

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DÉPARTEMENT GÉNIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AMENAGEMENT DE OUED DJERRARE DE LA
VILLE DE OUED DJEMAA
W. (AIN DEFLA)**

Présenté par :

M^r : ZEGUENDRI REDHWANE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M.K.MIHOUBI	M C.A	Président
M^r A.HEBBOUCHE	M A.A	Examineur
M^{me} N.HADJ SADOK	M A.A	Examinatrice
M^r M.D BENSALAH	M A.A	Examineur
M^r M.BOUKHELIFA	M A.B	Examineur
M^r M.BACHIR CHERIF	M A.B	promoteur

Septembre 2013

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, Je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé dans la préparation de cette thèse.

J'adresse ma profonde reconnaissance à mon promoteur, M^r BACHIR CHERIF qui m'a chaleureusement accueilli au sein de son service, et a toujours su me soutenir et m'épauler dans tous les moments. Je le remercie pour les nombreuses discussions, scientifiques ou non, que nous avons partagées tout au long de mon séjour à Blida, ainsi que pour son aide précieuse dans mes démarches de recrutement à l'issue de ma thèse.

A tout le personnel et professeurs de l'école nationale supérieure de l'hydraulique

A tous les professeurs et responsables qui ont contribué à ma formation

Aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Une mention spéciale à ma famille et à mes amis pour m'avoir aéré l'esprit et pour la motivation qu'ils m'ont apportée tout au long de ce travail.

ZEGUENDRIREDHWANE

DEDICACE

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Mon père

Ma mère

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

ملخص:

قمنا في هذا العمل بإنجاز دراسة واد جرار بمدينة واد جمعة بولاية عن الدفلي والهدف من هذا العمل هو تهيئة الوادي من أجل الحماية ضد الفيضانات. هذه الدراسة تتضمن المحاور الأساسية التي تتمثل في : دراسة طبوغرافية و جيولوجية للمنطقة ثم دراسة هيدرولوجية للحوض وذلك لتحديد كمية المياه المتوقعة . و أخيرا دراسة لتحديد أبعاد القناة التي يتم فيها جريان المياه. وكل ذلك من أجل حماية المنطقة من الفيضانات.

Résumé :

Notre travail a pour objet de faire une étude sur l'oued DJERRARE qui se situe à la ville de OUED DJEMAA WILAYA de AIN DEFLA, dont le but est d'aménager l'oued pour la protection contre les inondations.

Notre travail consistera en une étude topographique et géologique de la zone, une étude hydrologie du bassin versant pour quantifier le débit de crue probable et enfin une étude de dimensionnement du canal.

Abstract :

The aim of this dissertation is to study the DJERRARE River which is located in the city of OUED DJEMAA (AIN DEFLA). it aims at developing this river to protect it against flood. Our study has several basic parts. first a Topographic and Geological study of the area. Second the study of hydrological catchment to determine the probable flow. Finally, a sizing study of the channel.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....

CHAPITRE 01 : DONNER DE BASE

I-1) Introduction	1
I-2) situation géographique.....	1
I-3) données générales de la région	2
I-3-1) relief et topographie	2
I-3-2) occupation du sol	2
I-3-3) présentation de la zone d'étude	2
a) morphologie de l'agglomération	2
b) Population	3
I -4) contexte géologique régional	3
I-4-1) Introduction	3
I-4-2) évolution géologique de la région	3
I-5) contexte hydrogéologiques de la région	4
I-5-1) la nappe aquifère des dépôts quaternaires (alluvions)	4
I-5-2) la nappe des grès	4
I-5-3) la nappe du calcaire jurassique	4
I -6) aperçu climatique	6
I-6-1 détermination de principaux paramètres climatiques.....	6
1) température de l'air	6
2) évapotranspiration potentielle	7
3) les vents	8
4) humidité relative	8
5) tension de vapeur	8
6) insolation	8
I-7) conclusion	9

CHAPITRE 02 : Etude hydrologique

II.1 : Introduction	10
II.2 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants.....	10
II.2-1 : Définition du bassin versant	10

II.2.2 : Morphométrie.....	10
II.2.2.1 : la surface	10
II.2.2.2 : le périmètre	10
II.2.2.3 : Indice de compacité de Gravelius	10
II.2. 2.4 : Le rectangle équivalent.....	11
II.2.3 : Les reliefs.....	12
II.2.3.1 : Répartition et courbe hypsométrique.....	12
II.2.3.2 : Les altitudes caractéristiques.....	13
II.2.3.3 : Indice de pente globale Ig.....	14
II.2.3.4 : Pente moyenne des bassins versants Im.....	14
II.2.4 : Le réseau hydrographique.....	15
II.2.4.1 : La densité de drainage	15
II.2.4.2 : La pente moyenne du cours d'eau.....	16
II.2.4.3 : Le temps de concentration.....	16
1) Formule de GIANDOTTI.....	17
2) Formule de CALIFORNIA.....	17
2) Formule de VENTURA.....	17
II.2.4.4 : VITESSE MOYENNE DE RUISSELLEMENT.....	18
II.3 La pluviométrie.....	20
II.3.1 Pluie moyenne annuelle.....	20
II.3.3.1.1: Paramètres statistiques de l'échantillon	21
II.3.3.1.2 : Ajustement des pluies maximales journalières.....	21
II.3.3.1.2.1 : Ajustement à la loi log normale.....	21
II.3.3.1.2.2 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	23
II.3.3.2 : Pluies de courte durée..	26

II.4 : Les apports...	29
II.4.1 : Apports liquides	29
II.4.1.1 : Apport moyen interannuel (A_0)	29
a) Formule de L'INRH	29
b) Formule de Derie II	29
d) Formule de SAMIE	29
II.4.1.2 : caractéristiques de l'écoulement	30
a) Module de l'écoulement (M_e)	30
b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)	30
c) Lamé d'eau écoulée	30
d) Coefficient de l'écoulement	30
e) Coefficient de variation	30
II.4.2. Estimation fréquentielle des apports	31
II.4.3. Evaluation des apports solides	32
II.5 : Etude de crues	32
II.5.1 : Différentes méthodes d'évaluation des crues	32
a) Méthodes historiques	33
b) Méthodes empiriques	33
c) Courbes enveloppes	33
d) Méthodes probabilistes	33
e) Méthodes déterministes	33
f) Méthode de l'hydrogramme unitaire	33
II.5.2 : Application sur les bassins versants	33
II.5.2.1 : Formule de Mallet – Gauthier	34
II.5.2.2 : Formule de Turazza	34
II.5.2.3 : Formule de Sokolovsky	34
II.5.3 : Hydrogrammes des crues	36
II.6. Conclusion	38

CHAPITRE 03 : Etude des variantes

III.1 : Introduction	39
III.2 : Variantes proposées	39
III.2.1 : Première variante : Protection en canal trapézoïdale et canal rectangulaire couvert en béton armé	39
III.2.2 : Deuxième variante : Protection en murs en gabions.....	41
III.3 Comparaison des variantes	41
III.4 Conclusion.....	43

CHAPITRE 04: Calcul hydraulique

IV.1. : Introduction.....	44
IV.2 : calcul hydraulique des variantes choisies.....	44
IV.2.1 : Les conditions de l'écoulement uniforme.....	44
IV.2.2 : Les formules de calcul principal.....	44
IV.2.3 : Détermination de coefficient de Chézy	45
1-formule de PAVLOVSKI	45
2-formule d'AGROSKINE.....	46
3- La formule de MANING-STRICKLER.....	46
IV.2.4 : Les paramètres géométriques	46
IV.2.4.1 : Le choix de la section de meilleure conductivité	46
IV.2.4.2 : Calcul du rayon hydraulique maximal.....	47
IV.2.5: Calcul de la profondeur normal h_n	48
IV.2.5.1 :Méthode itérative	48
IV.2.5.2 : Méthode D'AGROSKINE.....	48
III.2.6: Calcul de la profondeur critique h_{cr}	49
IV.2.6.1 :Méthode graphique.	49
IV 2.6.2 : Méthode itérative	49
IV.2.6.3 : Méthode analytique d'AGROSKINE	49
IV.2.7: Calcul de la pente critique.....	50
IV.2.8: Calcul de la ligne d'eau.....	50
IV.2.8.1: Equation de la surface libre de la ligne d'eau.....	50
IV.2.8.2: Calcul de la surface d'eau.....	51
IV.2.8.3 : Définition du logiciel	51
IV.3 : Calcul des aménagements	51
IV.3 .1 : Canal trapézoïdale	52
IV.3 .2 : Canal rectangulaire	54

IV.4 : Conclusion	69
-------------------------	----

CHAPITRE 05 : calcul de ferrailage

V.1 : Introduction	71
V.2 : Actions à prendre en compte.....	70
V.2 .1: Les actions permanentes.....	70
V.2 .2: Les actions variables.....	70
V.2.3: Les actions accidentelles	71
V.3: Les pressions agissant sur le canal trapézoïdal	71
V.3.1: canal trapézoïdale vide avec poussées des terres	71
V.3.2: canal plein d'eau sans tenir compte des terres	73
V.3.3: combinaison des deux cas	73
V.4: calcul de ferrailage	74
V.4.1: calcul des réactions et moments	74
V.4.2: Calcul de ferrailage a flexion simple.....	75
V.5: Les pressions agissant sur le canal rectangulaire	76
V.5.1: canal rectangulaire vide avec poussées des terres	76
V.5.2: canal rectangulaire plein d'eau sans tenir compte des terres.....	77
V.6: calcul de ferrailage	78
V.6.1: calcul des réactions et moments.....	78
V.6.2: Calcul de ferrailage a flexion simple	79
V.7: Conclusion	80

CHAPITRE 06: Organisation de chantier

VI.1) Introduction	81
VI.2) Installations du chantier	81
VI.2.1) Installations destinées au personnel	81
VI.2.2) Installations destinées au stockage des matériaux	81
VI.2.3) Installations destinées à la réparation des engins.....	81
VI.2.4) Installations pour la préfabrication	82
VI.3) Succession des opérations du chantier.....	82
a)Travaux préparatoires.....	82
Exécution de l'ouvrage	82
VI -4) Technologie des principaux travaux	82
VI.5) Calcul des volumes des travaux	83
VI.6) Devis des différents volumes des travaux.....	84
VI.7) Planification	85

VI.7.1) Définition	85
VI.7.2) Techniques de la planification	85
VI.7.2.1) méthodes basées sur le réseau	85
VI.7.2.1.1) Définition du réseau.....	85
1) Réseau à flèches.....	85
2) Réseau à nœuds.....	85
VI.7.2.1.2) Construction du réseau.....	86
VI.7.2.1.3) Différentes méthodes basées sur le réseau	86
VI.7.2.1.3.1)- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	86
VI.7.2.1.3.2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical).....	86
V.7.2.1.3.3) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode).....	86
VI.7.2.2) Méthodes basées sur le graphique.....	87
VI.7.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technic).....	87
VI.7.2.2.3) Méthode à barres	87
VI.7.3) les étapes de la planification	87
VI.7.3.1) collection des informations.....	87
VI.7.3.2) décomposition du projet.....	88
VI.7.3.3) relations entre les tâches.....	88
VI.7.4) choix de la méthode de calcul	88
VI.7.4.1) les paramètres de la méthode C.P.M.....	88
VI.7.4.2) Chemin critique (C.C).....	89
VI.7.5) Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	89
VI.7.6) <i>Détermination des chemins critiques</i>	91.
VI.8) Conclusion	92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N⁰I-1 : Présentation du relief	2
Tableau N⁰I-2 : Répartition Mensuelle des températures région de Ain Defla.....	6
Tableau N⁰I-3 : Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle corrigée.....	7
Tableau N⁰I-4 : Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air(%)	8
Tableau N⁰I-5 : Moyennes mensuelles de tension de vapeur d'eau (mb).....	8
Tableau N⁰I-6 : Moyennes mensuelles d'insolation (heures).....	8
Tableau II.1 : le paramètre morphométrie de bassin versant	11
Tableau II.2: Répartition en % de la surface élémentaire de Bv.....	12
Tableau II.3: les altitudes caractéristiques.....	14
Tableau II.4: Indice de pente globale Ig	14
Tableau II.5: pentes moyennes des bassins versant Im.....	15
Tableau II.6: Les densités de drainage.....	16
Tableau II.7: Les pentes moyennes des cours d'eau principaux.....	16
Tableau II.8: Les temps de concentration	18
Tableau II.9: La vitesse de ruissellement.....	18
Tableau II.10: caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants.....	19
Tableau II.11: la station pluviométrique.....	20
TABLEAU II.12 : Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station khemis.....	20
Tableau II.13: Les paramètres statistiques.....	21
Tableau II.14: résultats d'ajustement a la loi de log normale	22
Tableau II.15: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel.....	24

Tableau II.16 : <i>Pluies</i> et intensités maximales de durée t (h)	
et de période retour.....	27
Tableau II.17 : intensités et pluies de courtes durées correspondant	
au temps de concentration	29
Tableau II.18 : apports moyens interannuels.....	30
Tableau II.19 : les caractéristiques d'écoulement	31
Tableau II.20 : l'apport fréquentiel du sous bassin versant	32
Tableau II.21 : les apports solides	21
Tableau II.22 : Valeur de coefficient de ruissellement C	34
Tableau II.23 : valeur de coefficient de ruissellement α.....	35
Tableau II.24 : Débits de crues au bassin versant	36
Tableau II.25: Hydrogrammes des crues de différents périodes	
de retour bassin versant.....	37
Tableau III.1 Résume les avantages et les inconvénients	
de deux variantes.....	41
Tableau IV.1: paramètres géométriques d'un canal	
à section trapézoïdale.....	48
Tableau IV.2 : Ligne d'eau du tronçon.....	52
Tableau IV.3 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 50m.....	52
Tableau IV.4: calcul des paramètres hydrauliques	
du tronçon A_1 - A_{16}	52
Tableau IV.5 : Ligne d'eau du tronçon A_{16}-A_{31}.....	54
Tableau IV.6 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m.....	55
Tableau IV.7 : calcul des paramètres hydrauliques	
du tronçon A_{16} - A_{31}	55
Tableau IV.8: Ligne d'eau du tronçon A_{31}-A_{41}.....	57
Tableau IV.9 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m.....	57
Tableau IV.10 : calcul des paramètres hydrauliques	
du tronçon A_{31} - A_{41}	58
Tableau IV.11: Ligne d'eau du tronçon A_{41}-A_{51}.....	60
Tableau IV.12 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m.....	60
Tableau IV.13 : calcul des paramètres hydrauliques	

du tronçon A ₄₁ -A ₅₁	61
Tableau IV.14: Ligne d'eau du tronçon A ₅₁ -A ₅₅	63
Tableau IV.15 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m.....	64
Tableau IV.16 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A ₅₁ -A ₅₅	64
Tableau IV.17: Ligne d'eau du tronçon A ₅₅ -A ₇₀	66
Tableau IV.18 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 51.88m.....	66
Tableau IV.19 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A ₅₁ -A ₅₅	67
Tableau VI.1 : Volume des travaux d'oued <i>EL DJERRAR</i>	83
Tableau N°VI. 2 : Le devis des différents travaux.....	84
Tableau VI.3 : Détermination des chemins critiques.....	90

LISTE DES FIGURES

Figure N°I1 : Limites administratives de la commune de Oued Djemaa wilaya d'Ain Defla.....	1
Figure N°I2 : Délimitation des bassins versants de l'agglomération de oued djemaa (Extrait de la carte d'état major de Djendel à l'échelle 1/50 000).....	2
Figure N°I3 : Extrait de carte géologique à l'échelle 1/500.000.....	3
Figure N°I4: Carte Hydrogéologique de la région	4
Fig. n°I5 Répartition Mensuelle de l'ETP dans la Région d'El-Attaf.....	7
FIGURE II.1 COURBE HYPOMETRIQUE DU SOUS BASSIN VERSANT.....	13
Figure N°II.2 La répartition mensuelle des précipitations.....	20
Figure II. 3: résultats d'ajustement à la loi de log normale.....	30
Figure II.4 résultats d'ajustement a la loi de Gumbel.....	25
Figure II.5 : courbes des pluies de court durée fréquentielles.....	28
Figure II.6 : courbes des intensités fréquentielles.....	28
Figure II.7: Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin.....	38
<i>Figure III.1 : Canal trapézoïdal ouvert en Béton (Tronçon A1 - A16).....</i>	<i>40</i>
<i>Figure III.2: Canal rectangulaire couvert en Béton (Tronçon A16 - A70).....</i>	<i>40</i>
Figure IV.1 : schémas de ligne d'eau type S₁.....	53
Figure IV.2 : Profondeur critique.....	53
Figure IV.3 : schémas de ligne d'eau type S₁.....	56
Figure IV.4 : Profondeur critique.....	56
Figure IV.5 : schémas de ligne d'eau type S₂.....	59
Figure IV.6 : Profondeur critique.....	59
Figure IV.7 : schémas de ligne d'eau type S₂.....	62
Figure IV.8 : Profondeur critique.....	62
Figure IV.9 : schémas de ligne d'eau type S₂.....	65
Figure IV.10 : Profondeur critique.....	10
Figure IV.11 : schémas de ligne d'eau type C₂.....	67

Figure IV.12 : Profondeur critique.....	68
Figure N° V. 01: Les poussées de terres agissant sur le canal.....	71
Figure N° V.02 : Répartition de la poussée de terre sur le canal.....	72
Figure N° V.03 : Répartition des charges sur le canal.....	73
Figure N°V.04 : Diagrammes des réactions.....	74
Figure N°V.05: Diagrammes des moments	74
Figure N°V.06 : Schéma de ferrailage	76
Figure N°V.07 : Diagrammes des réactions.....	78
Figure N° V.8: Diagrammes des moments.....	78
Figure N°V09 : Schéma de ferrailage.....	80
<i>Figure. VI.1 : Réseau à nœuds</i>	<i>89</i>
<i>Fig. VI.2 : Diagramme de GANTT.....</i>	<i>91</i>

Liste des planches

Planche N°01	Plan de situation
Planche N°02	Plan de l'aménagement
Planche N°03	Profil en long
Planche N°04	Profil en travers
Planche N°05	Plan de ferrailage

Introduction générale:

Les inondations de nos villes et de nos communes sont des phénomènes de plus en plus fréquents.

L'inondation est à la fois :

- Un phénomène naturel ou induit involontairement par des transformations artificielles du milieu , ou encore une action humaine volontaire ou accidentelle : le fait ou l'action d'inonder;
- Un état temporaire, résultat de ce phénomène ou de cette action.

Les inondations sont le plus souvent causées par les crues des cours d'eau. Elles peuvent aussi résulter d'une lenteur, voire d'une absence d'infiltration dans des espaces soumis à des averses de forte intensité que les conditions "accidentelles" de l'accumulation, soient d'ordre hydrologique, topographique, météorologique ou anthropique.

La gestion des eaux pluviales devient donc aujourd'hui un enjeu fort pour les élus locaux, responsables de l'aménagement urbain et soucieux d'assurer la sécurité et le confort de leurs administrés.

Par ailleurs, les rejets urbains par temps de pluie pèsent fortement sur la qualité des cours d'eau : les importants volumes d'eau à évacuer ne peuvent être pris en compte par les ouvrages d'assainissement et rejoignent directement le milieu naturel.

Mieux gérer le ruissellement, c'est non seulement lutter contre le risque d'inondation, c'est aussi contribuer à limiter les rejets polluants au milieu naturel.

L'entretien raisonné d'un cours d'eau doit répondre aux contraintes imposées (hydrauliques, entretien accès, fréquentation, usages) en respectant l'existence d'habitats multiples. Cet entretien doit répondre à différents critères dont la conservation de la capacité d'écoulement ; la stabilité des berges, l'état et le fonctionnement des ouvrages d'art.

DONNEES DE BASE

I-1) INTRODUCTION :

L'objet de cette étude est de trouver une solution pour résoudre le problème des inondations de la localité de oued djemaa, il s'agit de l'aménagement de Oued Djerrar

I-2) SITUATION GEOGRAPHIQUE:

La Commune de Oued Djemaa est située au Sud de la wilaya de Ain Defla. Elle est limitée par:

- Au Nord par les communes d'Ain Soltane et Bir Ouled Khélifa.
- A l'Ouest par les communes de Bordj Emir Khaled et Tarik Ibn Ziad
- A l'Est par les communes d'Ain Lechiaikh et Barbouche et la commune de Oued Hellal de la wilaya de Médéa.
- Au Sud par la commune de Derrag de la wilaya de Médéa.



Figure N°I.1 : Limites administratives de la commune de Oued Djemaa wilaya d'Ain Defla

I-3) DONNEES GENERALES DE LA REGION :

I-3-1) Relief et topographie :

Le relief de la région est caractérisé par des pentes allant jusqu'à 24 %, il est présenté comme suit :



Figure N°I.2 : Délimitation des bassins versants de l'agglomération de oued djemaa (Extrait de la carte d'état major de Djendel à l'échelle 1/50 000)

Tableau N°I-1 : Présentation du relief

	Superficie km2
Plaine	2.46
Bas piémonts	5.24
Hauts piémonts	2.78
Montagne	5.90
Total	16.4

I-3-2) Occupation du sol :

Le territoire de la commune présente une superficie agricole utile de 54.73 % par rapport à la superficie globale.

L'espèce de la commune est marquée par la présence d'un élément physique qui traverse la commune du Sud au Nord, il s'agit de oued Deurdeur.

I-3-3) Présentation de la zone d'étude :

a) Morphologie de l'agglomération :

La structure morphologique de l'agglomération de oued djemaa est très lâche, la densité actuelle est de quelques 8 logements /ha, la superficie de l'agglomération couvre une superficie de 46 ha.

b) Population :

La population escompte pour le dernier recensement est de 4138 habitants.

I -4) CONTEXTE GÉOLOGIQUE RÉGIONAL :

I-4-1) INTRODUCTION :

Les séismes qui ont ébranlés non seulement la région de Cheliff mais toute celle qui s'étend entre le massif de l'Ouarsenis et la mer, méritaient à raison de leur emplacement et de leur intensité des études géologiques intensives.

