

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL  
FOR HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري  
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵏⵉⵙⵉ ⵙⵉⵏⵉⵙⵉ ⵙⵉⵏⵉⵙⵉ

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option:** CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

**THEME :**

**PROTECTION DE LA VILLE DE OUED ENNIL  
CONTRE LES INNONDATIONS (W.ANNABA)**

**Présenté par :**

**SAAD Mohammed**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
BENLAOUKLI BACHIR	Professeur	Président
BENSALAH Mohamed Draid	M.C.B	Examineur
OSMANI Elhadi	M.A.A	Examineur
K.Abderrahmane	M.C.B	Promoteur

**Session 2023 - 2024**

## الملخص :

تهدف هذه الدراسة إلى تصميم نظام تصريف فعال لمياه الفيضانات المؤثرة على مدينة النيل من المرتفعات المجاورة. تم إجراء تحليل شامل لحماية المدينة من مخاطر الفيضانات, بدأ البحث بتقييم هيدرولوجي مفصل لحوض التصريف, مع تقدير التدفقات القصوى لفترات عودة مختلفة, خاصة لحدث 100 عام, تم فحص الحلول الهندسية, بما في ذلك قنوات التحويل وأحواض التخزين, ونمذجتها باستخدام برامج محاكاة هيدروليكية. تم تقييم الحلول بناءً على معايير تقنية واقتصادية, مع مراعاة التكلفة والجدوى والتأثير البيئي والظروف المحلية. النتيجة هي نظام تصريف متكامل يحمي مدينة النيل بفعالية من مخاطر الفيضانات مع موازنة العوامل الاقتصادية والبيئية.

**الكلمات المفتاحية:** تصريف الفيضانات, مدينة النيل, دراسة هيدرولوجية, نمذجة هيدروليكية, الحماية من الفيضانات

## Résumé :

Cette étude vise à concevoir un système de drainage efficace pour les eaux de crue affectant la Ville du Nil depuis les hauteurs adjacentes. Une analyse complète a été menée pour protéger la ville contre les risques d'inondation, La recherche a débuté par une évaluation hydrologique détaillée du bassin versant, estimant les débits maximaux pour diverses périodes de retour, en particulier pour un événement centennal. Des solutions d'ingénierie, notamment des canaux de dérivation et des bassins de rétention, ont été examinées et modélisées à l'aide de logiciels de simulation hydraulique, Les solutions ont été évaluées selon des critères techniques et économiques, en tenant compte du coût, de la faisabilité, de l'impact environnemental et des conditions locales. Le résultat est un système de drainage intégré qui protège efficacement la Ville du Nil contre les risques d'inondation tout en équilibrant les facteurs économiques et environnementaux.

**Mots-clés :** drainage des crues, Ville du oued Ennil , étude hydrologique, modélisation hydraulique, protection contre les inondations.

## Abstract:

This study designs an efficient drainage system for flood waters affecting Nile City from adjacent highlands. A comprehensive analysis was conducted to protect the city from flood risks, The research began with a detailed hydrological assessment of the watershed, estimating maximum flows for various return periods, particularly for a 100-year event. Engineering solutions, including diversion channels and retention basins, were examined and modeled using hydraulic simulation software, Solutions were evaluated based on technical and economic criteria, considering cost, feasibility, environmental impact, and local conditions. The result is an integrated drainage system that effectively protects Nile City from flood risks while balancing economic and environmental factors.

**Keywords:** flood drainage, oued Ennil City, hydrological study, hydraulic modeling, flood protection.

## Table des matières :

: الملخص :	2
<b>Table des matières :</b>	<b>3</b>
<b>Table des figures :</b>	<b>9</b>
<b>Liste des tableaux :</b>	<b>9</b>
<b>Introduction :</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 : Généralités sur les inondations</b>	<b>2</b>
Introduction	2
I. Composantes du risque d'inondation	2
I.1 Le risque	2
I.2 L'aléa	3
I.3 La vulnérabilité	3
II. Évolution du risque d'inondation	3
III. Facteurs influençant les inondations	3
III.1 Facteurs physiques	3
III.2 Facteurs aggravants	4
IV. Gestion du risque d'inondation	4
Les inondations : définition et typologie	4
Les inondations en Algérie	4
Contexte national	4
Causes principales des inondations en Algérie	5
Historique des inondations catastrophiques en Algérie (1927-2024)	5
Stratégie nationale de lutte contre les inondations	6
Conclusion	6
<b>Chapitre 2 : Présentation de la zone d'étude</b>	<b>8</b>
Préambule à l'étude du projet	8
Localisation et contexte géographique	8
Caractéristiques climatiques	9
Climat général	9
Précipitations	9
Analyse des précipitations moyennes annuelles:	9
2. Valeurs extrêmes :	9
3. Variations et tendances :	10
4. Cycles et modèles :	10
5. Changement climatique :	10
Conclusions :	10
Analyse des précipitations moyennes mensuelles :	11
Régime thermique	11
Humidité atmosphérique	12
A PERÇU HYDROLOGIQUE	13

Les oueds de la région :	13
Assainissement des centres urbains :	13
Situation démographique (2017) :	13
<b>Chapitre 3 : Problématique du projet</b>	<b>15</b>
Réseau d'assainissement de Ennil	15
Système d'assainissement actuel :	15
1. Réseau actuel :	15
2. Problématique des eaux pluviales à Ennil :	15
Causes des inondations de l'agglomération	15
1. Problèmes liés au réseau d'assainissement :	15
2. Facteurs topographiques :	15
3. Urbanisation problématique :	15
4. Caractéristiques du sol :	15
<b>Chapitre 4 : Étude hydrologique</b>	<b>17</b>
Introduction	17
Caractéristiques principales du bassin versant	17
Importance des caractéristiques morphologiques :	18
Surface, périmètre et chemin hydraulique :	18
Caractéristiques géométriques:	18
L'indice de compacité de Gravelius (KG):	18
Le rectangle équivalent:	19
Coefficient d'allongement :	19
Le relief :	20
Les courbes hypsométriques :	20
Altitudes caractéristiques d'un bassin versant	21
1. Altitude maximale	21
2. Altitude minimale	22
3. Altitude médiane (H50)	22
4. Altitude moyenne (Hmoy)	22
Les indices de pentes :	22
L'indice de pente globale (Ig)	23
Indices de pente complémentaires en hydrologie	23
1. Indice de pente de Roche (Ip)	23
2. Indice de pente moyenne du bassin versant (Imoy)	23
3. Dénivelé spécifique (Ds)	24
Réseau hydrographique :	24
La pente moyenne du cours d'eau principal :	24
Densité de drainage (Dd) :	25
Temps de concentration Tc:	26
Étude de la précipitation	27
Analyse des pluies journalières maximales :	27

Résumé des statistiques :	27
Choix de la loi d'ajustement:	28
Comparaison et justification :	30
Conclusion :	31
Etude des cures :	32
Analyse Comparative des Approches de la Méthode SCS pour l'Estimation du Débit de Pointe	33
1. Introduction	33
2. Approche SCS Simplifiée	33
2.1 Méthodologie	33
2.2 Scénarios d'Application	33
3. Approche par Distribution des Précipitations	34
3.1 Méthodologie	34
3.2 Scénarios d'Application	34
4. Analyse Comparative	34
4.1 Facteurs Influençant les Différences dans les Estimations du Débit de Pointe	34
4.2 Différences Quantitatives	35
Mise en œuvre de la méthode SCS dans HEC-HMS :	35
Analyse du Numéro de Courbe (CN) et de l'Outil GCN250 pour le Calcul du Ruissellement	36
1. Introduction au Numéro de Courbe (CN)	36
2. Calcul du Numéro de Courbe (CN)	36
3. Facteurs Influençant le Calcul du CN	36
4. L'Outil GCN250 pour le Calcul du CN	36
4.1 Développement de GCN250	36
4.2 Caractéristiques de GCN250	37
4.3 Disponibilité des Données	37
5. Composition des Cartes des Facteurs	37
6. Utilisation de la Carte Interactive	37
le modèle météorologique :	38
Justification du choix du modèle SCS Storm :	39
Sélection du type de tempête SCS pour la région d'Annaba :	39
Caractéristiques climatiques et pluviométriques de la région	40
Analyse des types de tempête SCS	40
Type I :	40
Type IA :	41
Justification du choix du type de tempête	41
L application :	42
la première méthode	42
la seconde méthode	42
1-Calcul de la pluie cumulée :	43

2- les caracteristiques :	43
3-Construction de l'hydrogramme adimensionnel SCS :	44
4- Transformation en hydrogramme unitaire :	45
5- Application de la méthode de convolution et Tracé de l'hydrogramme final :	46
Calcul du Transport Solide	48
Introduction théorique :	48
Application numérique :	48
<b>Chapitre 5 : ÉTUDE TECHNIQUE</b>	<b>50</b>
PROPOSITION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT	50
Analyse de la situation actuelle :	50
Solutions proposées pour le système de drainage :	50
Comparaison des solutions :	51
1. Efficacité :	51
2. Coût :	51
3. Impact sur la ville :	51
4. Flexibilité :	51
5. Entretien :	51
6. Utilisation des ressources en eau :	51
Conclusion :	51
Étude d'amélioration du système de drainage choisi pour la ville	52
Comparaison des options améliorées	52
1. Transfert de tous les sédiments vers la sortie à travers les canalisations avec regards modifiés :	52
Avantages :	53
Inconvénients :	53
2. Rétention du sable dans un bassin avant le réseau :	54
Avantages :	54
Inconvénients :	54
Conclusion:	55
Analyse comparative et solution optimisée pour la gestion des sédiments dans les systèmes de drainage pluvial	55
1. Transfert de tous les sédiments vers la sortie à travers les canalisations :	55
2. Rétention du sable dans un bassin avant le réseau :	56
Solution proposée :	56
1. Conception de bassins de sédimentation équipés de multiples barrières :	56
2. Permettre le passage des particules plus petites à travers les tuyaux :	56
3. Création d'un système hydraulique intégré :	57
4. Amélioration de l'efficacité de l'entretien :	57
5. Amélioration de la qualité de l'eau :	57
NOTES DE CALCUL	59
Conception d'un bassin de sédimentation	59

Dimensionnement du réseau :	60
Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	60
- Formules d'écoulement :	60
1. Formule de Chézy	60
2. Formule de Manning	61
3. Formule de Manning-Strickler	61
Mode de calcul :	62
Mode de calcul et hypothèses principales :	62
Formules de calcul :	62
Calcul hydraulique	63
Conception du canal d'amenée et du bassin de rétention	63
1. Conception du canal d'amenée	63
2. Conception du bassin de rétention	65
Calculs de conception :	65
1. Surface du fond du bassin :	65
2. Dimensions du bassin :	65
3. Conception des barrières :	65
3 -Conception de l'inlet structure (déversoir à tour)	66
Note de calcul pour le dimensionnement de l'inlet structure :	66
1. Détermination du diamètre de la tour :	66
4. Conception de Réseau avec regards modifiés :	67
Chapitre 6 : Conception technique et procédures de mise en œuvre	68
Introduction :	68
Construction des canaux:	69
Construction du bassin de sédimentation	69
1. Excavation :	69
2. Mise en forme du bassin :	69
3. Compactage du sol :	69
4. Création du seuil pour le ressaut hydraulique :	70
5. Stabilisation du sol :	70
6. Création des points d'entrée et de sortie :	70
Réalisation d'un réseau d'évacuation	70
Travaux de pose des canalisations :	70
1. Décapage de la couche végétale :	70
2. Piquetage :	70
3. Excavation des tranchées :	70
4. Profondeur de la tranchée :	70
5. Largeur de la tranchée :	71
6. Calculs des volumes :	71
7. Remblayage :	72
Réalisation des regards :	72

Les regards de visite :	72
<b>Calcul de génie civil</b>	<b>73</b>
Introduction :	73
Calcul des moments	73
Déterminations du Moment renversant/o	73
À l'État Limite de Service (ELS)	73
À l'État Limite Ultime (ELU)	74
Déterminations du Moment stabilisateur/o	74
À l'ELS	75
Déterminations du Moment stabilisateur/o	76
À l'État Limite de Service (ELS)	76
À l'État Limite Ultime (ELU)	76
Tableau récapitulatif des moments stabilisateurs	77
Détail des composantes du moment stabilisateur à l'ELS	77
Détail des composantes du moment stabilisateur à l'ELU	78
La vérification de la stabilité au renversement a été réalisée selon deux méthodes :	78
La vérification de la stabilité au glissement a également été réalisée selon deux méthodes :	79
La stabilité au poinçonnement est vérifiée par la méthode classique. La condition à satisfaire est la suivante :	80
Ferrailage des voiles :	81
Ferrailage du radier :	82
<b>Organisation du chantier</b>	<b>83</b>
Introduction	83
Principaux Intervenants et Leurs Responsabilités	83
1. Le Maître d'Ouvrage (MOA)	83
2. Le Maître d'Œuvre	83
3. L'Entreprise	84
4. L'Entrepreneur	84
Planification des Travaux dans l'Organisation du Chantier	84
1. Définition et Objectifs	84
Objectifs principaux :	84
2. Techniques de Planification	84
A. Méthodes Basées sur le Réseau	85
1) Définition	85
Types de réseaux :	85
2) Construction du Réseau	85
3) Méthodes Principales	85
CPM (Critical Path Method)	85
PERT (Program Evaluation and Review Technical)	85
B. Méthodes Graphiques	85
3. Processus de Planification	86
Étapes Clés :	86
Paramètres de Calcul CPM :	86

4. Outils de Gestion	86
Diagramme de Gantt	86
<b>conclusion</b>	<b>89</b>
<b>Références</b>	<b>89</b>

## **Table des figures :**

- Figure 1.1 : Présentation de la zone d'étude
- Figure 1.2 : Précipitations moyennes mensuelles (en mm) pour la région d'étude
- Figure 1.3 : cart des courbues des niveaux
- Figure 4.1 : Les bassins versants
- Figure 4.2 : surface vs elevation
- Figure 4.3 : Les resultats des tests statistiques
- Figure 4.4 : la distribution des valeurs extrêmes généralisées (GEV)
- Figure 4.5 : la distribution de Pearson III
- Figure 4.6 : la Carte Interactive
- Figure 4.7 : Profondeur adimensionnelle de tempête pour différentes distributions
- Figure 4.8 : l'hydrogramme adimensionnel
- Figure 4.9 : hydrogramme unitaire
- Figure 4.10: l'hydrogramme final
- Figure 6.1 : regards modifiés
- Figure 6.2 : bassin avant le réseau
- Figure 6.3 : le bassin de sédimentation
- Figure 6.4 : Le calcul des caractéristiques du canal

## **Liste des tableaux :**

- Tableau 1.1 : Paramètres hydro morphométriques du bassin versant N2
- Tableau 1.2 : Précipitations moyennes mensuelles (en mm) pour la région d'étude
- Tableau 1.3 : Températures moyennes mensuelles (en °C) pour la région d'étude
- Tableau 1.4 : Données mensuelles d'un indicateur de 1991 à 1994
- Tableau 4.1: Les paramètres hydro morphométriques du BV
- Tableau 4.2 : Altitudes caractéristiques des sous-bassins versants
- Tableau 4.3: Indices de pente des sous-bassins versants
- Tableau 4.4 : Pente moyenne du cours d'eau principal pour chaque sous-bassin
- Tableau 4.5 : Densité de drainage pour chaque sous-bassin
- Tableau 4.6 : Temps de concentration pour chaque sous-bassin
- Tableau 4.7 : Précipitations journalières maximales de 1970 à 2019
- Tableau 4.8 : Valeurs théoriques des précipitations et intervalles de confiance pour différentes périodes de retour
- Tableau 4.9 : distributions temporelles standardisées des précipitations sur 24 heures.
- Tableau 4.10 : la pluie cumulée
- Tableau 4.11 : l'hydrogramme adimensionnel
- Tableau 4.12 : hydrogramme unitaire
- Tableau 4.13 : Les valeurs de débit pour tous les bassins
- Tableau 5.1 : Transport Solide pour les sous bassins versants

Tableau 6.1 : Conception de Réseau avec regards modifié

## **Liste des Planches**

**Planche 01** : Le Plan d'aménagement

**Planche 02** : Plan et Profile de cinture et le pond et l'évacuateur

**Planche 03** : Le profile en long de reaseuax

**Planche 04** : La section de canal

## **Introduction :**

L'inondation est un phénomène naturel caractérisé par une élévation soudaine du niveau d'eau dans un cours d'eau. Cela se manifeste par le débordement des berges de la vallée ou l'écoulement des eaux dans les dépressions sous forme de crues.

La ville du Oued Ennil est l'une des zones exposées au phénomène des inondations et des crues qui se manifestent de manière catastrophique, constituant un obstacle majeur au développement économique et social.

Les risques d'inondation résultent de l'interaction complexe entre plusieurs éléments, et sont le résultat de la convergence de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

L'étude des événements catastrophiques survenus dans la ville du Nil montre que de vastes étendues de terres agricoles, de plaines et de zones résidentielles sont souvent submergées par les eaux des oueds en crue.

Les inondations causent des dommages importants, tant humains que matériels, et ces dommages sont exacerbés par les changements climatiques et environnementaux d'une part, ainsi que par le manque d'aménagement hydraulique et de systèmes de protection contre les crues des oueds.

L'objectif de notre travail est de protéger la ville du Nil contre les risques d'inondation de la vallée en estimant le débit de crue et en choisissant les moyens de protection appropriés contre ce phénomène à travers la conception de systèmes spécifiques et d'ouvrages de protection hydraulique.

