,77	66,76	53,69	43,68
4,6	94,67	67,92	57,56	46,29	37,67
4,8	80,67	57,87	49,05	39,44	32,09
5	67,78	48,63	41,21	33,14	26,97
5,2	56,02	40,19	34,06	27,39	22,29
5,4	45,38	32,55	27,59	22,19	18,05
5,6	35,85	25,72	21,80	17,53	14,26
5,8	27,45	19,69	16,69	13,42	10,92
6	20,17	14,47	12,26	9,86	8,02
6,2	14,00	10,05	8,52	6,85	5,57
6,4	8,96	6,43	5,45	4,38	3,57
6,6	5,04	3,62	3,07	2,47	2,01

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

Suite Tableau IV.04 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour

T (heure)	Q_t , 0.1%	Q_t , 1%	Q_t , 2%	Q_t , 5%	Q_t , 10%
6,8	2,24	1,61	1,36	1,10	0,89
7	0,56	0,40	0,34	0,27	0,22
7,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

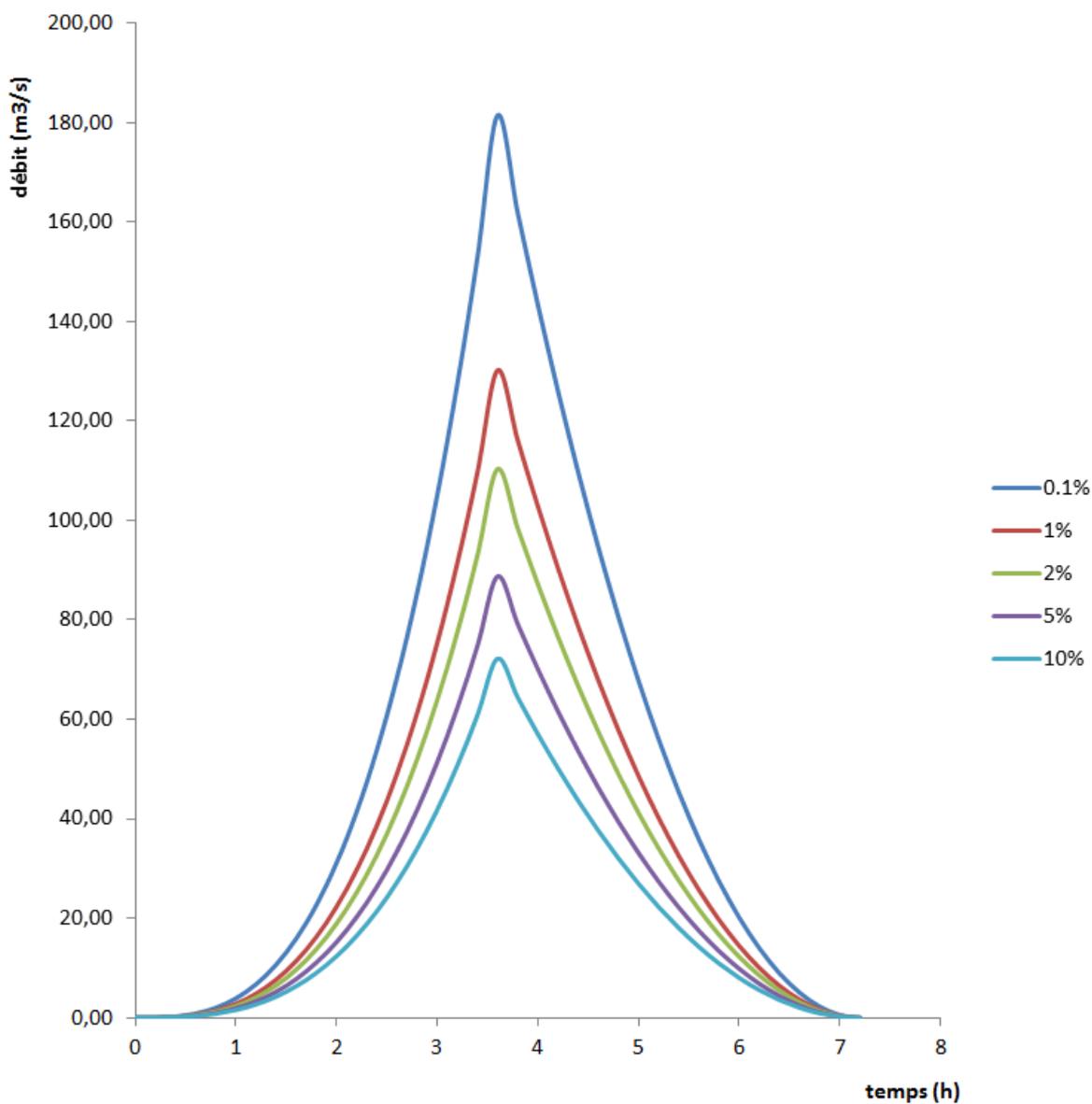


Figure IV.01 : Hydrogrammes des crues du bassin versant

IV-1-4) Modélisation par le logiciel HEC-HMS :

IV-1-4-1) Définition du Logiciel HEC-HMS :

Le HEC-HMS est un logiciel très flexible employé pour modéliser le processus pluie-débit dans un bassin versant ou une région. Ce code offre une grande liberté dans la modélisation des bassins versants grâce aussi bien aux nombreux éléments proposés pour le bassin versant qu'à la variété des théories proposées pour modéliser le ruissellement, les pertes ou encore les précipitations.

IV-1-4-2) La modélisation par le logiciel HEC-HMS :

La modélisation de la réponse d'un bassin versant soumis à un phénomène pluvieux sous le logiciel HEC-HMS est découpée en deux parties :

- La modélisation du bassin versant.
- La modélisation des précipitations.

IV-1-4-2-1) La modélisation du bassin versant :

La modélisation d'un bassin versant consiste, en premier lieu, en un découpage de celui-ci en plusieurs sous-bassins versants élémentaires, ensuite, spécifier les méthodes utilisées pour le calcul des pertes (fonction de production) et de ruissellement (fonction de transfert).

a) Découpage en sous bassins :

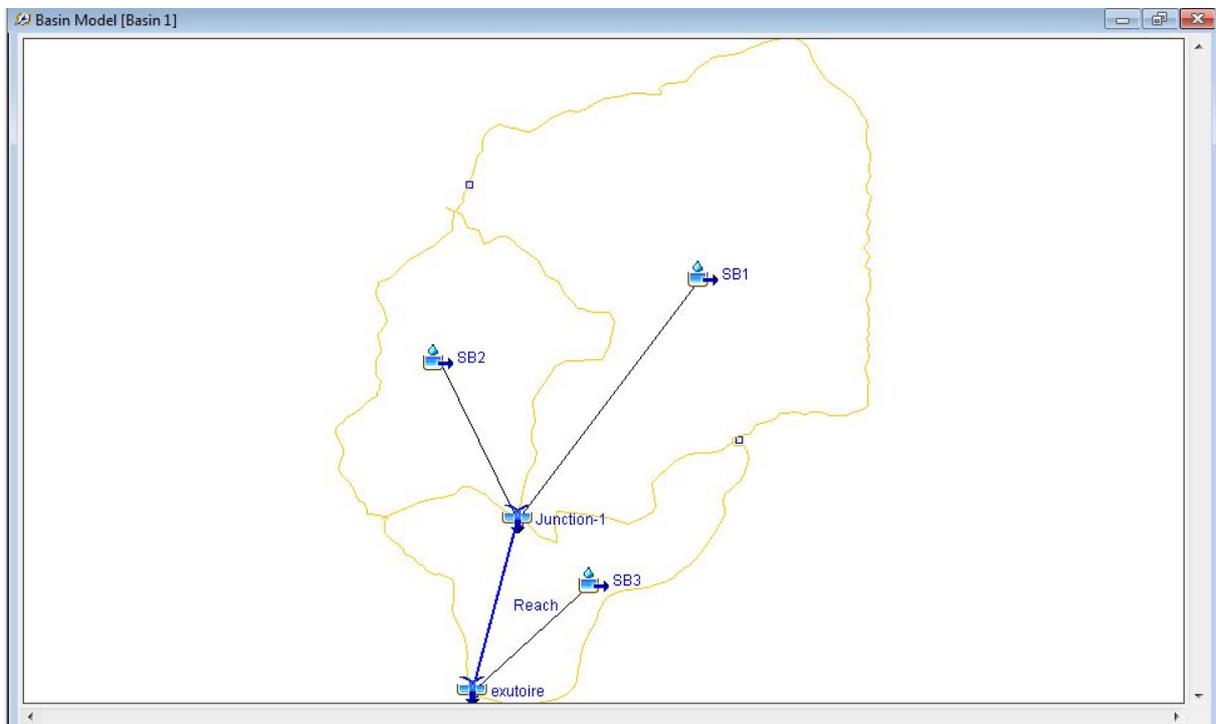


Figure IV.02 : Découpage du bassin versant en sous-bassins versants

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

b) Calcul des pertes (fonctions de production) :

Le logiciel HEC-HMS utilise plusieurs méthodes de calcul des pertes on cite :

- SCS Curve number
- Green and Ampt
- Initial and constantetc.