I-4-2) ÉVOLUTION GÉOLOGIQUE DE LA RÉGION :

Une esquisse de l'histoire de la région au cours des périodes géologiques permettant de rappeler sa formation progressive, sa constitution actuelle et sa structure peut être suivie sur la carte 1/500 000è

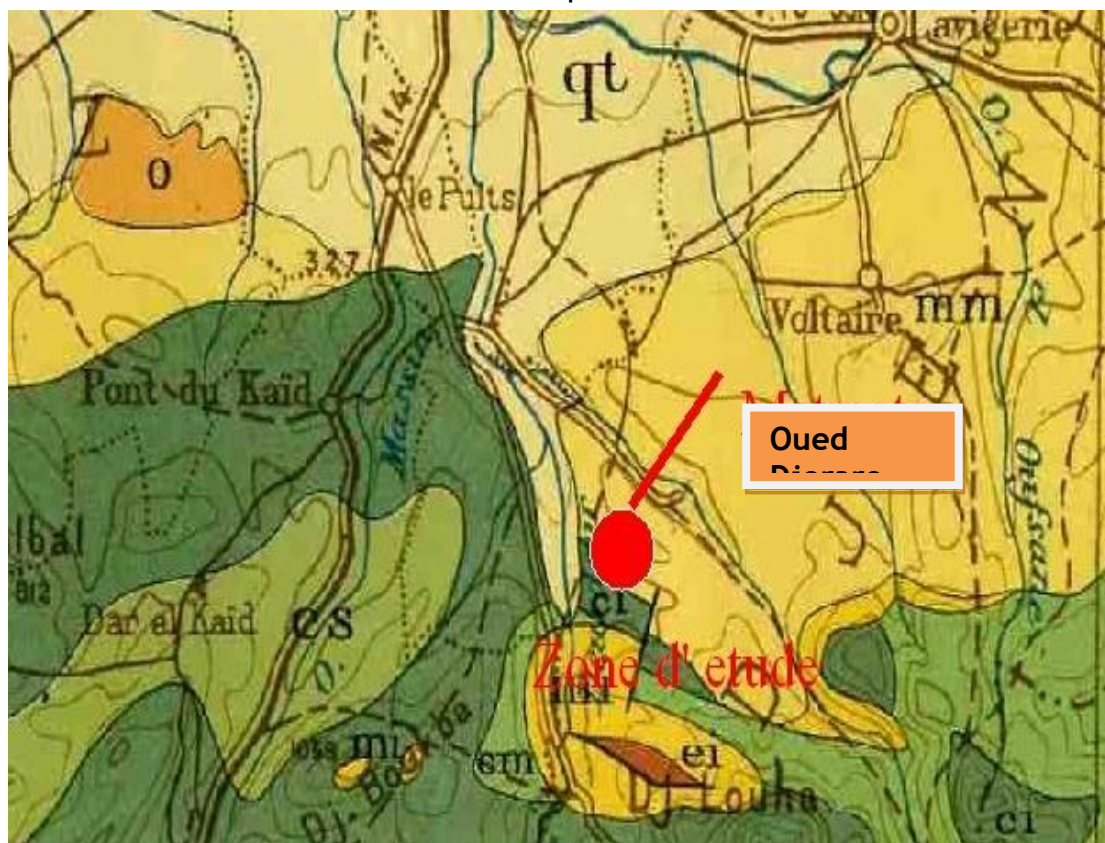


Figure N° I.3 : Extrait de carte géologique à l'échelle 1/500.000

I-5) CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE DE LA RÉGION :

Les ressources en eaux potables de la région sont en grande partie mobilisées à partir des forages et sources des nappes aquifères suivantes:

- * Les alluvions quaternaires.
- * Les grès pliocène.
- * Les calcaires jurassiques.

I-5-1) La nappe aquifère des dépôts quaternaires (alluvions) :

Les alluvions sont constituées de limon et d'argile, occupant la plupart de la surface de la plaine, sous laquelle se trouvent les formations grossières de galets et graviers.

I-5-2) La nappe des grès :

Ces formations apparaissent dans la plaine du moyen CHELLIF, en bordure du massif de TEMOULGA et l'ouest d'EL ABADIA, elles sont constituées de grès et sables, ainsi elles affleurent dans la plaine du haut CHELLIF sous forme de grès et conglomérats et d'argile gréseuse.

I-5-3) La nappe du calcaire jurassique :

Aquifère karstique à surface libre, a structure tabulaire ou plissée plus ou moins compartimenté, sa capacité de régulations varie suivant la hauteur noyée, cette formation est connue en affleurement dans le massifs de ZACCAR , ROUINA et TEMOULGA (Voir carte ci dessous) .

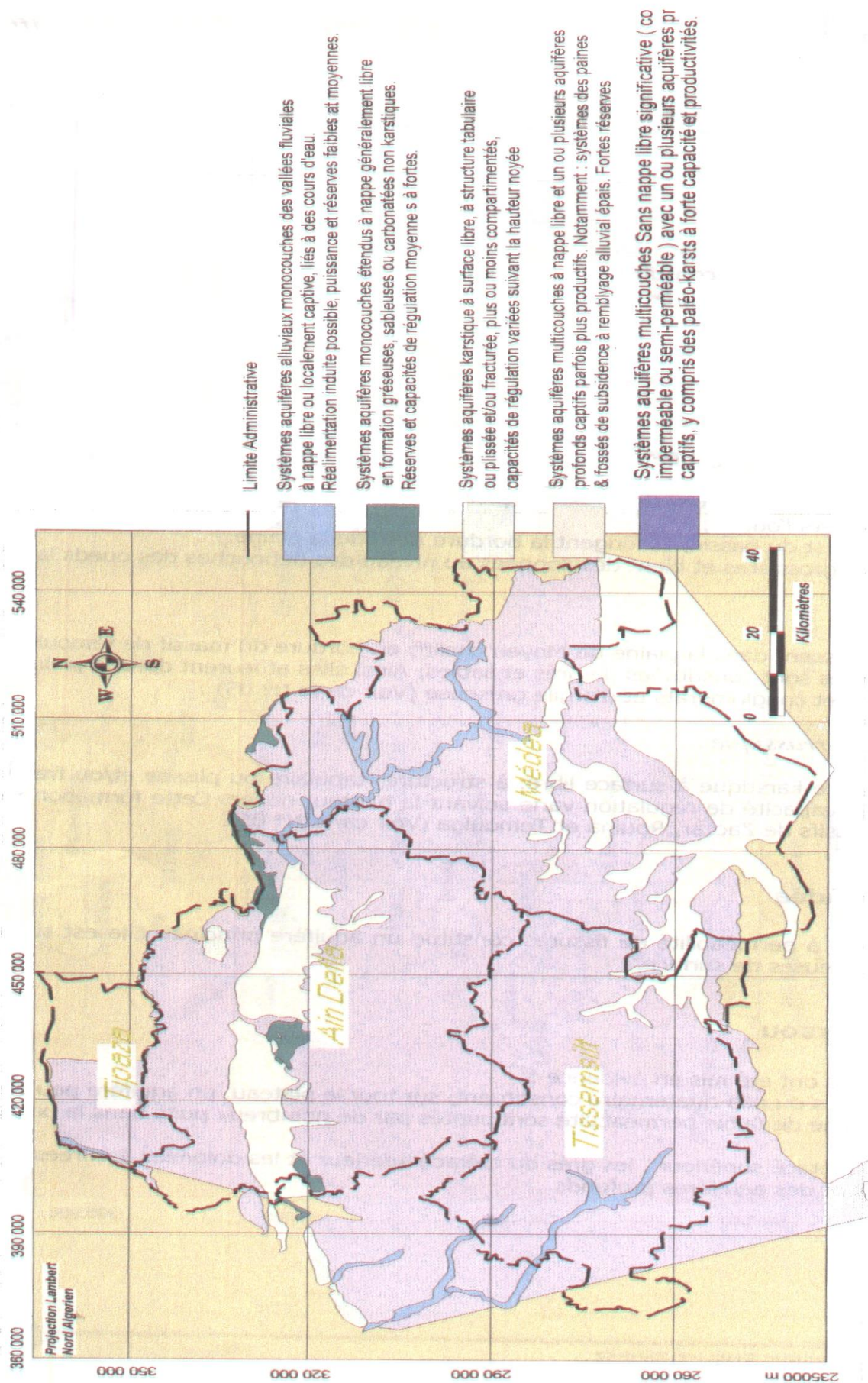


Figure N°I.4: Carte Hydrogéologique de la région

I -6) APERÇU CLIMATIQUE

L'analyse des paramètres et autres indicateurs climatiques et hydroclimatiques sont considérés par les hydrologues et les hydrogéologues comme étant particulièrement discriminants sur le plan de la quantification et de l'exploitation ou gestion des ressources en eau, en rapport avec la géologie et la distribution spatiale des précipitations, des systèmes hydrographiques et d'occupation des terres et, en définitive, des systèmes de ressources de l'espace rural et naturel, et des systèmes d'usage de ces ressources par les populations locales. Ces indicateurs climatiques sont aussi des indicateurs commandant l'intensité des impacts anthropiques sur le milieu naturel. Le climat dans la région est du type méditerranéen continental spécifique aux monts de l'Ouarsenis par des hivers rigoureux, pluvieux et des étés chauds et secs.

I-6-1) DETERMINATION DE PRINCIPAUX PARAMETRES CLIMATIQUES.

1) Température de l'air :

Les observations recueillies aux stations voisines, en l'occurrence celles de Miliana, Arib, Ponteba, Fodda Barrage et Chleff, stations qui présentent les mêmes caractéristiques climatiques que notre bassin projeté, sur plus de trente années observées, ont pu situer la température moyenne annuelle à 17.5°C, moyennant l'extrapolation thermique régionale. En terme saisonnier, les températures varient entre 7°C au mois de janvier, généralement marquée par la proximité de l'effet continental et 28°C aux mois de juillet-août, dont les entrées froides envahissent pratiquement l'ensemble de la région en hiver.

Tableau N°I-2 : Répartition Mensuelle des températures

Région de Ain Defla

Période 1966-96

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	An
Miliana 66-98	22. 7	17. 6	12. 8	9.3	8.5	9.5	11. 2	13. 2	17.4	22. 1	26. 7	26. 8	16. 5
Chleff 51-96	25. 4	19. 7	14. 8	11. 3	10. 3	11. 5	13. 5	15. 8	20.2	24. 9	28. 9	29. 1	18. 8
Ain Defla	21.	16.	11.	8.7	7.7	8.9	10.	12.	15.7	22.	26.	25.	15.

	8	2	8				6	9		1	5	6	7
--	---	---	---	--	--	--	---	---	--	---	---	---	---

Source ANRH

2) Evapotranspiration potentielle :

Quant à l'évaporation qui constitue un facteur essentiel pour établir un bilan hydrique, les mesures effectuées dans la région de Ain Defla, montrent une extrême dissipation d'eau par les conditions climatiques sévères en périodes des étages. Le pouvoir évaporant, très accentué en été, exige près de 75% du total annuel. Les variations dans la journée sont extrêmement importantes dont les valeurs, selon le mois, passent du simple au double.

La répartition mensuelle illustre notamment ce type de variations irrégulières dont les écarts à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporants. La tranche d'eau corrigée évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1386 mm.

Tableau N°I-3 : Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle corrigée
Région d'El-Attaf

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	An
ETP en mm	150	94	57	40	41	56	91	118	158	180	217	184	1386
en %	10.8	6.8	4.1	2.9	2.9	4.0	6.5	8.5	11.4	13.0	15.7	13.3	100

Source ANRH

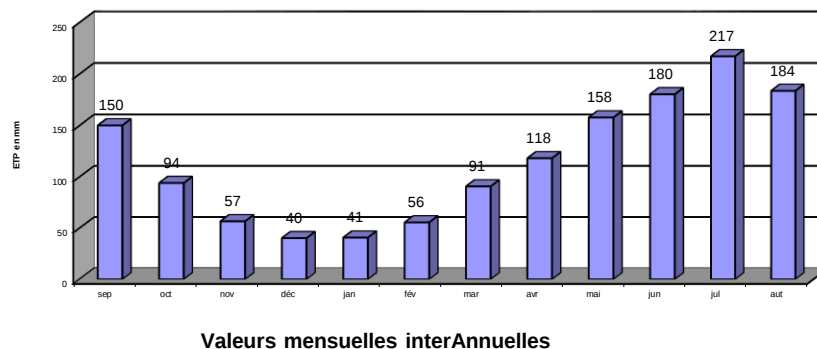


Fig n°I.5 Répartition Mensuelle de l'ETP dans la Région d'El-Attaf

3) Les Vents :

La direction dominante des vents est Nord-Ouest avec une vitesse moyenne de 5m/s. Le Sirocco souffle essentiellement en juillet et août, qu'environ 20 jours par ans.

4) Humidité relative :

Le tableau N°I-4 donne la répartition mensuelle de l'humidité de l'air. La moyenne annuelle étant de 58.9%.

Tableau N°I-4 : Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air (%)

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
	t						s					t	
%	51.	61.	65.	70.	68.	70.	65.8	64.	60.	49.	36.	42.2	58.
	2	1	8	5	5	1		8	9	5	5		9

Source ANRH

5) Tension de vapeur :

Le tableau N°I-5 donne la variation mensuelle de tension de vapeur. La moyenne annuelle étant de l'ordre de 9.7 mbar.

Tableau N°I-5 : Moyennes mensuelles de tension de vapeur d'eau (mb)

	Sep	Oct	No	Dé	Ja	Fé	Mar	Av	Mai	Juin	Juil	Août	An
	t		v	c	n	v	s	r				t	

mba	12.4	10.	8.7	7.8	7.0	7.7	8.1	9.0	10.	11.	11.	12.5	9.
r		6							1	9	0		7

Source ANRH

6) Insolation :

La durée d'insolation est donnée au tableau N°I-6 en heures par mois. La moyenne journalière mensuelle d'insolation la plus faible est enregistrée en Décembre-Janvier (6.1h), alors que la plus grande en Juillet (11.1h) : une moyenne de durée d'insolation journalière annuelle de 8.0h.

Tableau N°I-6 : Moyennes mensuelles d'insolation (heures)

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
heures	9.3	7.8	6.7	6.1	6.1	6.4	7.6	7.7	8.8	10.2	11.1	10.2	8.0

Source ANRH

I-7) Conclusion :

La lecture des données climatiques, géologique et venons de la décrire et fait ressortir que la ville oued djemaa, nous est sujette au déversement des eaux pluviales en cas de crues et en périodes pluvieuses, en raison de son contact directe avec bassins. L'étude de l'aménagement dans les chapitres suivants a pour objectif l'évacuation de ces eaux pluviales.

Etude hydrologique

II.1 : Introduction :

La présente étude hydrologique établie, ayant pour objet essentiel la détermination des Principaux paramètres hydrologiques nécessaires au pré dimensionnement des ouvrages hydrauliques projetés, rentre dans le cadre de l'étude de protection de l'agglomération de oued Djemaa contre les eaux pluviales, dans la wilaya d'Ain Defla.

II.2 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants:

II.2-1 : Définition du bassin versant :

On appelle bassin versant d'un cours d'eau (permanent ou temporaire) l'ensemble des terrains tels que les eaux de pluie, qui y tombent et y ruissellent, atteignent finalement le cours d'eau en question.

Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement. Le premier travail consiste à délimiter le bassin versant.

II.2.2 : Morphométrie

Les différents paramètres morphométriques sont calculés à partir des cartes topographiques 1/50000 et sont résumés dans le **Tableau II.1**

II.2.2.1 : la surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration) elle est déterminée par logiciel *AUTOCAD* sur la carte topographique.

II.2.2.2 : le périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

II.2.2.3 : Indice de compacité de Gravelius :

Indice de Gravelius « Kc » Appel aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin, et exprime l'allongement des bassins versants.

$$K_C = \frac{P_{BV}}{2\sqrt{\pi S_{BV}}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

Plus le Kc sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

II.2. 2.4 : Le rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L, l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petites côtes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites côtes

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_C \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.2)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{K_C \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.3)$$

Tableau II.1 : paramètres morphométriques de bassin versant :

<i>Bassin versant</i>	<i>S (Km²)</i>	<i>P (Km)</i>	<i>Kc</i>	<i>L [Km]</i>	<i>l [Km]</i>
<i>BV</i>	<i>15,57</i>	<i>1 ,65</i>	<i>1,33</i>	<i>5,96</i>	<i>3,35</i>

Avec :

S : surfaces des bassins versant [Km²]

P : périmètres des bassins versant [Km]

Kc: Indice de compacité de Gravelius

L :La longueur du rectangle équivalent [Km]

l : La largeur du rectangle équivalent [Km]

II.2.3 : Les reliefs :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

II.2.3.1 : Répartition et Courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques peuvent 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.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau II.2: Répartition en % de la surface élémentaire de Bv

Altitudes (m.)	Hi (m)	Surfaces				Si.Hi (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
644-640	642	0,233	1,5	0,233	0,233	149,586
640-620	630	0,937	6,02	1,17	7,514	590 ,31
620-600	610	1,262	8,11	2,432	15,042	769,82
600-580	590	1,124	7 ,22	3 ,556	22,838	633,16
580-560	570	1,416	9,1	4,972	31,933	807 ,12
560-540	550	1,713	11	6,685	42,935	942,15
540-520	530	2,071	13,30	8,756	56,236	1097 ,63
520-500	510	1,907	12,25	10,663	68,484	942 ,15
500-480	490	2,342	15,04	13,005	83,526	972,57
480-460	470	2,087	13,41	15,092	96,929	1147,58
460-450	455	0,476	3,05	15,57	100,000	980,89
la Somme		15,57	100			9032,966

Répartition et courbes hypsométriques dans la figure suivante:

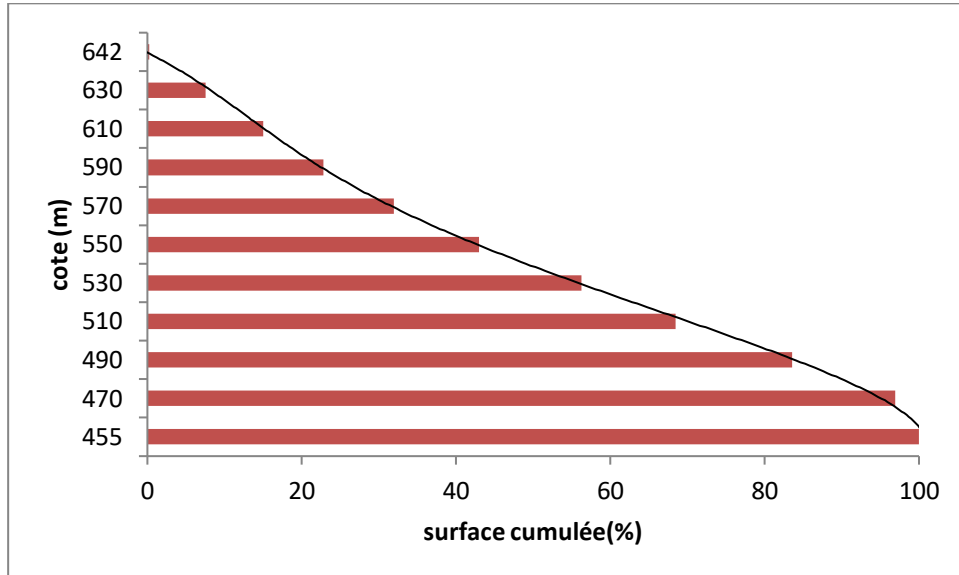


FIGURE II.1 COURBE HYPSONOMETRIQUE DU SOUS BASSIN VERSANT

II.2.3.2 : Les altitudes caractéristiques :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas, généralement à l'exutoire.

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec : **H_i** : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutifs en m

S_i : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutifs en km^2

S : surface totale du bassin versant en km^2

Les résultats dans le tableau II.3 :

Tableau II.3: les altitudes caractéristiques :

<i>Bassin versant</i>	<i>BV</i>
<i>Hmax (m)</i>	644
<i>Hmin (m)</i>	450
<i>H_{50%}(m)</i>	554.3
<i>Hmoy(m)</i>	547

II.2.3.3 : Indice de pente globale Ig :

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

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec : **D** : Dénivelée entre H_{50%} et H_{95%} (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

H_{50%} et H_{95%} sont respectivement Les altitudes correspondantes à S_{50%} et S_{95%}

Les résultats dans le tableau II.4 :

Tableau II.4: Indice de pente globale Ig :

<i>Bassins versant</i>	<i>H_{5%}(m)</i>	<i>H_{95%}(m)</i>	<i>H_{5%}- H_{95%}</i>	<i>L (km)</i>	<i>Ig(m/ km)</i>
<i>Bv</i>	630.5	460.8	169.7	5.96	28.47

II.2.3.4 : Pente moyenne des bassins versants I_m :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec : ΔH :Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,....., n (m)

S :Surface du bassin versant (Km²)

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.5: pentes moyennes des bassins versant I_m :

<i>Bassin versant</i>	<i>Bv</i>
<i>I_m (%)</i>	3.43

II.2.4 : Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, 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.

II.2.4.1 : La densité de drainage:

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S .Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km / Km² .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

D_d :densité de drainage [km/km²] ;

L_i :longueur de cours d'eau [km] ;

S :surface du bassin versant [km²].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Les densités de drainage :

Bassin versant	BV
Dd [km/km²]	1.17

II.2.4.2 : La pente moyenne du cours d'eau :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :P_{moy}: pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH: dénivellation entre deux points suffisamment distance [m] ;

ΔL: longueur du cours d'eau principal [km].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.7: Les pentes moyennes des cours d'eau principaux:

BV	BV
P_{moy} (m/km)	32.55

II.2.4.3 : Le temps de concentration :

Concentration 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, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a))$$

Théoriquement on estime que t_c est 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 estimé à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

1. Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (II.8)$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principal en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

2. Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots (II.9)$$

L : longueur du talweg principal en [Km];

H_{max} , H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

3. Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

S : Surface du bassin versant en [Km2] ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats des différentes méthodes dans le tableau suivant

Tableau II.8: Les temps de concentration :

<i>Formules</i>	<i>BV</i>
<i>GIANDOTTI</i>	<i>3.14</i>
<i>CALIFORNIA</i>	<i>0.99</i>
<i>VENTURA</i>	<i>0.087</i>

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter les valeurs, *GIANDOTTI* qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de *GIANDOTTI* tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

II.2.4.4 : VITESSE MOYENNE DE RUISSELLEMENT:

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Les résultats de la vitesse moyenne de ruissellement dans le tableau suivant :

Tableau II.9: La vitesse de ruissellement :

<i>Bassin versant</i>	<i>BV</i>
<i>V_R (Km/h)</i>	<i>1.917</i>

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau II.10: caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants :

caractéristiques	BV
1-Morphométrie	
Surfaces (Km ²)	15.57
Périmètres (Km)	18.65
Longueurs de R-E (Km)	5.96
Largeurs de R-E (Km)	3.35
2-Les reliefs	
2-1-Les altitudes caractéristiques	
Altitudes max (m)	644
Altitudes moy (m)	547
Altitudes méd (m)	554.3
Altitudes min (m)	450
Altitudes 5 (m)	630.5
Altitudes 95 % (m)	460.8
Indice de pente globale Ig (m/Km)	28.47
les pentes moyennes des BV Im (%)	3.43
3-Le réseau hydrographique	
la densité de drainage Dd (Km/Km ²)	1.17
longueurs des cours d'eau principale (Km)	6.02

pentés moy des cours d'eau principal	m /km	32.55
Temps de concentration	(h)	3.14
vitesse moyenne du ruissellement	(Km/h)	1.917

II.3 La pluviométrie :

II.3.1 Pluie moyenne annuelle :

Avant évaluer les précipitations sur les bassins versant nous avons analysée les données disponibles à la station pluviométrique.