Pour bien mener cette étude, nous concentrerons notre travail sur sept chapitres principaux :

- Généralités sur les inondations
- Présentation de la zone d'étude
- Problématique du projet
- Étude hydrologique
- Étude technique
- procédures de mise en œuvre

# Chapitre 1 : Généralités sur les inondations

## Introduction

Les inondations représentent les catastrophes naturelles les plus fréquentes et dévastatrices à l'échelle mondiale, entraînant des pertes humaines et matérielles considérables. ( Rapport du GIEC sur les changements climatiques et les événements extrêmes, 2021). Cette étude se concentre sur l'analyse approfondie des concepts liés aux risques d'inondations, tels que la vulnérabilité et l'aléa, ainsi que sur le cadre législatif régissant ces phénomènes. De plus, nous présenterons un aperçu historique des inondations survenues en Algérie au cours de la dernière décennie.

Dans le domaine de la gestion des inondations, deux principes fondamentaux doivent être admis :

1. L'impossibilité d'atteindre un risque zéro.
2. La nécessité d'accepter certaines inondations contrôlées pour en prévenir de plus graves. ( Manuel de gestion des risques d'inondation, Organisation météorologique mondiale, 2020).

Une connaissance approfondie des risques est indispensable pour élaborer des stratégies de protection efficaces.

## I. Composantes du risque d'inondation

### I.1 Le risque

Le risque se définit comme la mesure de la probabilité et de la gravité d'un effet néfaste sur la santé, les biens ou l'environnement. Dans le contexte des inondations, le risque est un concept complexe intégrant deux paramètres essentiels : la probabilité d'occurrence d'une inondation (l'aléa) et ses conséquences potentielles (la vulnérabilité) (Glossaire international d'hydrologie, UNESCO/OMM, 2012).

### I.2 L'aléa

L'aléa correspond à la probabilité d'occurrence d'un phénomène naturel, en l'occurrence une inondation. Il se caractérise par plusieurs paramètres hydrauliques qui déterminent le potentiel destructeur de l'inondation :

- Le débit du cours d'eau
- La vitesse d'écoulement

- La surface inondable
- La hauteur et la durée de submersion
- La période de retour

### **I.3 La vulnérabilité**

La vulnérabilité se définit comme l'évaluation de l'occupation humaine et économique d'un site susceptible d'être affecté par l'aléa. Elle représente le niveau de perte ou de dommage prévisible résultant d'un phénomène naturel d'une magnitude donnée sur les enjeux (personnes, biens, activités, moyens et patrimoine). On distingue deux types de vulnérabilité :

- La vulnérabilité directe : concerne les dommages matériels immédiats causés par le contact avec l'eau.
- La vulnérabilité indirecte : englobe les effets secondaires et les impacts à long terme sur l'économie et la société.

## **II. Évolution du risque d'inondation**

Malgré les efforts déployés pour réduire les risques, les pertes dues aux inondations continuent d'augmenter. Cette tendance s'explique par plusieurs facteurs :

- L'augmentation de la valeur des propriétés et de l'activité économique dans les zones inondables
- La densification de la population dans les plaines inondables
- La surestimation du niveau de protection offert par les ouvrages de contrôle des inondations
- Le manque de données précises sur les débits et les dommages potentiels
- La variabilité croissante des caractéristiques hydrologiques des crues due au changement climatique

## **III. Facteurs influençant les inondations**

### **III.1 Facteurs physiques**

- La topographie (relief)
- La taille du bassin versant
- L'état et l'occupation du sol

### **III.2 Facteurs aggravants**

- L'interférence humaine dans l'aménagement du territoire
- La négligence dans l'entretien des cours d'eau

## **IV. Gestion du risque d'inondation**

La gestion des risques d'inondation, telle que définie par l'Organisation internationale de normalisation (ISO), comprend un ensemble coordonné d'activités visant à guider et contrôler les risques. Elle se divise en deux phases principales :

1. L'analyse des risques : identification des dangers, des problèmes et des vulnérabilités.
2. L'évaluation des risques : phase cruciale incluant la prévention, l'identification, l'analyse, la classification des risques, ainsi que la proposition de solutions pour les réduire ou les maîtriser.

Cette approche intègre les aspects socio-économiques et environnementaux, et implique la prise de décision, la mise en œuvre et le suivi des mesures de gestion des risques.

### **Les inondations : définition et typologie**

Une inondation se définit comme le débordement des eaux hors du lit mineur d'un cours d'eau à la suite d'une crue. On distingue plusieurs types d'inondations :

1. Inondations par submersion : causées par l'élévation du niveau de la mer, souvent liée aux tempêtes.
2. Inondations par ruissellement : surviennent lorsque les eaux de pluie ne peuvent pas s'infiltrer dans le sol.
3. Inondations des rivières : débordement d'un cours d'eau incapable de gérer un excédent d'eau.
4. Rupture d'ouvrages ou d'embâcles : inondations soudaines dues à la défaillance de structures hydrauliques ou à l'obstruction naturelle d'un cours d'eau.\

## **Les inondations en Algérie**

### **Contexte national**

En Algérie, le risque d'inondation occupe la deuxième place dans le classement des principaux risques naturels, après les séismes. De nombreuses régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes, dont les effets sont souvent amplifiés par divers facteurs aggravants (Rapport national sur la réduction des risques de catastrophes en Algérie, Ministère de l'Intérieur algérien, 2022).

### **Causes principales des inondations en Algérie**

- Situations météorologiques exceptionnelles (fortes pluies, orages violents)
- Défaillances des infrastructures (réseaux d'assainissement inadéquats)

- Topographie défavorable
- Crues torrentielles affectant les petits bassins
- Précipitations importantes sur de grands bassins versants
- Transport solide significatif

### Historique des inondations catastrophiques en Algérie (1927-2024)

Le tableau des inondations historiques provient probablement d'une compilation de données de la Protection Civile algérienne et de rapports médiatiques, mise à jour jusqu'en 2024

**Tableau 1.1** : Paramètres hydro morphométriques du bassin versant N2

Date de l'événement	Zones touchées	Nombre de victimes
12 Octobre 1971	Azzazga (W Tizi Ouzou)	40 morts
28 au 31 Mars 1974	Alger et Tizi Ouzou	52 morts
01 Septembre 1980	EL Eulma (W.Sétif)	44 morts
22 Août 1983	Birrine ( W.Djelfa )	10 morts
03 Février 1984	Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Khenchla et Oum El Bouaghi	23 morts
05 Juillet 1987	Batna	02 morts
01 Septembre 1989	Biskra	02 morts
21 Septembre 1989	Msila	01 mort
15 Octobre 1989	Ain Defla	01 mort
03 Juin 1991	Ghardaia	09 morts
26 - 27 Janvier 1992	Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Medea..	10 morts
20 Octobre 1993	Oued R'hiou (W. Relizane)	22 morts
23 Septembre 1994	Bordj Bou Arréridj, Msila, Djelfa, Medea, Bouira, Ain Defla et Tiaret	27 morts
29/09 au 02/10/1994	Ghardaia, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbés	21 morts
04 Avril 1996	Annaba et El Tarf	5 morts
14 Janvier 1999	Adrar	12 morts
28 Septembre 2000	Bou Saâda (W. M'Sila)	01 mort
14 Octobre 2000	Ain Temochent	04 morts
23 Octobre 2000	Naama	05 morts
24 Octobre 2000	Sidi Bel Abbes, Tissemsilt, Chlef et Ain Defla	01 mort
10 et 11 Novembre 2001	Bab El Oued (Alger)	800 morts
18 et 19 Avril 2007	Ghardaïa	29 morts
01 Octobre 2008	Ghardaïa	Plus de 33 morts,
01-02 Octobre 2011	El Bayadh	13 morts

29 Aout 2015	Khenchela (communes de Babar et Ouled Rechache).	1 personne est disparue
14 septembre 2018	Tébessa	1 mort
12 septembre 2019	Alger, Guelma, Djelfa, Souk-Ahras, Bechar	9 morts
Mai 2021	Médéa	1 mort
20 Octobre 2022	Tiaret	4 morts
Mai 2023	Tipaza	2 morts
Septembre 2023	Tlemcen, El Bayadh	8 morts
Novembre 2023	Béjaia (Bordj Mira)	1 mort et un porté disparu

### **Stratégie nationale de lutte contre les inondations**

L'Algérie a mis en place une stratégie multidimensionnelle pour faire face aux risques d'inondation, comprenant :

1. Un cadre réglementaire : Loi N° 04-20 du 25 décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs.
2. Des mesures structurelles : construction de digues, barrages écrêteurs, bassins de rétention, etc.
3. Des mesures opérationnelles : dispositifs d'intervention activés lors d'alertes météorologiques.
4. Des mesures préventives : développement d'outils de prévention et d'alerte, modernisation des stations hydrométriques.

(Plan National de l'Eau, Ministère des Ressources en Eau et de la Sécurité Hydrique, Algérie, 2023)

Dans le cadre du Plan National de l'Eau, le secteur des ressources en eau s'est engagé à élaborer une stratégie nationale de gestion des risques d'inondation, visant à définir des mesures structurelles et non structurelles pour atténuer les effets néfastes de ce phénomène à moyen et long terme.

### **Conclusion**

Les inondations, en tant qu'événements climatiques extrêmes, ont des répercussions dévastatrices sur tous les aspects de la société. L'impact et la gestion de ces phénomènes varient considérablement selon les conditions locales et les caractéristiques spécifiques de chaque territoire. Il n'existe donc pas de solution universelle pour la protection contre les inondations.

Chaque zone inondable présente un ensemble unique de défis, nécessitant une approche adaptée et des mesures de sécurité sur mesure. La mise en œuvre de toute protection est soumise à des conditions spécifiques, ce qui peut limiter les options disponibles. Il est donc crucial de rechercher la protection la plus adaptée à chaque zone, en tenant compte des

marges de sécurité nécessaires, étant donné que les méthodes d'étude ne sont pas toujours précises.

Cette complexité souligne l'importance d'une réflexion approfondie et d'une planification minutieuse dans la gestion du risque d'inondation, intégrant les spécificités locales, les avancées technologiques et les connaissances scientifiques les plus récentes.

## **Chapitre 2 : Présentation de la zone d'étude**

### **Préambule à l'étude du projet**

Avant d'entamer la conception d'un projet, il est impératif de procéder à une analyse approfondie du site. Cette étape préliminaire permet d'identifier les caractéristiques physiques du lieu ainsi que les divers éléments susceptibles d'influencer la conception du projet. Les principales considérations sont détaillées ci-après (Direction de l'Urbanisme et de la Construction de la Wilaya d'Annaba, 2017).

### **Localisation et contexte géographique**

Le site étudié se situe dans le secteur occidental de la ville d'Annaba. Il couvre une superficie totale de 70 hectares.

Les limites du site sont définies comme suit :

- Au nord : un canal longeant la Route Nationale 44
- À l'ouest : le massif montagneux de l'Edough
- À l'est : la Route Nationale 16 et le quartier Seybouse
- Au sud : le centre administratif de la commune d'El Bouni

(Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT), 2021)



**Figure 2.1 : Présentation de la zone d'étude**

## Caractéristiques climatiques

### Climat général

La zone d'étude est soumise à un climat de type méditerranéen, caractérisé par une alternance saisonnière marquée (Université Badji Mokhtar-Annaba, 2016) :

- Une saison hivernale longue (de septembre à mai), douce et humide
- Une saison estivale courte (juin à août), chaude et sèche

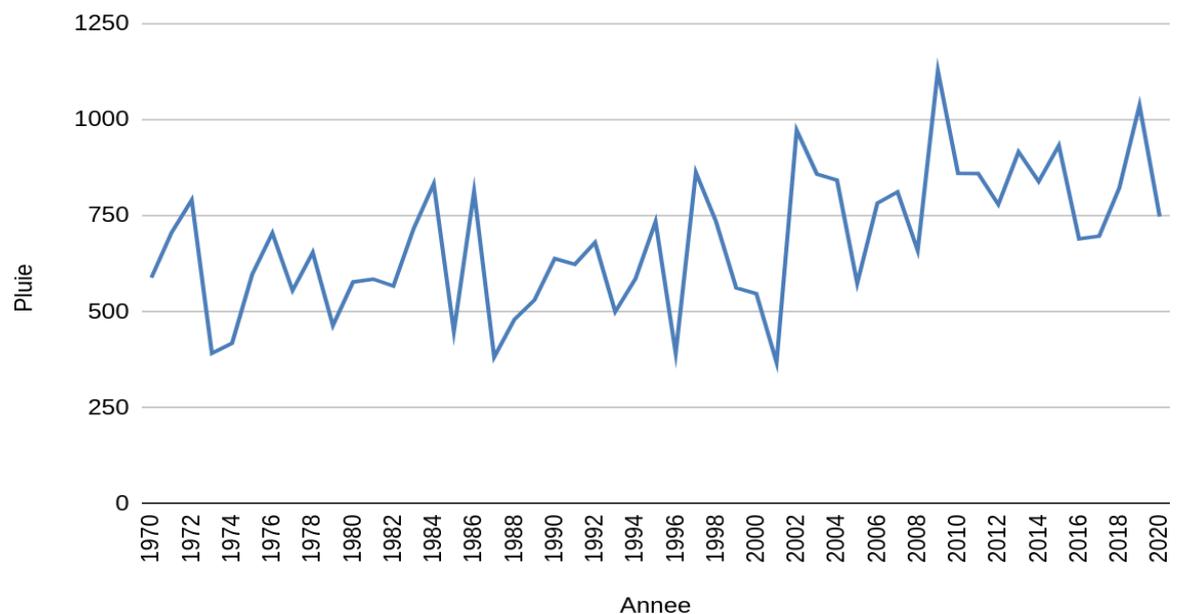
### Précipitations

#### Analyse des précipitations moyennes annuelles:

Sur la base des données fournies, voici une analyse des précipitations moyennes annuelles de 1970 à 2020 (Office National de la Météorologie d'Algérie, 2020) :

1. Moyenne générale des précipitations : La moyenne générale des précipitations sur cette période est d'environ 662,7 mm.
2. Valeurs extrêmes :
  - Valeur maximale des précipitations : 1127,9 mm (année 2009)
  - Valeur minimale des précipitations : 368,2 mm (année 2001)

3. Variations et tendances :
  - On observe une forte fluctuation des quantités de précipitations d'une année à l'autre.
  - Il n'y a pas de tendance claire à l'augmentation ou à la diminution à long terme, mais il existe des périodes de sécheresse relative et d'autres d'abondance de pluie.
4. Cycles et modèles :
  - Il semble y avoir des cycles récurrents d'années sèches et humides, mais ils ne sont pas parfaitement réguliers.
  - Certaines périodes montrent une augmentation notable des précipitations (comme 2009-2015) tandis que d'autres montrent une diminution (comme 2000-2001).
5. Changement climatique :
  - Bien qu'il n'y ait pas de tendance claire, les fluctuations extrêmes des dernières années pourraient indiquer les effets du changement climatique.
  - Augmentation de la fréquence des années extrêmement sèches et extrêmement humides au cours des dernières décennies.



**Figure 2.1 : Précipitations moyennes mensuelles (en mm) pour la région d'étude**

Conclusions :

Variabilité des ressources en eau : La grande fluctuation des précipitations indique la nécessité d'une bonne planification de la gestion des ressources en eau, en particulier pendant les années sèches.

Importance du stockage de l'eau : Compte tenu de la grande variation entre les années, il est nécessaire de se concentrer sur le développement et

l'amélioration des systèmes de stockage de l'eau pour exploiter les périodes d'abondance et faire face aux périodes de sécheresse.

Impact du changement climatique : L'augmentation des fluctuations extrêmes pourrait indiquer les effets du changement climatique, ce qui nécessite d'adapter les stratégies de gestion de l'eau à ces changements.

Besoin d'études détaillées : Des études plus détaillées doivent être menées pour comprendre les facteurs influençant les modèles de précipitations, tels que les phénomènes climatiques régionaux et mondiaux (comme El Niño et La Niña).

Planification de l'utilisation des terres : La planification urbaine et agricole doit prendre en compte ces fluctuations des précipitations pour assurer la durabilité des ressources en eau.

Diversification des sources d'eau : Étant donné l'instabilité des précipitations, il est important de diversifier les sources d'eau et de développer des techniques innovantes pour la collecte, le stockage et la réutilisation de l'eau.

#### **Analyse des précipitations moyennes mensuelles :**

**Tableau 2.1 : Précipitations moyennes mensuelles (en mm) pour la région d'étude**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Total
P (mm)	42,32	81,42	95,4 9	109, 6	103, 2	86,5	84,4	69,1	42,7	22, 5	8,46	14,0 5	759

- La pluviométrie moyenne annuelle s'élève à 759 mm.
- Le mois le plus pluvieux est décembre, avec 109.6 mm de précipitations.
- Le mois le plus sec est juillet, avec seulement 8.46 mm de précipitations.

Ces données mettent en évidence une forte variabilité saisonnière des précipitations, typique du climat méditerranéen.

#### **Régime thermique**

**Tableau 2.2 : Températures moyennes mensuelles (en °C) pour la région d'étude**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Moyen
T(C)	23.1 8	19.3 1	15.1 3	12.4 8	11.0 0	11.4 8	12.8 6	14.5 2	17.7 0	21.5 3	24.4 6	25.2 6	17.41

Ces données thermiques corroborent les caractéristiques du climat méditerranéen précédemment mentionnées, avec des hivers doux et des étés chauds.