Dans notre cas nous optons à la méthode SCS Curve Number (annexe 02)

c) Calcul des ruissellements (Fonction de transfert) :

Les diverses fonctions de production utilisées par le HEC-HMS sont les suivantes :

- Kinematik wave
- ModClarck
- SCS unit hydrograph.....etc
- Dans notre cas nous optons à la méthode SCS unit hydrograph.

IV-1-4-2-2) La modélisation de la météorologie :

La modélisation de météorologie inclut les précipitations, l'évapotranspiration ...etc.

IV-1-4-3) Résultats obtenus par le logiciel HEC-HMS :

a) Débit maximum à l'exutoire :

Les valeurs du débit max de crue pour différentes période de retour obtenues par le logiciel HEC-HMS sont récapitulées dans le tableau IV.05 :

Tableau IV.05 : Les débits max à l'exutoire

T (ans)	$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)
100	109.5
50	90.7
10	74.9

b) Les hydrogrammes de crue :

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont représentés par les figures suivantes :

Chapitre IV : Estimation des débits et modélisation hydrologique

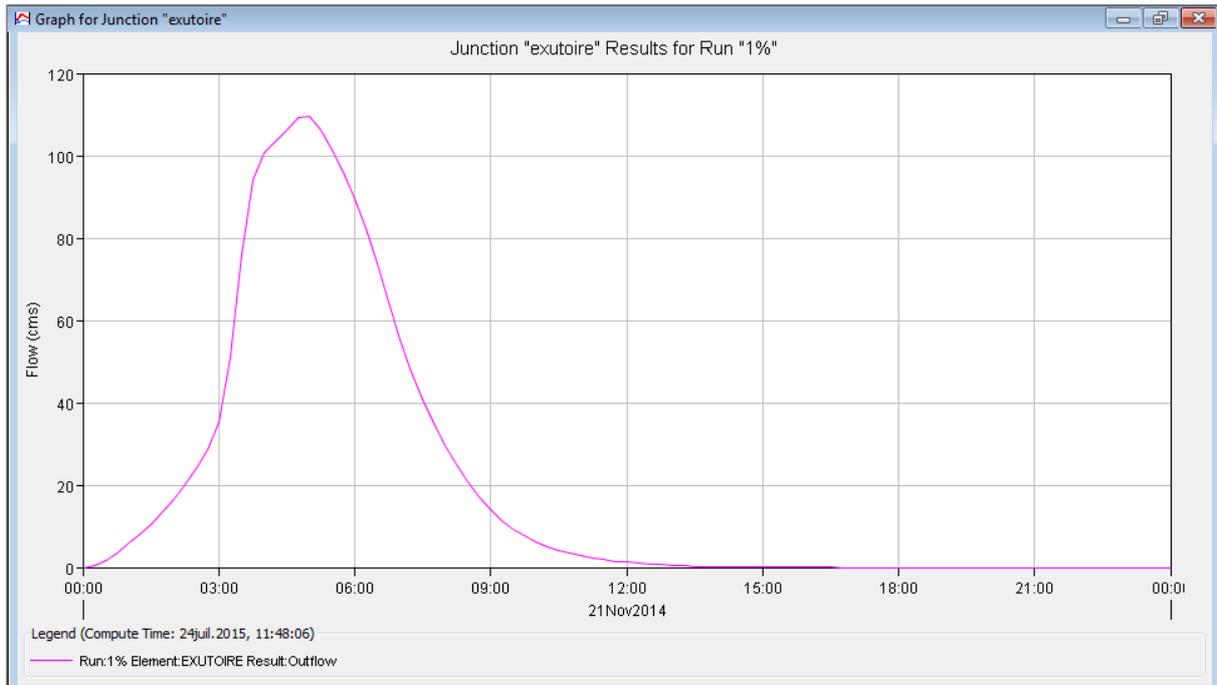


Figure IV.03 : Hydrogramme de crue (T = 100ans)

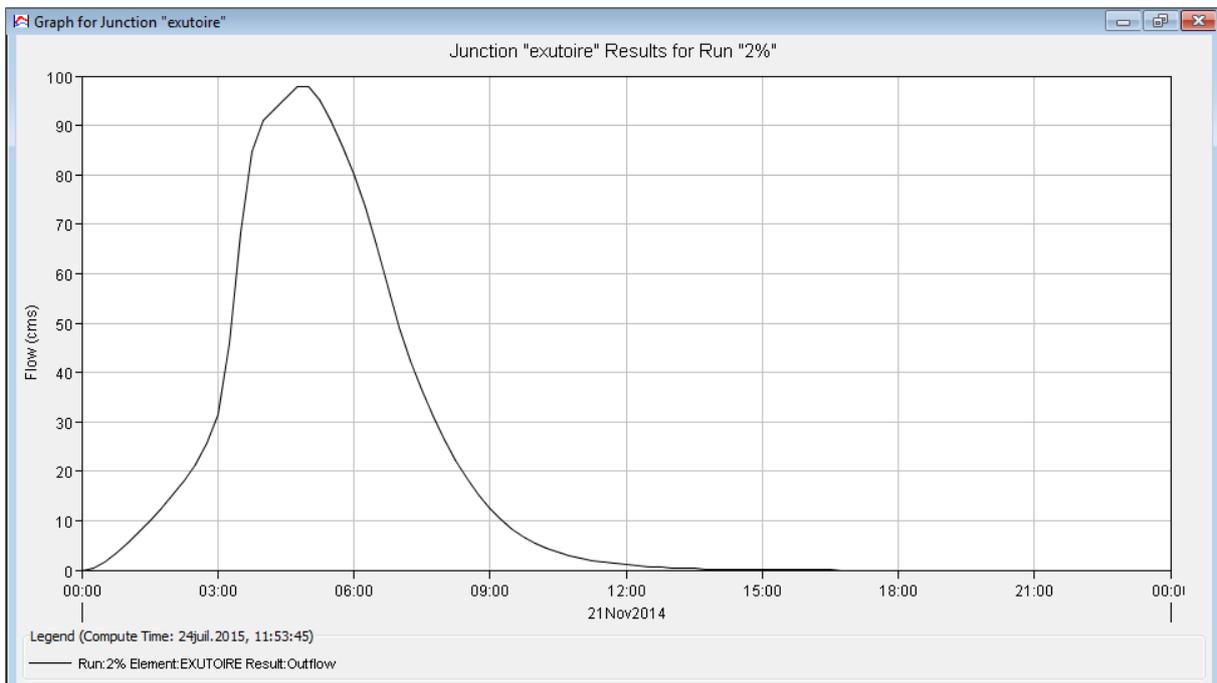


Figure IV.04 : Hydrogramme de crue (T = 50ans)

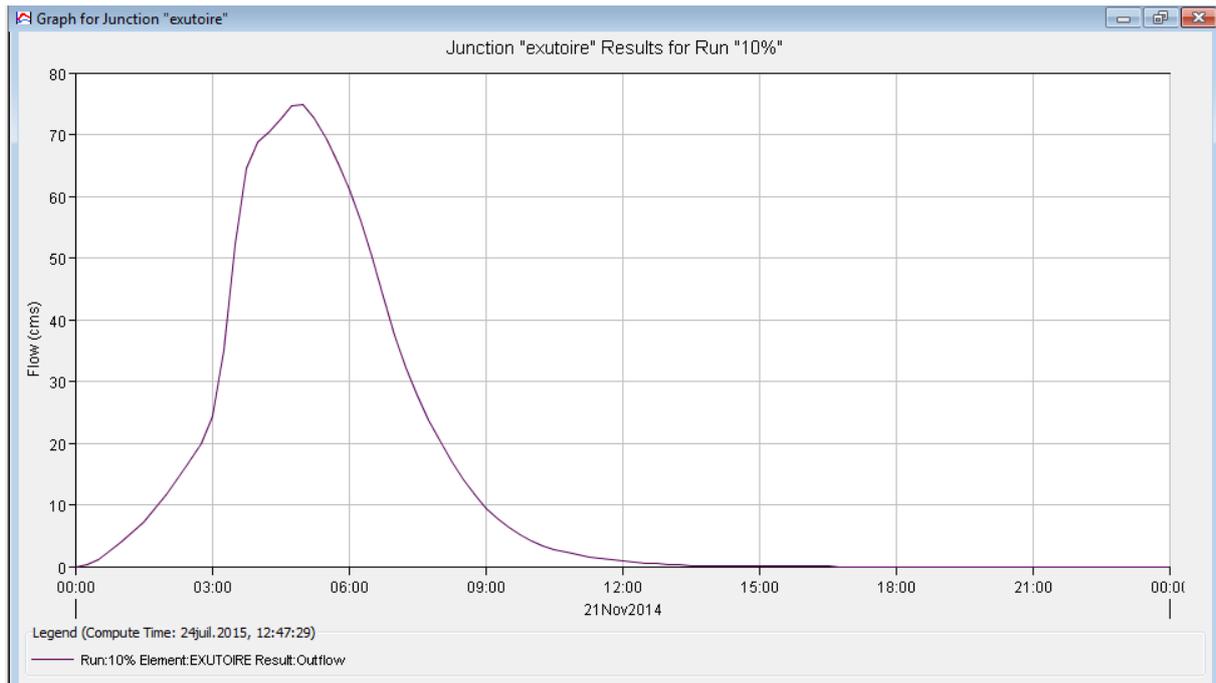


Figure IV.05 : Hydrogramme de crue (T = 10ans)