L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de la station pluviométrique khemis Qui possède 37 années d'observation.

Tableau II.11: la station pluviométrique :

Station	Code	Source	Coordonnées			Années D'observation	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
khemis	011717	A.N.R.H	456,2	329	300	1975 - 2011	37 ans

TABLEAU II.12 : Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station khemis :

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	total
Pluie (mm)	13,01	17,25	20,93	18,6	19,75	18,43	20,24	13,43	12,73	6,79	2,76	3,8	167,72
Pluie (%)	7,76	10,28	12,48	11,09	11,77	10,99	12,06	8,01	7,59	4,05	1,64	2,26	100

ANRH

BLIDA

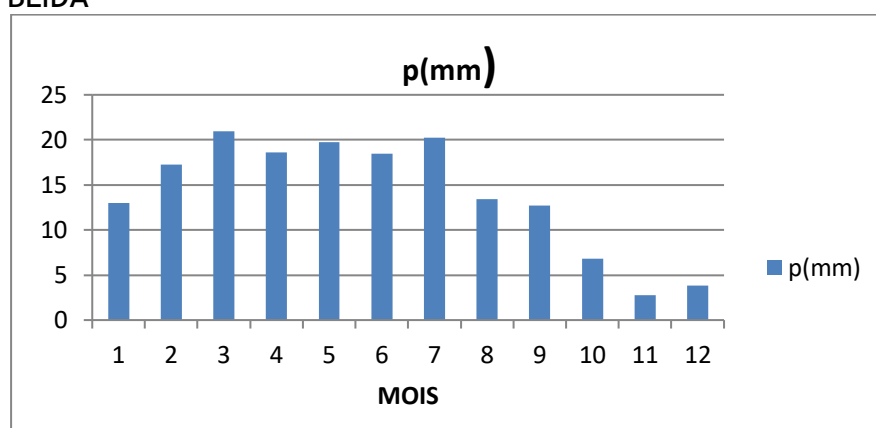


Figure N°II.2 La répartition mensuelle des précipitations.

II.3.3.1.1: Paramètres statistiques de l'échantillon :

Les résultats des paramètres statistiques dans le tableau suivant :

Tableau II.13: Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	37
Minimum	20
Maximum	73
Moyenne	38.9
Ecart type	14,3
Médiane	34
Coeff de variation Cv	0,367
Coeff d'asymétrie Cs	0,696
Coeff d'aplatissement CK	2.22

II.3.3.1.2 : Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

II.3.3.1.2.1 : Ajustement à la loi log normale :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale,

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.12)$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \bar{\text{Log}x} + 6 \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{37} \text{Log}Xi}{N} \dots\dots\dots (II.13)$$

- Galton (Log -Normale)

Nombre d'observations : 37

Paramètres :

$U : 32.4658$

$\alpha : 11.1329$

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau II.14: résultats d'ajustement a la loi de lognormale :

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	q	XT	δ	95
100	0.990	83.9	9.59	65.1-103
50	0.980	76.1	7.97	60.5-91.7
20	0.950	65.8	5.98	54.0-77.5
10	0.900	57.7	4.61	48.7-66.8
5	0.800	49.3	3.39	42.7-56.0
2	0.500	36.5	2.15	32.3-40.7

Test d'homogénéité

Test d'adéquation (test de khi carré) :

H0 : L'échantillon provient d'une loi- Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi- Log normale

Résultats :

$\chi^2=7.76$

P=0.1702

Dégrés de liberté =5

Nombre de classe =8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

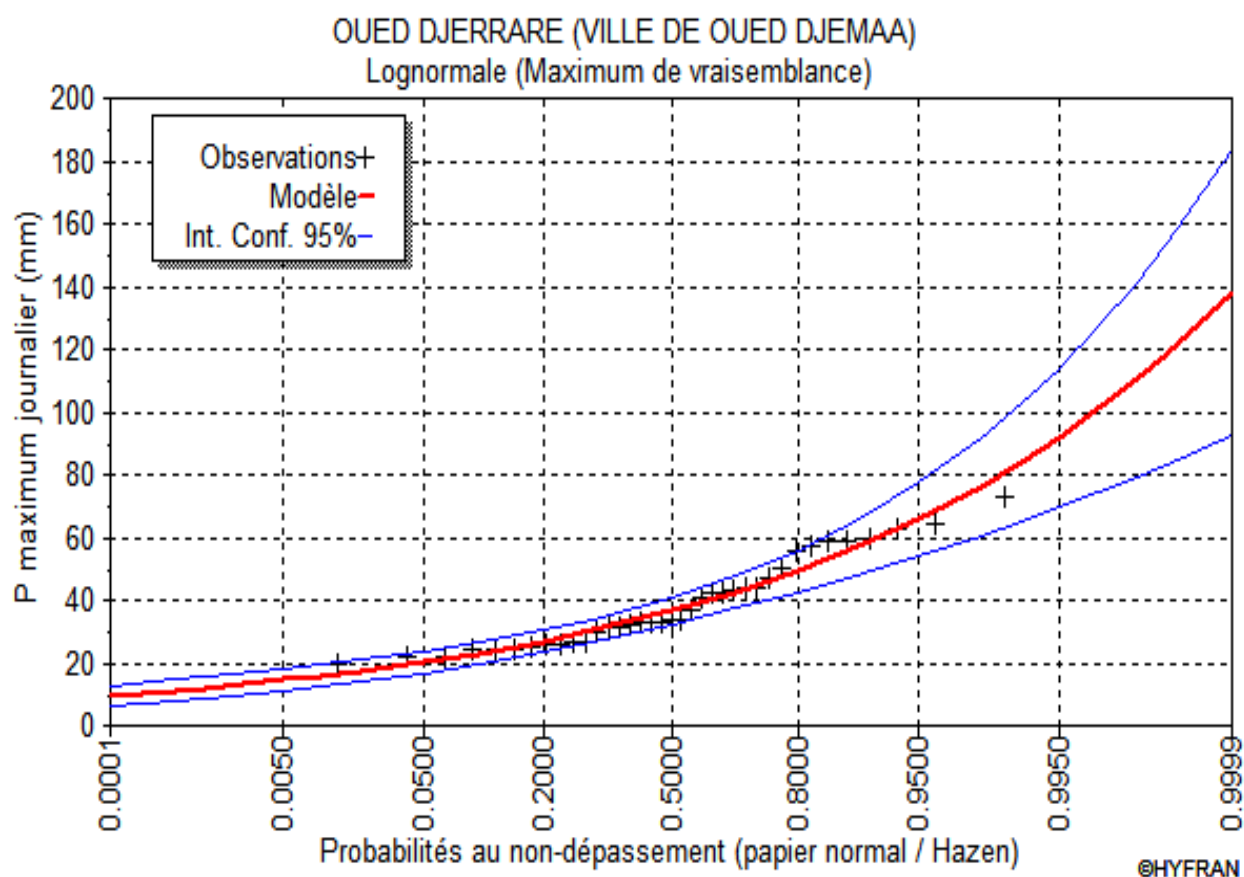


Figure II. 3: résultats d'ajustement a la loi de log normale

II.3. 3.1.2.2 : Ajustement à la loi de Gumbel

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.14)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

1/a : la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en(mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(31)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante : $y = - \ln (- \ln (F(x))$
- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Paramètres :

U : 32.4658

α : 11.1329

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau II.15: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel:

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	q	XT	δ	95
100.0	0.9900	83.7	9.21	65.6-102
50.0	0.9800	75.9	7.91	60.4-91.4
20.0	0.9500	65.5	6.19	53.4-77.7

10.0	0.9000	57.5	4.90	47.9-67.1
5.0	0.8000	49.2	3.63	42.1-50.3
2.0	0.5000	36.5	2.15	32.3-40.8

Test d'homogénéité

Test d'adéquation (test de khi carré) :

H0 : L'échantillon provient d'une loi- Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi- Log normale

Résultats :

$$X^2=7.76$$

$$P=0.1702$$

Dégrés de liberie =5

Nombre de classe =8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

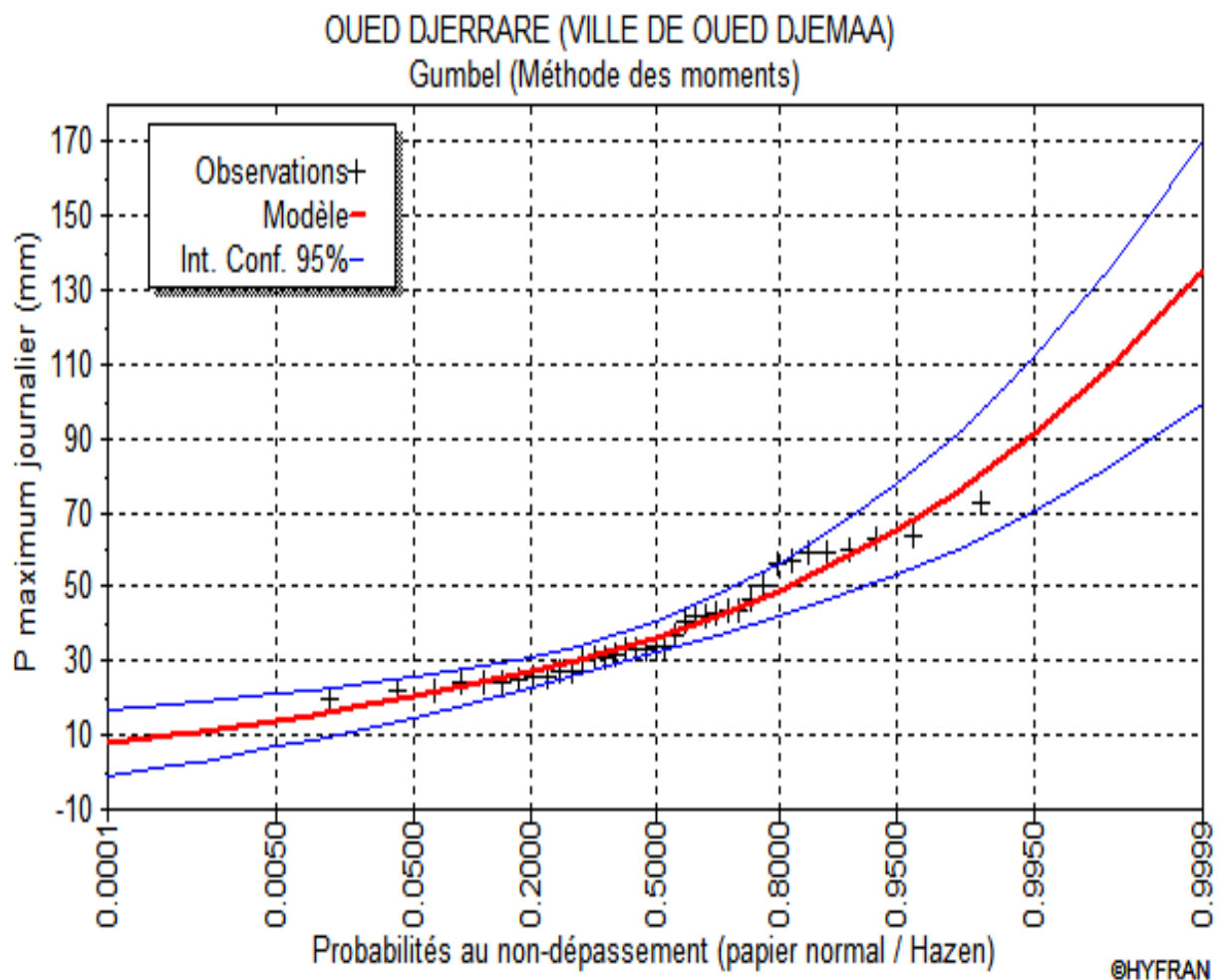


Figure II.4 résultats d'ajustement a la loi de Gumbel

Conclusion

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi log normale mieux que celle de GUMBEL, C'est-à-dire que notre série des pluies maximales journalières s'ajuste bien avec la loi Log normal.

Pour notre étude, nous allons prendre une période de retour de 100 ans.

II.3.3.2 : Pluies de courte durée :

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

$$P_{ct} = P_{\max j} \left[\frac{t}{24} \right]^b \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

Avec :t :durée de l'averse

b :exposant climatique b = 0.32 selon les études régionales de l'AN RH.

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

$$I = \frac{P_{ct}(t)}{t} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

Avec : I : l'intensité maximale de période t (h).

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

Tableau II.16 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour

période deretour	100		50		20		10		5		2	
T(h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	30,27	30,27	27,45	27,45	23,69	23,69	20,80	20,80	53,00	53,00	13,20	13,20
2	37,79	18,90	34,27	17,13	29,57	14,79	25,96	12,98	56,89	28,45	16,48	8,24

4	47,18	11,79	42,78	10,69	36,92	9,23	32,41	8,10	61,08	15,27	20,57	5,14
6	53,71	8,95	48,71	8,12	42,03	7,01	36,90	6,15	63,67	10,61	23,42	3,90
8	58,89	7,36	53,40	6,68	46,09	5,76	40,46	5,06	65,57	8,20	25,68	3,21
10	63,25	6,32	57,36	5,74	49,50	4,95	43,45	4,35	67,09	6,71	27,58	2,76
12	67,05	5,59	60,80	5,07	52,47	4,37	46,06	3,84	68,35	5,70	29,24	2,44
14	70,44	5,03	63,88	4,56	55,12	3,94	48,39	3,46	69,44	4,96	30,72	2,19
16	73,52	4,59	66,66	4,17	57,53	3,60	50,50	3,16	70,39	4,40	32,06	2,00
18	76,34	4,24	69,22	3,85	59,74	3,32	52,44	2,91	71,25	3,96	33,29	1,85
20	78,96	3,95	71,60	3,58	61,79	3,09	54,24	2,71	72,02	3,60	34,43	1,72
22	81,40	3,70	73,82	3,36	63,70	2,90	55,92	2,54	72,73	3,31	35,50	1,61
24	83,70	3,49	75,90	3,16	65,50	2,73	57,50	2,40	73,38	3,06	36,50	1,52

Tableau II.17

Période de retour		100		50		20		10		5		2	
T (h)		Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
BV	3.1 4	43.6 6	13.9 0	35.5 9	12.6 1	34.1 6	10.8 8	29.9 9	9.55	25.6 6	8.17	19.0 3	6.06

:

Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration

II.4 : Les apports :

II.4.1 : Apports liquides :

II.4.1.1 : Apport moyen interannuel (A_0) :

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques

a) Formule de L'INRH

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (\text{II.17})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

b) Formule de Derie II :

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2,983} D_d \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (\text{II.18})$$

D_d : Densité de drainage ($\text{Km} / .\text{Km}^2$)

S : Superficie du bassin versant [Km^2]

P : Pluie moyenne annuelle [m].

d) Formule de SAMIE :

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (\text{II.19})$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \dots\dots\dots (\text{II.20})$$

$\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km^2] ;

Le : Lamme d'eau écoulée en [mm].

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : apports moyens interannuels

<i>Bassins versant</i>	BV
Apport moy interannuel A_0	Mm^3
formule de L'INRH	0.08
formule de Derie II	0.03
formule de SAMIE	0.12

On prend les valeurs de la formule de SAMIE parce qu'elles sont proches des valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques

II.4.1.2 : caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e):

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$ (II.21)

A_0 :Apport moyen annuel [litres].

T :Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0):

On a : $M_0 = \frac{M_e}{S}$ (II.22)

M_e :Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

c) Lane d'eau écoulée:

On a : $L_e = \frac{A_0}{S}$ (II.23)

A_0 :Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$ (II.24)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lane d'eau écoulée en [mm].

e) Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a : $C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ (II.25)

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$ (II.26)

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

On a : $C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$ (II.27)

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- **Formule de L'ANTONOV:**

On a : $C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}}$ (II.28)

S : Superficie du bassin en [km²]

Les résultats des caractéristiques d'écoulement dans le tableau suivant :

Tableau II.19 : caractéristiques d'écoulement :

BV	S (Km ²)	A ₀ (Mm ³)	Me (L/S)	M ₀ (L/S/Km ²)	Le (mm)	Ce	Cv		
							F-SOKO	F-ANTO	F-OURK
BV	15.57	0.12	3.8	0.24	7.71	0.045	0.533	0.358	0.824

Conclusion :

On prend les valeurs de la formule de *F-SOKO* parce qu'elles sont proches des valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques.

– II.4.2. Estimation fréquentielle des apports:

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (loi de Galton) qui est donnée comme suite :

$$A_u = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}}{\sqrt{Cv^2 + 1}}$$

A%: apport de fréquence donnée

U:variable réduite de Gauss.

A₀:apport moyen annuel (Mm3).

Cv: coefficient de variation.

Tableau II.20 : l'apport fréquentiel du sous bassin versant

periode de retour(an)	2	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1
le variable réduit "u"	0	0.84	1.282	1.64	2.054	2.327
Apport (Mm3)	0,106	0,163	0.205	0.247	0.306	0.353

II.4.3. Evaluation des apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide

- Formule de TIXERONT :**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II.29)$$

Où : E_s : taux d'abrasion (t/km²/an)

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

a = 350 (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments γ=1.4T/m³.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (II.30)$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.21 : les apports solides :

BV	S (km ²)	Le (mm)	Es (T/Km2/an)	Vs (m3/ans)
BV	15.57	7.71	475.47	5287.94

II.5 : Etude de crues :

II.5.1 : Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

a) Méthodes historiques :

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé)

b) Méthodes empiriques :

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....

c) Courbes enveloppes :

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier, Chaumont...).

d) Méthodes probabilistes :

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..).

Méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des fortes pluies, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

e) Méthodes déterministes :

Modélisent fondamentalement le processus pluie - écoulement du bassin et elle ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue et qui permet aussi d'estimer son volume.

f) Méthode de l'hydrogramme unitaire :

Basée sur un travail de dépouillement averses - crues (version de Sherman).

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques

II.5.2 : Application sur les bassins versants :

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques :

Mallet - Gauthier, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins

II.5.2.1 : Formule de Mallet - Gauthier :

Dans leur étude 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 géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots\dots\dots (II.31)$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend (1,3)

$\bar{H}$: Précipitation moyenne interannuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

II.5.2.2 : 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.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{\bar{c} \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3,6} \dots\dots\dots (II.32)$$

A : Surface du bassin versant

$\bar{i}_{tc}$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau n° (II.22)

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

Tableau II.22 : Valeur de coefficient de ruissellement C :

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de	100	50	20	10	5	2

Retour						
C	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45

II.5.2.3 : Formule de Sokolovsky :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\%t_c} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (II.33)$$

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (II.34)$$

H_0 = perte d'eau initiale

S : Surface du bassin versant en Km^2

f : Coefficient de forme de la crue

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h

$X_{p\%, t_c}$: précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c .

0.28 : coefficient de changement d'unité

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (II.35)$$

Pour $S \leq 50 km^2$ on a $\gamma = 2$

- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau II.23 : valeur de coefficient de ruissellement α

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	100	50	20	10	5	2
$\alpha_{p\%}$	0.43	0.385	0.380	0.349	0.314	0.245

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km^2 on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Les débits de crues des bassins versants par les différentes formules dans les tableaux suivants.

Tableau II.24 : Débits de crues au bassin versant :

Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Sokolovsky
An	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
100	29.38	42.08	31.28
50	27.05	35.44	22.83
20	23.56	28.23	21.63
10	20.54	22.72	17.44
5	16.98	17.68	13.42
2	10.59	11.79	7.77

Nous adoptons les débits maximaux des crues données par la formule de **Mallet - Gauthier** pour notre dimensionnement, a fin d'éviter tout risque de sous dimensionnement.

II.5.3 : Hydrogrammes des crues :

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de **Mallet - Gauthier** qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques

- La montée de la crue : $Q_{\max} = Q_{\max p} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n$ (II.36)

- La décrue : $Q_{\max} = Q_{\max p} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m$ (II.37)

t_m : temps de montée de la crue

t_d : temps de la décrue

m, n : puissance des équations $m = 2, n = 3$.

$t_m = t_c$ et $t_d = \gamma \cdot t_c$ On prend $\gamma = 2$

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque bassin versant sont donnés aux tableaux suivants et les Hydrogrammes correspondants.

Tableau II.25: Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin versant.