Cette répartition des températures, combinée aux données pluviométriques, offre un aperçu complet du régime climatique de la région. Elle met en évidence les contrastes saisonniers typiques du climat méditerranéen.

### **Humidité atmosphérique**

L'humidité relative de l'air est un indicateur crucial de l'état atmosphérique, révélant la proximité de l'air à son point de saturation en vapeur d'eau. Elle se définit comme le rapport entre la pression de vapeur d'eau réelle dans l'air et la pression de vapeur saturante à la même température.

**Tableau 2.3 : Données mensuelles d'un indicateur de 1991 à 1994**

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
1991	79	75	78	73	88	77	77	75	72	75	69	71
1992	79	73	81	81	78	77	75	76	78	71	76	73
1993	72	72	73	81	83	81	77	77	77	78	72	78
1994	77	75	79	78	79	72	75	77	74	74	85	51

Les relevés effectués à la station météorologique des Salines sur la période 1991-1994 mettent en évidence les caractéristiques suivantes :

1. L'atmosphère de la région présente généralement un taux d'humidité élevé.
2. Le pic d'humidité relative est observé en juin, atteignant jusqu'à 89%.

Cette forte humidité, particulièrement marquée en début d'été, peut s'expliquer par la proximité de la mer Méditerranée et son influence sur le climat local. Elle contribue à la sensation de chaleur ressentie durant les mois les plus chauds et peut avoir des implications importantes pour la conception architecturale et urbaine dans la région.

## A PERÇU HYDROLOGIQUE

### Les oueds de la région :

1. Situation géographique :
  - Font partie du versant Sud du massif de l'Edough
  - Situés au Nord-Est de l'Algérie, dans la wilaya d'Annaba
  - Chevauchent les communes d'El Bouni et Annaba
2. Principaux cours d'eau :
  - Oued Bouhdid
  - Oued Boudjemaâ (aussi appelé Oued Ennil dans sa partie amont)
  - Drainent chacun un territoire d'environ 90 à 100 km<sup>2</sup> d'Est en Ouest
3. Caractéristiques de l'Oued Boudjemaâ (Direction des Ressources en Eau de la Wilaya d'Annaba, 2018) :
  - Source : en amont de la plaine de Kherraza, au niveau du centre Oued Ennil
  - Encadré par :
    - Au sud : Djebel Barka Zerga (289 m) et massif de Beleleita-Bouhamra
    - Au nord : Djebel Bou Kanta (583 m)
  - Morphologie particulière :
    - Versants sud et nord à fortes pentes (50 à 20%)
    - Plaine à très faible pente avec marécages et dépôts sédimentaires
  - Parcours :
    - Serpente dans un terrain plat et marécageux
    - De la cote 25 à la cote 5 dans sa partie la plus resserrée
    - Se jette dans la mer après environ 15 km
  - Rejoint par l'Oued Bouhdid dans sa partie basse, rive gauche

### Assainissement des centres urbains :

- Oued Ennil :
  - Réseau unitaire
  - Diamètres : 300 à 500 mm
- Essarouel :
  - Réseau mixte
  - Diamètres : 200 à 600 mm
- Rejet direct des eaux usées dans l'Oued Boudjemaâ
- Absence de station d'épuration dans la zone d'étude \

(Direction de l'Hydraulique de la Wilaya d'Annaba, 2018)

### Situation démographique (2017) :

Population totale : 20 054 habitants

1. Répartition :
  - Oued Ennil : 5 971 habitants
  - Essarouel : 14 083 habitants
2. Taux d'accroissement : 1,2%

Ces données concernent l'APC (Assemblée Populaire Communale) d'Annaba (Office National des Statistiques (ONS), 2017).

## **Chapitre 3 : Problématique du projet**

### **Réseau d'assainissement de Ennil**

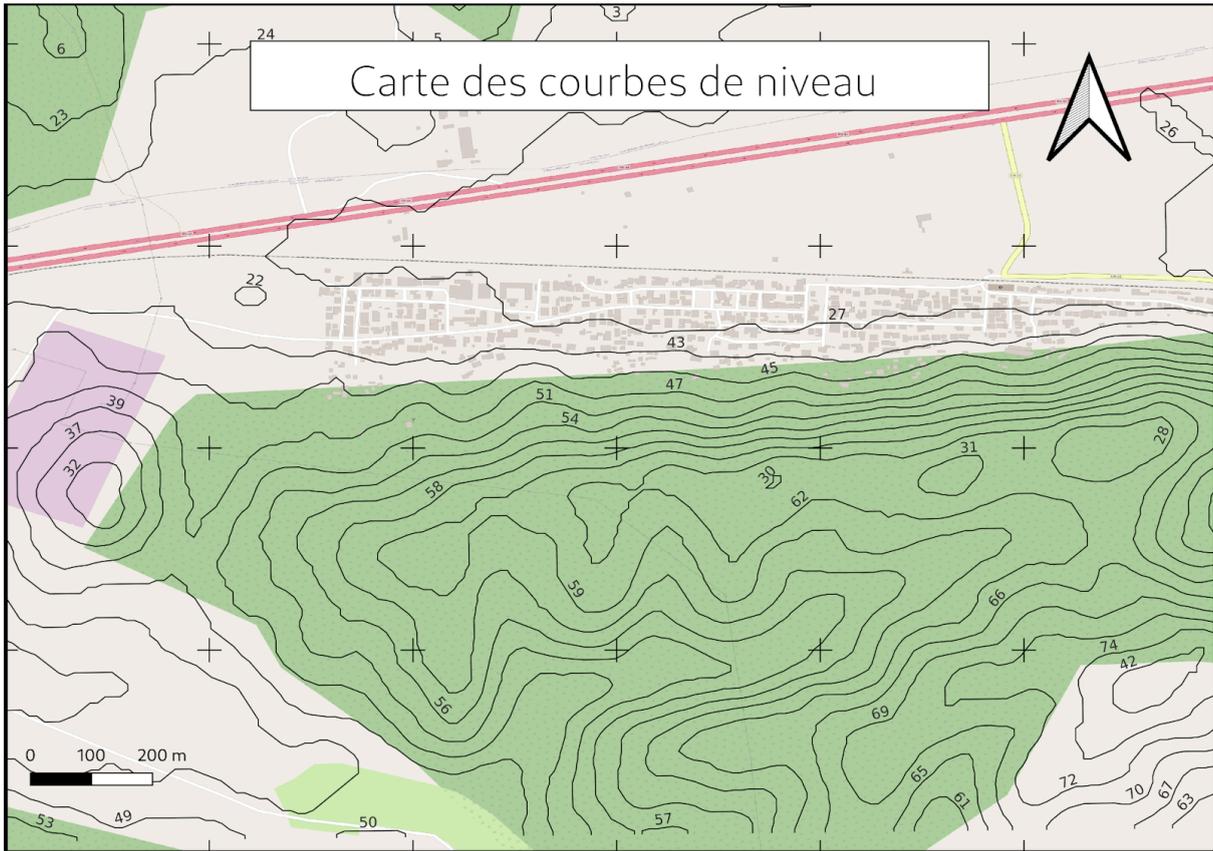
#### **Système d'assainissement actuel :**

- 1. Réseau actuel :**
  - Type : Unitaire (eaux usées et pluviales mélangées)
- 2. Problématique des eaux pluviales à Ennil :**
  - Les réseaux existants dans les parties basses ne gèrent pas les eaux pluviales des zones élevées
  - Conséquence : Écoulement des eaux du sud vers le nord, directement dans les voies publiques, causant des inondations

#### **Causes des inondations de l'agglomération**

Causes des inondations dans l'agglomération de Boukhadra selon la DRE d'Annaba :

- 1. Problèmes liés au réseau d'assainissement :**
  - Sous-dimensionnement du réseau existant
  - Incapacité à gérer les eaux pluviales des zones élevées s'écoulant du sud vers le nord
- 2. Facteurs topographiques :**
  - Relief défavorable : partie amont à forte pente, partie aval quasi horizontale
  - Situation de la ville sur un versant important
  - Complexité topographique de la zone amont (montagneuse) avec des pentes dépassant 10%
- 3. Urbanisation problématique :**
  - Construction en zones à risque d'inondation
  - Non-respect des plans directeurs d'urbanisme
  - Extensions illicites
  - Développement urbain dans des zones inondables
- 4. Caractéristiques du sol :**
  - Imperméabilisation du sol argileux dans la partie haute
- 5. Insuffisances infrastructurelles :**
  - Absence d'ouvrages importants de lutte contre les crues



**Figure 1.3 : cart des courbes des niveaux**

## Chapitre 4 : Étude hydrologique

### Introduction

L'étude hydrologique est cruciale pour la conception d'ouvrages hydrotechniques. Son objectif principal est d'estimer les débits de pointe pour diverses périodes de retour (10, 20, 50 et 100 ans) (Chow et al., 1988). Cette étude comprend plusieurs étapes clés :

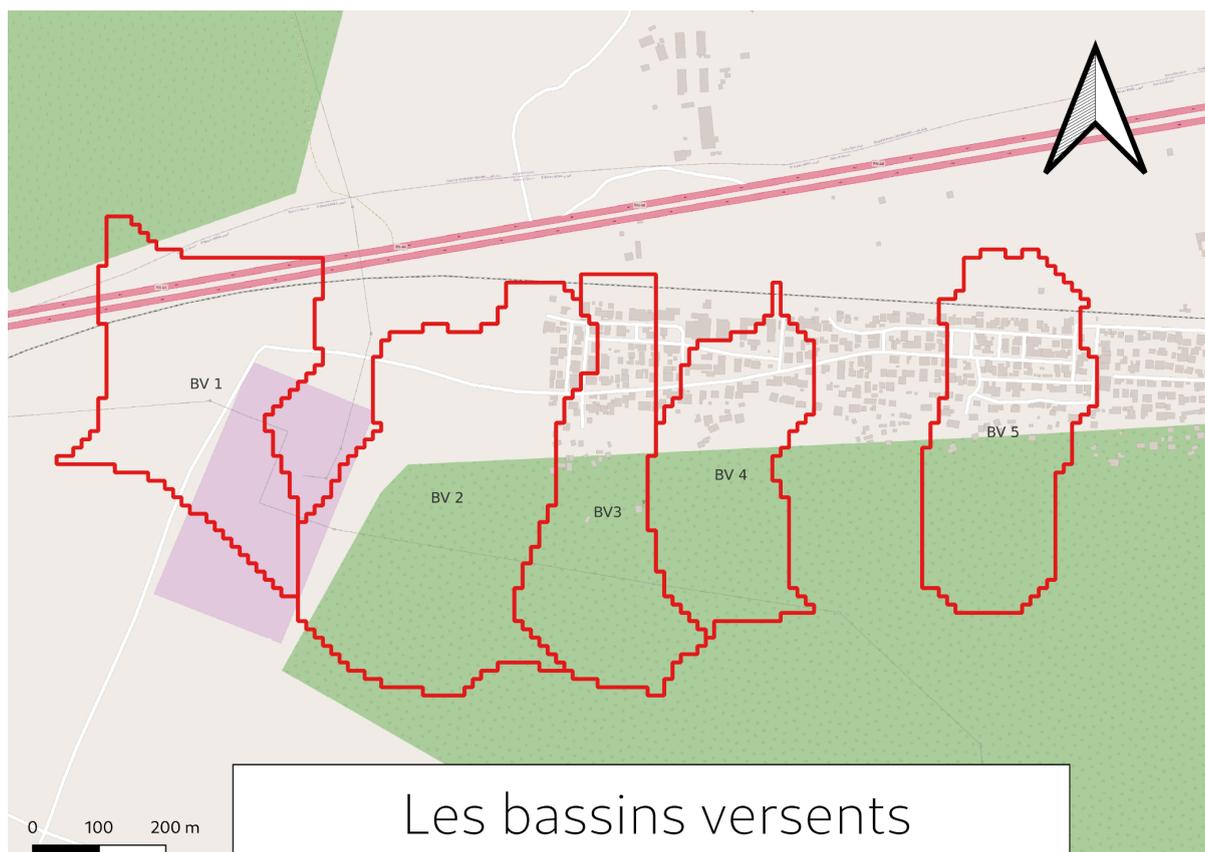
- Délimitation des bassins versants concernés
- Analyse des caractéristiques de ces bassins
- Identification des postes pluviométriques pertinents (comme celui de Boured) et calcul des précipitations moyennes annuelles et pour différentes fréquences
- Estimation des débits pour les périodes de retour ciblées à l'aide de formules empiriques

### Caractéristiques principales du bassin versant

Définition : Un bassin versant est l'aire topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont d'un point donné (section de mesure). Toute l'eau s'écoulant dans cette zone passe nécessairement par ce point (Musy, 2005).

Délimitation : Les bassins versants sont séparés par des lignes de partage des eaux, déterminées sur une carte topographique. En partant de l'exutoire, on trace des segments perpendiculaires aux courbes de niveau, en suivant les crêtes (Musy et Higy, 2004)

Dans cette étude, nous avons six bassins versants séparés. Nous nous concentrerons sur l'étude détaillée de BV N1, puis nous examinerons ultérieurement les caractéristiques des autres.



**Figure 4.1 : Les bassins versants**

**Importance des caractéristiques morphologiques :**

La morphologie d'un bassin versant influence grandement son comportement hydrologique. Deux bassins adjacents, soumis aux mêmes conditions climatiques et géologiques, peuvent avoir des régimes d'écoulement très différents si leurs caractéristiques morphologiques diffèrent (Schumm, 1956).

**Surface, périmètre et chemin hydraulique :**

Le bassin versant N1 s'étend sur 0.12 Km<sup>2</sup> et un périmètre de 1.9 km. Le chemin hydraulique correspond au chemin parcouru par une goutte d'eau tombée sur le bassin versant pour atteindre l'exutoire de coordonnées UTM Zone 31 suivantes :

- X =377625.335
- Y= 4076579.997

**Caractéristiques géométriques:**

**L'indice de compacité de Gravelius (KG):**

L'indice de compacité de Gravelius est un paramètre utilisé pour caractériser la forme d'un bassin versant. Il est calculé comme suit (Gravelius, 1914) :

$$KG = 0.28 * P / \sqrt{A}$$

Où :

- A : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>)
- P : Périmètre du bassin (km)

Interprétation de KG :

- KG = 1.3 : Bassin compact
- 1 < KG < 1.3 : Bassin moins compact
- KG > 1.3 : Bassin allongé

Plus KG est grand, plus le bassin est allongé, ce qui augmente le temps de concentration (Tc) et réduit la violence des crues.

Dans le cas étudié, KG = 2.07 > 1.3, indiquant un bassin de forme relativement allongée.

### **Le rectangle équivalent:**

Il est une transformation géométrique du bassin en un rectangle de même surface, caractérisé par sa longueur (L) et sa largeur (l) (Roche, 1963). Son périmètre est donné par :

$$P = 2(L + l)$$

Cette méthode permet de comparer plus facilement les caractéristiques de différents bassins versants.

La surface A du rectangle équivalent est donnée par :  $A = Lr lr$

Où Lr et lr sont respectivement la longueur et la largeur du rectangle en km.

Les dimensions du rectangle sont calculées à partir de l'indice de compacité KG et de la surface A :

$$lr = (KG/1.12)[1 - (1 - (1.12/KG))]$$

$$Lr = (KG/1.12)[1 + (1 - (1.12/KG))]$$

Où :

- Lr : longueur du rectangle (km)
- lr : largeur du rectangle (km)
- A : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)
- KG : indice de compacité de Gravelius

### **Coefficient d'allongement :**

Le coefficient d'allongement (Ca) est calculé comme suit (Schumm, 1956):

$$Ca = Lcp/(2A)$$

Où :

- Lcp : longueur du talweg principal (km)
- A : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

Ce coefficient permet de quantifier l'allongement du bassin versant.

Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant N2 sont résumés dans le tableau:

Désignation	Symbol e	Unité	Valeur	
Superficie	S	km <sup>2</sup>	0.12	
Périmètre	P	km	1.9	
Indice de compacité de Gravius	KG	-	1.53	
Longueur du Talweg principale	Lp	km	0.441	
Coefficient d'allongement	Ca	km	0.635	
RéctangleEquivalent	Longueur	L	km	2.296
	Largeur	l	km	0.435

**Tableau 4.1: Les paramètres hydro morphométriques du BV**

### **Le relief :**

Le relief, caractérisé par les variations d'altitude d'un terrain, joue un rôle crucial dans l'écoulement des eaux. Cette importance découle du fait que de nombreux facteurs hydrométéorologiques varient en fonction de l'altitude et de la forme du bassin versant (Horton, 1945).

### **Les courbes hypsométriques :**

La courbe hypsométrique est un outil graphique qui offre une approximation de la pente d'un bassin versant, illustrant ainsi son relief. Elle met en relation l'altitude et la surface du bassin de la manière suivante :

1. En abscisse : l'altitude
2. En ordonnée : la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin située au-dessus ou en dessous de l'altitude correspondante

Cette représentation permet de visualiser rapidement la distribution des surfaces du bassin en fonction de leur élévation. Par exemple, on peut facilement déterminer quelle proportion du bassin se trouve au-dessus d'une altitude donnée.