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculer les débits pour différentes périodes de retour avec plusieurs méthodes, cela nous a permis de tronquer pour la meilleure méthode qui est celle de la modélisation par le logiciel HEC-HMS puisque les formules empiriques représentent plusieurs failles de calcul contrairement à HEC-HMS. La valeur du débit de dimensionnement est de la période de retour de 100ans est égale à $109.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Chapitre 5

Calcul hydraulique

Introduction :

En se basant sur les résultats du chapitres précédent on passe au calcul hydraulique de l'ouvrage (canal à ciel ouvert) qui doit satisfaire les conditions d'évacuation rapide et continue de toute la quantité des eaux à fin que le projet puisse arriver à ses fin et conclure son objectif qui est la protection contre les inondations.

V-1) Généralités :

V-1-1) écoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est caractérisé par l'existence d'une surface libre en contact direct avec l'air ambiant, donc la surface de l'écoulement a une pression égale à la pression atmosphérique.

La force prédominante dans l'écoulement à surface libre est la force de gravité l'écoulement est due principalement à la pente du canal à dimensionner.

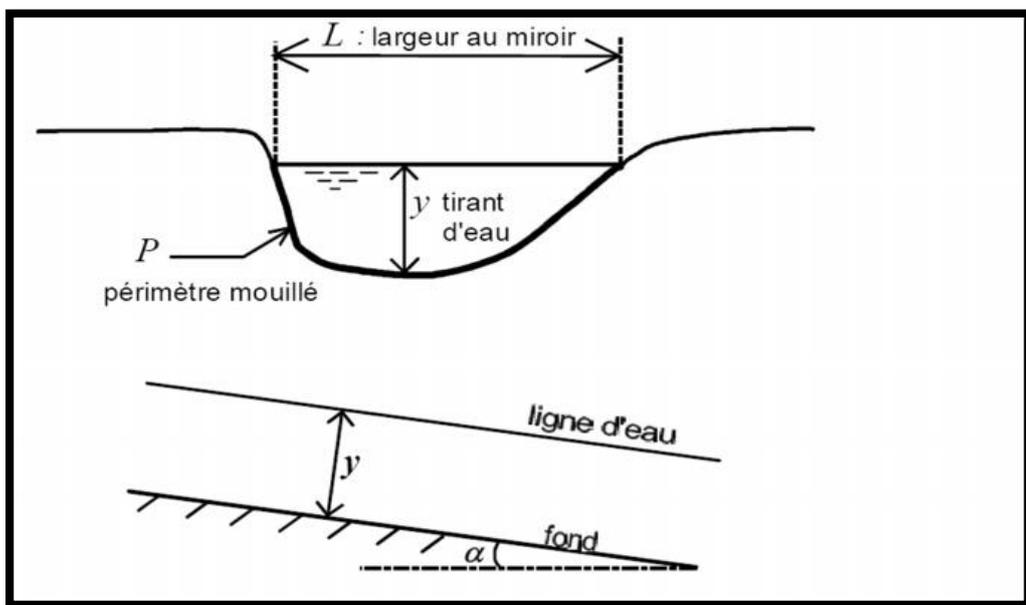


Figure V.01 : écoulement à surface libre

V-1-2) types d'écoulement à surface libre :

V-1-2-1) Ecoulements uniforme et non uniforme :

L'écoulement est dit uniforme si les caractéristiques hydrauliques (vitesse et tirant d'eau) de ce dernier ne varient pas en fonction de l'espace dans le cas contraire l'écoulement est dit non uniforme

V-1-2-2) Ecoulements permanent et non permanent :

L'écoulement est dit permanent si les caractéristiques hydrauliques (vitesse et tirant d'eau) de ce dernier ne varient pas en fonction du temps dans le cas contraire l'écoulement est dit non permanent

V-1-2-3) Ecoulements laminaire et turbulent :

Ces écoulements sont spécifiés par le nombre de Reynolds qui représente le rapport entre les forces d'inertie et les forces de viscosité

Dans un écoulement à surface libre :

Si le nombre de Reynolds est inférieur à 600 l'écoulement est laminaire s'il est supérieur l'écoulement est turbulent

V-1-2-4) Ecoulements fluvial, Critique et torrentiel :

Ces écoulements sont spécifiés par le nombre de Froude qui représente le rapport entre les forces d'inertie et les forces de gravité

Si Froude = 1 l'écoulement est critique

Si Froude > 1 l'écoulement est torrentiel

Si Froude < 1 l'écoulement est fluvial

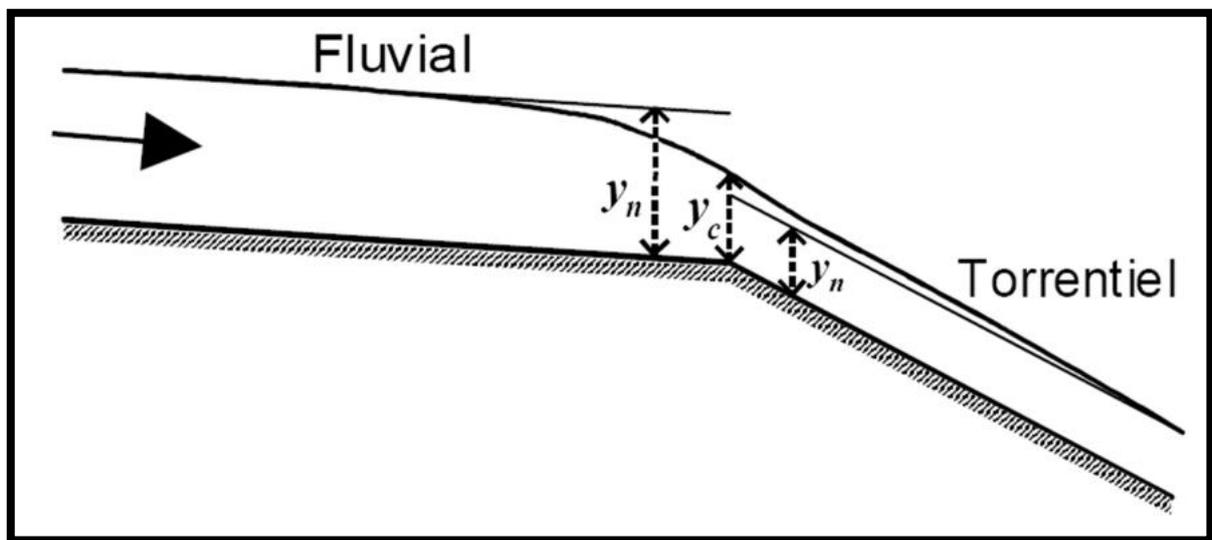


Figure V.02 : écoulements fluvial, Critique et torrentiel

V-1-3) types des canaux :

On distingue deux principaux types :

- **Les canaux naturels** Ce sont les cours d'eau existant naturellement sur ou sous terre tels que les ruisselets, les torrents, les fleuves... etc. (figure V-3)

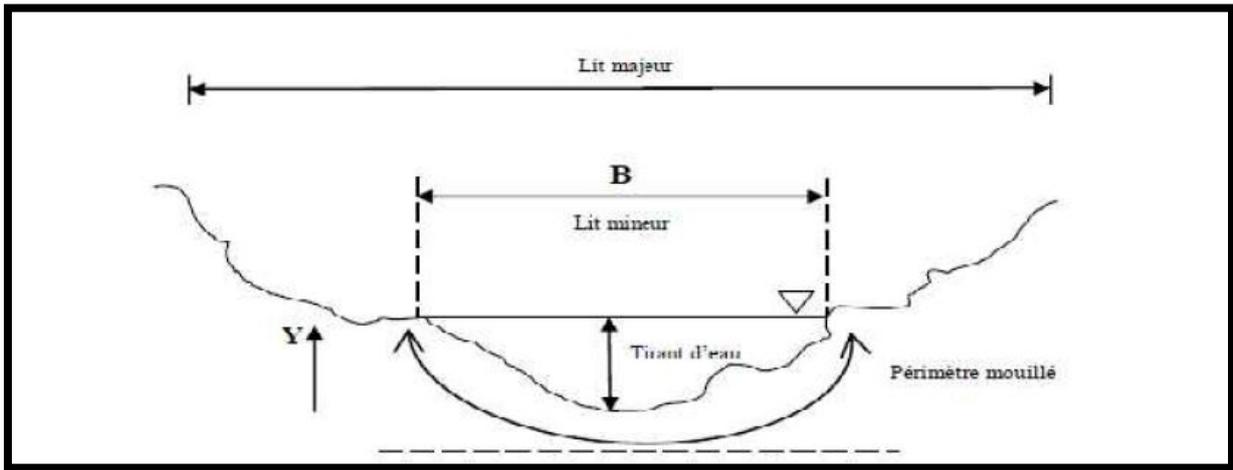


Figure V.03 : canal naturel

- **Les canaux artificiels** : ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur ou sous terre (figure V-4)



Figure V.04 : canal artificiel.