Temps(h))	Qmax(1%)	Qmax(2%)	Qmax(5%)	Qmax(10%)	Qmax(20%)	Qmax(50%)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.5	0.119	0.109	0.093	0.083	0.069	0.043
1	0.949	0.874	0.745	0.663	0.548	0.342
1.5	3.203	2.949	2.513	2.239	1.851	1.154
2	7.592	6.990	5.956	5.308	4.388	2.737
2.5	14.828	13.652	11.633	10.366	8.570	5.345
3	25.623	23.591	20.102	17.913	14.809	9.236
3.14	29.380	27.050	23.050	20.540	16.980	10.590
3.64	25.269	22.914	19.526	17.400	14.384	8.971
4.14	21.086	19.121	16.294	14.519	12.003	7.486
4.64	17.282	15.671	13.354	11.900	9.837	6.135
5.14	13.855	12.564	10.706	9.540	7.887	4.919
5.64	10.807	9.800	8.351	7.442	6.152	3.837
6.14	8.137	7.379	6.288	5.603	4.632	2.889

6.64	5.846	5.301	4.517	4.025	3.327	2.075
7.14	3.932	3.565	3.038	2.707	2.238	1.396
7.64	2.396	2.173	1.852	1.650	1.364	0.851
8.14	1.239	1.124	0.958	0.853	0.705	0.440
9.14	0.059	0.054	0.046	0.041	0.034	0.021
9.42	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

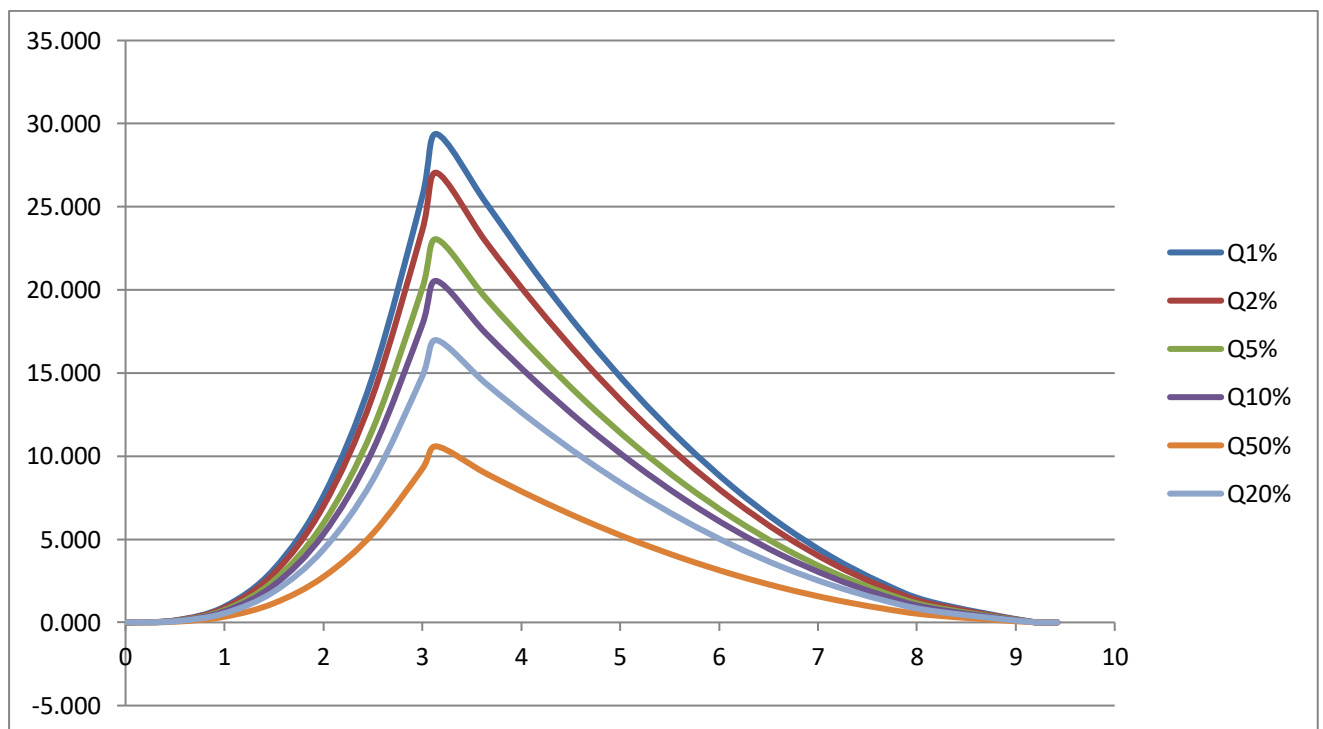


Figure II.6: Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin.

II.6.Conclusion :

Les Hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps.

Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la ville de OUED DJEMAA ont permis de dimensionner les ouvrages proposés pour protéger cette ville contre les inondations.

Etude de variantes

III.1 : Introduction :

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, composés de l'étude géologique et en fonction de l'analyse de la zone d'étude, des schémas seront proposés.

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville d'Oued Djemaa contre les crues. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles.

Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées au terrain avec ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

III.2 Synthèse et diagnostic :

La ville d'oued djemaa est traversée par l'oued djerrare sans aucune protection contre les inondations. Important que :

- ✓ Les oueds concernés ne sont pas aménagés en conséquence.
- ✓ Il en est de même pour les rétrécissements de la largeur des lits d'oueds qui peuvent conduire aux mêmes conséquences citées précédemment.

Cette situation se trouve aggravée par l'existence d'habitations qui se trouve soit sur le passage des oueds soit à leur proximité immédiate.

L'étude hydrologique, vu l'importance des débits ajoutés à ce constat, préconise la nécessité de prévoir des aménagements de protection de la ville contre les inondations. Il y'aura lieu donc de :

1. Procéder aux rééquilibrages des lits d'oued par élargissement et/ou approfondissement pour améliorer les conditions d'écoulement et de stabilisation des sections et du sens d'écoulement des eaux,
2. Réaliser des moyens d'évacuation des eaux pluviales soit en canaux soit en conduites circulaires, selon les cas (lit d'oued, voies, pistes, route ordinaire et route nationale...).

III.3 Choix de la forme de la section :

A fin d'optimiser les solutions, des variantes de la forme de la section du canal seront élaborées. Les sections les plus usuelles sont :

- Section trapézoïdale,
- Section rectangulaire.
- ***Section Trapézoïdale***

- Avantages

- Le faible coût, le revêtement se fait par un béton de faible épaisseur et armé par du treillis soudé (du fait de leur inclinaison, les berges sont auto stables).
- Facilité d'entretien (les sections trapézoïdales offrent de faibles profondeurs).

- Inconvénient

- L'inconvénient majeur de cette section est la largeur des berges qui peut constituer une contrainte de passage à proximité des habitations.

➤ **Section Rectangulaire**

- Avantages

- Par sa faible largeur il convient aux passages étroits.
- Facilité de la pose des dallâtes de couverture ou de grilles.
- La section reste inchangée lors de traversée de route.

- Inconvénients

- Le coût (il est réalisé en béton armé).
- la stabilité du talus est faible

Il apparaît clairement que notre zone d'étude est se trouve dans une zone rurale en dehors de l'agglomération, pour cela, nous choisissons la première section (*Trapézoïdale*) qui est la plus avantageuse.

III.4 : Variantes proposées :

Pour cette étude, nous proposons deux variantes pour la protection contre les crues :

Première variante : Protection en canal trapézoïdale et canal rectangulaire couvert en béton armé.

Deuxième variante : Protection en murs en gabions.

Dans ce qui suit, il est fait une description détaillée de chaque variante.

III.4.1 : Première variante : Protection en canal trapézoïdale et canal rectangulaire couvert en béton armé :

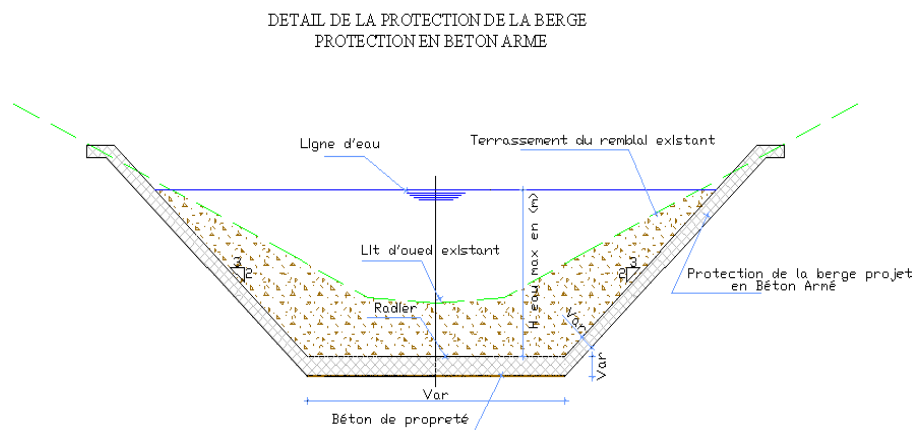
L'aménagement consiste au recalibrage et le reprofilage d'oued Djerrare à partir de la

traversée de route qui mène vers oued Djemaa on prendra en considération la projection

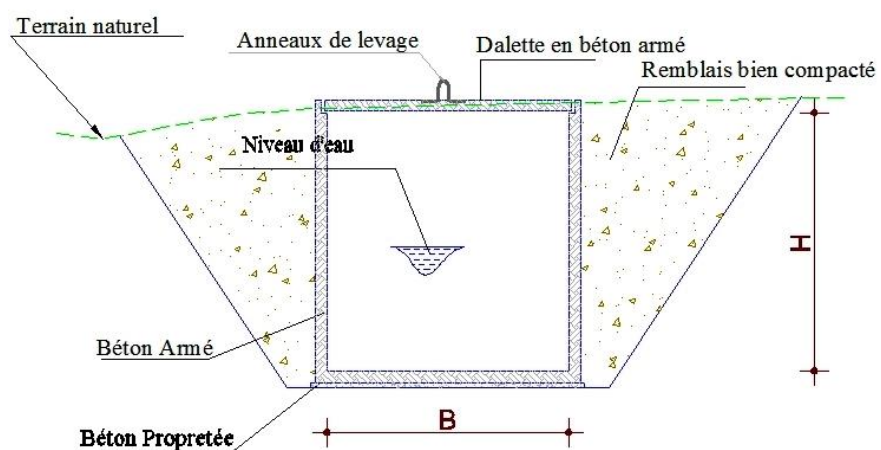
de la traversée de route. La forme du canal est trapézoïdale ouvert en béton sur un linéaire de

300ml à l'entrée du village et rectangulaire couvert en béton armé sur un linéaire de

1047 ml dans les zones urbanisées, Avec la Projection de trois traversées de route



**Figure III.1 : Canal trapézoïdal ouvert en Béton
(Tronçon A1 - A16)**



**Figure III.2: Canal rectangulaire couvert en Béton
(Tronçon A16 - A70)**

III.4.2 : Deuxième variante : Protection en murs en gabions :

Les gabions servent à la construction d'ouvrages efficaces et relativement peu coûteux pour la descente et la retenue des eaux . En agriculture, ils servent notamment à aménager :

- 1)-des chutes le long de cours d'eau et près de ponceaux pour adoucir des pentes abruptes et protéger contre l'érosion,
- 2)-des chutes pour déverser des voies d'eau dans des fossés collecteurs.

Parmi les autres utilisations toutefois moins courantes en agriculture , notons la protection des berges de cours d'eau et l'édification de murs de soutènement pour protéger contre l'érosion des flancs de coteaux.

III.5 Comparaison des variantes :

Tableau IV.1 Résumé les avantages et les inconvénients de deux variantes

	Variante N°1	Variante N°2
avantages	-Assurance d'une propreté relative faute de ne pas être utilisé comme d'écharge. -en cas d'obstruction une facilité de nettoyage (a ciel ouvert). -simple à réaliser et économique.	-Une simplicité d'installation : les treillis rigides permettent de disposer les pierres aléatoirement sans que cela ne déforme la structure. -Une grande résistance mécanique et une adaptabilité à son lieu d'implantation en s'adaptant aux variations du sol (tassement, affaissement). -Le gabion est robuste, durable, modulable. -Drainage naturel, anticorrosion et harmonie avec la nature, car ce sont des pierres naturelles -montage rapide, ne nécessitant pas de compétence particulière. -la rigidité de chaque gabion, -ces techniques sont préférables lorsque des habitations sont

		très proches de la zone à conforter.
inconvenants	risque réel d'être considéré comme décharge par les riverains. inconvenants -insécurité relative si elle pas prise en considération (barrière de sécurité s'impose).	Le principal inconvénient de ces techniques est de modifier le régime hydraulique de la rivière le long du linéaire mis en place. L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. -l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer d' derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer. -si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre

		rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.
--	--	---

III.6 Conclusion :

Après avoir cité les variantes probables d'être étudiées, on voit que la Première variante est la meilleure parce qu'elle contient des caniveaux trapézoïdaux en béton armé à l'amont qui peuvent recevoir les débits importants en cas de crue puis elle se complète par des caniveaux de forme rectangulaire couvert en béton armé pour tranquilliser l'écoulement, simple à réaliser, les risques sont négligeable aussi ne pose pas de problème lors de l'entretien.

Calcul hydraulique

IV.1 : Introduction :

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Il exige l'étude des processus de formation des ondes .et parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensioactive ...etc. Les courants à surface libre peuvent être permanent, non permanent .uniforme ou non uniforme.

Dans ce manuel on n'examine que les courants permanents

IV.2 : calcul hydraulique des variantes choisies :

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

IV.2.1 : Les conditions de l'écoulement uniforme :

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité de fond et des parois est constant.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

IV.2.2 : Les formules de calcul principal :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy :

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$v = C\sqrt{Ri} \dots\dots\dots (IV-1)$$

En utilisant le rapport suivant $Q = v * S$, on obtient

$$Q = CS\sqrt{Ri} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

S : section mouille (m^2)

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

I : pente de fond du canal.

IV.2.3 :Détermination de coefficient de Chézy :

En utilisant les formules empiriques pour Détermination de coefficient de chézy :

1-formule de PAVLOVSKI :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \dots\dots\dots (IV-3)$$

Avec :

C :coefficient de chézy (m^{0.5}/s)

n :la rugosité

R_h :rayon hydraulique R_h = S/P (m)

y :est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10) \dots\dots (IV-4)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \text{ a } R < 1\text{m} \dots\dots\dots (IV-5)$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \text{ a } R > 1\text{m} \dots\dots\dots (IV-6)$$

2-formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \dots\dots\dots (IV-7)$$

Avec :

C :coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R_h :rayon hydraulique R_h = S/P (m)

n :la rugosité

3- La formule de MANING-STRICKLER :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots (IV-8)$$

Avec

C : coefficient de chézy (m^{0.5}/s)

R_h : rayon hydraulique R_h = S/P (m)

n : la rugosité

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de chézy pour obtenir :

$$V = K.R_h^{2/3} . I^{1/2} \dots\dots\dots (IV-9)$$

Où :

K :coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I :la pente du radie

Remarque :

Dans notre étude on choisi la formule de MANING-STRICKLER :

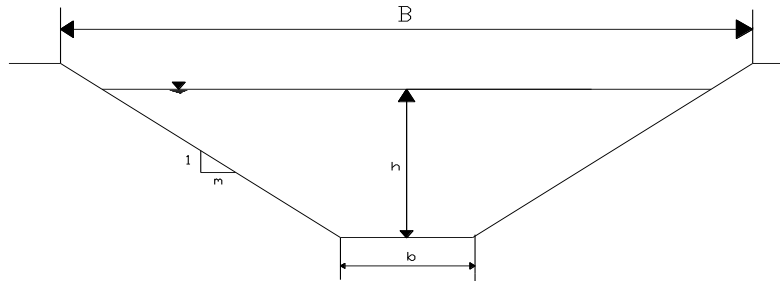
IV.2.4 : Les paramètres géométriques :

IV.2.4.1 : Le choix de la section de meilleure conductivité :

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum $Q_{\max}$ est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

Notre choix portera sur la section trapézoïdale, dont les caractéristiques sont les suivantes :



Avec :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$ dans la section la plus avantageuse

h : Le tirant d'eau maximum (pour $Q_{\max}$), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en m.

b : La largeur inférieure du canal, en m.

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = h \cdot (b + m \cdot h) \quad \text{..... (IV-10)}$$

$$P = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{..... (IV-11)}$$

IV.2.4.2 : Calcul du rayon hydraulique maximal:

$$\text{On a : } R_h = S / P \quad \text{..... (IV-12)}$$

Alors : Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de $P_{\min}$.

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

$$dS = h \, db + (b + m \cdot h) \, dh = 0 \quad \text{..... (IV-13)}$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad \text{..... (IV-14)}$$

Les équations 1 et 2 donnent :

$$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m \quad \text{..... (IV-15)}$$

Tableau IV.1: paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale:

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

R_h	$\frac{S}{P}$
-------	---------------

IV.2.5: Calcul de la profondeur normal h_n :

La détermination de h_n se fait par plusieurs méthodes ; Et parmi ces méthodes on a la méthode itérative et méthode d'AGROSKINE.

IV.2.5.1 :Méthode itérative :

On tire la valeur de h_0 à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (IV-16)$$

Avec :

S :Section mouillée ;

C :coefficient de CHEZY ;

R :Rayon hydraulique ;

I :pente du canal ;

Donc fixe la valeur de b on a donné les valeurs de h_n et détermine Q Jusqu a Q_{max} comme la dimensionnement les canaux propose dans la chapitre précédent

IV.2.5.2 : Méthode D'AGROSKINE :

D'après la méthode d'agroskine on a

$$F = \frac{1}{4m_0} \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad \text{avec: } m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m \dots\dots\dots (IV-17)$$

D'après les annexes on tire la valeur de R_a qui correspond à n et F Donc par la méthode d'interpolation linéaire on a trouvé la valeur $\frac{b}{Ra}$

Après on peut tirer la valeur du rapport h_n/R_a

IV.2.6:Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs, utilisé trois méthodes :

Parmi cette méthode on a, La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

IV.2.6.1 :Méthode graphique :

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h .

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui corresponde une énergie cinétique plus énergie potentielle minimale. Donc on construit le graphe de

$H_s = f(h)$ sachant que $H_s = E_p + E_c$

E_p : Energie potentielle et est égale à h ;

E_c : Energie cinétique et égale à $V^2/2g$;

IV 2.6.2 : Méthode itérative :

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} à régime critique par l'équation suivante :

$$\frac{\alpha Q_{nor}^2}{g} = \frac{S_c^3}{B_c} \dots\dots\dots (IV-18)$$

IV.2.6.3 : Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$h_{cr} = K. h_{cr(R)} \dots\dots\dots (IV-19)$$

$h_{cr(R)}$: Est h_{cr} de la section rectangulaire équivalente ;

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots (IV-20)$$

Et d'autre part :

$$K = 1 - (\sigma_e/3) + 0,105\sigma_e^2 \dots\dots\dots (IV-21)$$

$$\text{Avec: } \sigma_e = m.h_{c(R)}/b \dots\dots\dots (IV-22)$$

IV.2.7: Calcul de la pente critique:

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

$$Q = C.S_{cr} \cdot \sqrt{R_h.I_{cr}} \dots\dots\dots (IV-23)$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2.S_{cr}^2.R_h} \dots\dots\dots (IV-24)$$

IV.2.8: Calcul de la ligne d'eau

IV.2.8.1: Equation de la surface libre de la ligne d'eau :

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée. en se basons sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots (IV-25)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \dots\dots\dots (IV-26)$$

Dérivant l'équation (IV-25) par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots\dots\dots (IV-27)$$

$$\text{comme } \frac{dz}{dx} = -J_f \quad \text{et} \quad \frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2.R_h}$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2.R_h.J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g.S/B}} \dots\dots\dots (IV-28)$$

IV.2.8.2: Calcul de la surface d'eau :

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation (N° IV-28)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.

- La méthode par intégration graphique.

Remarque : Pour notre étude, on a utilisé le logiciel « **CANAL 21** » dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

IV.2.8.3 : Définition du logiciel :

Le logiciel canal21 est l'interface sous Windows du logiciel canal9 (MSDOS) développé par le CEMAGREF de Lyon. C'est un outil de calcul simplifié d'écoulement à surface libre. Il permet de traiter les caractéristiques d'écoulement dans des sections simplifiées, les lois des ouvrages hydrauliques classiques et les calculs de courbes de remous en régime permanent, fluvial et torrentiel, sur des géométries simplifiées.

IV.3 : Calcul des aménagements :

Dimensionnement des aménagements projetés sur l'oued djerrare :

Les différents aménagements projetés ont été décomposés en plusieurs tronçons en chaque.

Chacun de ces tronçons a été étudié en fonction des conditions topographiques et hydrauliques. C'est sur ces bases qu'ont été arrêtées les conditions optimales d'évacuation.