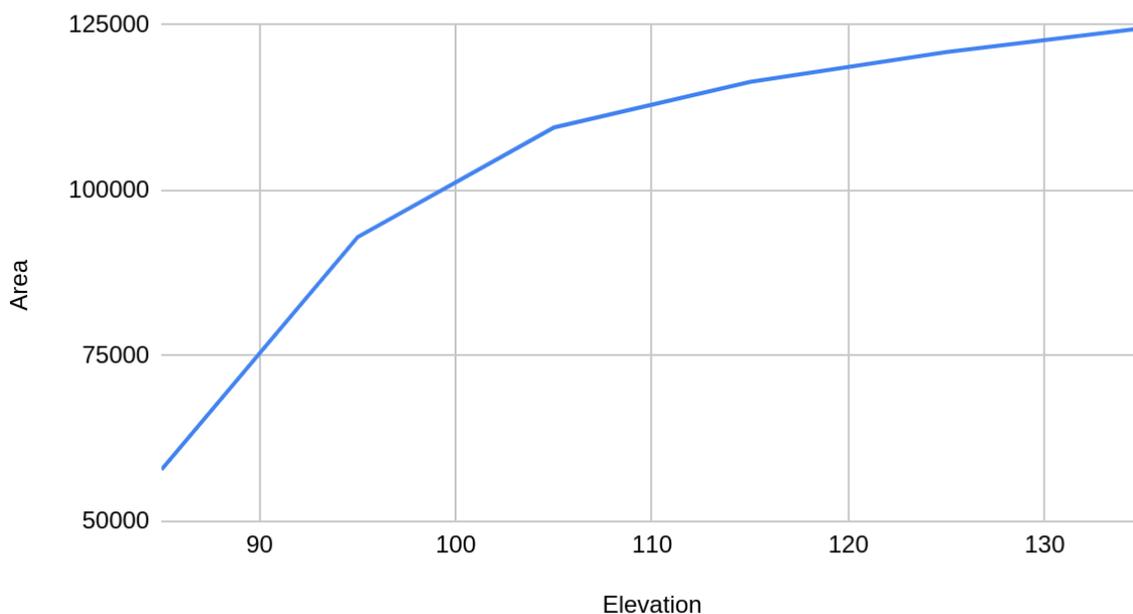
#### Utilité des courbes hypsométriques

Les courbes hypsométriques demeurent un outil précieux pour les hydrologues et les géomorphologues. Elles permettent notamment :

1. De comparer différents sous-bassins entre eux
2. D'analyser les diverses parties d'un même sous-bassin

Cette comparaison aide à comprendre les différences de comportement hydrologique entre diverses zones, en fonction de leur relief.

#### Area vs. Elevation



**Figure 4.2 : surface vs elevation**

#### **Altitudes caractéristiques d'un bassin versant**

Les altitudes caractéristiques sont des indicateurs essentiels pour décrire le relief d'un bassin versant. Ces données sont généralement obtenues à partir de cartes topographiques et comprennent :

1. **Altitude maximale**
  - Définition : Point le plus élevé du bassin
  - Représente : Le sommet du bassin

## 2. Altitude minimale

- Définition : Point le plus bas du bassin
- Localisation : Généralement à l'exutoire du bassin

## 3. Altitude médiane (H50)

- Définition : Altitude qui divise le bassin en deux parties de surface égale
- Méthode : Déterminée à partir de la courbe hypsométrique

## 4. Altitude moyenne (Hmoy)

- Définition : Moyenne pondérée des altitudes du bassin
- Calcul : Utilise la formule suivante :  $H_{moy} = (\sum (S_i * H_i)) / S$  Où :
  - $H_i = (H_n + H_{n+1}) / 2$  (altitude moyenne entre deux courbes de niveau en mètres)
  - $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau successives (en km<sup>2</sup>)
  - $S$  : surface totale du bassin versant (en km<sup>2</sup>)

Cette approche permet de caractériser précisément le relief d'un bassin versant en tenant compte de sa distribution altimétrique. Les résultats obtenus pour chaque sous-bassin fournissent une base de comparaison objective entre différentes zones d'étude.

L'analyse de ces altitudes caractéristiques aide à comprendre la dynamique des écoulements et l'influence du relief sur les processus hydrologiques au sein du bassin versant.

**Tableau 4.2 : Altitudes caractéristiques des sous-bassins versants**

	H max	H min	H 5%	H 95%	H moy
1	95	26	82	27	51
2	116	25	104	26	50
3	117	21	114	22	58
4	120	21	108	22	52
5	124	20	114	21	58

## Les indices de pentes :

En hydrologie, les indices de pentes jouent un rôle crucial dans l'analyse du comportement de l'eau sur un terrain. Leur utilisation s'étend à plusieurs domaines :

1. Évaluation de la qualité de l'eau
2. Modélisation des écoulements
3. Identification des zones à risque d'inondation
4. Délimitation des bassins versants

Parmi ces indices, l'indice de pente globale ( $I_g$ ) est particulièrement important.

### **L'indice de pente globale ( $I_g$ )**

Définition : L'indice de pente globale représente le rapport entre une dénivelée caractéristique du bassin et la longueur du rectangle équivalent.

Calcul :  $I_g = D / L$

Où :

- D : Dénivelée entre les altitudes correspondant à 5% et 95% de la surface du bassin (en mètres)
- L : Longueur du rectangle équivalent (en kilomètres)

Plus précisément :  $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

Avec :

- $H_{5\%}$  : Altitude correspondant à 5% de la surface du bassin
- $H_{95\%}$  : Altitude correspondant à 95% de la surface du bassin

### **Indices de pente complémentaires en hydrologie**

En plus de l'indice de pente globale, d'autres indices sont utilisés pour caractériser la topographie d'un bassin versant :

#### **1. Indice de pente de Roche ( $I_p$ )**

Formule :  $I_p = (1 / L_{eq}) * \sqrt{(\sum(S_i * (H_i - H_{i-1})))}$

Où :

- $L_{eq}$  : Longueur du rectangle équivalent du bassin versant (en mètres)
- $S_i$  : Surface partielle (en %) entre deux courbes de niveau consécutives
- $H_i$  et  $H_{i-1}$  : Altitudes des courbes de niveau (en mètres)

Cet indice prend en compte la distribution des pentes sur l'ensemble du bassin.

#### **2. Indice de pente moyenne du bassin versant ( $I_{moy}$ )**

Formule :  $I_{moy} = [\Delta H * (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)] / A$

Où :

- $\Delta H$  : Dénivelée (en mètres)
- $L_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre  $i$  (en mètres)

- A : Surface du bassin versant (en km<sup>2</sup>)

Cet indice offre une représentation moyenne de la pente du bassin.

### 3. Dénivelé spécifique (Ds)

Formule :  $Ds = I_g * \sqrt{A}$

Où :

- $I_g$  : Indice de pente globale
- A : Surface du bassin versant (en km<sup>2</sup>)

Le dénivelé spécifique est une correction de l'indice de pente globale qui prend en compte la surface du bassin. Il permet une classification des reliefs selon l'O.R.S.T.O.M (Office de Recherche Scientifique des Territoires d'Outre-Mer), applicable à tous les bassins quelle que soit leur taille.

**Tableau 4.3: Indices de pente des sous-bassins versants**

Sous bassin	$I_g$ (m/m)	$I_p$ (m/m)	$I_m$ (m/m)	$D_s$ (m)
1	0.1396	0.4178	0.102	48.4643
2	0.1442	0.4245	0.903	54.5489
3	0.1842	0.4798	0.160	53.3093
4	0.23	0.5362	0.185	58.2968
5	0.2685	0.579	0.215	82.3982

### Réseau hydrographique :

#### La pente moyenne du cours d'eau principal :

La pente moyenne du cours d'eau principal est un paramètre crucial dans l'étude du réseau hydrographique d'un bassin versant. Elle joue un rôle déterminant dans la dynamique d'écoulement des eaux vers l'exutoire.

Définition et importance : L' $I_{cp}$  représente l'inclinaison moyenne du cours d'eau principal sur toute sa longueur. Son importance réside dans son influence sur la vitesse d'écoulement :

1. Une pente faible ou nulle :
  - Favorise l'infiltration de l'eau dans le sol
  - Ralentit l'écoulement superficiel
2. Une pente forte :

- Accélère l'écoulement superficiel
- Réduit le temps de concentration des eaux

Calcul : La pente moyenne du cours d'eau principal se calcule selon la formule suivante :

$$I_{cp} = \Delta H / L_{cp}$$

Où :

- $I_{cp}$  : Pente moyenne du cours d'eau principal (exprimée en pourcentage)
- $\Delta H$  : Dénivelée entre l'altitude maximale ( $H_{max}$ ) et minimale ( $H_{min}$ ) du cours d'eau (en mètres)
- $L_{cp}$  : Longueur totale du cours d'eau principal (en kilomètres)

**Tableau 4.4 : Pente moyenne du cours d'eau principal pour chaque sous-bassin**

Sous bassin	1	2	3	4	5
$I_{cp}(m/m)$	0.29	0.18	0.23	0.27	0.31

**Densité de drainage (Dd) :**

Définition : La densité de drainage est une caractéristique fondamentale de tout réseau hydrographique. Elle quantifie le degré de développement du réseau de cours d'eau au sein d'un bassin versant.

Calcul : La densité de drainage se calcule selon la formule suivante :

$$Dd = \Sigma L_i / S$$

Où :

- $Dd$  : Densité de drainage (exprimée en  $km^{-1}$ )
- $\Sigma L_i$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau du bassin (en km)
- $S$  : Surface totale du bassin versant (en  $km^2$ )

**Tableau 4.5: Densité de drainage pour chaque sous-bassin**

Sous bassin	1	2	3	4	5
$Dd(Km/Km^2)$	1.99	5.16	5.03	5.67	3.56

### Temps de concentration $T_c$ :

Plusieurs méthodes existent pour calculer le temps de concentration dans le cadre des procédures SCS (maintenant NRCS), notamment (NRCS, 1986):

1. Méthode segmentale TR-55
2. Formule de Kirpich
3. Méthode d'Izzard
4. Méthode FAA
5. Méthode de la vitesse
6. Méthode du lag SCS
7. Méthode de la vitesse NRCS
8. Méthode de l'hydrogramme unitaire de Clark

Pour notre étude, nous avons choisi d'utiliser la formule de Kirpich en raison de sa simplicité et de son applicabilité à notre bassin versant.

s'exprime ainsi :

$$T_c = 0,0195 * L^{0,77} * S^{-0,385}$$

Où :  $T_c$  = Temps de concentration (en minutes)  $L$  = Longueur du cours d'eau principal (en mètres)  $S$  = Pente moyenne du bassin versant (en m/m)

La formule de Kirpich est particulièrement adaptée aux petits bassins versants ruraux d'une superficie inférieure à 80 km<sup>2</sup>. Elle est simple à utiliser et requiert peu de données d'entrée, ce qui la rend pratique pour notre étude.

**Tableau 4.6 : Temps de concentration pour chaque sous-bassin**

Sous bassin	1	2	3	4	5
$T_c$ (min)	18.78	18.66	30.83	21.6	20.3

## Étude de la précipitation

### Analyse des pluies journalières maximales :

Les précipitations journalières peuvent provoquer des inondations exceptionnelles. Pour estimer les précipitations journalières maximales récurrentes, il est essentiel d'appliquer un ajustement statistique à une loi théorique basée sur une série d'observations (sur une période de 32 ans)

En utilisant une loi théorique pour déterminer l'intensité, la durée et la période de récurrence des pluies, l'étude vise à ajuster la série de données des précipitations journalières maximales.

Notre étude suit les étapes suivantes :

- Classer la série de précipitations par ordre croissant,
- Calculer la fréquence expérimentale,
- Déterminer les caractéristiques empiriques de la série de données,
- Effectuer un ajustement graphique à la loi choisie,
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

**Tableau 4.7 : Précipitations journalières maximales de 1970 à 2019**

Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)
1970	26.9	1987	18.5	2005	46
1971	50.4	1988	78	2006	71
1972	60.2	1989	45	2007	73.4
1973	39	1990	54	2008	78.5
1974	27	1991	71.5	2009	60.4
1975	35.3	1992	93	2010	85.5
1976	73	1993	42.5	2011	68.9
1977	27	1994	51.5	2012	100.8
1978	66.5	1995	38	2013	41.0
1979	29	1996	24	2014	68.0
1980	43.5	1997	52.5	2015	29.0
1981	41	1998	40.5	2016	68.8
1982	87	1999	111	2017	77.8
1983	54	2000	37	2018	57.8
1984	38	2001	36.5	2019	76.1
1985	33	2002	104.5		
1986	41	2003	76.5		
1987	18.5	2004	46.5		

### Résumé des statistiques :

- Moyenne : 59.0
- Médiane : 57.9
- Écart type ( $\sigma$ )  $\approx$  23.7

- Coefficient de variation ( $C_v$ )  $\approx 40.2\%$
- Coefficient d'asymétrie ( $C_s$ )  $\approx 0.48$
- Coefficient d'aplatissement ( $C_k$ )  $\approx 0.11$

### **Choix de la loi d'ajustement:**

Les séries pluviométriques peuvent être ajustées de diverses manières. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de plusieurs facteurs, notamment la loi de probabilité utilisée, la taille de l'échantillon, ainsi que d'autres caractéristiques spécifiques à celui-ci. De nombreuses études comparatives, aussi bien empiriques que théoriques, ont été menées afin d'identifier les conditions optimales dans lesquelles une méthode d'estimation particulière se révèle la plus performante pour une loi donnée. Ces recherches visent à déterminer quelle approche est la mieux adaptée selon les circonstances et les particularités de chaque série de données pluviométriques.

Pour déterminer la distribution statistique optimale de la série de données pluviométriques, le logiciel HEC-SSP (Hydrologic Engineering Center - Statistical Software Package) a été utilisé. Le programme a effectué des tests d'adéquation (Goodness of Fit Tests) pour plusieurs distributions statistiques.

Les résultats ont montré que la distribution des valeurs extrêmes généralisées (Generalized Extreme Value) était la mieux adaptée aux données. Cette conclusion est basée sur les valeurs les plus basses des statistiques de test pour les trois tests utilisés : le test de Kolmogorov-Smirnov (0,101), le test du Chi-carré (4,368) et le test d'Anderson-Darling (0,411).

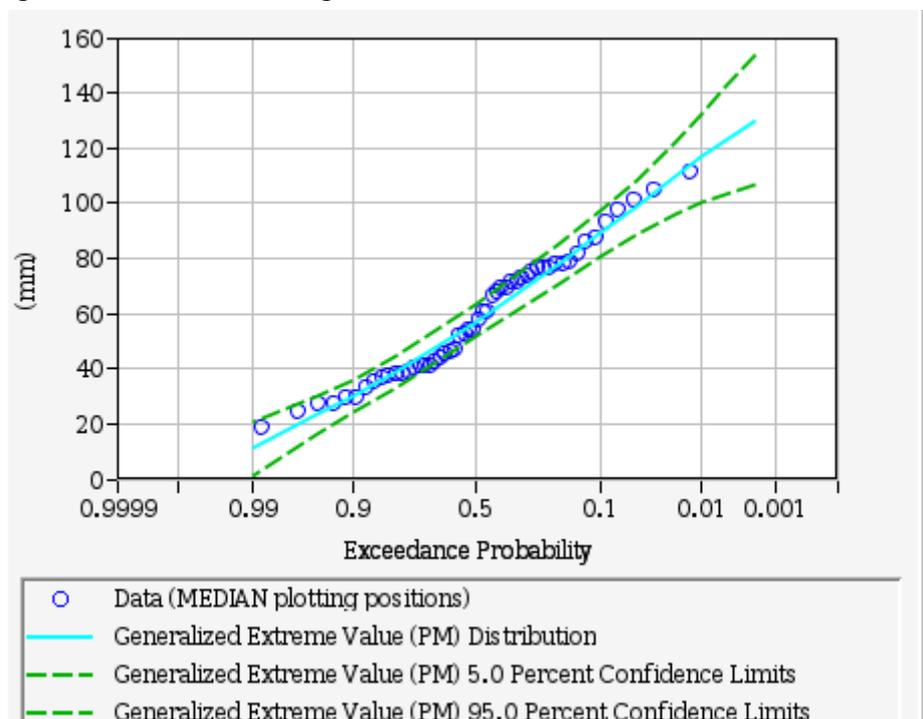
Elle est suivie, dans l'ordre, par la distribution de Pearson III, puis la distribution normale, et enfin la distribution exponentielle. Les valeurs des tests n'ont pas été calculées pour les distributions log-normale et log-Pearson III pour des raisons non spécifiées dans les résultats présentés.

Cette analyse fournit une base statistique solide pour le choix de la distribution la plus appropriée pour représenter les données pluviométriques dans l'étude, permettant ainsi des analyses et des prévisions plus précises des phénomènes pluviométriques dans la zone étudiée.