V-1-4) Géométrie des canaux :

Un canal est caractérisé par sa géométrie et les différents paramètres hydrauliques

- **Section mouillée** : c'est la section transversale limitée par les parois et la surface libre du canal

- **Périmètre mouillé** : c'est le périmètre de la section mouillée sans tenir compte de la surface libre
- **Rayon hydraulique** : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé
- **Largeur au miroir** : c'est la largeur de la section mouillée à surface libre
- **Largeur au fond** : c'est la largeur de la section mouillée au niveau du fond
- **La profondeur hydraulique** : c'est le rapport entre la section mouillée et la largeur au miroir
- **Le tirant d'eau** : c'est la hauteur d'eau du fond jusqu'à la surface libre

V-1-5) les canaux prismatiques :

Lorsque la géométrie et la pente de la section d'un canal restent constantes le long du canal, on peut dire que ce dernier est prismatique.

V-1-5-1) Propriété géométriques d'un canal trapézoïdal :

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport aux autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement le débit.

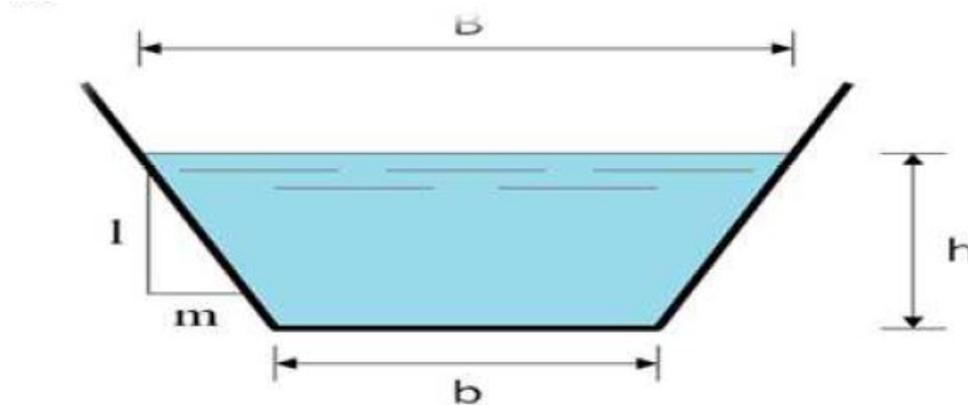


Figure V.05 : canal à forme trapézoïdale

Ou m : fruit du talus, $m = \cotg\alpha$

H : le tirant d'eau max pour un débit max, en m.

B : largeur au miroir

b : largeur du fond du canal en m.

La surface et le périmètre mouillés sont définis comme suit

$$S_m = h(b + mh) \quad V.01$$

$$P_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad V.02$$

- Calcul du rayon hydraulique

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad V.03$$

Pour que le rayon hydraulique soit max il faut que le périmètre mouillé soit minimal, pour obtenir les dimensions mathématiquement on doit dériver l'expression du périmètre et celle de la surface par rapport à h donc les expressions (1) et (2) deviennent

$$dS = hdb + (m + mh)dh \quad V.04$$

$$dP = db + 2h\sqrt{1 + m^2}dh \quad V.05$$

Les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau V.01 : paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale de largeur b (m) et de profondeur h (m) avec un fruit de talus « m »

Désignation	Expression
b (m)	$2h(\sqrt{1 + m^2} - m)$
B (m)	$b + 2mh$
S (m ²)	$h(b + mh)$
P (m)	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
R _h (m)	$\frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$

V-2) Etude des variantes :

Il existe plusieurs techniques d'aménagement des cours d'eau, les conditions et les contraintes du site en question permettront, selon des critères de distinguer quelques variantes.

Avant d'opter pour une de ces variantes, on doit d'abord passer par une analyse du site à étudier, dans le but de faire le choix le plus adéquat de la technique d'aménagement pour éviter des répercussions non souhaitables après la projection de ce dernier.

On a opté pour la protection de la ville d'EL ABADIA contre les inondations deux variantes (le béton et le gabion), à fin de trouver une meilleure solution à adapter aux conditions du site

- **Les avantages et les inconvénients de chaque variante**

Ils sont récapitulés dans le tableau V.02

Tableau V.02 : Avantages et inconvénients du béton et du gabionnage

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal de forme trapézoïdal en béton	<ul style="list-style-type: none"> -le rendement hydraulique est efficace. - les résultats de calcul sont réalistes. - la durée de vie est importante. - les matériaux de constructions sont disponibles. - entretien très facile. - la forme étroite est adaptée à la ville. -La durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion. 	<ul style="list-style-type: none"> - le cout de génie civil est pas élevé. - rugosité élevée
Gabionnage	<ul style="list-style-type: none"> -utilisation de la matière locale (cout faible). - la mise en œuvre est facile. - bonne protection contre l'érosion. 	<ul style="list-style-type: none"> - faible stabilité surtout aux périodes des crues. - l'insuffisance des cailloux des diamètres demandés.

- **Comparaison financière des deux variantes :**

Soit à titre d'exemple un canal trapézoïdal d'un linéaire de 3 km et de dimensions $b=6m$, $h=3m$ et un fruit de talus $m = 1$.

- 1) **Aménagement par le béton :**

L'épaisseur du revêtement béton dans un canal varie généralement de 5cm à 15cm le coût total du canal résumé dans le tableau ci dessus

Tableau V.03 : coût total d'un canal en béton

Désignation	Lit du canal	Les berges	
Volume du mètre linéaire (m^3)	0.9	1.21	
Volume total du béton (m^3)	2700	3630	
Prix unitaire du béton (DA/m^3)	40000	40000	
Coût total (DA)	108000000	145200000	253200000

2) Aménagement en gabion :

Les caisses en béton utilisées sont de dimensions $(1 \times 1 \times 2) m^3$, le coût total du canal résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau V.04 : coût total d'un canal en gabion

désignation	Les berges
Nombre de caisse de $(1 \times 1 \times 2) m^3$	18000
Prix unitaire de la caisse	3508
Coût total (DA)	63144000

On remarque que le rapport entre le coût total du même projet en béton et le coût de celui en gabion est supérieur à 10, ce qui rend le gabion meilleur à l'utilisation du point de vue économique, mais du point de vue technique, il ne représente pas toujours la meilleure solution à adapter c'est pour cela qu'on a recouru au béton.