IV.3.1 : Canal trapézoïdale :

- Tronçon A₁-A₁₆:

$$Q=29.38\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon A₁-A₁₆ : 300m avec b= 5m et h=2.8m

Aménagement projeté : canal trapézoïdale en béton armé

Tableau IV.2 : Ligne d'eau du tronçon

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
29.38	71	3.1	0.22	0.85	1.38	T	300

Tableau IV.3 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 50m

	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (‰)	Type de courbe
Amont	0.0		1.380	1.000	1.948	2.2	S ₂
1	50	50	0.975	1.760	2.272	7.4	S ₂
2	100	50	0.905	1.980	2.444	9.5	S ₂
3	150	50	0.876	2.088	2.537	10.6	S ₂
4	200	50	0.861	2.145	2.588	11.3	S ₂
5	250	50	0.854	2.175	2.615	11.6	S ₂
aval	300	50	0.850	2.191	2.630	11.8	S ₂

Tableau IV.4: calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A₁-A₁₆

N ° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	29.38	1.380	8.904	8.806	7.760	0.988	1.000	3.336	Torrentielle
1	29.38	0.975	7.757	5.823	6.949	0.751	1.760	5.045	Torrentielle
2	29.38	0.905	7.561	5.347	7.811	0.707	1.980	5.494	Torrentielle
3	29.38	0.876	7.477	5.145	6.751	0.691	2.088	5.710	Torrentielle

4	29.38	0.861	7.436	5.047	6.722	0.679	2.145	5.821	Torrentielle
5	29.38	0.854	7.415	4.997	6.707	0.674	2.175	5.879	Torrentielle
aval	29.38	0.850	7.403	7.971	6.700	1.077	2.191	5.910	Torrentielle

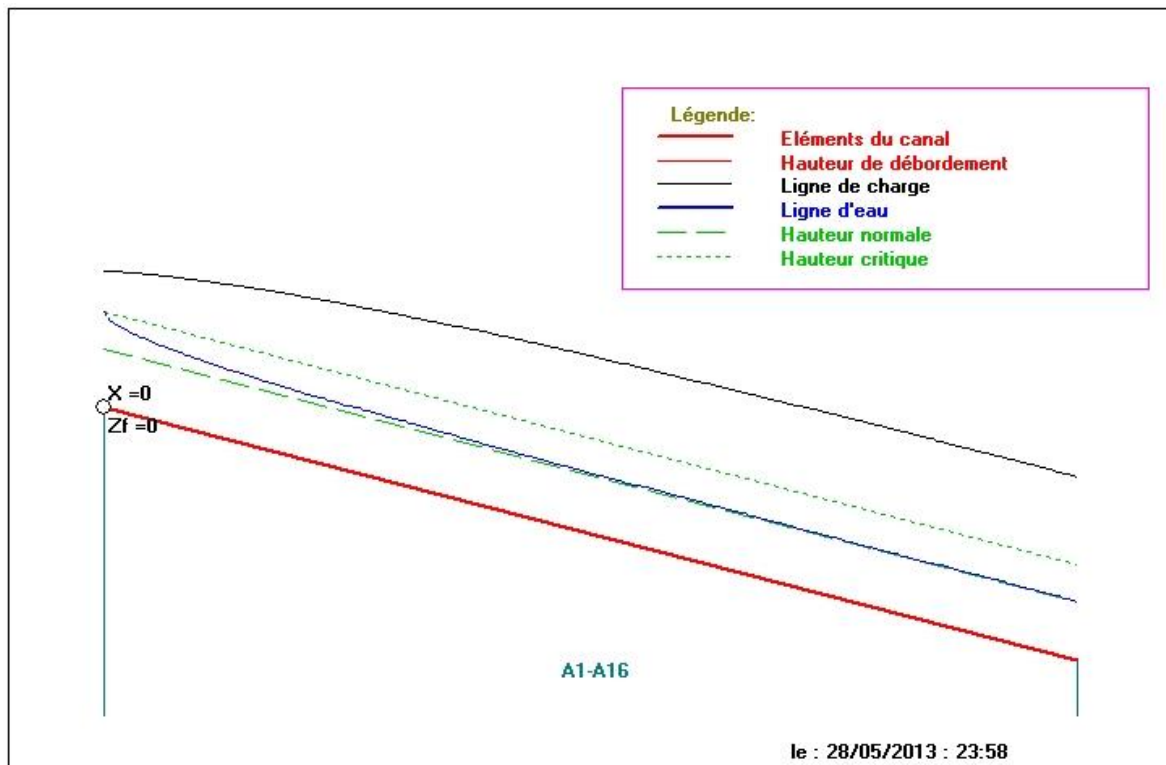


Figure IV.1 : Schéma de ligne d'eau type S₂

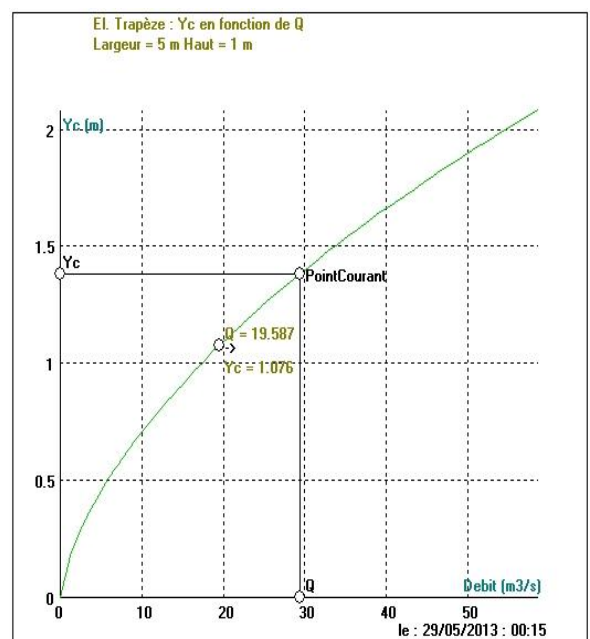
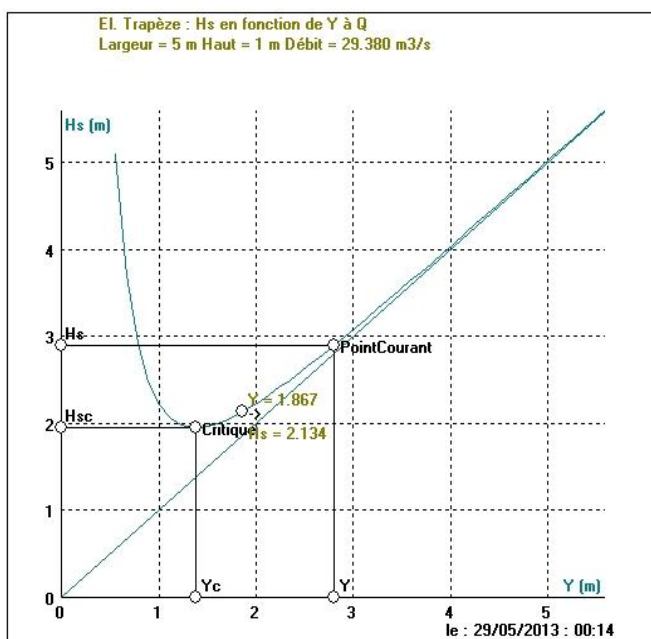


Figure IV.2 : Profondeur critique

*** Vérification du passage du débit à travers le canal existant :**

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers la section existante de la traversée de route

Nous devons calculer le Débit qui peut le porter la section existante (traversé de route)

Traversée de route en Ø2000x2

Section existante =3.14 m²

Périmètre de la section existant =6.28m

On prend la pente de la section existante est de 0.025

Donc le $Q=44.68 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit de dimensionnement < Débit qui peut porter la section existante.

D'après ce calcul, nous remarquons que la traversée de route **peut véhiculer le débit de crues.**

IV.3 .2 : Canal rectangulaire :

• Tronçon A₁₆-A₃₁ :

$Q=29.38\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon : 280m avec b= 5m et h=3.4m

Aménagement projeté : canal rectangulaire en béton armé

Tableau IV.5 : Ligne d'eau du tronçon A₁₆-A₃₁

Q (m ³ /s)	Strickler K (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n	H _C	Régime	L bief (m)
82.236	71	1.61	0.315	0.878	1.521	T	280

Tableau IV.6 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m

N ° de section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (°/∞)	Type de courbe
Amont	0.0		1.521	1.000	2.282	3.2	S ₂
1	20	20	1.144	1.534	2.489	7.2	S ₂
2	40	20	1.051	1.742	2.645	9.3	S ₂
3	60	20	0.998	1.882	2.765	10.8	S ₂
4	80	20	0.963	1.984	2.859	12.0	S ₂
5	100	20	0.940	2.059	2.932	12.90	S ₂
6	120	20	0.923	2.116	2.989	13.6	S ₂
7	140	20	0.911	2.159	3.033	14.2	S ₂
8	160	20	0.901	2.192	3.067	14.6	S ₂
9	180	20	0.895	2.218	3.094	14.9	S ₂

10	200	20	0.889	2.237	3.114	15.2	S ₂
11	220	20	0.885	2.252	3.130	15.4	S ₂
12	240	20	0.882	2.264	3.143	15.6	S ₂
13	260	20	0.880	2.273	3.152	15.7	S ₂
aval	280	20	0.878	2.279	3.160	15.8	S ₂

Tableau IV.7 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A₁₆-A₃₁

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amon t	29.38	1.521	8.042	7.605	5.000	0.945	1.000	3.863	Torrentielle
1	29.38	1.144	7.287	5.718	5.000	0.784	1.534	5.138	Torrentielle
2	29.38	1.051	7.101	5.253	5.000	0.739	1.742	5.593	Torrentielle
3	29.38	0.998	6.996	4.989	5.000	0.713	1.882	5.889	Torrentielle
4	29.38	0.963	6.927	4.817	5.000	0.695	1.984	6.099	Torrentielle
5	29.38	0.940	6.880	4.699	5.000	0.683	2.059	6.252	Torrentielle
6	29.38	0.923	6.846	4.615	5.000	0.674	2.116	6.367	Torrentielle
7	29.38	0.911	6.821	4.553	5.000	0.667	2.159	6.453	Torrentielle
8	29.38	0.901	6.803	4.507	5.000	0.662	2.192	6.519	Torrentielle
9	29.38	0.895	6.789	4.473	5.000	0.658	2.218	6.569	Torrentielle
10	29.38	0.889	6.779	4.447	5.000	0.655	2.237	6.607	Torrentielle
11	29.38	0.885	6.771	4.427	5.000	0.653	2.252	6.637	Torrentielle
12	29.38	0.882	6.765	4.412	5.000	0.652	2.264	6.660	Torrentielle
13	29.38	0.880	6.760	4.400	5.000	0.650	2.273	6.677	Torrentielle
aval	29.38	0.878	6.756	4.391	5.000	0.649	2.279	6.691	Torrentielle

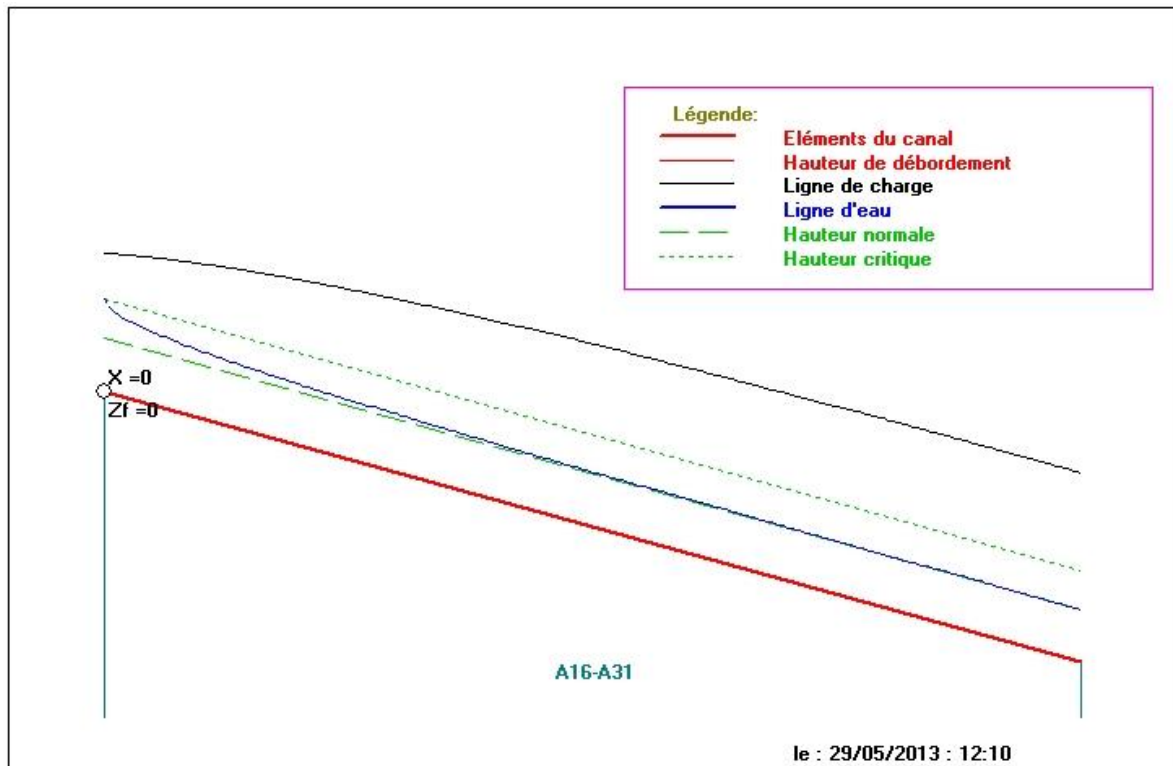


Figure IV.3 :Schéma de ligne d'eau type S₂

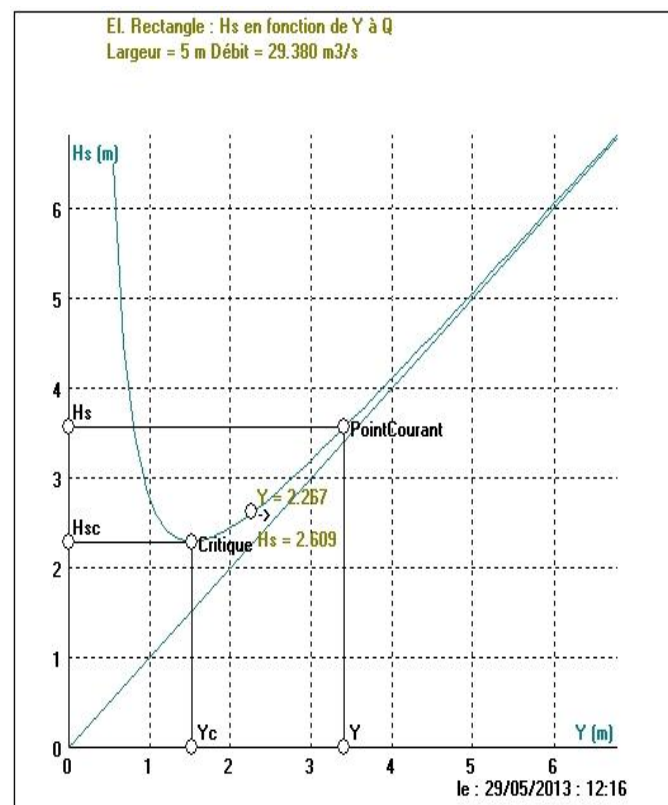
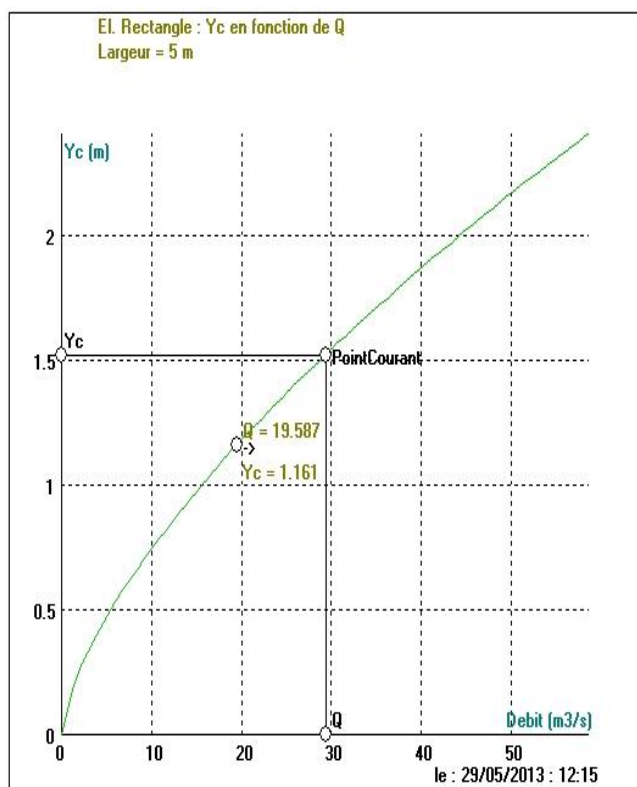


Figure IV.4 : Profondeur critique

• **Tronçon A₃₁-A₄₁ :**

$Q=29.38\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon : 220m avec $b= 5\text{m}$ et $h=3.4\text{m}$

Aménagement projeté : canal rectangulaire en béton armé

Tableau IV.8: Ligne d'eau du tronçon A₃₁-A₄₁

Q (m³/s)	Strickler K (m ^{1/3} /s)	I %	I_{cr} (%)	H_n	H_c	Régime	L bief (m)
29.38	71	0.59	0.314	1.231	1.521	T	220

Tableau IV.9 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m

N° de section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H_s (m)	J (mm/m)	Type de courbe
Amont	0		1.521	1.000	2.282	3.2	S_2
1	20	20	1.345	1.203	2.318	4.5	S_2
2	40	20	1.302	1.263	2.340	5.0	S_2
3	60	20	1.277	1.299	2.356	5.3	S_2
4	80	20	1.262	1.323	2.367	5.4	S_2
5	100	20	1.252	1.339	2.375	5.6	S_2
6	120	20	1.245	1.351	2.381	5.7	S_2
7	140	20	1.240	1.359	2.385	5.7	S_2

8	160	20	1.236	1.365	2.388	5.8	S ₂
9	180	20	1.234	1.369	2.390	5.8	S ₂
10	200	20	1.232	1.372	2.392	5.8	S ₂
aval	220	20	1.231	1.374	2.393	5.8	S ₂

Tableau IV.10 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A₃₁-A₄₁

N ° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	29.38	1.521	8.042	7.605	5.000	0.946	1.000	3.863	Torrentielle
1	29.38	1.345	7.690	6.726	5.000	0.875	1.203	4.368	Torrentielle
2	29.38	1.302	7.603	6.508	5.000	0.856	1.263	4.514	Torrentielle
3	29.38	1.277	7.555	6.387	5.000	0.846	1.299	4.600	Torrentielle
4	29.38	1.262	7.524	6.310	5.000	0.839	1.323	4.656	Torrentielle
5	29.38	1.252	7.504	6.259	5.000	0.834	1.339	4.694	Torrentielle
6	29.38	1.245	7.490	6.224	5.000	0.831	1.351	4.720	Torrentielle
7	29.38	1.240	7.480	6.199	5.000	0.829	1.359	4.739	Torrentielle
8	29.38	1.236	7.473	6.181	5.000	0.827	1.365	4.753	Torrentielle
9	29.38	1.234	7.467	6.169	5.000	0.826	1.369	4.763	Torrentielle
10	29.38	1.232	4.464	6.159	5.000	0.825	1.372	4.770	Torrentielle

aval 29.38 1.231 7.461 6.153 5.000 0.825 1.374 4.775 Torrentielle

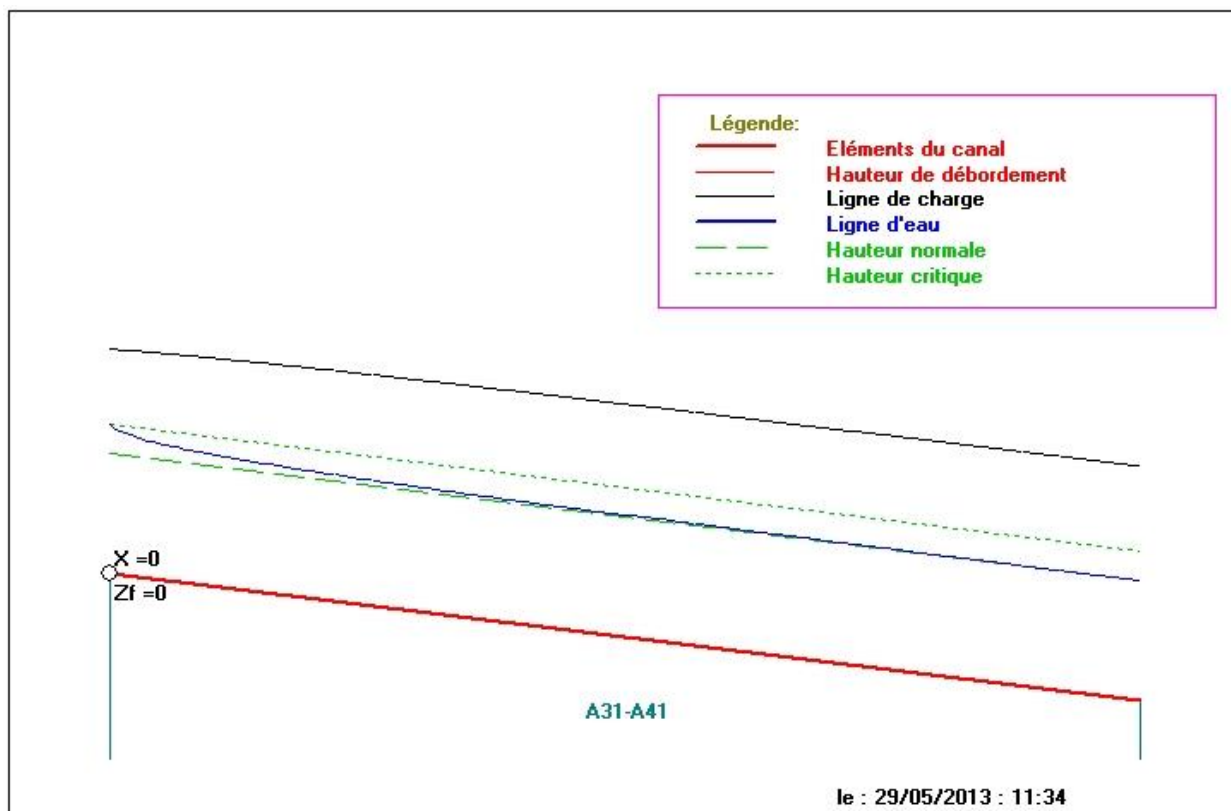
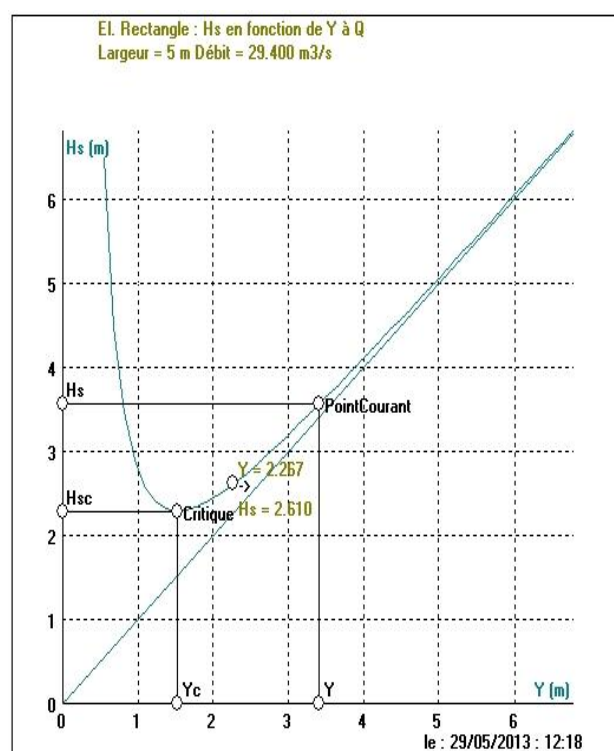
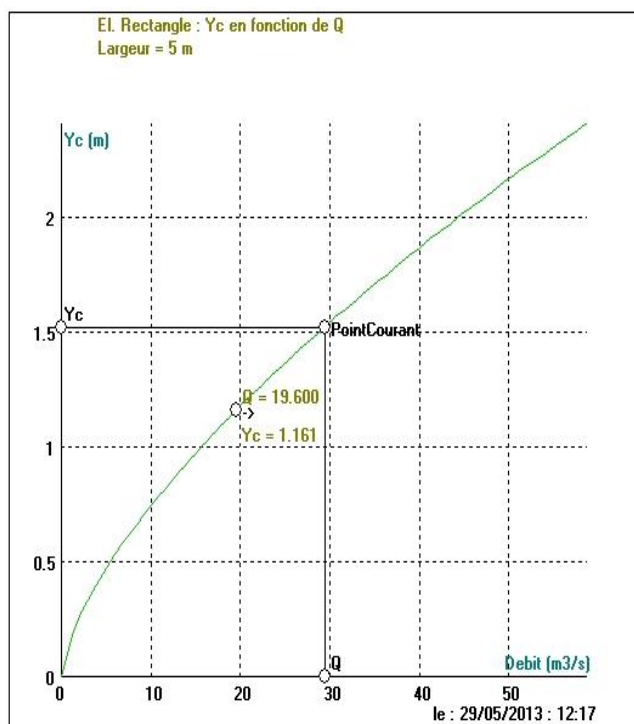