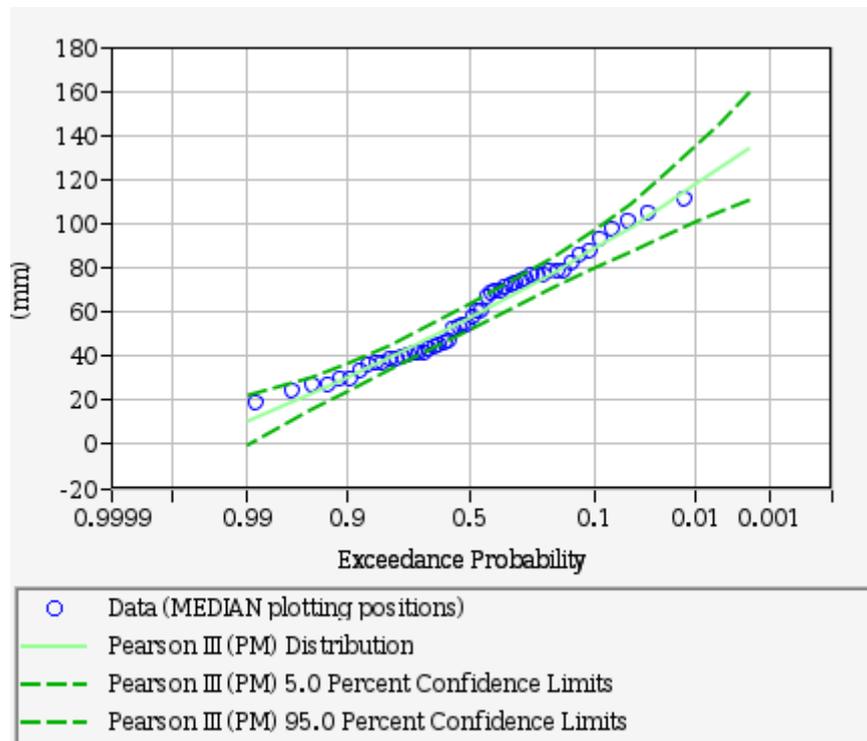
	Standard Product Moments	L- Moments	Maximum Likelihood Estimation
Distribution	Kolmogorov-Smir... (Test Statistic)	Chi-Square (Test Statistic)	Anderson-Darling (Test Statistic)
Generalized Extre...	0.105	8.000	0.579
Pearson III (PM)	0.110	6.462	0.629
Log-Pearson III (PM)	0.115	9.538	0.554
Gamma (PM)	0.121	9.538	0.670
Normal (PM)	0.124	13.385	0.710
Ln-Normal (PM)	0.131	12.615	0.683
Exponential (PM)	0.331	46.462	8.732
Beta (PM)	NaN	NaN	NaN

**Figure 4.3 : Les resultats des tests statistiques**

C'est pourquoi nous ignorons les autres méthodes et nous nous concentrons sur la comparaison entre les deux premières.



**Figure 4.4 : la distribution des valeurs extrêmes généralisées (GEV)**



**Figure 4.5 : la distribution de Pearson III**

Pour déterminer laquelle des deux analyses représente le mieux les données, je vais comparer les deux images et analyser l'adéquation de chaque distribution aux données fournies :

**Image 1 :**

- Utilise la distribution des valeurs extrêmes généralisées (GEV)
- Les données suivent bien la courbe pour la plupart des points
- Il y a une légère déviation dans la partie supérieure droite (valeurs extrêmes)

**Image 2 :**

- Utilise la distribution de Pearson III
- Les données suivent bien la courbe pour la plupart des points
- Il y a une plus grande déviation dans la partie supérieure droite par rapport à l'image 1

**Comparaison et justification :**

1. Adéquation aux données : Les deux distributions suivent bien les données au milieu, mais la distribution GEV semble mieux s'adapter aux valeurs extrêmes.

2. Limites de confiance : Les limites de confiance dans l'image 1 semblent plus étroites et plus cohérentes avec les données, surtout aux extrémités.
3. Représentation des valeurs extrêmes : L'image 1 montre une meilleure représentation des valeurs extrêmes, ce qui est crucial dans l'analyse des séries pluviométriques où les événements extrêmes sont très importants.

### **Conclusion :**

Sur la base de cette comparaison, l'analyse de l'image 1 (distribution GEV) semble être la meilleure pour représenter les données pluviométriques. Les principales raisons de ce choix sont :

1. Une meilleure représentation des valeurs extrêmes, cruciale pour l'analyse des données pluviométriques.
2. Des limites de confiance plus étroites et plus cohérentes avec les données.
3. Une meilleure adéquation générale aux données, en particulier aux extrémités supérieures.

Cette distribution sera plus fiable pour estimer les probabilités d'événements pluviométriques intenses, la rendant plus utile pour les applications hydrologiques et la gestion des risques hydriques

**Tableau 4.8 : Valeurs théoriques des précipitations et intervalles de confiance pour différentes périodes de retour**

Période de retour T(ans)	Valeurs théoriques	Intervalle de confiance (95%)
100	116.889	132.36-100.06
50	109.922	122.4-96.08
20	99.129	108.4-88.5
10	89.441	97.23-80.9
5	77.892	84.6-71
2	57.161	63.1-51.6

## Etude des cures :

La conception des systèmes hydrauliques repose essentiellement sur l'analyse des crues. L'étude approfondie de ces phénomènes vise principalement à établir les hydrogrammes correspondants, permettant ainsi d'estimer les débits de pointe les plus probables (Singh, 1988).. Cette information est cruciale pour un dimensionnement adéquat des infrastructures hydrauliques.

Il existe de nombreuses méthodes pour calculer le débit maximal, mais nous avons choisi d'utiliser la méthode SCS (Soil Conservation Service). Ce choix se justifie par plusieurs raisons :

1. Sa fiabilité : La méthode SCS est largement reconnue et utilisée dans le domaine de l'hydrologie.
2. Sa simplicité : Elle requiert relativement peu de données d'entrée tout en fournissant des résultats précis.
3. Son adaptabilité : Elle convient à une variété de bassins versants, qu'ils soient petits ou grands.
4. Sa prise en compte des caractéristiques du sol : La méthode intègre les propriétés du sol, ce qui est crucial pour une estimation précise du ruissellement.

Dans notre cas, nous ne disposons que de la valeur maximale des précipitations. C'est pourquoi nous avons décidé d'utiliser le logiciel HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System). Ce choix est justifié par les raisons suivantes :

1. Capacité de modélisation : HEC-HMS peut simuler le processus pluie-débit en utilisant diverses méthodes, dont la méthode SCS.
2. Flexibilité des données d'entrée : Le logiciel peut fonctionner avec des données limitées, comme dans notre cas où nous n'avons que la valeur maximale des précipitations.
3. Précision des résultats : HEC-HMS est reconnu pour la fiabilité de ses simulations hydrologiques.
4. Analyse des scénarios : Le logiciel nous permet de tester différents scénarios et paramètres, ce qui est utile pour une analyse de sensibilité.
5. Interface graphique : HEC-HMS offre une visualisation claire des résultats, facilitant l'interprétation et la présentation des données.

En utilisant la méthode SCS au sein du logiciel HEC-HMS, nous pouvons donc obtenir une estimation fiable du débit maximal à partir de notre donnée de précipitation maximale, tout en bénéficiant des avantages d'un outil de modélisation hydrologique puissant et flexible.

# Analyse Comparative des Approches de la Méthode SCS pour l'Estimation du Débit de Pointe

## 1. Introduction

La méthode du Soil Conservation Service (SCS), aujourd'hui connue sous le nom de méthode du Natural Resources Conservation Service (NRCS), est largement utilisée dans les études hydrologiques pour estimer le ruissellement et le débit de pointe. Cette analyse compare deux approches au sein de la méthodologie SCS : l'approche SCS simplifiée et l'approche par distribution des précipitations.

## 2. Approche SCS Simplifiée

### 2.1 Méthodologie

L'approche SCS simplifiée implique les étapes suivantes :

1. Calcul de la rétention potentielle maximale (S) à partir du Curve Number (CN) :

$$S = (25400 / CN) - 254 \text{ (en mm)}$$

2. Détermination de l'abstraction initiale (Ia) :

$$Ia = 0,2 * S$$

3. Calcul du ruissellement (Q) :

$$Q = (P - Ia)^2 / (P - Ia + S) \text{ pour } P > Ia$$

$$Q = 0 \text{ pour } P \leq Ia$$

4. Calcul du volume de ruissellement (Vr) :

$$Vr = Q * A \text{ (où A est la superficie du bassin versant)}$$

5. Estimation du temps de montée (Tp) :

$$Tp = D/2 + 0,6 * Tc \text{ (où D est la durée de pluie et Tc le temps de concentration)}$$

6. Calcul du débit de pointe (Qp) :

$$Qp = 2 * Vr / (Tp + 1,67 * Tp)$$

### 2.2 Scénarios d'Application

Cette approche est adaptée pour :

- L'estimation rapide du débit de pointe
- Les données pluviométriques limitées (par exemple, uniquement la quantité totale de pluie disponible)

- Les petits à moyens bassins versants
- L'analyse d'un événement pluvieux unique

### **3. Approche par Distribution des Précipitations**

#### 3.1 Méthodologie

Cette approche intègre des données détaillées de distribution des précipitations dans la méthode SCS. Elle implique généralement :

1. Le développement ou la sélection d'un hyétogramme représentatif
2. L'application de l'équation de ruissellement SCS à chaque pas de temps du hyétogramme
3. La génération d'un hydrogramme de ruissellement en utilisant des techniques telles que la théorie de l'hydrogramme unitaire
4. La détermination du débit de pointe à partir de l'hydrogramme résultant

#### 3.2 Scénarios d'Application

Cette approche est préférée pour :

- Une analyse plus précise du débit de pointe
- La disponibilité de données détaillées sur la distribution des précipitations
- Les grands bassins versants ou hydrologiquement complexes
- Les études nécessitant une analyse de la forme de l'hydrogramme

### **4. Analyse Comparative**

#### 4.1 Facteurs Influençant les Différences dans les Estimations du Débit de Pointe

1. Précision des Données d'Entrée : L'approche par distribution des précipitations utilise des données d'entrée plus détaillées, ce qui peut conduire à des résultats plus précis.

2. Prise en Compte de la Distribution des Précipitations : L'approche simplifiée suppose une distribution uniforme des précipitations, tandis que l'approche détaillée tient compte des variations temporelles de l'intensité des précipitations.

3. Représentation des Caractéristiques du Bassin Versant : L'approche par distribution des précipitations permet une meilleure représentation de la réponse du bassin versant aux différentes intensités de pluie.

4. Taille du Bassin Versant : Les différences entre les deux approches augmentent généralement avec la taille du bassin versant, car les hypothèses de l'approche simplifiée deviennent moins précises pour les grandes surfaces.

5. Intensité et Schéma des Précipitations : Les événements pluvieux de forte intensité ou non uniformes peuvent entraîner des différences significatives entre les deux approches.

#### 4.2 Différences Quantitatives

L'ampleur de la différence dans les estimations du débit de pointe entre les deux approches peut varier considérablement, généralement de 10% à plus de 50%, en fonction des facteurs mentionnés ci-dessus. Les études empiriques ont montré que :

- Pour les petits bassins versants (<5 km<sup>2</sup>) avec des précipitations uniformes, les différences peuvent être aussi faibles que 5-15%.
- Pour les bassins versants moyens (5-50 km<sup>2</sup>) avec des précipitations variables, les différences se situent souvent entre 20-40%.
- Pour les grands bassins versants (>50 km<sup>2</sup>) ou dans les cas de précipitations très non uniformes, les différences peuvent dépasser 50%.

#### **Mise en œuvre de la méthode SCS dans HEC-HMS :**

1. Créer un nouveau projet dans HEC-HMS.
2. Définir le modèle de bassin (Basin Model) et ajouter les éléments du bassin (comme les sous-bassins et les rivières).
3. Choisir la méthode SCS Curve Number comme méthode de perte (Loss Method) pour les sous-bassins.
4. Entrer les variables requises :
  - Numéro de courbe (CN)
  - Ratio des pertes initiales (la valeur par défaut 0.2 peut être utilisée)
  - Pourcentage de surfaces imperméables (le cas échéant)
5. Définir la méthode de transformation (Transform Method), comme SCS Unit Hydrograph.
6. Configurer le modèle météorologique (Meteorologic Model) et entrer la valeur maximale de précipitation.
7. Créer et exécuter une simulation (Simulation Run).
8. Analyser les résultats et afficher l'hydrogramme résultant.

En utilisant cette méthode dans HEC-HMS, nous pouvons obtenir une estimation précise du ruissellement et du débit maximal basée sur la valeur maximale de précipitation disponible. Le programme offre une flexibilité dans l'ajustement des paramètres et la réalisation d'analyses de sensibilité, ce qui en fait un outil précieux dans les études hydrologiques.

## **Analyse du Numéro de Courbe (CN) et de l'Outil GCN250 pour le Calcul du Ruissellement**

### **1. Introduction au Numéro de Courbe (CN)**

Le Numéro de Courbe (CN) est un paramètre important en hydrologie utilisé pour estimer le ruissellement à partir des précipitations. Le CN varie entre 0 et 100, où les valeurs plus élevées indiquent un potentiel de ruissellement plus important.

### **2. Calcul du Numéro de Courbe (CN)**

Le CN est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$CN = 1000 / (10 + S)$$

où S est la rétention potentielle maximale après le début du ruissellement, exprimée en pouces (ou en millimètres dans le système métrique).

### **3. Facteurs Influençant le Calcul du CN**

La détermination de la valeur du CN dépend de plusieurs facteurs principaux :

1. Type de sol : Les sols sont classés en quatre groupes hydrologiques (A, B, C, D) selon leur capacité d'absorption de l'eau.
2. Couverture terrestre : Inclut le type de végétation, l'utilisation des terres et les pratiques de gestion des terres.
3. Conditions d'humidité antécédentes : L'humidité du sol avant l'événement pluvieux affecte la capacité d'absorption de l'eau.
4. Conditions hydrologiques : Décrit l'état de la couverture végétale et son impact sur le ruissellement.

### **4. L'Outil GCN250 pour le Calcul du CN**

GCN250 est une nouvelle base de données mondiale pour le calcul des numéros de courbe avec une résolution de 250 mètres. Cet outil a été publié dans la revue "Scientific Data" du groupe Nature, ce qui lui confère une grande crédibilité.

#### *4.1 Développement de GCN250*

GCN250 a été développé en utilisant :

- Les données de couverture terrestre mondiale ESA CCI-LC 2015

- Les données de sol HYSOGs250m

#### *4.2 Caractéristiques de GCN250*

L'outil fournit des valeurs CN pour trois conditions de ruissellement antécédentes :

1. Condition sèche
2. Condition moyenne
3. Condition humide

#### *4.3 Disponibilité des Données*

Les données GCN250 sont accessibles au public sous forme de carte interactive disponible en ligne.

#### 5. Composition des Cartes des Facteurs

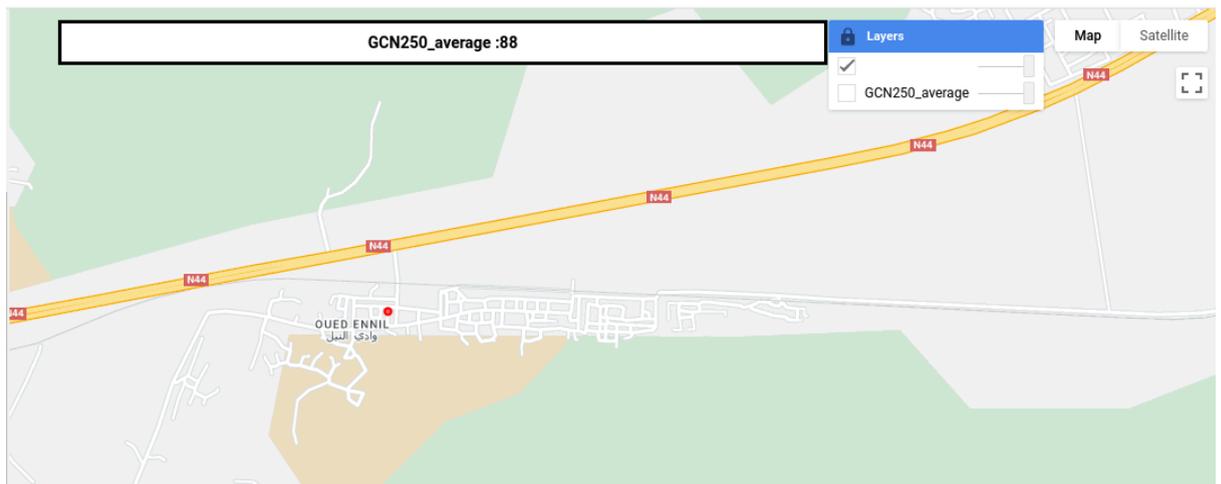
L'idée fondamentale derrière la carte GCN250 est la composition des cartes des différents facteurs nécessaires au calcul du CN. La même méthodologie a été utilisée pour créer cette carte mondiale, en combinant les couches d'information suivantes :

1. Carte mondiale des types de sol
2. Carte mondiale de la couverture terrestre
3. Cartes des conditions hydrologiques
4. Données sur l'humidité antécédente

En composant ces couches d'information, les chercheurs ont pu produire une carte mondiale précise des valeurs CN avec une haute résolution spatiale de 250 mètres.

#### 6. Utilisation de la Carte Interactive

En utilisant la carte interactive GCN250, les chercheurs et les ingénieurs peuvent facilement déterminer la valeur CN pour leur zone d'étude. Par exemple, dans une étude, la valeur CN pour une zone spécifique a été déterminée comme étant 88, indiquant un potentiel de ruissellement moyen à élevé dans cette région.