V-2-1) Analyse du site :

Le choix de la variante la plus adéquate se fera une fois l'Analyse du site faite

Pour cela nous allons utiliser des images satellitaires de google earth grâce auxquelles on peut avoir une vue plus claire du site

En effectuant des zooms avec le logiciel google earth on a départagé la ville en 7 parties principales qui sont représentées en annexe 3



Figure V.06 : première partie de la ville



Figure V.07 : Deuxième partie de la ville



Figure V.08 : troisième partie de la ville



Figure V.09 : quatrième partie de la ville



Figure V.10 : cinquième partie de la ville



Figure V.11 : sixième partie de la ville



Figure V.12 : septième partie de la ville

- Commentaires et remarques :**

L'analyse de chaque partie de la ville et la variante adéquate pour chaque tronçon sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.05 : variante appropriée à chaque tronçon

N° du tronçon	Variante choisie	Justification
1	Gabion	les tronçons 1 et 7 sont situés hors ville, on peut mettre en œuvre le gabion puisqu'il est moins cher et il ne va pas avoir un impact sur l'aspect esthétique, aussi il n'est pas possible de mettre en place le béton car il est très cher et il détériore l'aspect environnemental
7		
2	Béton	Les tronçons 2 3 4 5 6 traversent la ville la mise en place du gabion n'est pas possible malgré son coût bas à cause de l'aspect esthétique de la ville.
3		
4		
5		
6		

V-2) Dimensionnement des canaux : [3]

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est celle de Chézy son expression est la suivante

$$Q = CS\sqrt{R_h \times i} \quad V.06$$

Avec

C : Coefficient de Chézy ($m^{1/2}$)

S : Section mouillée (m^2)

R_h : Rayon hydraulique $R_h = S/p$

i : Pente de fond du canal

- Détermination du coefficient de Chézy**

Le Coefficient de Chézy sera déterminé par l'utilisation des formules empiriques

- **Formule de PAVLOVSKI**

$$C = \frac{1}{n} R_h^y \quad 07$$

Avec

n : la rugosité du canal

La relation (7) est applicable pour un rayon hydraulique variant entre 0,10 et 3m et pour n compris entre 0,011 et 0,04, des relations approchées au calcul de l'exposant y sont également proposées :

$$y = \frac{3}{2}\sqrt{n}, \text{ pour } R_h \leq 1 \text{ m} \dots \dots \dots V. 08$$

$$y = 1.3\sqrt{n}, \text{ pour } R_h > 1 \text{ m} \dots \dots \dots V. 09$$

➤ **Formule d'AGROSKINE**

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \quad V. 10$$

➤ **La formule de MANING-STRICKLER:**

$$C = K R_h^{1/6} \quad V. 11$$

K : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal

Tableau V.06 : Coefficient de STRICKLER pour divers types des canaux

Nature de la paroi	Valeur de k ($m^{1/3/s}$)
Béton lisse	75-90
Canal et terre, non enherbé	60
Canal et terre, enherbé	50
Rivière de plaine sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

Pour notre cas on va utiliser la formule de Manning-Strickler pour la détermination du coefficient Chézy

V-2-1) Les paramètres hydrauliques : [5]

V-2-1-1) Calcul de la profondeur normale h_n :

Pour la détermination de h_n on utilise la méthode itérative

On tire la valeur de (h) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme (formule de MANING-STRICKLER)

$$Q = K.S.R^{2/3}.i^{1/2} \quad V. 12$$

Donc, on fixe la valeur de (b) et on donne des valeurs a (h) et on détermine Q Jusqu'à atteindre une valeur de débit très proche on égale au débit de dimensionnement.

Tableau V.07 : exemple de calcul de la profondeur normal, pour une pente de 0,1 % et une largeur de 10m et un fruit de talus de la section la plus avantageuse égal à $\frac{1}{\sqrt{3}}$

h(m)	S(m ²)	P(m)	R _h (m)	C(m ^{0.5})	V(m/s)	Q(m ³ /s)
0	0	10	0	0	0	0
0,4	4,09	10,92	0,37	63,67	1,23	5,04
0,6	6,20	11,38	0,54	67,78	1,58	9,82
0,8	8,36	11,84	0,70	70,77	1,88	15,74
1	10,57	12,30	0,85	73,12	2,14	22,67
1,2	12,83	12,77	1,00	75,05	2,37	30,52
1,5	16,29	13,46	1,21	77,42	2,69	43,90
1,8	19,87	14,15	1,40	79,36	2,97	59,07
2	22,30	14,61	1,52	80,47	3,14	70,13
2,5	28,60	15,77	1,81	82,82	3,52	100,90
2,625	30,22	16,06	1,88	83,33	3,61	109,28

V-3-1-2) Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

La hauteur critique est la hauteur qui correspond au régime critique, qui représente le passage du régime torrentiel au régime fluvial, la courbe d'énergie figurant dans la figure V-14 montre que pour un même débit, il y a deux hauteurs correspondantes

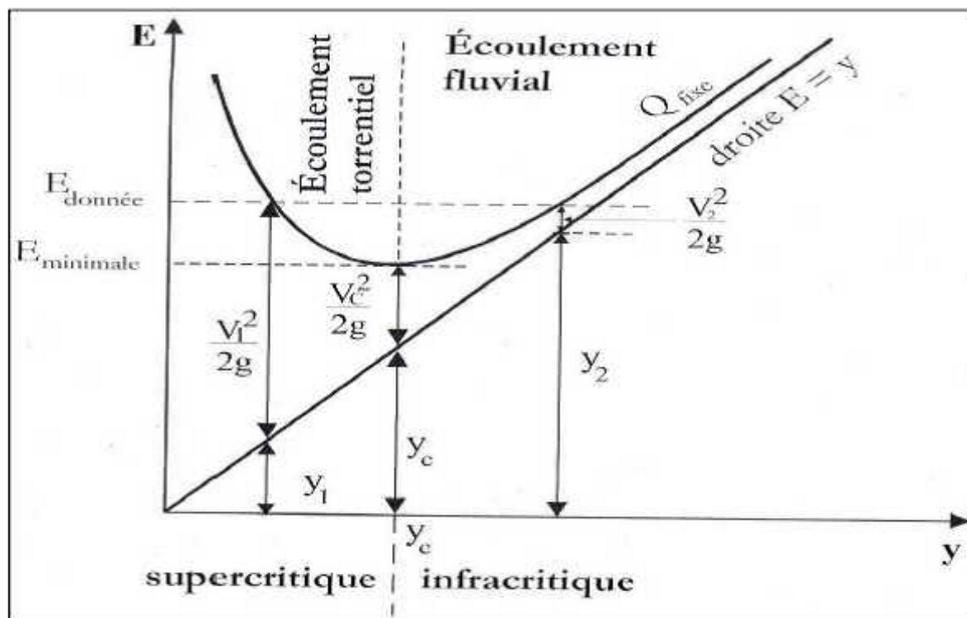


Figure V.13 : courbe d'énergie $E=f(h)$

Pour la détermination de h_{cr} on trace la courbe d'énergie et on fait une projection de l'énergie minimale sur l'axe des abscisses et on obtient h_{cr} , on peut également calculer le hauteur critique en utilisant itérative

On a pour $Fr = 1$ un écoulement critique

$\frac{Q}{S\sqrt{h_c g}} = 1 \Rightarrow h_c = \frac{Q^2}{S^2 \cdot g}$ Or l'expression de S s'écrit en fonction de h_{cr} on fait donc un calcul itératif

Tableau V.08 : exemple de calcul de la profondeur critique, pour une largeur de 10m et un fruit de talus de la section la plus avantageuse égal à $\frac{1}{\sqrt{3}}$

hc	S2	$h_c = \frac{Q^2}{S^2 \cdot g}$
0,1	1,0	1208,3
0,2	4,1	298,6
0,3	9,3	131,2
0,4	16,7	73,0
0,6	38,5	31,7
0,8	70,0	17,4
1,2	164,6	7,4
1,5	265,7	4,6
2	497,7	2,5
2,1	569,2	2,1

V-2-1-3) Calcul de la pente critique i_{cr} :

La pente critique correspondant à la profondeur critique cette dernière est donnée par la formule suivante

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{c^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad V. 13$$

V-2-2) Paramètres de dimensionnement : [5]

V-2-2-1) fruit du talus :

Les fruits de talus choisis :

Pour le béton on prend $m = \frac{1}{\sqrt{3}}$ le fruit de talus de la section la plus avantageuse

Pour le gabion on prend $m = 1$ pour tenir compte de l'empilement des caisses du gabion

V-2-2-2) Coefficient de Strickler :

Pour un revêtement en béton le coefficient de STRICKLER est estimé à $75 \text{ (m}^{1/3}/\text{s)}$

Pour l'aménagement en gabion le coefficient de STRICKLER est estimé à $45 \text{ (m}^{1/3}/\text{s)}$

V-2-2-3) La pente :

On doit choisir la pente de façon à avoir un régime torrentiel avec des dimensions économiques et une vitesse admissible.