Figure IV.5 : Schéma de ligne d'eau type S₂



Figure



IV.6 : Profondeur critique

•Tronçon A₄₁-A₅₁ :

$Q=29.38\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon : 200m avec $b= 5\text{m}$ et $h=3.4\text{m}$

Aménagement projeté : canal rectangulaire en béton armé

Tableau IV.11: Ligne d'eau du tronçon A₄₁-A₅₁

Q (m ³ /s)	StricklerK (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n	H _C	Régime	L bief (m)
29.38	71	1.43	0.31	0.925	1.521	T	200

Tableau IV.12 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m

N° de section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (mm/m)	Type de courbe
Amont	0		1.521	1.000	2.282	3.2	S ₂
1	20	20	1.168	1.486	2.458	6.8	S ₂
2	40	20	1.080	1.672	2.589	8.60	S ₂
3	60	20	1.029	1.797	2.691	9.90	S ₂
4	80	20	0.996	1.887	2.769	10.8	S ₂
5	100	20	0.974	1.953	2.830	11.6	S ₂
6	120	20	0.957	2.003	2.878	12.2	S ₂
7	140	20	0.945	2.041	2.915	12.7	S ₂
8	160	20	0.936	2.071	2.944	13.0	S ₂
9	180	20	0.930	2.093	2.966	13.3	S ₂
aval	200	20	0.925	2.110	2.983	13.5	S ₂

Tableau IV.13 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A₄₁-A₅₁

N ° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	29.38	1.521	8.042	7.605	5.000	0.946	1.000	3.863	Torrentielle
1	29.38	1.168	7.336	5.840	5.000	0.796	1.486	5.031	Torrentielle
2	29.38	1.080	7.159	5.398	5.000	0.754	1.672	5.443	Torrentielle
3	29.38	1.029	7.058	5.146	5.000	0.729	1.797	5.709	Torrentielle
4	29.38	0.996	6.993	4.982	5.000	0.712	1.887	5.898	Torrentielle
5	29.38	0.974	6.947	4.868	5.000	0.701	1.953	6.036	Torrentielle
6	29.38	0.957	6.914	4.786	5.000	0.692	2.003	6.139	Torrentielle
7	29.38	0.945	6.890	4.726	5.000	0.686	2.041	6.216	Torrentielle
8	29.38	0.936	6.873	4.682	5.000	0.681	2.071	6.276	Torrentielle
9	29.38	0.930	6.859	4.648	5.000	0.678	2.093	6.321	Torrentielle
aval	29.38	0.925	6.849	4.623	5.000	0.712	2.110	6.356	Torrentielle

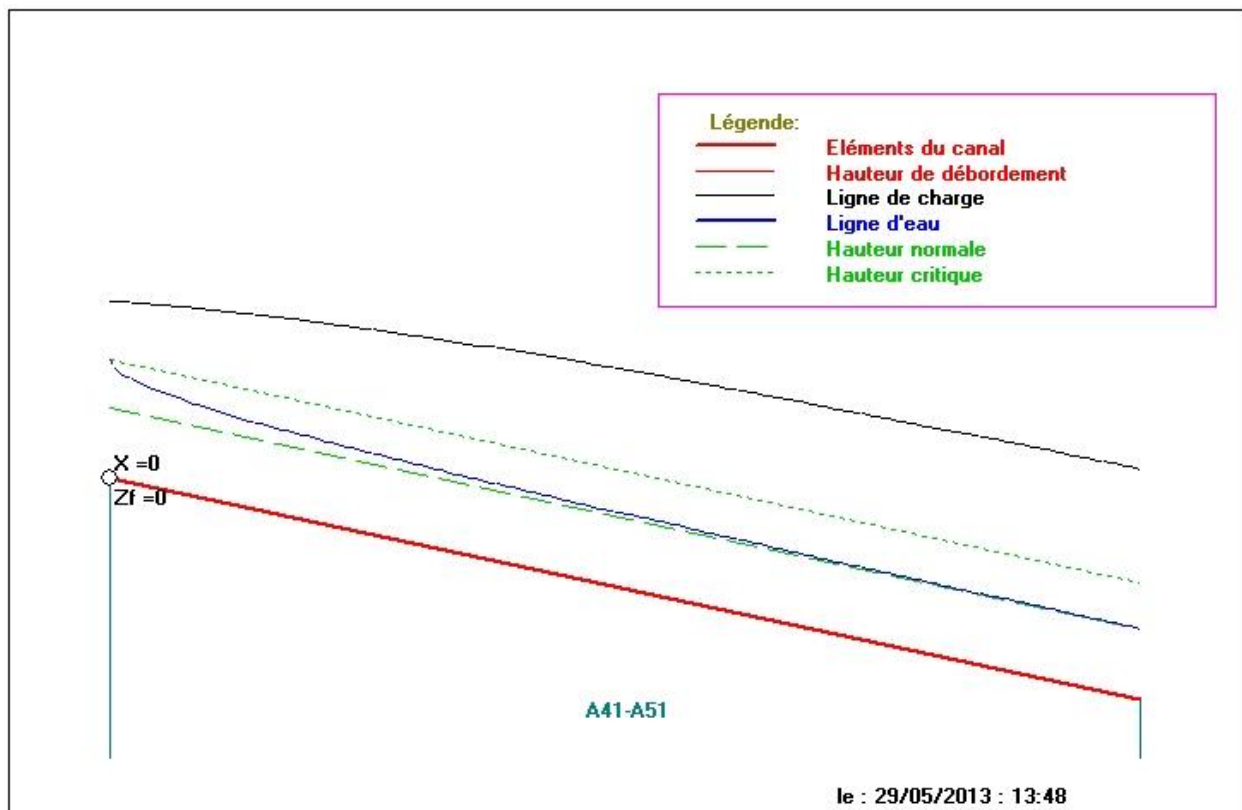


Figure IV.7 : Schéma de ligne d'eau type S2

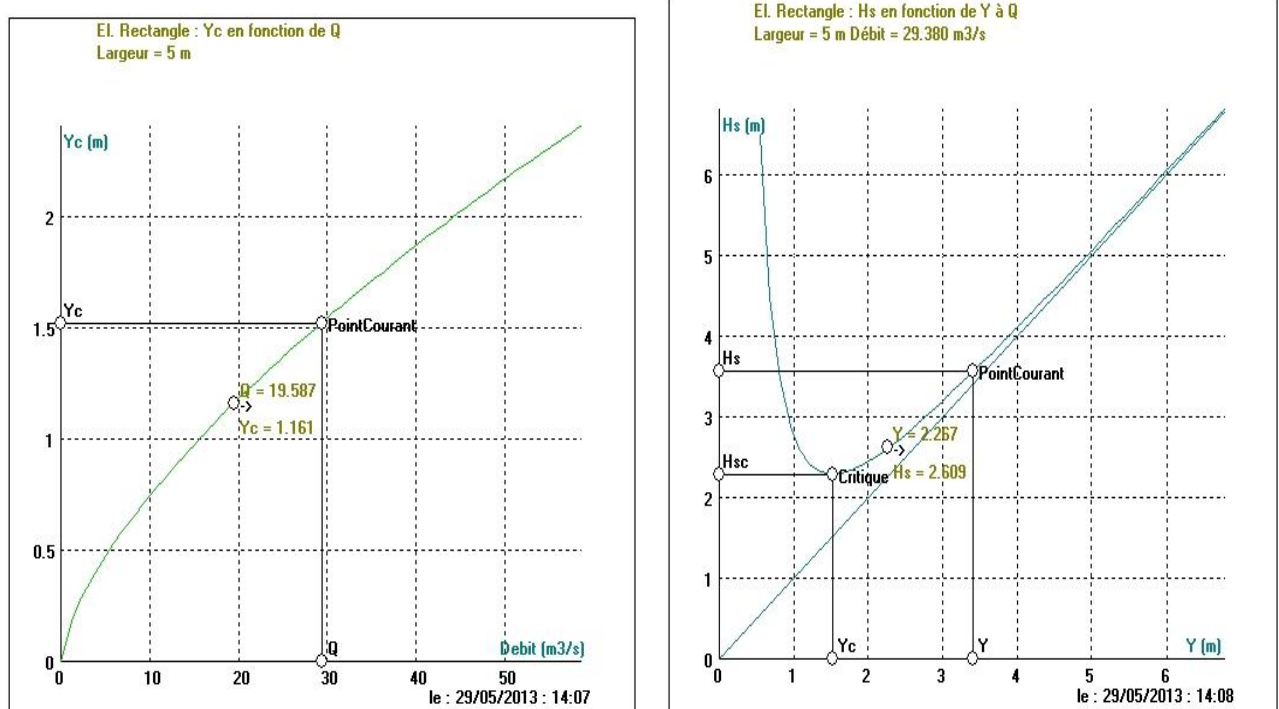


Figure IV.8 : Profondeur critique

*** Vérification du passage du débit à travers le canal existant :**

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers la section existante de la traversée de route

Nous devons calculer le Débit qui peut le porter la section existante (traversé de route)

Traversée de route en busée Ø2000x2

Section existante = 3.14 m²

Périmètre de la section existant = 6.28m

On prend la pente de la section existante est de $I=0.011$

Donc le $Q=29.64 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit de dimensionnement < Débit qui peut porter la section existante.

D'après ce calcul, nous remarquons que la traversée de route **_peut véhiculer le débit de crues.**

•**Tronçon A₅₁-A₅₅ :**

$Q=29.38\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon : 80m avec $b= 5\text{m}$ et $h=3.4\text{m}$

Aménagement projeté : canal rectangulaire en béton armé

Tableau IV.14: Ligne d'eau du tronçon A₅₁-A₅₅

Q (m ³ /s)	StricklerK (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n	H _C	Régime	L bief (m)
29.38	71	0.75	0.312	1.185	1.521	T	80

Tableau IV.15 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 20m

N °de section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (mm/m)	Type de courbe
Amont	0		1.521	1.000	2.282	3.2	S ₂
1	20	20	1.297	1.271	2.343	5.0	S ₂
2	40	20	1.239	1.360	2.385	5.70	S ₂
3	60	20	1.206	1.416	2.416	6.20	S ₂
aval	80	20	1.185	1.454	2.438	6.50	S ₂

Tableau IV.16 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A₅₁-A₅₅

N °de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	29.38	1.521	8.042	7.605	5.000	0.946	1.000	3.863	Torrentielle
1	29.38	1.297	7.593	6.483	5.000	0.854	1.271	4.532	Torrentielle

2	29.38	1.239	7.478	6.196	5.000	0.828	1.360	4.742	Torrentielle
3	29.38	1.206	7.413	6.031	5.000	0.813	1.416	4.871	Torrentielle
aval	29.38	1.185	7.370	5.925	5.000	0.804	1.454	4.959	Torrentielle

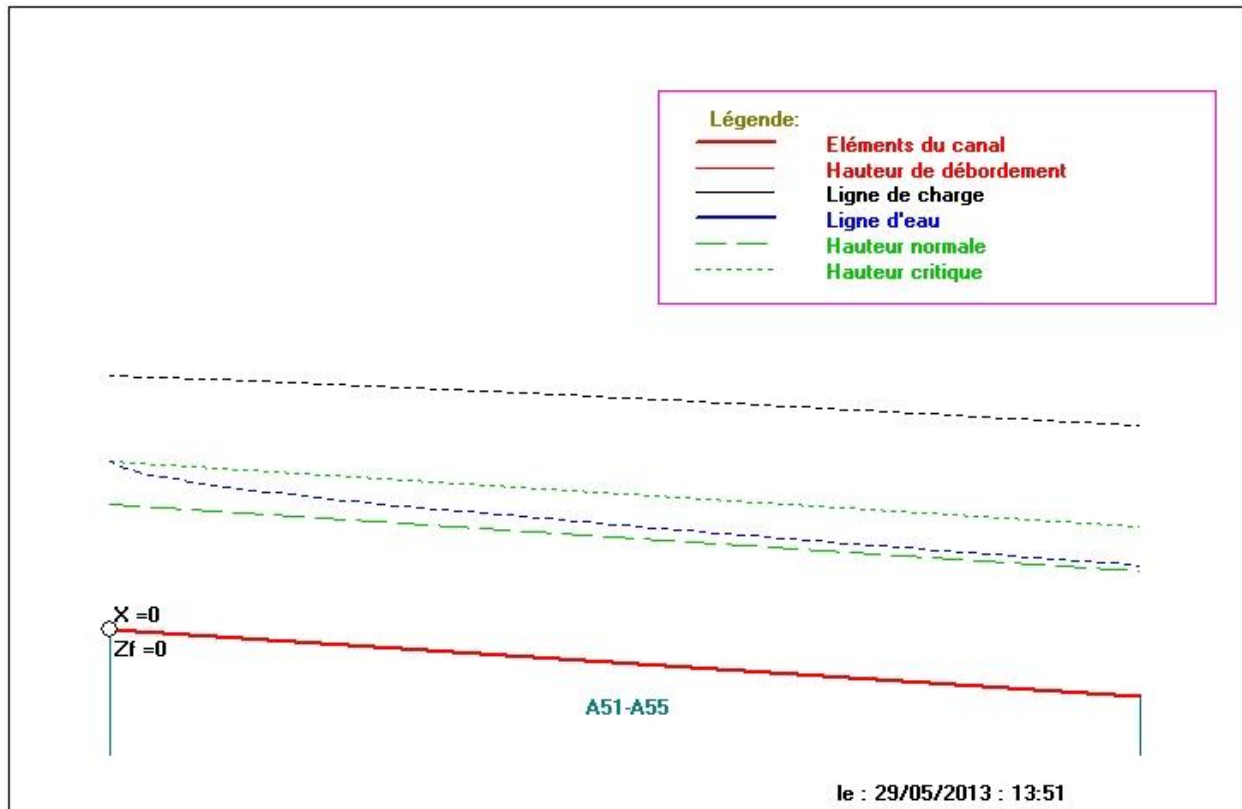


Figure IV.9 : Schéma de ligne d'eau type S₂

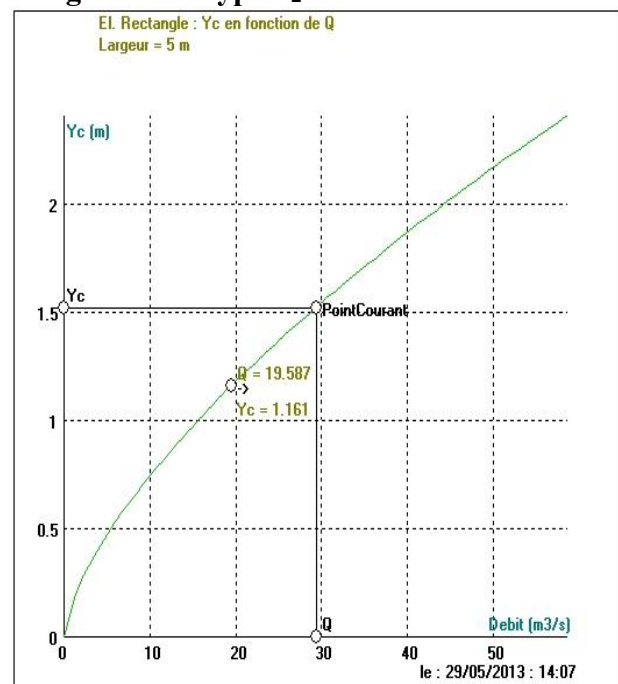
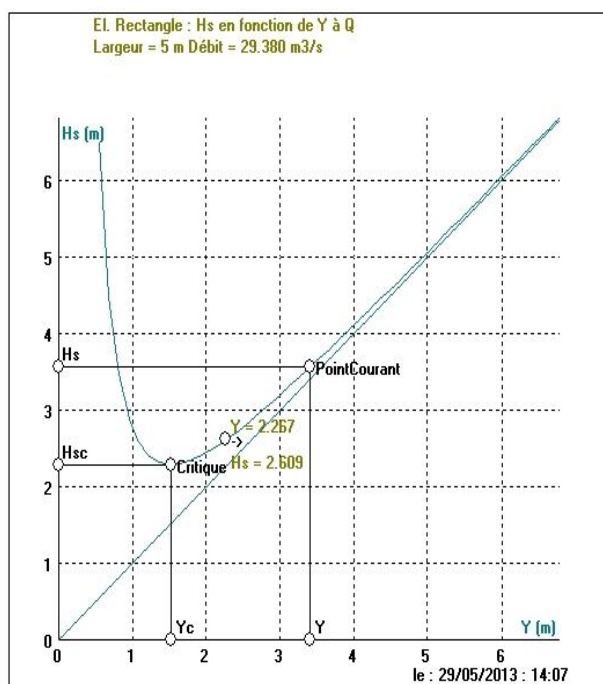


Figure IV.10 : Profondeur critique

•Tronçon A₅₅-A₇₀

Q=29.38m³/s

Longueur du tronçon : 311.25m avec b= 8m et h=2.8m

Aménagement projeté : canal rectangulaire en béton armé

Tableau IV.17: Ligne d'eau du tronçon A₅₅-A₇₀

Q (m ³ /s)	StricklerK (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n	H _C	Régime	L bief (m)
29.38	71	0.2	0.197	1.213	1.213	fluviale	311.25

Tableau IV.18 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 51.88m

N °de section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (mm/m)	Type de courbe
Amont	0		1.213	0.877	1.680	2	C ₂
1	51.88	51.88	1.213	0.877	1.680	2	C ₂
2	103.75	51.88	1.213	0.877	1.680	2	C ₂
3	155.63	51.88	1.213	0.877	1.680	2	C ₂
4	207.50	51.88	1.213	0.877	1.680	2	C ₂
5	259.38	51.88	1.213	0.877	1.680	2	C ₂
aval	311.25	51.88	1.213	0.877	1.680	2	C ₂

Tableau IV.19 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A₅₁-A₅₅

N °de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	29.38	1.213	10.426	9.706	8.000	0.931	0.877	3.027	fluviale
1	29.38	1.213	10.426	9.706	8.000	0.931	0.877	3.027	fluviale

2	29.38	1.213	10.426	9.706	8.000	0.931	0.877	3.027	fluviale
3	29.38	1.213	10.426	9.706	8.000	0.931	0.877	3.027	fluviale
4	29.38	1.213	10.426	9.706	8.000	0.931	0.877	3.027	fluviale
5	29.38	1.213	10.426	9.706	8.000	0.931	0.877	3.027	fluviale
aval	29.38	1.213	10.426	9.706	8.000	0.931	0.877	3.027	fluviale

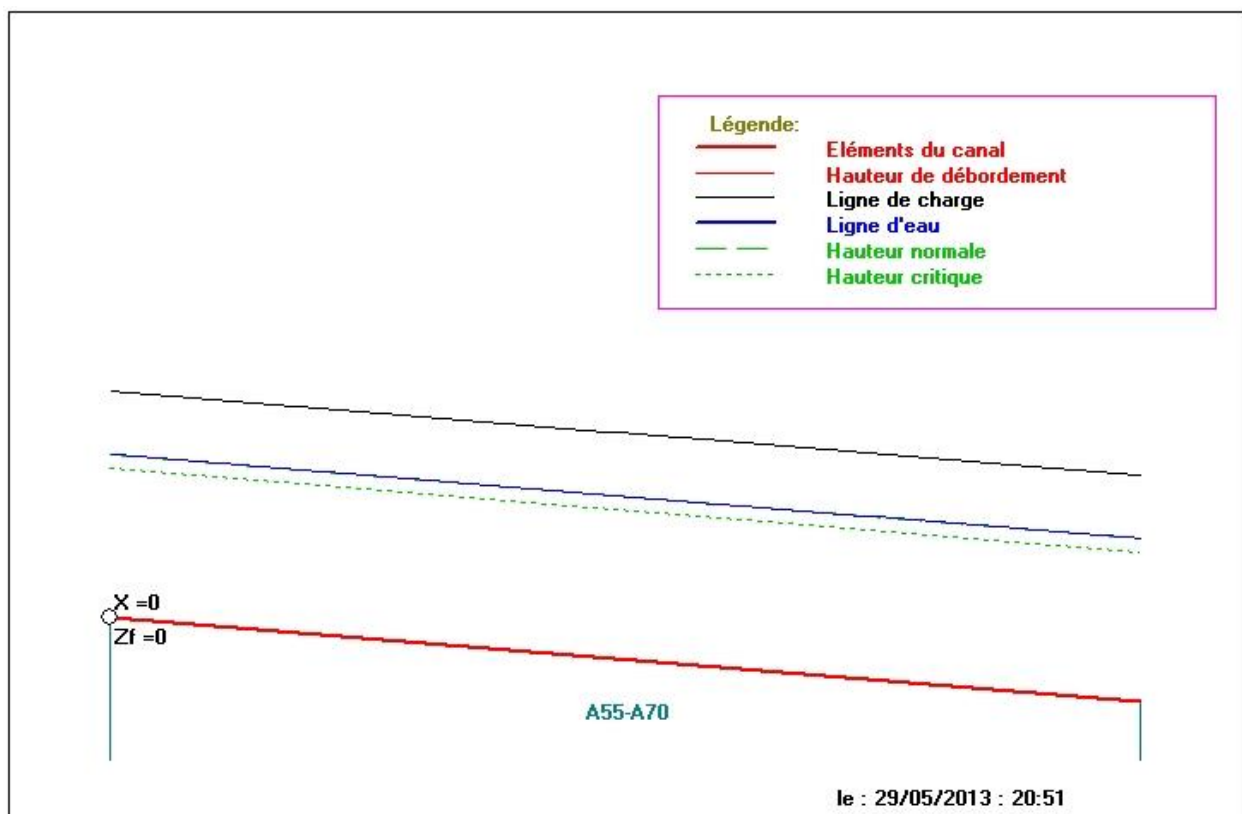


Figure IV.11 : Schéma de ligne d'eau type C₂

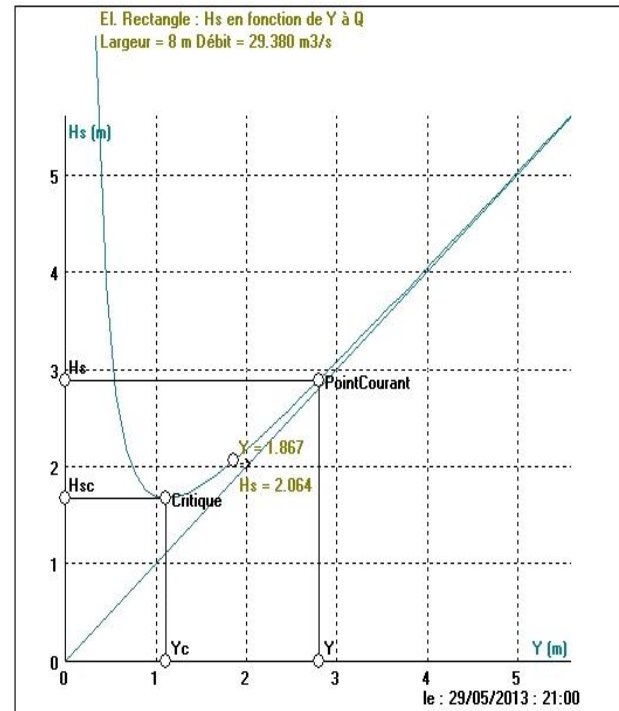
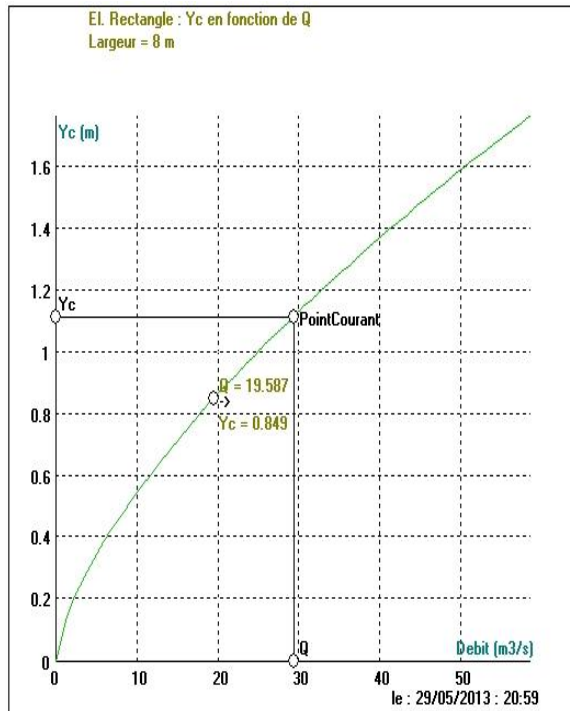


Figure IV.12 : Profondeur critique

*** Vérification du passage du débit à travers le canal existant :**

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers la section existante de la traversée de route

Nous devons calculer le Débit qui peut le porter la section existante (traversé de route)

Traversée de route en Ø0200x2

Section existante = 3.14m²

Périmètre de la section existant = 6.28 m

On prend la pente de la section existante est de 0.018

Donc le $Q = 37.91 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit de dimensionnement < Débit qui peut porter la section existante.