**Figure 4.6 : la Carte Interactive**

### **le modèle météorologique :**

Modèles de précipitations disponibles dans HEC-HMS et leurs différences :

1. Hyétogramme spécifié (Specified Hyetograph) :
  - Utilisé lorsque des données de pluie réelles ou conçues sont disponibles.
  - Permet la saisie manuelle des valeurs de pluie ou leur importation à partir d'un fichier.
2. Pluie fréquentielle (Frequency Storm) :
  - Adapté à la conception d'orages basés sur des périodes de retour.
  - Utilisé pour générer des précipitations de conception pour une période de retour spécifique.
3. Pluie de projet standard (Standard Project Storm) :
  - Utilisé pour générer des pluies standard pour des projets d'ingénierie.
  - Basé sur des données statistiques régionales.
4. Modèle SCS (SCS Storm) :
  - Utilise les distributions SCS standard (comme Type I, Type II, Type III).
  - Approprié pour les zones où les données SCS sont disponibles.
5. Précipitations en grille (Gridded Precipitation) :
  - Utilisé pour représenter la distribution spatiale des précipitations.
  - Adapté aux grands bassins ou aux zones avec une grande variabilité spatiale des précipitations.
6. Orage mobile (Moving Storm) :
  - Représente les orages se déplaçant à travers le bassin.
  - Utile pour étudier l'effet du mouvement de l'orage sur le ruissellement.

Méthode de choix du modèle approprié :

1. Évaluation des données disponibles : Déterminez le type et la quantité de données pluviométriques disponibles.
2. Définition de l'objectif : S'agit-il d'analyser un événement réel ou de concevoir un événement futur ?
3. Taille du bassin : Pour les grands bassins, les modèles spatiaux peuvent être plus appropriés.
4. Caractéristiques de la zone : Tenez compte des caractéristiques climatiques et géographiques de la région.
5. Exigences du projet : Certains projets peuvent nécessiter l'utilisation de modèles spécifiques conformément aux réglementations.
6. Précision requise des résultats : Certains modèles fournissent des résultats plus précis mais nécessitent plus de données

### **Justification du choix du modèle SCS Storm :**

Compte tenu des données disponibles, comprenant la valeur CN (Curve Number), la valeur maximale des précipitations et les données du bassin versant, le modèle SCS Storm s'avère être l'option la plus appropriée pour cette étude. Ce modèle, basé sur les distributions SCS standard (telles que Type I, Type II, Type III), est particulièrement adapté aux zones où les données SCS sont disponibles.

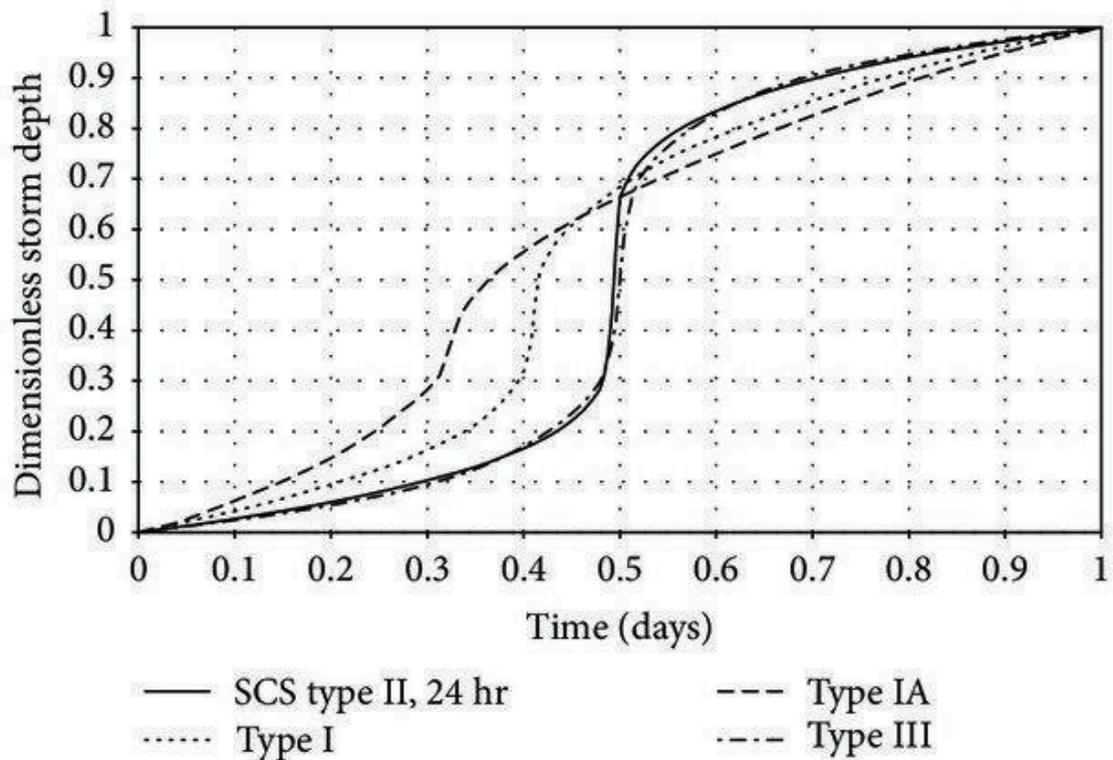
Le modèle SCS Storm se distingue par sa capacité à utiliser efficacement la valeur CN, une information clé dont nous disposons. Cette valeur reflète les caractéristiques du sol et de la couverture terrestre dans le bassin versant, permettant une estimation précise du ruissellement résultant des précipitations. De plus, notre connaissance de la valeur maximale des précipitations nous permet de définir avec précision l'intensité de l'orage dans le modèle.

Par ailleurs, les données du bassin versant dont nous disposons permettent d'adapter le modèle aux caractéristiques hydrologiques spécifiques de la zone d'étude. Cela garantit que les résultats seront plus représentatifs des conditions réelles sur le site.

Le choix du modèle SCS Storm est également approprié car il offre un bon équilibre entre la précision des résultats et les exigences en matière de données. Alors que certains autres modèles pourraient nécessiter des données plus détaillées, celui-ci est capable de produire des résultats fiables en utilisant les informations dont nous disposons.

### **Sélection du type de tempête SCS pour la région d'Annaba :**

La méthode du Soil Conservation Service (SCS) est largement utilisée pour estimer le débit de pointe des crues dans les bassins versants. Un élément crucial de cette méthode est le choix du type de tempête approprié, qui doit refléter les caractéristiques pluviométriques de la région étudiée (NRCS, 1986).. Ce chapitre présente l'analyse et la justification du choix du type de tempête SCS pour la région d'Annaba, en Algérie.



**Figure 4.7 : Profondeur adimensionnelle de tempête pour différentes distributions**

### Caractéristiques climatiques et pluviométriques de la région

La région d'Annaba présente les caractéristiques suivantes :

- Climat méditerranéen avec des hivers doux et humides et des étés chauds et secs
- Précipitations moyennes annuelles de 662,7 mm (période 1970-2020)
- Forte variabilité interannuelle des précipitations (de 368,2 mm à 1127,9 mm)
- Concentration des précipitations en hiver (décembre étant le mois le plus pluvieux avec 109,6 mm)
- Température moyenne annuelle de 17,41°C
- Humidité relative élevée, particulièrement en juin (jusqu'à 89%)

### Analyse des types de tempête SCS

Les types de tempête SCS sont des distributions temporelles standardisées des précipitations sur 24 heures. Ils sont classés en quatre catégories principales : Type I, IA, II et III. Pour notre région d'étude, nous nous concentrerons sur les Types I et IA, qui sont les plus pertinents pour les climats méditerranéens.

**Type I :**

- Caractéristique des régions côtières du Pacifique avec des hivers humides et des étés secs
- Représente des tempêtes frontales intenses en hiver
- Pic de précipitation moins prononcé que le Type II

**Type IA :**

- Variante du Type I pour les régions avec des tempêtes légèrement moins intenses
- Distribution plus uniforme des précipitations sur la période de 24 heures

**Justification du choix du type de tempête**

Compte tenu des caractéristiques climatiques d'Annaba, le Type I apparaît comme le plus approprié pour les raisons suivantes :

1. Correspondance avec le climat méditerranéen de la région
2. Capacité à représenter les tempêtes frontales intenses typiques des hivers méditerranéens
3. Adéquation avec la forte variabilité interannuelle des précipitations observée
4. Pertinence pour les régions côtières, Annaba étant située sur la côte méditerranéenne

Bien que le Type IA puisse également être considéré, le Type I est préféré en raison de la possibilité d'événements pluvieux extrêmes, comme en témoigne le maximum annuel de 1127,9 mm enregistré en 2009.

**Tableau 4.9: distributions temporelles standardisées des précipitations sur 24 heures.**

00:00	00
01:00	2.05
02:00	2.07
03:00	2.24
04:00	2.59
05:00	2.82
06:00	2.94
07:00	3.65
08:00	4.47
09:00	7.06
10:00	30.72
11:00	12.71
12:00	7.18
13:00	5.65
14:00	4.47
15:00	3.77
16:00	3.53
17:00	3.3
18:00	3.06
19:00	2.82
20:00	2.59

21:00	2.35
22:00	2.12
23:00	1.88
00:00	1.65

## **L application :**

Dans le cadre de notre étude hydrologique, nous allons comparer deux approches distinctes pour le calcul d'un bassin versant.

### **la première méthode**

Tout d'abord, nous utiliserons la méthode du Soil Conservation Service (SCS) qui permet d'estimer directement le débit de pointe ( $Q_p$ ) sans avoir à générer l'hydrogramme complet (NRCS, 1986). Cette approche se décompose en plusieurs étapes :

1. Calcul de la rétention potentielle maximale ( $S$ ) à partir du numéro de courbe CN :  $S = (25400 / 88) - 254 = 34,63 \text{ mm}$
2. Détermination de l'abstraction initiale ( $I_a$ ) :  $I_a = 0,2 * S = 6,93 \text{ mm}$
3. Calcul du ruissellement ( $Q$ ) :  $Q = (117 - 6,93)^2 / (117 - 6,93 + 34,63) = 83.72 \text{ mm}$
4. Calcul du volume de ruissellement ( $V_r$ ) :  $V_r = Q * A = 77,94 \text{ mm} * 0,112 \text{ km}^2 = 9.37 \text{ mm} * \text{km}^2$
5. Estimation du temps de montée ( $T_p$ ) :  $T_p = 11,27 \text{ minutes}$
6. Calcul du débit de pointe ( $Q_p$ ) :  $Q_p = 2 * 8,73 / (11,27 + 1,67 * 11,27) = 0.622 \text{ m}^3/\text{s}$

Ainsi, en utilisant les formules de la méthode SCS, nous obtenons un débit de pointe de  $0.622 \text{ m}^3/\text{s}$  pour ce bassin versant.

### **la seconde méthode**

Nous allons également utiliser la seconde méthode pour tracer l'hydrogramme:

1-Calcul de la pluie cumulée :

**Tableau 4.10 : la pluie cumulée**

Temp	P (mm)	P cumule (mm)
00:00	0	
01:00	2.05	2.05
02:00	2.07	4.12
03:00	2.24	6.36
04:00	2.59	8.95
05:00	2.82	11.77
06:00	2.94	14.71
07:00	3.65	18.36
08:00	4.47	22.83
09:00	7.06	29.89
10:00	30.72	60.61
11:00	12.71	73.32
12:00	7.18	80.5
13:00	5.65	86.15
14:00	4.47	90.62
15:00	3.77	94.39
16:00	3.53	97.92
17:00	3.3	101.22
18:00	3.06	104.28
19:00	2.82	107.1
20:00	2.59	109.69
21:00	2.35	112.04
22:00	2.12	114.16
23:00	1.88	116.04
00:00	1.65	117.69

2- les caracteristiques :

- $T_p = T_{lag} = 0.6 * T_c = 11.27 \text{ min}$
- $Q_p = (2.08 * A) / T_p$

$$A = 0.12 \text{ km}^2$$

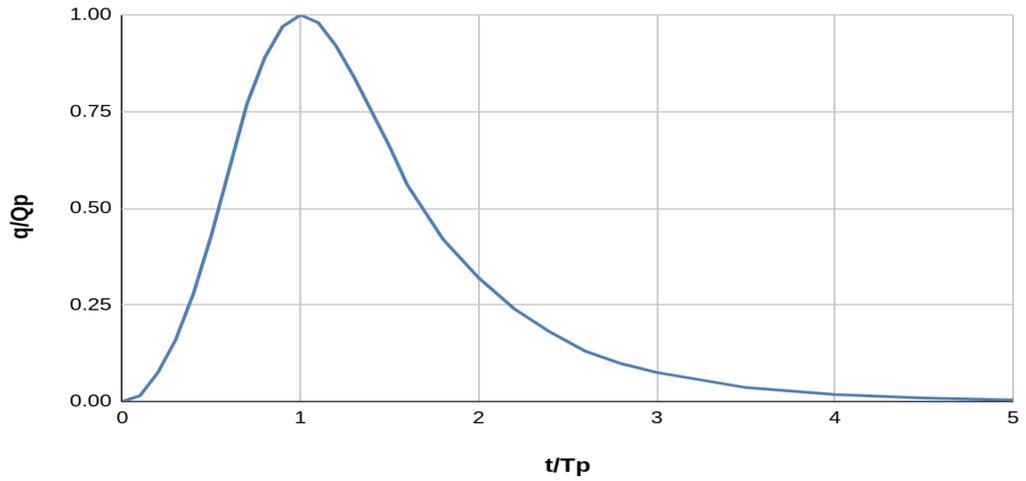
$$Q_p = (2.08 * 0.12) / (13/60) \approx 1.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

3-Construction de l'hydrogramme adimensionnel SCS :

- Utilisation des valeurs  $t/T_p$  et  $Q/Q_p$  standardisées du SCS pour créer l'hydrogramme. ٥

**Tableau 4.11 : l'hydrogramme adimensionnel**

$t/T_p$	$q/Q_p$	$t/T_p$	$q/Q_p$
0.1	0.015	1.6	0.56
0.2	0.075	1.8	0.42
0.3	0.16	2	0.32
0.4	0.28	2.2	0.24
0.5	0.43	2.4	0.18
0.6	0.6	2.6	0.13
0.7	0.77	2.8	0.098
0.8	0.89	3	0.075
0.9	0.97	3.5	0.036
1	1	4	0.018
1.1	0.98	4.5	0.009
1.2	0.92	5	0.004
1.3	0.84		
1.4	0.75		
1.5	0.66		
1.6	0.56		



**Figure 4.8 : l'hydrogramme adimensionnel**

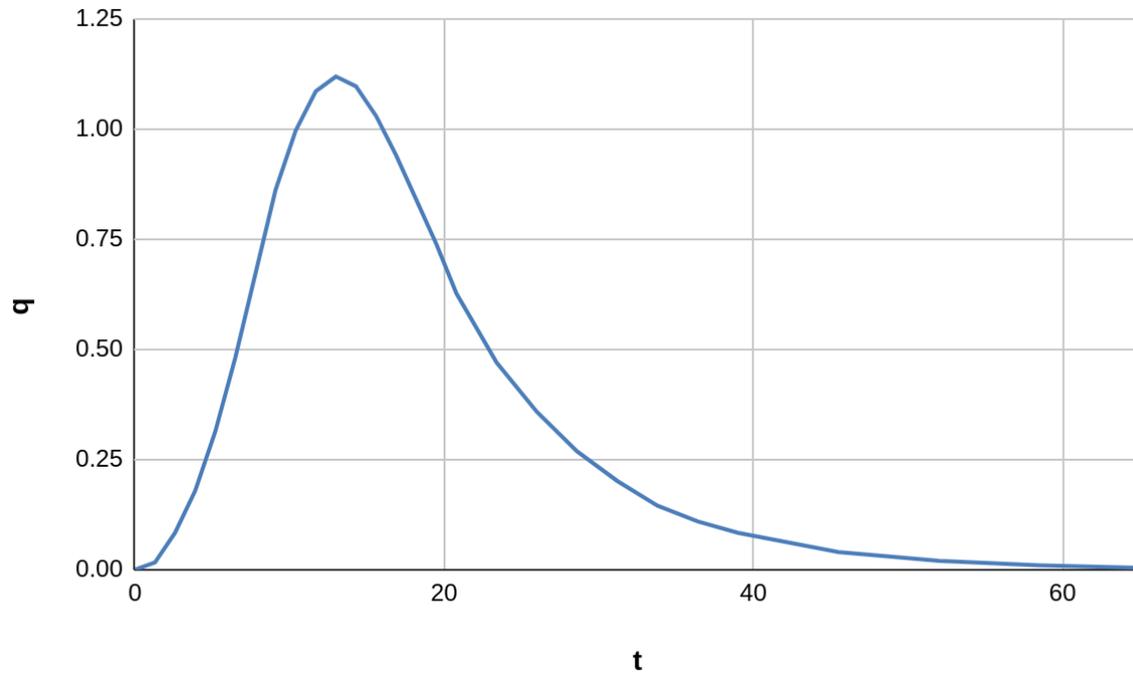
4- Transformation en hydrogramme unitaire :

- Multiplication des ordonnées de l'hydrogramme adimensionnel par  $Q_p$ .  
Multiplication des abscisses par  $T_p$ .