Pour la détermination des pentes de projet on s'est basé sur le levé topographique de la zone d'étude qui nous a permis de départager le cours d'eau suivant la pente en plusieurs tronçons

Tableau V.09 : les pentes projet de chaque tronçon

Tronçon	Tronçon	Pente (%)
I	0-4	0.56%
	4-10	1.28%
	10-13	0.85%
	13-16	1.28%
	16-23	0.24%
	23-25	0.68%
II	25-31	0.41%
	31-38	0.21%
III	38-52	1.07%
	52-68	0.39%

V-3) Calcul du dimensionnement du canal :

Tableau V.10 : dimensionnement du canal

N° du tronçon	Début du tronçon	Fin du tronçon	Nature du matériau	Largeur proposée (m)	hn	Section mouillée m ²	Périmètre mouillée (m)	I (%)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr	Régime	hc
I	0	4	Gabion	20	1.35	28.70	23.80	0.56	3.81	109.5	1.11	torrentiel	1.41
	4	10	béton	10	1.36	14.67	13.14	1.28	6.44	109.5	2.25	torrentiel	2.13
	10	13	béton	10	1.37	17.78	13.16	0.85	6.47	109.5	2.25	torrentiel	2.13
	13	16	béton	10	1.36	14.67	13.14	1.28	6.44	109.5	2.25	torrentiel	2.13
	16	23	béton	10	2.01	22.43	14.64	0.24	4.88	109.5	1.2	torrentiel	2.13
	23	25	béton	10	1.46	15.83	13.37	0.68	6.92	109.5	2.03	torrentiel	2.13
II	25	31	béton	10	1.7	18.72	13.93	0.41	5.84	109.5	1.61	torrentiel	2.13
	31	38	béton	10	2.09	23.42	14.82	0.21	4.66	109.5	1.18	torrentiel	2.13
III	38	52	béton	15	1.78	16.78	21.89	1.07	6.49	109.5	2.37	torrentiel	1.7
	52	61	béton	15	1.34	23.42	14.83	0.39	6.35	109.5	1.61	torrentiel	1.7
	61	68	Gabion	15	1.12	23.01	22.57	0.39	4.74	109.5	1.50	torrentiel	1.7

V-3-1) La ligne d'eau :

Elle est faite sur la base du logiciel canal 21, la figure V-14 monte les différentes variations de la ligne d'eau.

V-3-2) Calcul des dimensions finales du canal :

Afin d'avoir une hauteur régulière du canal on fait des arrondissements des hauteurs normales calculées et on ajoute une hauteur de sécurité et cela dans le but de faciliter la mise en place du canal.

Tableau V.11 : hauteurs projet

N° du tronçon	Début du tronçon	Fin du tronçon	h_n calculé (m)	h_n projet (m)	Hauteur de sécurité (m)	Hauteur finale du canal (m)
I	0	4	1.35	1.50	0.5	2.00
	4	10	1.36	1.50	0.5	2.00
	10	13	1.37	1.50	0.5	2.00
	13	16	1.36	1.50	0.5	2.00
	16	23	2.01	2.00	0.5	2.50
	23	25	1.46	2.00	0.5	2.50
II	25	31	1.7	2.00	0.5	2.50
	31	38	2.09	2.00	0.5	2.50
III	38	52	1.78	2.00	0.5	2.50
	52	61	1.34	1.50	0.5	2.00
	61	68	1.12	1.50	0.5	2.00

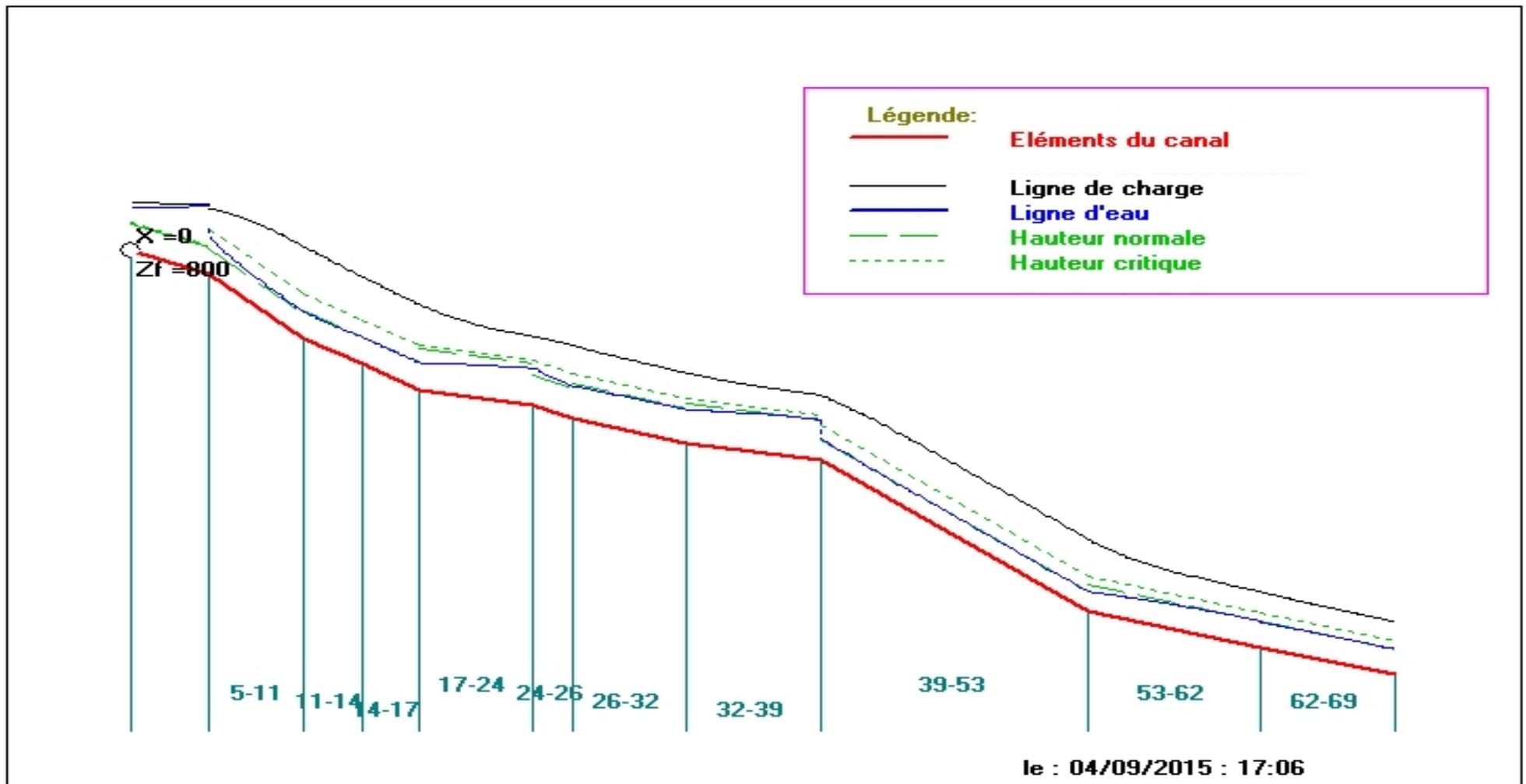


Figure V.14 : variations de la ligne d'eau dans chaque tronçon du canal

V-4) Les ouvrages annexes :

V-4-1) Les canaux courbes :

Les courbes dans les rivières et les canaux introduisent diverses perturbations dans l'écoulement, qui se traduisent par des pertes de charge singulières. Quand le débit reste constant au niveau de la courbe, la section et la vitesse restent constantes. La perturbation se fait sur la profondeur par une surélévation sous forme d'une pente transversale.

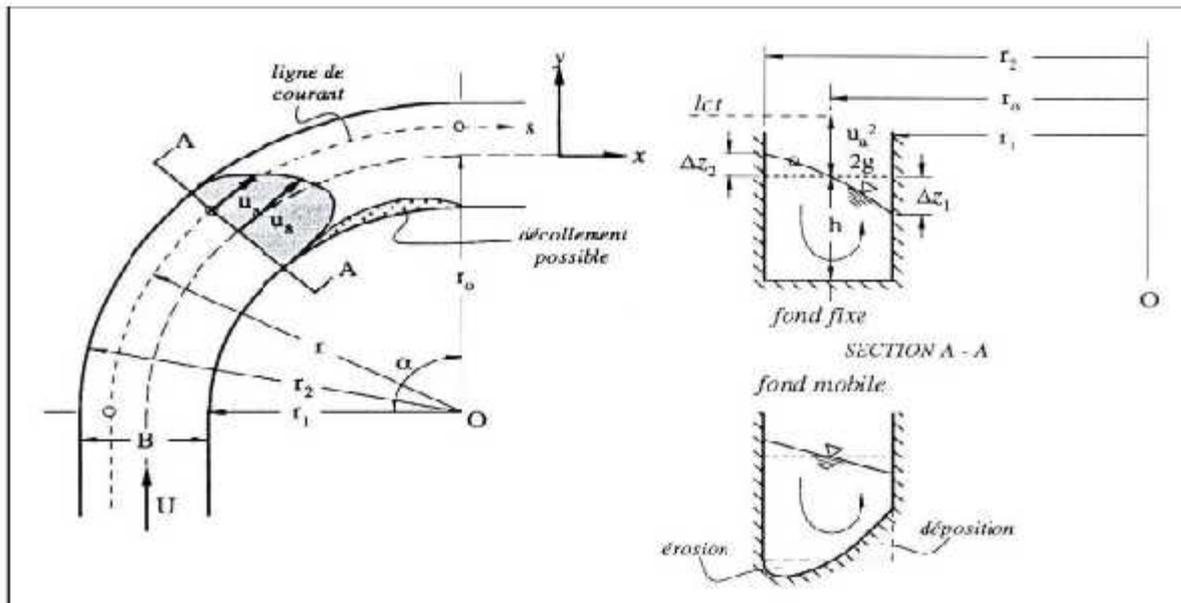


Figure V.15 : Canaux courbes

La formule de kozeny nous permet de calculer cette surélévation

$$\Delta z = \frac{B * U^2}{R_0^2 * g} \quad V. 14$$

Avec :

- B : Largeur au miroir (m)
- R_0 : Rayon de courbure (m)
- U : La vitesse moyenne (m/s)

Cette formule est applicable pour $R_0 \gg B$ sinon on doit multiplier Δz par un coefficient α .

$$\alpha = \frac{R_0^2}{R_1 R_2} \quad V. 15$$

Avec :

- R_1 : Rayon de courbure intérieur.
- R_2 : Rayon de courbure extérieur.