D'après ce calcul, nous remarquons que la traversée de route **peut véhiculer le débit de crues**

IV.4 : Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement des canaux de protection, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Après prendre en considération le débit de crue, ainsi les pentes des tronçons qui nous a permis de procéder un dimensionnement de tout le chemin de protection.

Calcul de ferrailage

V.1 : Introduction :

En pratique, deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :**

Le béton armé joue à la fois les rôles de structure mécanique et d'étanchéité (avec ou sans revêtement de protection complémentaire, destiné à empêcher l'attaque éventuelle du béton par le produit contenu). Dans ce cas, le béton doit être particulièrement compact, et la fissuration du béton strictement limitée.

- **Second cas**

Le béton armé ne joue que le rôle de structure mécanique, sans rôle d'étanchéité : dans ce cas, la fissuration est admise, étant entendu en contrepartie, qu'il doit être prévu, sur les parois en contact avec le liquide, un revêtement d'étanchéité capable de s'adapter aux légères déformations entraînées par la fissuration de son support. Les exigences vis-à-vis de la fissuration sont alors liées à la nature de ce revêtement (adhérent ou non, souple ou élastoplastique, etc.).

V.2 : Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

V.2 .1: Les actions permanentes:

- poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
- éventuellement, poids et poussées des terres ;
- déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

V.2 .2: Les actions variables :

- poids et poussée du liquide contenu, le cas de l'ouvrage vide étant également à considérer ;
- charges climatiques : vent; neige;
- charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations : variations de poussée de l'eau intérieur à l'ouvrage,
 - Charges éventuelles sur le terrain avoisinant,
 - Effets thermiques,
 - Dépressions et surpressions.

V.2.3: Les actions accidentelles :

(Séismes, crues, chocs, etc.) Qui sont normalement définies dans les documents particuliers

Poussée des terres :

V.3: Les pressions agissant sur le canal trapézoïdal :

Dans notre cas nous aurons donc à considérer en dehors du poids propre des canaux :

- Les poussées de l'eau agissant de l'intérieure vers l'extérieur.
- Les poussées des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

Dans notre cas les calculs sont faits dans le cas la plus défavorable, c à d répondre la section maximale.

Pour calcul toutes les poussées agissantes sur le canal de l'oued principal, deux cas peuvent

se présenter :

1. canal vide avec poussées des terres.
2. canal plein d'eau sans poussées des terres.

V.3.1: canal trapézoïdale vide avec poussées des terres :

*** Les poussées de terres : p**

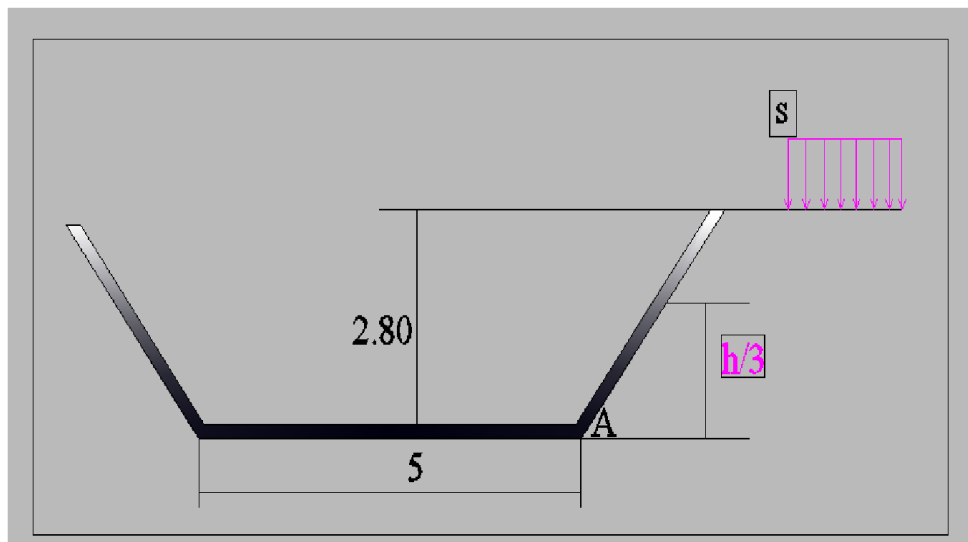


Figure N° V. 01: Les poussées de terres agissant sur le canal

$$p = A \cdot \delta_t \cdot h \quad \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec : p : Pression due à la Poussée de terre (T/m²)

h : la hauteur des parois (m)

A : Coefficient de poussée ($A = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$)

δ_t : Poids volumique des terres (1,8 T/m³)

On a $A = 0.333$

$$p = 0 \quad \text{si } h=0\text{m}$$

$$p = A \cdot \delta_t \cdot h = 1.68 \text{ T/m}^2 \quad \text{si } h=2.8\text{m}$$

La force **p** est appliquée à : $\frac{h}{3} = 0,93\text{m}$ au dessus du point A

On pose une surcharge majeure $s=1 \text{ T/m}^2$

Schéma statistique de répartition de la poussée de terre sur le canal :

$$a = 1.5A \cdot s = 1.5 \cdot 0.333 \cdot 1 = 0.5 \text{ T/m}^2$$

$$b' = 1.35 \cdot A \cdot \delta_t \cdot h = 1.35 \cdot 0.333 \cdot 1.8 \cdot 2.8 = 2.26 \text{ T/m}^2$$

$$b = a + b' = 1.55 \text{ T/m}^2$$

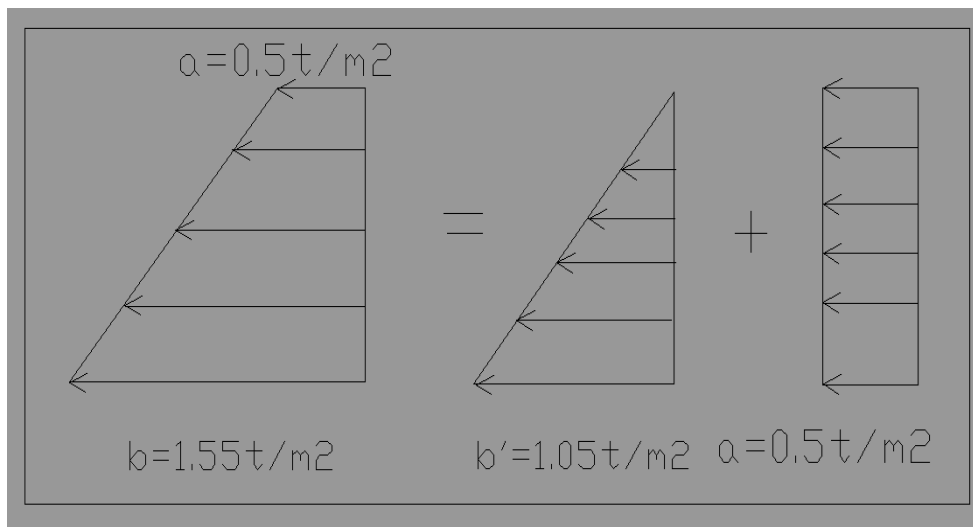


Figure N° V.02 : Répartition de la poussée de terre sur le canal

*** Poussée de fond de canal P_{ca} :**

$$P_{ca} = \gamma_b e \quad \dots\dots\dots (V.2)$$

Ou : γ_b : poids volumique du béton $\gamma_b = 2,5 \text{ T/m}^3$.

e : épaisseur du canal $e = 0.2\text{m}$.

On aura : $P_{ca} = 0.5 \text{ T/m}^2$.

V.3.2: canal plein d'eau sans tenir compte des terres :

$$P_{eau} = \rho \cdot g \cdot h$$

.....(V.3)

P_{eau} : Pression due a la Poussées d'eau (T/m²)

ρ : Poids volumique de l'eau (1T/m³)

h : la charge d'eau (m)

$$P_{eau}=2.8T/m^2$$

V.3.3: combinaison des deux cas :

$$P_{ultime} = 1.35(p + p_{canal}) + 1.5(p_s + p_{eau}) \dots\dots\dots (V.4)$$

P_{ultime} : Pression ultime

p : Pression due a la Poussée de terre

P_{eau} : Pression due a la Poussée d'eau

p_s : Pression due a la surcharge

p_{canal} : Pression due a la fond de canal

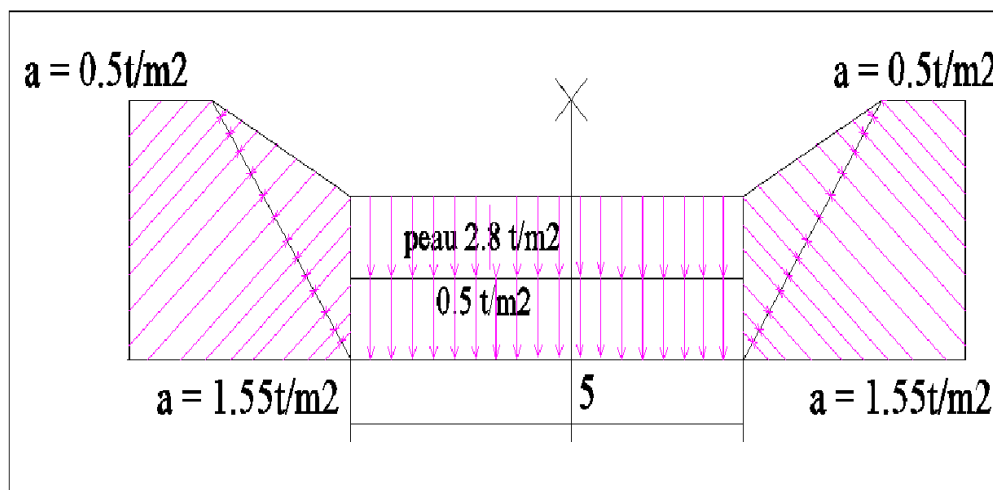


Figure N° V.03 : Répartition des charges sur le canal

V.4: Calcul de ferrailage :

V.4.1: Calcul des moments :

On utilise logiciel SAP2000

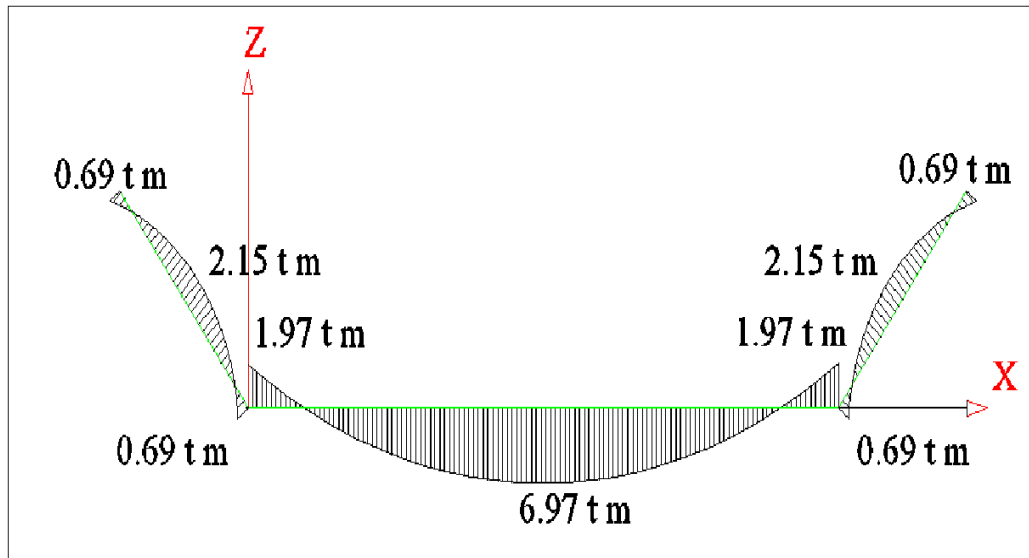


Figure N°V.05: Diagrammes des moments

V.4.2 : Calcul de ferrailage a flexion simple de radier:

- Les étapes de calcul

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

..... (V.6)

Donc $\mu = 0.15$ $\mu < \mu_R$ ($\mu_R = 0.186$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (V.7)$$

Donc $\alpha = 0.20$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.92 \text{ cm/ml}$$

.....(V .8)

$$A_s = \frac{M}{Bd \sigma_s} \dots\dots\dots$$

(V.9)

$$A_s = 12.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$1T_{14} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$N = \frac{\text{section trouve}}{\text{section d'barre}} + 1 \dots\dots\dots$$

(V.10)

N : nombre des barres

$$N=9$$

$$A_s = 9T_{14}$$

e : espacement des barres

$$e = \frac{100}{N-1} = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} / \text{ml}$$

V.4.3: Calcul de ferrailage a flexion simple de mur bajoyer :

- Les étapes de calcul

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

..... (V.6)

$$\text{Donc } \mu = 0.048 \quad \mu < \mu_R \quad (\mu_R = 0.186)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (V.7)$$

$$\alpha = 0.062$$

Donc

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0.97 \text{ cm} / \text{ ml}$$

.....(V .8)

$$A_s = \frac{M}{Bd \sigma_s} \dots\dots\dots$$

(V.9)

$$A_s = 4.73 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$$1T_{10} = 0.785 \text{ Cm}^2 / \text{ ml}$$

$$N = \frac{\text{section trouve}}{\text{section d'barre}} + 1 \dots\dots\dots$$

(V.10)

N :nombre des barres

$$N=7$$

$$A_s = 7T_{10}$$

e : espacement des barres

$$e = \frac{100}{7} = 14.29 \text{ cm} / \text{ ml}$$

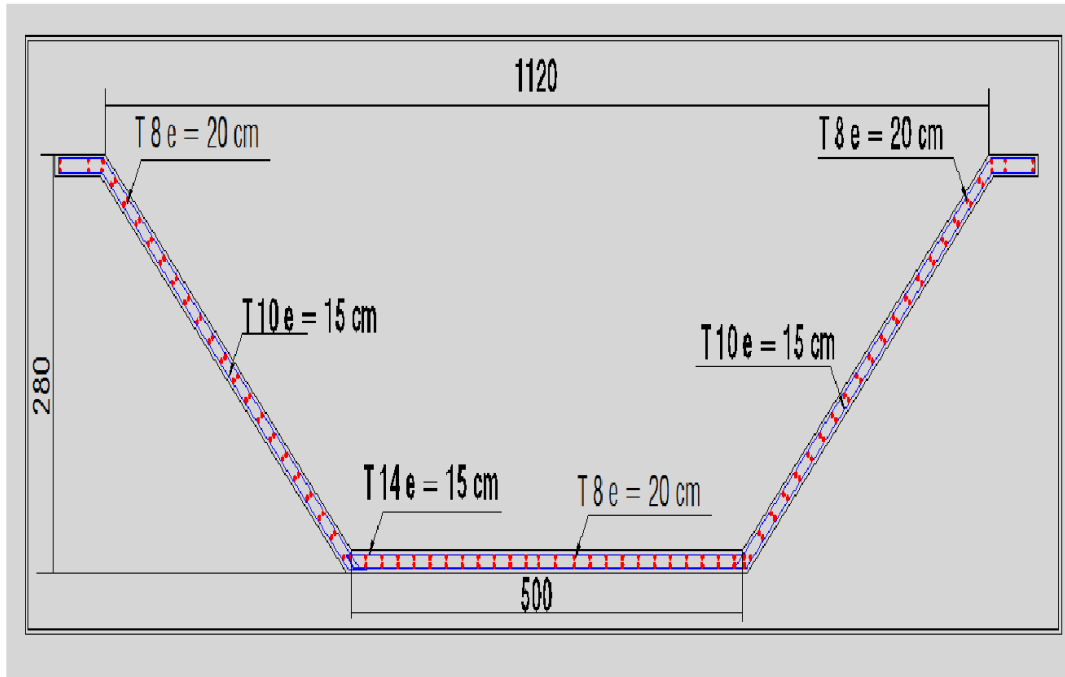


Figure N°V.06 : Schéma de ferrailage

V.5: Les pressions agissant sur le canal rectangulaire :

V.5.1: canal rectangulaire vide avec poussées des terres :

* Les poussées de terres :P

$$p = A.\delta_t.h$$

..... (V.11)

Avec : p : Pression due a la Poussée de terre (T/m^2)

h : la hauteur des parois (m)

A : Coefficient de poussée ($A= \tan^2 (\pi/4 - \varphi /2)$)

δ_t : Poids volumique des terres ($1,8 T/m^3$)

On a $A = 0.333$

$p = 0$ si $h=0m$

$$p = A.\delta_t.h = 2.02 T/m^2 \quad \text{si } h=2.8m$$

* Poussée de fond de canal P_{ca} :

$$P_{ca} = \gamma_b e \dots\dots\dots (V.12)$$

Ou : γ_b : poids volumique du béton $\gamma_b=2,5T/m^3$.

e : épaisseur du canal $e=0.2m$.

On aura : $P_{ca}=0.5 T/m^2$.