**Tableau 4.12 : hydrogramme unitaire**

t	q	t	q
0	0	18.032	0.644
1.127	0.01725	20.286	0.483
2.254	0.08625	22.54	0.368
3.381	0.184	24.794	0.276
4.508	0.322	27.048	0.207
5.635	0.4945	29.302	0.1495
6.762	0.69	31.556	0.1127
7.889	0.8855	33.81	0.08625
9.016	1.0235	39.445	0.0414
10.143	1.1155	45.08	0.0207
11.27	1.15	50.715	0.01035
12.397	1.127	56.35	0.0046
13.524	1.058		
14.651	0.966		

15.778	0.8625		
16.905	0.759		

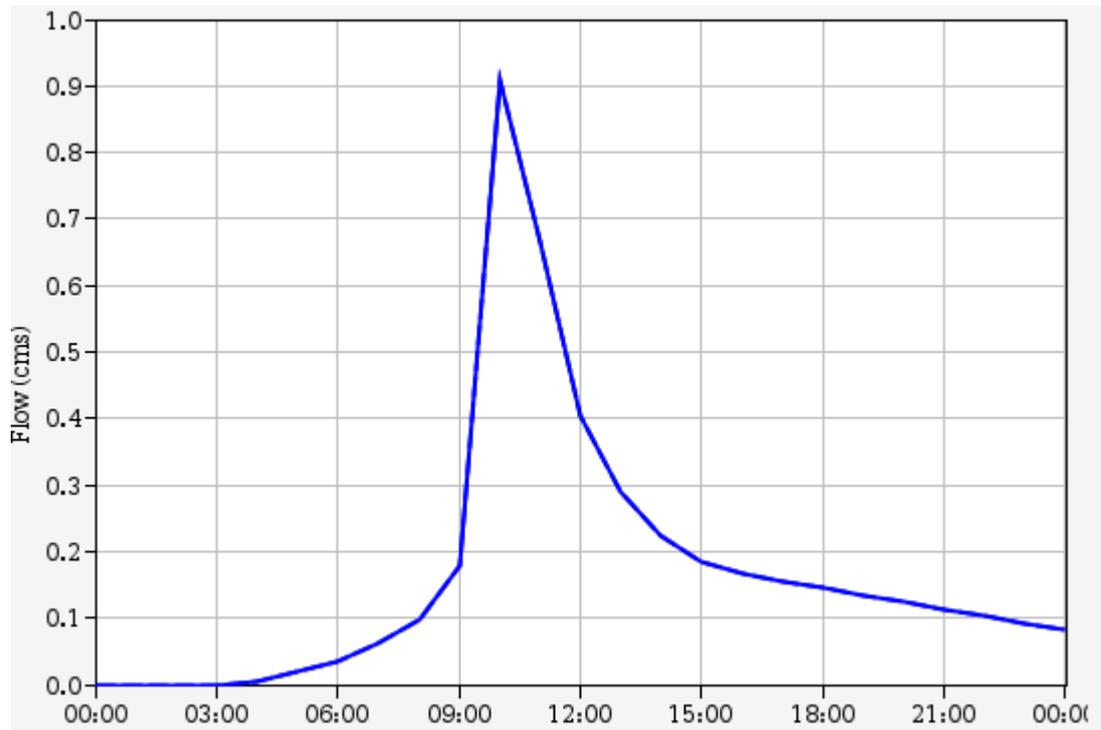


**Figure 4.9 : hydrogramme unitaire**

5- Application de la méthode de convolution et Tracé de l'hydrogramme final :

- Pour chaque intervalle de temps  $i$  :  $Q_i = \sum_{(j=1 \text{ à } i)} P_j * U_{i-j+1}$
- Où  $P_j$  est la pluie nette pour l'intervalle  $j$  et  $U_{i-j+1}$  est l'ordonnée de l'hydrogramme unitaire.

Et en raison de la difficulté d'effectuer cette tâche manuellement, nous avons réalisé le travail final à l'aide du programme HEC-HMS



**Figure 4.10:** l'hydrogramme final

**Tableau 4.13 :** Les valeurs de débit pour tous les bassins

B.V	$Q_{max} (m^3)$
B.N.1	0.8
B.N.2	1.5
B.N.3	0.6
B.N.4	0.7
B.N.5	0.6
B.N.6	0.6

## Calcul du Transport Solide

### Introduction théorique :

La méthode de Tixeront, initialement développée en 1960, est une approche empirique pour estimer la quantité de sédiments transportés dans les cours d'eau (Tixeront, 1960). Cependant, des recherches ultérieures ont conduit à des modifications de cette formule pour mieux l'adapter aux conditions spécifiques de différentes régions.

Une étude basée sur les données recueillies dans 32 bassins algériens et 9 bassins tunisiens sur une durée comprise entre 2 et 22 ans a permis d'établir des équations plus précises pour ces régions (Achite et Ouillon, 2007). Ces équations prennent en compte l'écoulement (E) en mm pour estimer l'apport solide spécifique (ASS) en t/km<sup>2</sup>/an.

Les équations établies sont les suivantes :

1. Pour les bassins tunisiens :  $ASS = 354 * E^{0.15}$
2. Pour la région Est-algérienne :  $ASS = 92 * E^{0.21}$
3. Pour la région centre algérienne :  $ASS = 200 * E$

Où : ASS : Apport solide spécifique en t/km<sup>2</sup>/an E : Écoulement en mm

### Application numérique :

Étant donné que notre zone d'étude se situe à Annaba, dans l'Est algérien, nous utiliserons l'équation correspondant à cette région (Bouguerra et al., 2016) :

$$ASS = 92 * E^{0.21}$$

Appliquons maintenant la formule :

$$ASS = 92 * (60.61)^{0.21}$$

$$ASS = 217.8 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$\text{Surface de bassin} = 0.17 \text{ km}^2$$

$$Ts = 217.8 * 0.17 = 37.026 \text{ t/an}$$

Interprétation :

Selon ce calcul, l'apport solide spécifique dans la région de Annaba serait d'environ 217.8 tonnes par kilomètre carré par an. Cette valeur représente la quantité de sédiments transportés annuellement par les cours d'eau dans cette région.

**Tableau 5.1 : Transport Solide pour les sous bassins versants**

	S.B.1	S.B.2	S.B.3	S.B.4	S.B.5	S.B.6
Surface ( $km^2$ )	0.12	0.17	0.09	0.08	0.097	0.07
Lamme (mm)	58.93	61.06	58.29	60.24	57.95	60.62
ASS ( t/ $km^2$ /an)	217	217.8	216.05	217.5	215.7	217.8
Ts ( t/an)	26.3	37	25.92	17.4	19.42	15.2

## **Chapitre 5 : ÉTUDE TECHNIQUE**

### **PROPOSITION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT**

La ville située au pied de la montagne fait face à des défis importants en matière de gestion des eaux de crue provenant de cinq zones montagneuses adjacentes. En l'absence d'un système de drainage pluvial actuel et du fait que la ville manque de trottoirs et de routes pavées, il est urgent de concevoir et de mettre en œuvre un système efficace de drainage des eaux qui protège la ville des risques d'inondation et prépare le terrain pour le développement futur des infrastructures.

#### **Analyse de la situation actuelle :**

1. Emplacement de la ville : située au pied d'une montagne, ce qui la rend vulnérable aux crues.
2. Sources des crues : cinq zones montagneuses déversant leurs eaux vers la ville.
3. Infrastructure actuelle :
  - Absence de système de drainage des eaux pluviales.
  - Absence de trottoirs et de routes pavées.
  - Risque élevé de dommages importants aux bâtiments et aux propriétés en cas de fortes pluies.
4. Problème supplémentaire : La présence d'une grande quantité de sédiments et de débris provenant de la montagne, ce qui nécessite une attention particulière dans la conception du système de drainage.

#### **Solutions proposées pour le système de drainage :**

1. Système mixte de canaux ouverts et de conduites fermées
2. Canal de dérivation le long du pied de la montagne :
  - Construction d'un long canal au pied de la montagne, en amont de la ville.
  - Le canal intercepterait les eaux de crue des cinq zones montagneuses avant qu'elles n'atteignent la ville.
  - L'eau serait acheminée vers une zone de décharge sûre, loin de la ville.
  - Des structures de contrôle du débit pourraient être intégrées pour gérer le flux d'eau.

## **Comparaison des solutions :**

1. Efficacité :
  - Système mixte : Gère les eaux une fois qu'elles atteignent la ville.
  - Canal de dérivation : Intercepte les eaux avant qu'elles n'atteignent la ville, offrant potentiellement une meilleure protection.
2. Coût :
  - Système mixte : Coûts répartis sur l'ensemble de la ville, potentiellement moins élevés.
  - Canal de dérivation : Coût initial potentiellement plus élevé dû à la construction d'une structure unique de grande envergure.
3. Impact sur la ville :
  - Système mixte : Nécessite des travaux étendus dans toute la ville.
  - Canal de dérivation : Minimise les perturbations dans la ville elle-même.
4. Flexibilité :
  - Système mixte : Plus adaptable aux changements futurs de la ville.
  - Canal de dérivation : Moins flexible, mais pourrait être combiné avec des systèmes urbains plus petits.
5. Entretien :
  - Système mixte : Entretien régulier nécessaire dans toute la ville.
  - Canal de dérivation : Entretien concentré sur une seule structure principale.
6. Utilisation des ressources en eau :
  - Système mixte : Possibilité limitée de réutilisation de l'eau.
  - Canal de dérivation : Potentiel pour créer des réservoirs ou des zones de rétention d'eau le long du canal.

## **Conclusion :**

Après avoir examiné les différentes options, nous avons décidé d'opter pour le système mixte de canaux ouverts et de conduites fermées. Cette décision est basée sur plusieurs facteurs clés:

1. Intégration future: Ce système servira de base pour le futur réseau de drainage des eaux pluviales de la ville. En choisissant cette option, nous créons une infrastructure qui pourra être facilement étendue et améliorée à mesure que la ville se développe.
2. Flexibilité: Le système mixte offre une grande adaptabilité aux changements futurs de l'urbanisation et des besoins en drainage.
3. Mise en œuvre progressive: Cette approche permet une mise en œuvre par phases, ce qui est plus gérable en termes de budget et de perturbations pour la ville.

4. Double fonction: Non seulement ce système protégera la ville contre les crues actuelles, mais il formera également l'épine dorsale du futur système de drainage des eaux pluviales.

### **Étude d'amélioration du système de drainage choisi pour la ville**

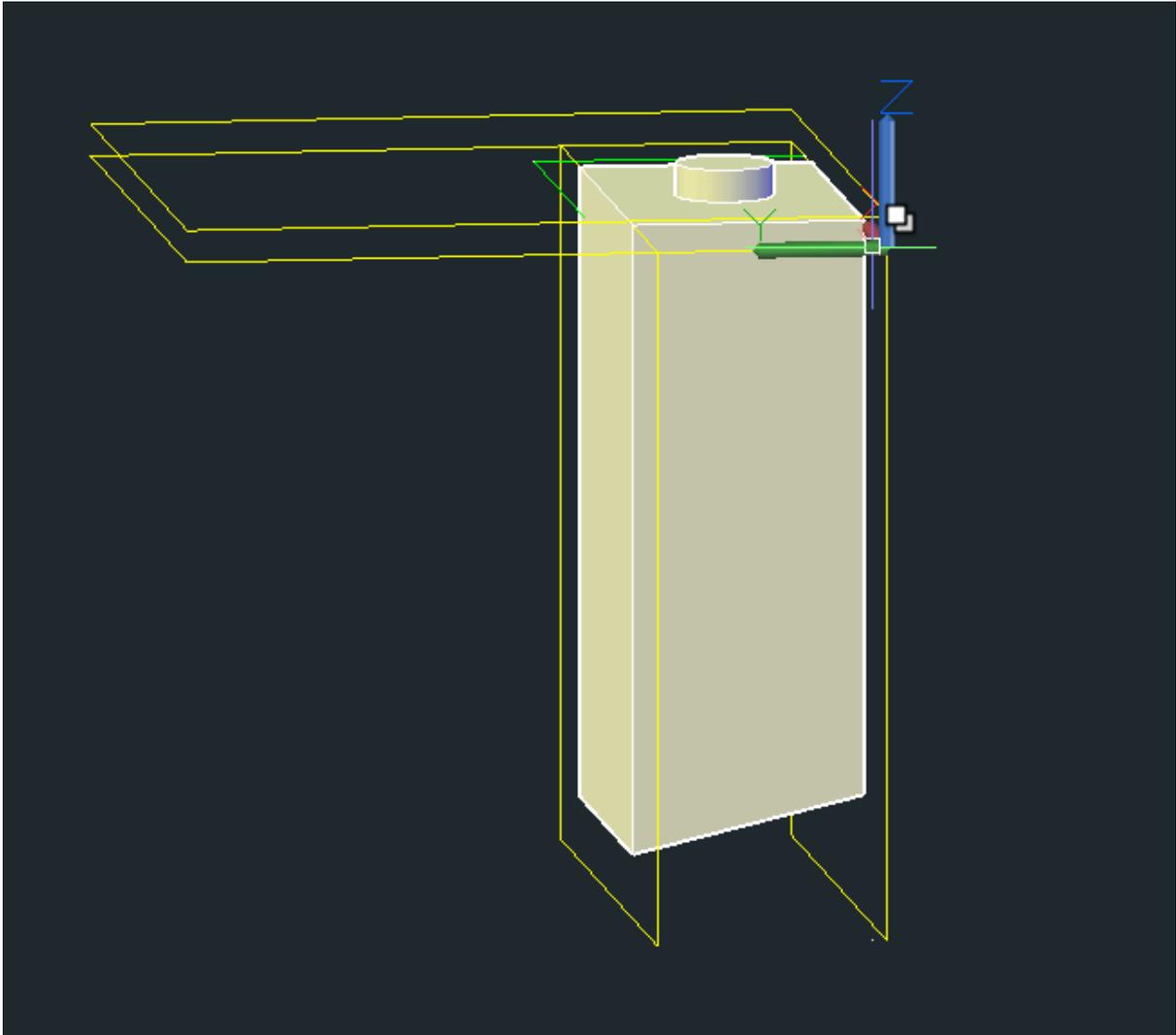
Suite à l'étude précédente qui a recommandé un système mixte de canaux ouverts et de conduites fermées pour traiter le problème de drainage des eaux pluviales dans la ville située au pied de la montagne, nous proposons maintenant une amélioration supplémentaire de ce système pour traiter plus efficacement le problème des sédiments.

- Un système mixte de canaux ouverts et de conduites fermées a été choisi.
- La ville fait face à un défi majeur en raison de la quantité de sédiments et de débris provenant de la montagne.
- Il est nécessaire d'améliorer la capacité du système à gérer les sédiments pour assurer son efficacité à long terme.

### **Comparaison des options améliorées**

#### **1. Transfert de tous les sédiments vers la sortie à travers les canalisations avec regards modifiés :**

L'objectif principal de ces propositions est d'éviter le dépôt de sable dans le réseau et de permettre l'évacuation de l'ensemble des matières solides charriées par les eaux pluviales vers la sortie. Pour atteindre cet objectif, nous allons concevoir un réseau de tuyaux et de chambres de visite qui captent les eaux de ruissellement des canaux et les acheminent vers la sortie, tout en apportant des modifications sur certains éléments du réseau pour prévenir tout risque de dépôt.



**Figure 6.1 : regards modifiés**

Avantages :

- Coût initial relativement plus faible.
- Facilité de mise en œuvre dans le système choisi.
- Ne nécessite pas d'espace supplémentaire important.

Inconvénients :

- Peut nécessiter un entretien et un nettoyage fréquents.
- Risque d'obstruction des conduites en cas de fortes pluies.

## **2. Rétention du sable dans un bassin avant le réseau :**

L'objectif de cette proposition repose sur la création d'un bassin de décantation qui recevra les eaux en provenance du canal, permettant ainsi de piéger le sable et les matières solides charriées par les eaux de ruissellement, avant que ces eaux épurées ne soient évacuées par le réseau de tuyaux vers la sortie.

Ce système permettra de concentrer les opérations d'entretien et de nettoyage sur ce seul bassin de décantation, les rendant ainsi plus simples et plus efficaces. En effet, les chambres de visite et le réseau de tuyaux en aval seront préservés des dépôts de sable et de boue, réduisant considérablement les besoins de maintenance.