V-4-2) Les transitions :

Les transitions sont des ouvrages mis en place lors des changements de section on distingue deux types :

- **Les convergent** : quand on a une liaison entre une section et une autre section plus petite.
- **Les divergent** : quand on a une liaison entre une section et une autre section plus grande

Conclusion :

Le dimensionnement des canaux trapézoïdaux s'est effectué lors de ce chapitre manuellement par la méthode itérative qui est basée sur la fixation du débit et de la largeur du canal puis, variation de la profondeur normale jusqu'à une valeur précise, en fin on détermine la hauteur critique qui en la comparant à la hauteur normal on détermine le régime d'écoulement qui est torrentiel dans tous les tronçons du canal.

Chapitre 6

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans de courts délais et à moindre coût, les calculs de l'organisation de chantier consistent à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur chantier puis les multiplier par le prix unitaire ainsi que la détermination du délai de la réalisation du projet.

L'organisation de chantier permet d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins multitâches qui influent sur les coûts du projet et son délai d'exécution.

VI-1) Types de chantier :

Plusieurs types de chantiers sont à considérer selon la durée de leur réalisation

Tableau VI.01 : type de chantier en fonction de la durée de réalisation

Type de chantier	Remarques
Chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
Chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleurs
Chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif

Effectif du chantier

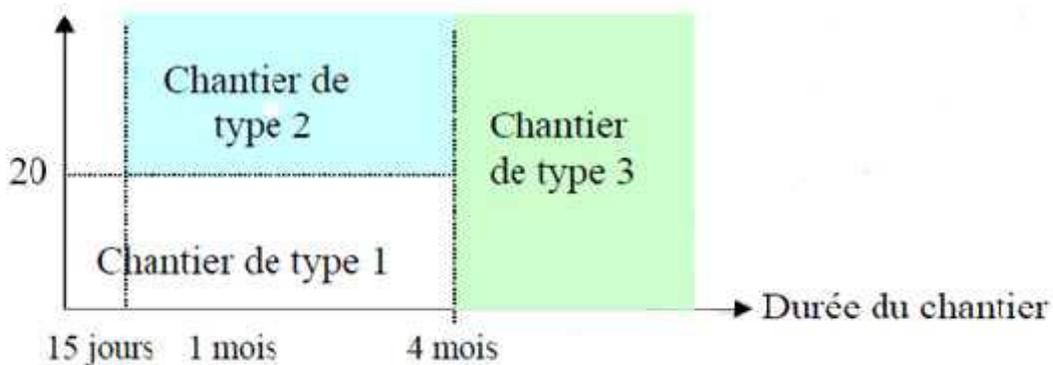


Figure VI.01 : Différent type de chantier

VI-2) Les installations dans le chantier :

Les installations sur chantier se font suivant la nécessité et suivant les trois types de chantier cités auparavant, le tableau VI-2 résume quelques installations à mettre dans un chantier suivant le type de ce dernier.

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.02 : Installations d'accueil dans les chantiers

Installations d'accueil dans les chantiers		Chantier de type 1	Chantier de type 2	Chantier de type 3
Abri	Local ou emplacement pour changer de vêtements. Il est situé près du travail et à l'abri des intempéries, toléré en sous-sol si propre, aéré et éclairé.	⊕		
Abris-clos et vestiaire	Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1,25 m ² par personne)	⊕	⊕	
Repas et matériel de réfectoire	Lieu couvert pour repas, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Abris-clos pour un nombre de repas < 25, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Tables, sièges, vestiaires en nombre suffisant.	⊕	⊕	⊕
	Local restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1,5 m ² par personne).	⊕	⊕	⊕
Eau	Eau pour la boisson : eau potable fraîche > 3 litres par jour et par travailleur.	⊕	⊕	⊕
	Eau pour la toilette en quantité suffisante.	⊕	⊕	⊕
	Eau chaude : un robinet d'eau potable pour 10 personnes prenant leur repas			
Installations sanitaires	Lavabos ou rampes pour la toilette: 1 orifice au moins pour 5 travailleurs.		⊕	⊕
	Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus.			⊕
	Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes			
Cabinets d'aisances	Cabinets d'aisances : 1 cabinet pour 20 travailleurs hommes et 1 WC pour 20 femmes.	⊕	⊕	⊕
Poste de secours	Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.	⊕	⊕	⊕

VI-3) Succession des travaux de chantier :

VI-3-1) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour du site, à fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

VI-3-2) Préparation des sites de construction :

Cette étape consiste essentiellement à préparer le cheminement du canal, et cela dans le but de d'un bon démarrage du projet en ouvrant les accès et projetant les installations nécessaires d'une manière logique et économique.

VI-3-3) Exécution des travaux :

Les tâches qui suivent doivent obligatoirement être exécuté en ordre

- ⊕ Décapage
- ⊕ Terrassement
- ⊕ Compactage de la section totale
- ⊕ Pose de tout-venant
- ⊕ Coffrage
- ⊕ Exécution du matériau de constriction
 - Gabion : disposition des caisses du gabion
 - Béton : Coulage avec un béton dosé à 150 Kg/m³ (propreté)
Coulage avec un béton dosé à 350 kg/m³ (trié soudé D5, 15×15. Et adjuvant hydrofuge.)

VI-3-4) Engins utilisés :

Pour bien mener le projet, on doit affecter les tâches prévues aux engins convenables (Tableau VI.03)

Tableau VI.03 : Engins et leurs taches

Tâche	Engin	Action
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelle	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dosers	
	Niveleuse	
	Camions	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

La capacité théorique des engins utilisés est donnée dans le tableau VI.04.

Tableau VI.04 : Engins et leurs capacités théoriques et réelles.

Engin	Capacité horaire théorique	Capacité journalière théorique	Capacité journalière réelle
	m ³ /h	m ³ /j	m ³ /j
Bulldozer	150	1200	600
Chargeur	115	920	460
Pelle hydraulique	100	800	400
Camion	8	64	512

Les différents engins utilisés pour ce projet sont dans les figures suivantes :



Figure VI.02 : DOZERS



Figure VI.03 : Chargeur pneumatique



Figure VI.04 : Pelle.



Figure VI.05 : Compacteur à rouleau lisse.



Figure VI.06 : Compacteur à pieds de mouton.



Figure VI.07 : Camion.

VI-4) Calcul des volumes :

VI-4-1) Volume du déblai :

Le calcul des volumes du déblai se fait d'après la relation suivante :

$$Volume_{remblai} = \left(\frac{S_{am} + S_{av}}{2} \right) * l \quad VI.01$$

S_{am} : Section amont (m²).

S_{av} : Section aval (m²).

l : longueur entre les deux sections (m).

VI-4-2) Volume du remblai :

Le calcul des volumes des remblais se fait de même façon

$$Volume_{déblai} = \left(\frac{S_{am} + S_{av}}{2} \right) * l \quad VI.02$$

S_{am} : Section amont (m²).

S_{av} : Section aval (m²).

l : longueur entre les deux sections (m).

Les volumes du déblai et remblai sont résumés dans le tableau suivant

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.05 : déblai et remblai dans chaque tronçon

Tronçon		Désignation	Volume (m3)
0	2	déblai	3685
2	4	remblai	4400
4	5	Déblai	698.7565
5	10	remblai	3870.684
10	12	déblai	1901.998
13	16	remblai	771.6375
16	25	Déblai	2245.404
25	27		
27	29	remblai	1057.7
29	37	remblai	5704.388
37	50	déblai	7421.568
50	68		

Volume déblai total = 15952.73 m^3

Volume remblai total = 15804.41 m^3

On remarque que le volume du déblai est presque égale au volume du remblai, on aura donc économiser les frais du transport des volumes puisque les volumes déblayer vont être mis en place dans les sections à remblayer.

VI-4-3) Volume du béton :

On détermine le volume du béton par la formule suivante

$$V = E \times P \times L$$

V : Le volume de la couche (m^3).