***Dalle :**

$$P_D = \gamma_b e$$

P_D : Pression due a la dalle de canal

γ_b : poids volumique du béton $\gamma_b=2,5T/m^3$.

e : épaisseur du canal $e=0.2m$

$$P_D = \gamma_b e = 2.5 \times 0.2 = 0.5t / m^2$$

$$p = \delta_t . h$$

$$\dots\dots\dots (V.13)$$

Avec : p : Pression due a la Poussée de terre (T/m^2)

δ_t : Poids volumique des terres ($1,8 T/m^3$)

$$p = \delta_t . h = 1.8 \times 1 = 1.8 t / m^2$$

$$Q = 1.35P_D + 1.5P = 3.375t/m^2$$

V.5.2: Canal rectangulaire plein d'eau sans tenir compte des terres

$$P_{eau} = \rho . g . h \dots\dots\dots (V.14)$$

P_{eau} : Pression due a la Poussées d'eau (T/m^2)

ρ : Poids volumique de l'eau ($1T/m^3$)

h : la charge d'eau (m)

$$P_{eau} = 3.4T/m^2$$

V.6: Calcul de ferrailage :

V.6.1: Calcul des moments :

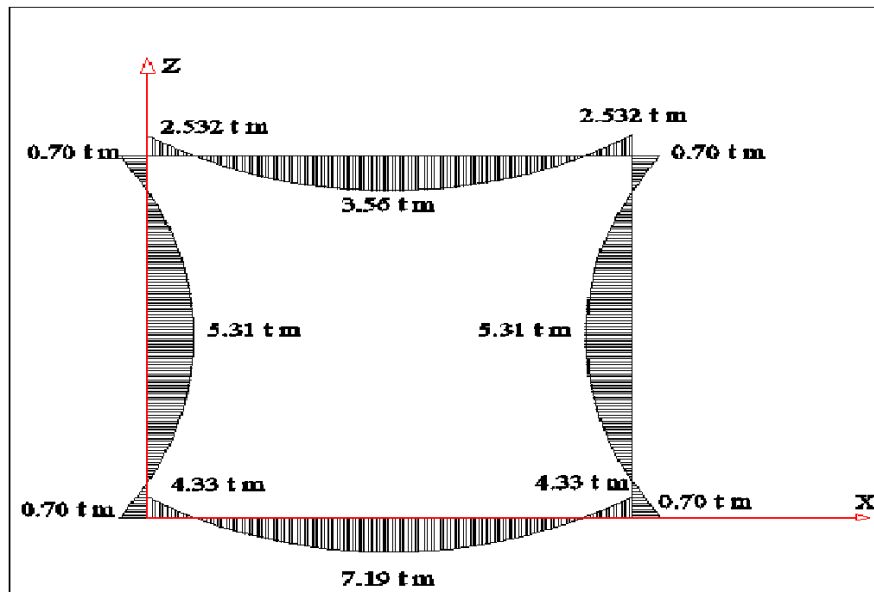


Figure N° V.8: Diagrammes des moments

V.6.2: Calcul de ferrailage a flexion simple de radier :

- Les étapes de calcul :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \dots\dots\dots (V.15)$$

Donc $\mu = 0.169$ $\mu < \mu_R$ ($\mu_R = 0.186$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (V.16)$$

Donc $\alpha = 0.22$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.91 \text{ cm / ml} \dots\dots\dots (V.17)$$

$$A_s = \frac{M}{Bd \sigma} \dots\dots\dots (V.18)$$

$A_s = 13.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$1T_{14} = 1.54 \text{ Cm}^2$$

$$N = \frac{\text{section trouve}}{\text{section d'barre}} + 1 \dots\dots\dots$$

(V.19)

N : nombre des barres

$$N=9$$

$$A_s = 10T_{14}$$

e : espacement des barres

$$e = \frac{100}{N-1} = \frac{100}{9} = 11.11 \text{ cm/ml}$$

V.6. 3: Calcul de ferrailage a flexion simple de mur bajoyer :

- Les étapes de calcul :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

..... (V.15)

$$\text{Donc } \mu = 0.12 \quad \mu < \mu_R \quad (\mu_R = 0.186)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots$$

(V.16)

$$\text{Donc } \alpha = 0.16$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.93 \text{ cm/ml} \dots\dots\dots$$

(V.17)

$$A_s = \frac{M}{Bd \sigma_s} \dots\dots\dots$$

(V.18)

$$A_s = 9.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$1T_{12} = 1.13 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

$$N = \frac{\text{section trouve}}{\text{section d'barre}} + 1 \dots\dots\dots$$

(V.19)

N : nombre des barres

$$N=9$$

$$A_s = 9T_{12}$$

e : espacement des barres

$$e = \frac{100}{9} = 11.11 \text{ cm/ml}$$

V.6.2: Calcul de ferrailage a flexion simple de dalle :

- Les étapes de calcul :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \dots\dots\dots (V.15)$$

Donc $\mu = 0.08$ $\mu < \mu_R$ ($\mu_R = 0.186$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots$$

(V.16)

Donc $\alpha = 0.10$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.95 \text{ cm/ml} \dots\dots\dots$$

(V.17)

$$A_s = \frac{M}{Bd \sigma_s} \dots\dots\dots$$

(V.18)

$$A_s = 8.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

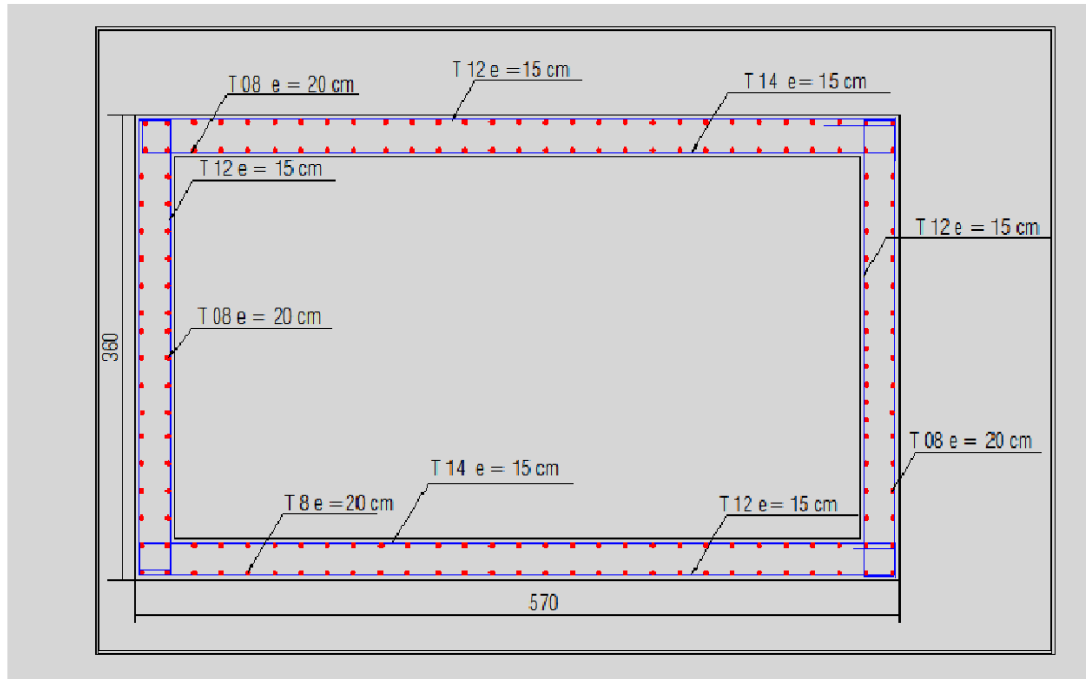
$$1T_{14} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{\text{section trouve}}{\text{section d'barre}} + 1 \dots\dots\dots$$

(V.19)

N=7

$$A_S = 7T_{14}$$

$$e = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm/ml}$$


V.7: Conclusion

82

Organisation de chantier

VI.1)-Introduction :

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient;
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée;
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VI.2)-Installations du chantier :

VI.2.1)- Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.2.2)- Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...)

VI.2.3)- Installations destinées à la réparation des engins Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4)- Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage

VI.3)- Succession des opérations du chantier :

a- Travaux préparatoires :

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

b- Exécution de l'ouvrage :

- Excavation des canaux
- Construction des canaux
- Construction des digues en gabion;

VI -4)- Technologie des principaux travaux :

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons Des niveleuses et des compacteurs à pneus.

VI.5)-Calcul des volumes des travaux :

- **Tableau VI.1 : Volume des travaux d'oued *EL DJERRAR***

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
01	Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.	M ³	4826
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	3376
04	Nivellement du lit d'oued	M ²	15348
05	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) épaisseur = 0,10 m	M ³	815
06	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en moellon épaisseur = 0,20 m	M ³	212
07	Remblai en TVO (tout -venant)	M ³	1448
08	Fourniture et mise en œuvre de gabionnage métallique à hauteur de caisse 3,00 m	M ³	21074
09	Réalisation des canaux en B-A. dose à 400 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailages et toutes sujétions, selon plan	M ³	8991

VI.6)- Devis des différents volumes des travaux :

Tableau N° VI. 2 : Le devis des différents travaux :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement					
01	<i>Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.</i>	M ²	4189	200	837800
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	23931	150	3859650
03	Nivellement du fond de fouille	M ²	8497	100	849700
04	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) épaisseur = 0,10 m	M ³	850	1000	850000
05	Remblai en TVO (tout -venant)	M ³	5492	1150	6315800
06	Démolition de Gabionnage	M ³	1350	1000	1350000
Construction en béton armé					
01	Réalisation d'un canal en B-A. dose à 400 kg/m ³ de largeur 3.00 m, y compris coffrage et ferrailages et toutes sujétions, selon plan	M ³	18021	25000	470525000
02	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté épaisseur = 0.10 m	M ³	984	1200	1180800
MONTANT H T					485768750
TVA 17 %					82580687

TOTAL TTC	583885878
-----------	-----------

VI.7)- Planification :

VI.7.1)- Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VI.7.2)-Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.7.2.1)- méthodes basées sur le réseau :

VI.7.2.1.1)-Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

1. Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds

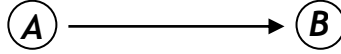




L'opération A précède l'opération B

2. Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée

VI.7.2.1.2)- Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1 Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

2 détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

3 Construction des graphes partiels :

4 Regroupement des graphes partiels :

5 Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage

6 Construction du réseau.

VI.7.2.1.3)- Différentes méthodes basées sur le réseau

VI.7.2.1.3.1)- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

VI.7.2.1.3.2) - Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

V.7.2.1.3.3) - Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- 1 Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- 2 Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- 3 Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.7.2.2)- Méthodes basées sur le graphique

VI.7.2.2.1)- Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VI.7.2.2.3)- Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VI.7.3)- les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.7.3.1)-collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VI.7.3.2)- Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.7.3.3)- Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.7.4)- Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M

VI.7.4.1)- les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$ET : \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VI.7.4.2)- Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VI.7.5)- Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivantes :

- Décapage de la terre - A
10 jours
- Excavation de la tranchée - B
30 jours

- Remblai en TVO (tout -venant) - C
10 jours
- Compactage - D
10 jours
- Lit de béton propriété - E
20 jours
- bétonnage - F
60jours
- Compactage des tranches des canaux - G
10 jours

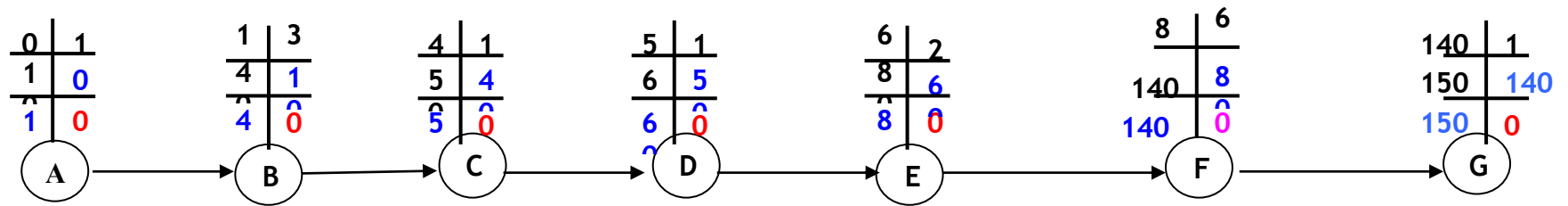


Fig. VI.1 : Réseau à nœuds

VI.7.6) - Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (*DTR*) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	10	0	10	0	10	0
B	30	10	40	10	40	0
C	10	40	50	40	50	0
D	10	50	60	50	60	0
E	20	60	80	60	80	0
F	60	80	140	80	140	0
G	10	140	150	140	150	0

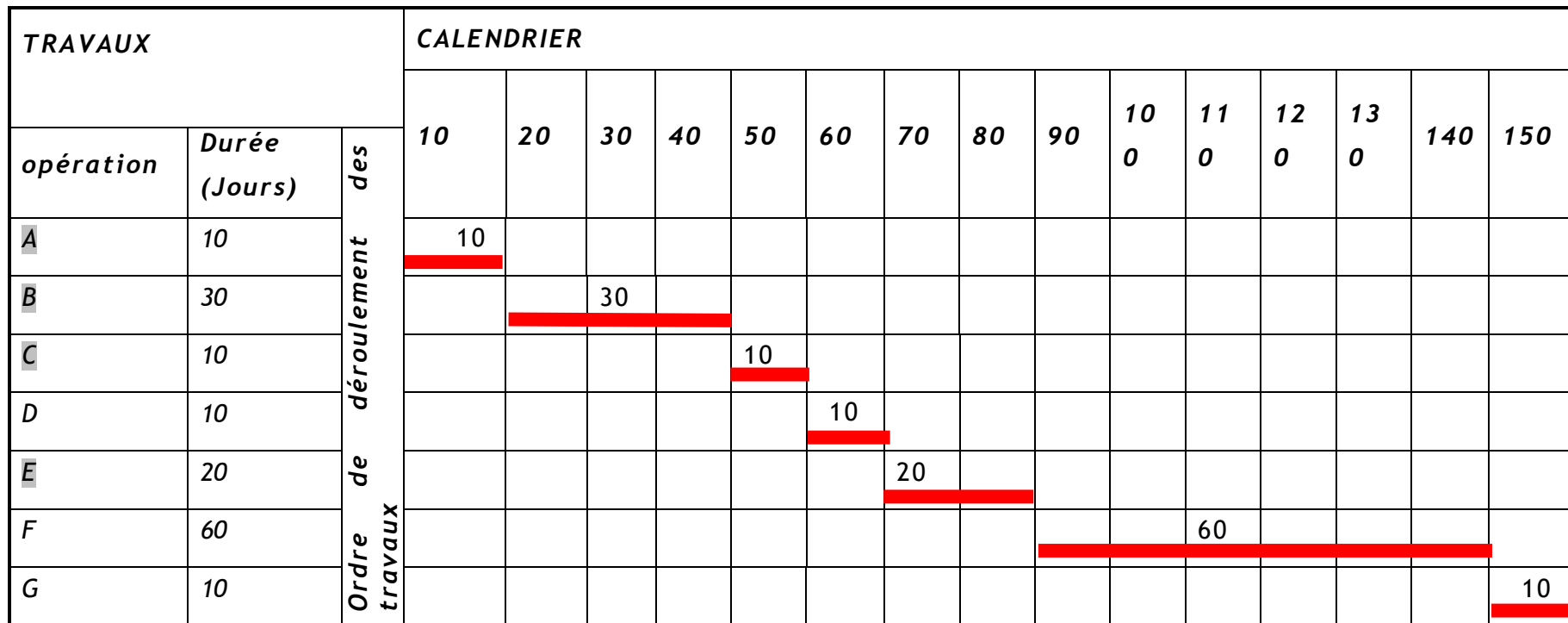


Fig. VI.2 : Diagramme de GANTT

VI.8) Conclusion

D'après ce chapitre, on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout le volume des travaux nécessaire pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

C'est pour ces multiples raisons que nous sommes occupés, tant que OUED DJEMAA, de cette question qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

A l'issue de notre étude, on a choisi une variante combinée d'une canal trapézoïdal ouvert en béton et canal rectangulaire couvert en béton pour assurer une meilleure protection de la ville de OUED DJEMAA contre les crues de l'oued de DJERRARE de point de vue technique et économique (coût de l'ouvrage), ont été effectuées.

A la fin de notre conclusion on peut dire que pour faire un dimensionnement :

-Il faut réunir plusieurs connaissances et paramètres et de les appliquer dans le bon sens en respectant les conditions exigées afin d'éviter tout risque. - On a fait appel aux lois de l'écoulement à surface libre qui occupe une place très importante dans l'hydraulique générale en tant que science.

Références bibliographiques

[1] DEBREUIL , P. Initiation à l'analyse hydrologique , Edition Masson et Cieorston , Paris .France . 1974.

[2] LENCASTRE , A . hydraulique générale (Edition eyrolles).

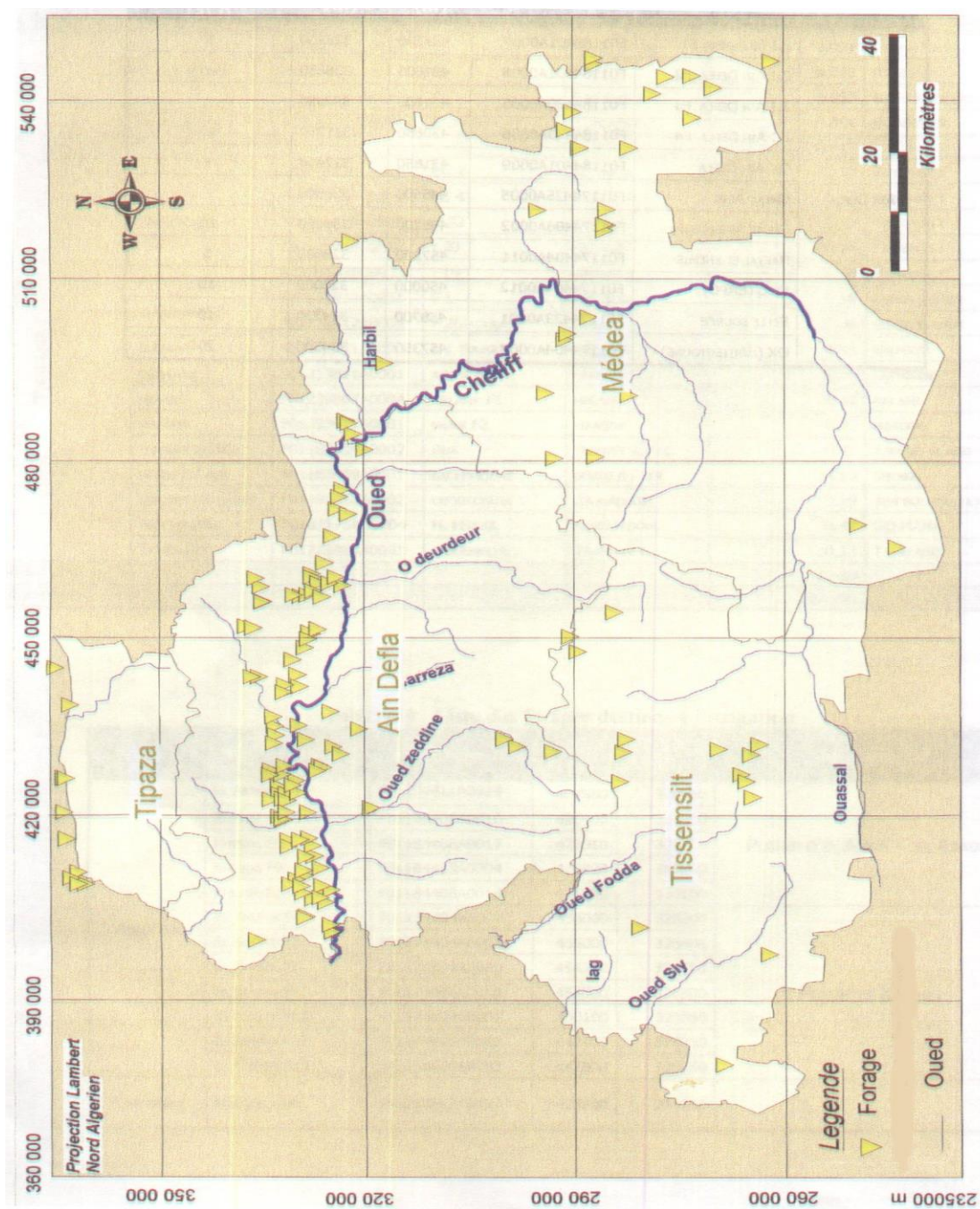
[3]Michel CARLIER . Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles , Paris .France. 1972.

[4]PIERRE CHARON. Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L.83 ,PARIS. 1986.

[5]TOUAIBIA ,B . Manuel Pratique d'Hydrologie ,ENSH .Blida .Algérie . 2004.

[6]WILI H.HAGER -Anton j Schleiss. Construction hydrauliques Ecoulement stationnaire, Volume 15.

L'Ecole polytechnique fédéral de Lausanne.



ANNEXE 1 : Forages Existants dans la région

ANNEE S	Sep t	oct	no v	de s	jan v	fev	mar s	avri l	ma i	jui n	juil	aou t	pmaxj(mm)
1975	0	2.4	20	26	23.4	33	16.4	7	26	9.6	5.2	12	33
1976	15.9	24	12	11	30.7	9.9	9.5	21.2	17	15	1	2.3	30.7
1977	21.1	15	22	11	17.9	3.5	27.8	20.6	24	6.7	0	0	27.8
1978	11	41	26	16	19.6	26	73.7	9.3	5.8	3.6	0.6	3	73.7
1979	57.3	22	12	28	27.1	16	56.7	14.6	12	0	0.1	5.8	57.3
1980	4.9	12	28	44	11.5	10	17.4	15.9	12	3.2	2.2	8.8	44.1
1981	5.2	7.6	0	57	17.5	34	13.7	7.7	8.2	7.8	0	3.1	56.7
1982	5.2	20	24	25	1.2	11	7	8.3	6	0	5.9	0.4	24.7
1983	0	5.1	20	13	13.9	21	21	9.2	17	22	0	0.3	22.1
1984	15.2	50	18	25	12.9	35	13.3	4.9	13	1	0	0	50.1
1985	22.8	4.5	31	11	41.7	29	19	3.6	2.5	10	4.5	3	41.7
1986	7.7	25	16	36	27.4	24	10.7	0.2	4.7	1.7	37	0.7	37.3
1987	4.2	7.6	23	9.3	12.3	3.3	26.6	11.1	23	9.9	0	0	26.6
1988	3.7	12	12	27	7.3	20	38.3	22	2.9	43	2.3	17.5	43
1989	9.2	2.6	7.6	9.2	18	0	13.9	20.3	6.9	4.2	20	3.4	20.3
1990	18	11	9.7	16	22.6	14	14.3	9.3	8.7	14	0.2	7.4	22.6
1991	2.4	15	28	3.3	63.6	4.4	22.3	18.9	19	8.4	1.1	1.6	63.6
1992	1.8	14	14	12	2.4	28	9.9	21.6	7.9	0	0	3	27.7
1993	24.3	1.5	11	9.6	11.8	15	3.6	8.2	4.2	0	0	0	24.3
1994	47.5	6.8	22	21	44.9	15	20.4	9.9	0.9	5	0	6.4	47.5
1995	16.8	7.8	33	12	13.8	60	29.2	31.6	8.1	21	4.3	0.3	59.9
1996	12.8	25	5.4	13	10.8	6	1.5	22.5	8.3	1.2	2	4.6	24.6
1997	12	24	26	11	5.6	12	10.7	12	32	2.8	0	0.1	31.7
1998	8.9	15	12	6	27.5	31	27.3	3.7	6	14	0	17	31.1
1999	10	8.2	10	26	6.4	0	2.7	7	2.3	0.2	0	0.5	26.2
2000	15	20	35	9.9	26.4	9.2	1	30.4	4	0.4	0	1.7	34.7
2001	17.7	22	34	12	12.9	8.5	14.1	11.8	14	0.5	0.5	4.7	34.3
2002	5.2	9.5	11	11	15.8	33	6.4	15.1	8.2	0	0.1	0.3	33.2
2003	20.5	14	25	23	15.8	11	21.4	10.9	11	5.4	0	2.6	25
2004	5.1	13	33	16	28.5	20	7.6	10.8	0.5	0	0.2	0	32.5
2005	5.7	45	15	27	16.6	15	8.5	2.3	38	4.3	0	1.9	44.9
2006	12.9	1.4	12	12	11.8	17	60.3	11.9	4	0.4	7.5	1.7	60.3
2007	37.2	34	60	7.4	10.2	5.5	35.7	4.7	15	20	1.7	0.1	59.6
2008	13.2	65	24	31	16.5	10	29.2	14.9	8.2	0.4	3.1	1.3	64.8
2009	10.1	1.8	19	33	42.2	24	23.6	16.3	11	0.6	0	24.8	42.2
2010	0.7	20	33	11	22.3	27	8.7	17.6	17	13	3	0.5	33.2
2011	0.2	16	33	18	20	42	25.5	29.8	9.2	1.3	0	0	42.3

ANNEXE 2 : tableaux de série pluviométrique