E : épaisseur de la couche (10cm pour le béton de propreté ; 25cm pour le béton armé).

P : périmètre de la couche (m).

L : La longueur du canal (m).

VI-4-3-1) Volume du béton de propreté :

Tableau VI.06 : volume du béton de propreté

Tronçon		Volume (m^3)
4	10	439
10	13	219
13	16	219
16	23	552
23	25	158
25	31	473
31	38	552
38	52	1454
52	61	883
Volume total (m^3)		4949

VI-4-3-2) Volume du béton armé :

Le béton armé est utilisé pour le revêtement

Tableau VI.07 : volume du béton armé

Tronçon		Volume (m^3)
4	10	1096
10	13	548
13	16	548
16	23	1380
23	25	394
25	31	1183
31	38	1380
38	52	3635
52	61	2207
Volume total (m^3)		12372

VI-4) Nombre de caisses du gabion :

La hauteur du gabion est de 2m.

Les caisses sont de dimensions (1×1×2) m.

La longueur totale des tronçons aménagée en gabion est de 500m.

On conclue le nombre de caisse de gabion en tenant compte des empilements qui est de 1500.

VI-5) Planification :

Le planning doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ Etre facile à lire par l'exécutant.
- ✓ Permettre à chacun de situer son intervention.
- ✓ Faciliter la mise à jour lors des pointages périodiques.

Et pour cela il existe plusieurs méthodes d'élaboration de ce dernier

- ✓ CPM (Méthode du chemin critique).
- ✓ La méthode Pert.
- ✓ La méthode des potentiels.
- ✓ La méthode du chemin de fer.
- ✓ La gestion informatique du projet.

Le choix se fait sur la méthode CPM afin de planifier les travaux de notre projet.

VI-5-1) Les paramètres de la méthode CPM :

TR : Temps de réalisation des tâches.

DCP : Date de commencement plutôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de fin au plutôt.

DFPP : Date de fin au plus tard.

MT : Marge totale.

Avec :

$$DFP = DCP + TR.$$

$$DCPP = DFPP - TR.$$

VI-5-2) Le chemin critique :

La détermination du chemin critique se fait par :

$$MT = 0$$

VI-5-3) Schéma à nœud :

La figure suivante montre un réseau à nœud qui montre la durée total du projet

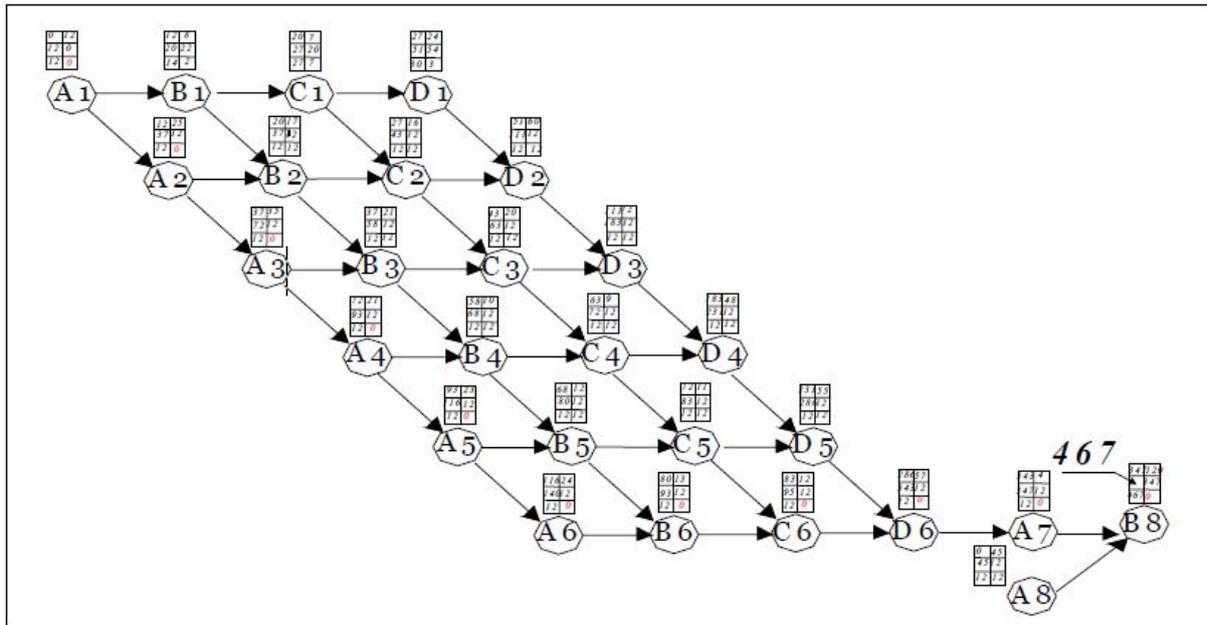


Figure VI.08 : schéma à nœud qui donne la durée du projet

VI-6) Estimation du coût de projet :

Tableau VI.08 : Coût total du projet

	Désignation des travaux	Quantité	unité	Prix unitaire	Montant (DA)
Terrassement	Déblais	15952.73	m ³	400.00	6381092
	Remblais	15804.41	m ³	250.00	3951102.5
Travaux de génie civil	béton de propreté	4949	m ³	5000.00	24745000
	béton armé	12372	m ³	40000.00	494880000
	Gabion	1500		3508.00	5262000
Montant total					535219195.00
Montant total TVA					626206458.00

Conclusion :

Cette partie nous a permis de respecter le délai exact de l'exécution des travaux qui est de quatre cent soixante-sept jours, Le coût du projet est de six cent vingt-six million deux cent six mille quatre cent cinquante-huit dinars algérien.

Conclusion générale

Pour pallier au problème d'inondation qui se pose dans la ville d'EL ABADIA, nous avons d'abord commencé par une présentation de la zone d'étude afin de situer les endroits les plus vulnérables. Une étude hydrologique et une évaluation des débits ont été réalisées pour un dimensionnement adéquat du système d'évacuation.

Par la suite, un aménagement et son organisation de chantier ont été proposés pour la protection de la ville contre ce phénomène destructif.

Références bibliographiques

- [1] **B . TOUAIBIA**.MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE.(Mars2004).Edition MADANI FRERES.p166
- [2] **JOSE.L**. HYDROLOGIE GENERALE. (1993).Edition GAETAN.MORIN .p527
- [3] **LENCASTRE.A**.HYDRAULIQUE GENERALE . (2002).Edition eyrolles .p633
- [4] **RICHARDO.SINNIGER-WILI H.HAGER**.CONSTRUCTION HYDRAULIQUES. (1989). Edition Presse polytechniques et universitaire reomandes.p597
- [5] **LENCASTRE.A**.HYDRAULIQUE GENERALE . (2002).Edition eyrolles .p633
- [6] **B.SALAH**.ASSAINISEMENT DES AGGLOMERATIONS.(1993).Edition ENSH(BLIDA). p150
- [7] **P.MEYLAN. A.MUSE**.HYDROLOGIE FREQUENTIELLE .(1999).Edition *H*G*A* BUCAREST.p413
- [8] **A.MUSE**.HYDROLOGIE APPLIQUEE.(1998). Edition *H*G*A* BUCAREST

Annexes

Annexe n°1 : Table du PEARSON

Annexe 2. Table du χ^2

P γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ

Annexe n°2 : Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS

Le modèle de ruissellement développé par le Soil Conservation Service (SCS) de l'USDA relie le cumul de ruissellement à l'exutoire du BV $Q(t)$ au cumul de la pluie brute $P(t)$, par l'équation suivante :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

I_a : Pertes initiales. Elles interviennent en début d'événement pluvieux avant le commencement du ruissellement. Elles se produisent par interception par la végétation, stockage dans les dépressions et infiltration.

S : Capacité d'infiltration maximale du sol (en mm)

Cette équation repose sur l'hypothèse que, une fois les pertes initiales satisfaites, le rapport entre le volume effectivement ruisselé Q et le potentiel maximal de ruissellement ($P-I_a$) est égal au rapport entre le volume effectivement infiltré F et le potentiel maximal d'infiltration S

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P-I_a} \quad (1)$$

Le volume effectivement infiltré F ayant pour expression $F = P - I_a - Q$ (2) on obtient l'équation générale du modèle en combinant (1) et (2).

Paramètres du modèle SCS :

Les paramètres d'ajustement du modèle sont I_a et S .

On admet généralement que I_a et S sont liés par la relation: $I_a = 0.2S$

Pour estimer S , on utilise un coefficient d'aptitude au ruissellement intermédiaire appelé Curve Number (CN) qui dépend du type de sol, des conditions d'humidité initiales du sol et de l'occupation du sol.

Il varie entre 0 et 100 (ses valeurs sont d'autant plus grandes que les surfaces sont imperméables)

On peut alors calculer S : $S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$ avec S en mm.