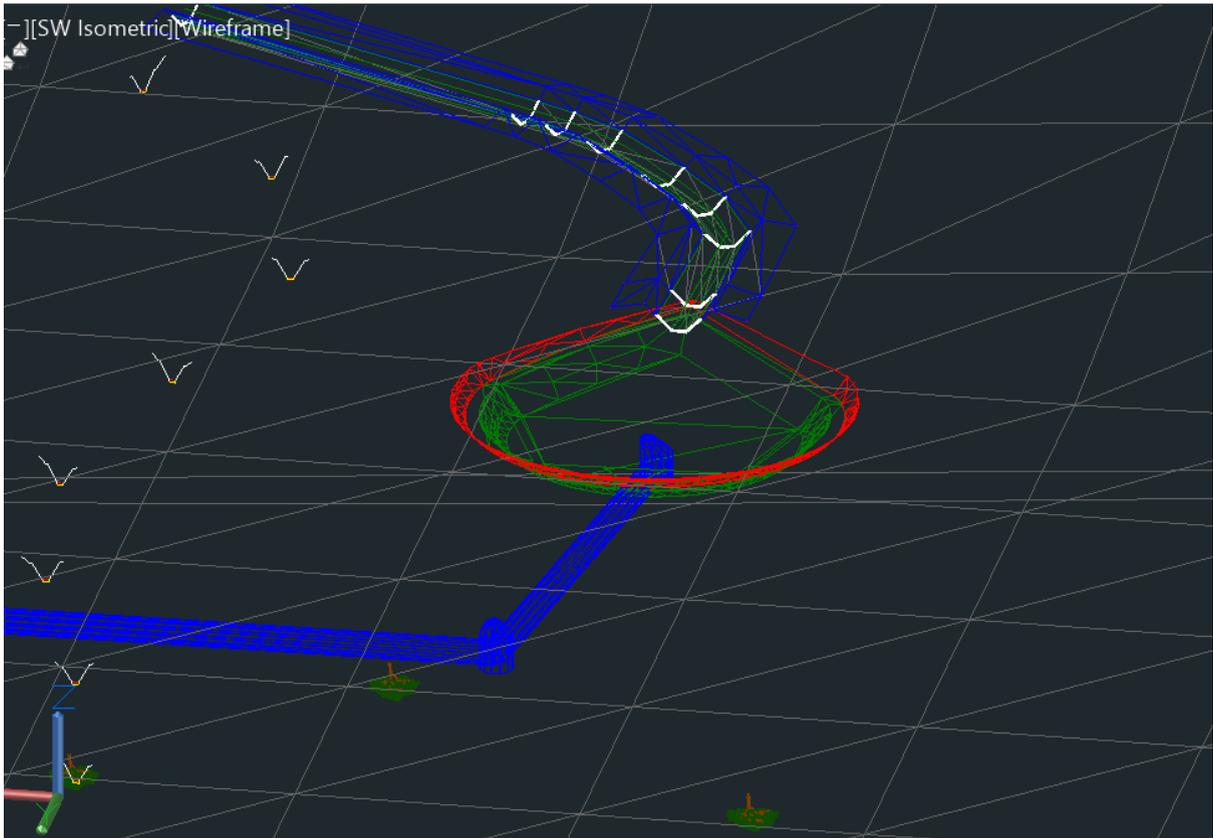
L'évacuation des eaux depuis le bassin de décantation se fera par l'intermédiaire d'un ouvrage de type tour de rejet, qui assurera le transfert des eaux clarifiées vers le réseau principal d'évacuation.

### **Avantages :**

- Haute efficacité dans la séparation et la sédimentation des dépôts.
- Amélioration de la qualité de l'eau avant son entrée dans le réseau principal.
- Réduction de la charge sur le système de drainage principal.
- Possibilité de créer un ressaut hydraulique pour améliorer le processus de sédimentation.
- Facilité d'entretien et de nettoyage par rapport aux multiples regards de visite.

### **Inconvénients :**

- Coût de construction plus élevé par rapport au réseau standard.
- Nécessite un espace supplémentaire pour la construction du bassin.
- Peut nécessiter des modifications dans la conception du système choisi.



**Figure 6.2 : bassin avant le réseau**

**Conclusion:**

L'ajout d'un bassin de sédimentation primaire au système mixte de canaux ouverts et de conduites fermées améliorera considérablement la capacité de la ville à gérer les eaux pluviales et les sédiments provenant de la montagne. Cette amélioration assurera la durabilité et l'efficacité du système à long terme, offrant une meilleure protection à la ville contre les risques d'inondation et l'accumulation de sédiments.

**Analyse comparative et solution optimisée pour la gestion des sédiments dans les systèmes de drainage pluvial**

En examinant les deux options proposées pour traiter le problème des sédiments et des dépôts dans le système de drainage des eaux pluviales, nous constatons que chacune présente des défis et des opportunités spécifiques. Analysons chaque option plus en détail :

**1. Transfert de tous les sédiments vers la sortie à travers les canalisations :**

Cette option vise à éviter le dépôt de sable dans le réseau et à assurer l'évacuation de toutes les matières solides transportées par les eaux pluviales. Cependant, elle comporte plusieurs risques :

- Risque d'entrée d'objets relativement gros dans les tuyaux en raison de la vitesse élevée de l'eau.
- Possibilité d'obstruction des tuyaux, en particulier lors de fortes pluies.
- Difficulté à éliminer les obstructions même avec une bonne pente du tuyau.
- Peut nécessiter un entretien et un nettoyage fréquents, augmentant ainsi les coûts d'exploitation.

## **2. Rétention du sable dans un bassin avant le réseau :**

Cette option repose sur la création d'un bassin de sédimentation pour recevoir l'eau du canal et retenir le sable et les matières solides avant que l'eau n'entre dans le réseau de canalisations. Cependant, elle fait face aux défis suivants :

- Nécessité de réduire la vitesse de l'eau à un niveau approprié pour la sédimentation.
- Avec un débit et une vitesse élevés, cela nécessite la fourniture de bassins de grande taille.
- Coût de construction plus élevé par rapport au réseau standard.
- Nécessite un espace supplémentaire pour la construction du bassin.

Compte tenu de ces défis, nous proposons une solution intermédiaire qui combine les avantages des deux options tout en évitant leurs principaux inconvénients :

### **Solution proposée :**

Cibler la sédimentation des grandes particules uniquement dans les bassins en utilisant des barrières :

#### 1. Conception de bassins de sédimentation équipés de multiples barrières :

- Ces barrières arrêteront les grandes particules et objets qui sont généralement poussés par le courant plutôt que portés par celui-ci.
- Les grandes particules s'arrêteront à la première barrière qu'elles rencontrent.

#### 2. Permettre le passage des particules plus petites à travers les tuyaux :

- Conception des tuyaux avec une pente et une vitesse appropriées pour assurer un flux continu des petites particules sans sédimentation.

### 3. Création d'un système hydraulique intégré :

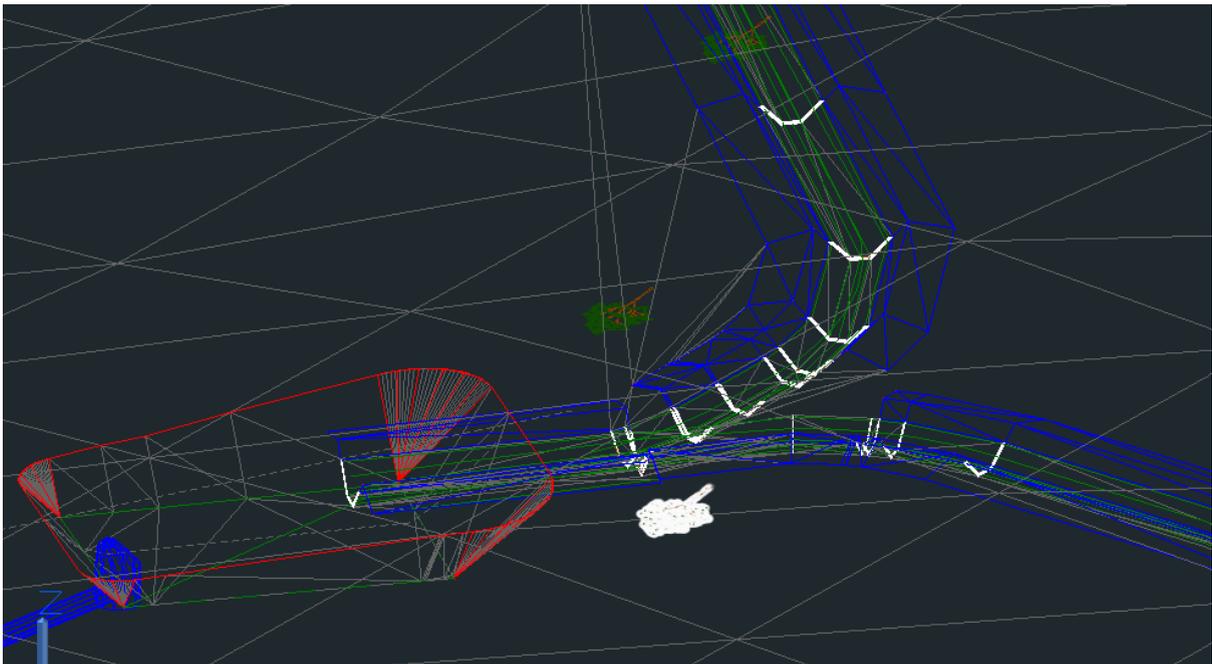
- Conception de l'entrée du bassin pour créer un ressaut hydraulique qui aide au processus de sédimentation.
- Utilisation d'une tour de décharge pour transférer l'eau clarifiée du bassin de sédimentation au réseau de drainage principal.

### 4. Amélioration de l'efficacité de l'entretien :

- Concentration des opérations d'entretien et de nettoyage sur le bassin de sédimentation, les rendant plus simples et efficaces.
- Réduction du besoin d'entretien des regards et du réseau de tuyaux après le bassin.

### 5. Amélioration de la qualité de l'eau :

- Assurer la sédimentation des grandes matières solides avant l'entrée de l'eau dans le réseau principal.
- Réduction de la charge sur le système de drainage principal.



**Figure 6.3 : le bassin de sédimentation**

Cette solution intégrée conduira à :

- Réduire la taille des bassins nécessaires par rapport à la rétention de tout le sable.
- Diminuer le risque d'obstruction des tuyaux par rapport au transfert de tous les sédiments à travers eux.

- Améliorer l'efficacité globale du système dans la gestion des eaux pluviales et des sédiments.
- Augmenter la durée de vie du système et réduire les coûts d'entretien à long terme.

De cette manière, nous atteignons un équilibre entre l'efficacité de l'élimination des sédiments et l'efficacité du flux d'eau, assurant ainsi la durabilité et l'efficacité du système à long terme, et offrant une meilleure protection à la ville contre les risques d'inondation et l'accumulation de sédiments.

## NOTES DE CALCUL

### Conception d'un bassin de sédimentation

La conception d'un bassin de sédimentation des particules grossières est un élément essentiel des systèmes de gestion des eaux pluviales urbaines (Butler and Davies, 2011). Ce bassin vise à séparer les grosses particules de l'eau avant de la diriger vers le réseau d'assainissement principal. Le processus de conception repose sur plusieurs facteurs et critères à prendre en compte pour assurer l'efficacité hydraulique et environnementale du système (ASCE, 1992).

1. Détermination du volume de sédiments à déposer : Nous commençons le processus de conception en déterminant la quantité totale de terre et de sédiments qui devraient se déposer dans le bassin. Cette estimation est basée sur des études hydrologiques de la zone et une analyse des caractéristiques du sol local et des modèles de précipitations.
2. Détermination du niveau d'élévation pour le premier tuyau : En raison de la faible pente dans le tracé du réseau d'assainissement de la ville, un certain niveau d'élévation doit être déterminé pour le premier tuyau connecté à la tour de décharge. Cette élévation est considérée comme une contrainte de conception importante qui affecte les dimensions et la profondeur du bassin.
3. Conception de la tour de décharge : La tour de décharge est conçue pour ne permettre que la sortie de l'eau contenant de petites particules. Il faut tenir compte du fait que la hauteur d'eau au-dessus de la tour ne dépasse pas la moitié de sa hauteur au maximum, afin d'assurer un débit approprié et d'éviter les inondations.
4. Détermination des dimensions du bassin : Les dimensions du bassin (longueur, largeur et profondeur) sont calculées en fonction de : a. Le volume de sédiments à déposer b. Le débit prévu des eaux pluviales c. La vitesse de sédimentation des particules ciblées d. Le temps de rétention nécessaire pour une sédimentation efficace
5. Excavation et remblayage : En raison des contraintes imposées sur la hauteur du premier tuyau et la hauteur d'eau au-dessus de la tour de décharge, il peut être nécessaire d'effectuer des opérations d'excavation et de remblayage pour atteindre la profondeur requise du bassin. Le volume d'excavation et de remblayage varie en fonction de la topographie du site et des hauteurs des sites d'excavation.
6. Conception de l'entrée et de la sortie du bassin : L'entrée du bassin doit être conçue pour assurer une distribution homogène du flux et minimiser les perturbations. La sortie, quant à elle, est conçue pour ne permettre que le passage de l'eau exempte de grosses particules vers la tour de décharge.

## Dimensionnement du réseau :

### Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Il existe un ensemble de procédures techniques et opérationnelles à mettre en place pour éviter le dépôt de sable et de poussière à l'intérieur des chambres de visite et des tuyaux du réseau d'évacuation des eaux pluviales (Metcalf & Eddy, 2003; Akan and Houghtalen, 2003)s. Tout d'abord, il est essentiel de concevoir les chambres de visite de manière appropriée, avec des dimensions suffisantes pour faciliter l'entretien et le nettoyage, et avec un fond légèrement incliné vers la sortie pour faciliter l'écoulement de l'eau et des dépôts vers l'extérieur. Ces chambres doivent également être équipées d'un obstacle ou d'un seuil bas à l'entrée pour empêcher l'entrée des matières solides transportées par l'eau. De plus, il est recommandé d'utiliser des décanteurs à l'intérieur ou juste avant les chambres de visite, afin de permettre la décantation des particules solides avant que l'eau n'entre dans le réseau. Des grilles et des filtres doivent également être installés aux entrées des chambres de visite pour retenir le sable et les poussières de grande taille. Enfin, des opérations d'entretien périodique des chambres de visite et de l'ensemble du réseau d'évacuation doivent être effectuées pour éliminer tout dépôt accumulé et assurer la performance continue du système., sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite, permettre l'entraînement des sables pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts. Les conditions d'auto-curage aussi doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit. Il est aussi déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s.

### - Formules d'écoulement :

#### 1. Formule de Chézy

Formule de Chézy La formule de Chézy pour le calcul de la vitesse d'écoulement est (Chow, 1959):

$$V = C(Rh * I)$$

Où :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s)
- Rh : Rayon hydraulique (m)
- I : Pente du collecteur (m/m)
- C : Coefficient de Chézy

Le coefficient de Chézy (C) est donné par la formule de Bazin :

$$C = 87 / (1 + \gamma / Rh)$$

$\gamma$  est le coefficient de Bazin, qui varie selon le type de collecteur :

- $\gamma = 0.06$  pour les collecteurs d'eaux pluviales
- $\gamma = 0.16$  pour les collecteurs d'eaux usées

## 2. Formule de Manning

La formule de Manning pour la vitesse d'écoulement est (Chow, 1959):

$$V = (1/n) * Rh^{(2/3)} * I^{(1/2)}$$

Où :

- $\alpha$  : Coefficient d'unité (1 en système international, 1.486 en système anglo-saxon)
- $n$  : Coefficient de Manning (dépend de la rugosité des parois)
- $Rh$  : Rayon hydraulique (m)
- $I$  : Pente du collecteur (m/m)

## 3. Formule de Manning-Strickler

Cette formule est une variante de la formule de Manning :

$$V = K_s * Rh^{(2/3)} * I$$

Où  $K_s$  est le coefficient de rugosité de Manning-Strickler, calculé comme suit :

$$K_s = 26 * (1/d_{35})^{(1/6)}$$

$d_{35}$  est le diamètre en mètres correspondant à 35% passant en poids.

Mode de calcul et hypothèses :

- L'écoulement est considéré comme uniforme à surface libre.
- Les canalisations sont dimensionnées pour un débit en pleine section ( $Q_{ps}$ ), mais fonctionnent généralement avec des débits plus faibles (Metcalf & Eddy, 2003; Akan and Houghtalen, 2003)
- La perte de charge est considérée comme une énergie potentielle, égale à la différence des cotes du plan d'eau entre l'amont et l'aval.
- Le gradient hydraulique de perte de charge est supposé égal à la pente du radier.

Ces formules et hypothèses sont utilisées pour le calcul hydraulique des réseaux d'assainissement gravitaires (Butler and Davies, 2011; Metcalf & Eddy, 2003; Akan and Houghtalen, 2003).

## Mode de calcul :

Mode de calcul et hypothèses principales :

1. L'écoulement est considéré uniforme à surface libre.
2. Les canalisations sont dimensionnées pour un débit en pleine section ( $Q_{ps}$ ), mais fonctionnent généralement avec des débits inférieurs.
3. La perte de charge est assimilée à une énergie potentielle, égale à la différence de niveau d'eau entre l'amont et l'aval.
4. Le gradient hydraulique de perte de charge est supposé égal à la pente du radier.

Formules de calcul :

1. Équation de continuité :  $Q = V * S$  Où :
  - $Q$  : Débit ( $m^3/s$ )
  - $V$  : Vitesse d'écoulement ( $m/s$ )
  - $S$  : Section mouillée ( $m^2$ )
2. Formule de Manning-Strickler pour la vitesse :  $V = K_s * R^{(2/3)} * I_m$

Où :

- $K_s$  : Coefficient de rugosité de Strickler
  - $R$  : Rayon hydraulique (m)
  - $I_m$  : Pente du collecteur (m/m)
3. Équation du débit :  $Q = K_s * S * R^{(2/3)} * I_m$
  4. Formule pour le calcul du diamètre :  $D_{cal} = (3,2036 * Q_t / (K_s * I))^{(3/8)}$

Où :

- $D_{cal}$  : Diamètre calculé
  - $Q_t$  : Débit total
5. Débit en pleine section :  $Q_{ps} = V_{ps} * (D_{nor})/4$

Où :

- $Q_{ps}$  : Débit en pleine section
  - $V_{ps}$  : Vitesse en pleine section
  - $D_{nor}$  : Diamètre normalisé
6. Relations entre les ratios de débit ( $R_q$ ), de vitesse ( $R_v$ ) et de rayon hydraulique ( $R_h$ ) :  
Ces relations sont établies par régression polynomiale à partir des valeurs fournies dans l'annexe IV :

$$R_v = -25,63R_q + 93,647R_q - 134,25R_q + 95,24R_q - 35,151R_q + 7,0395R_q + 0,2263$$

$$R_h = -11,423R_q + 40,641R_q - 55,497R_q + 37,115R_q - 12,857R_q + 2,8373R_q + 0,0359$$

Ces formules permettent de dimensionner et d'analyser les écoulements dans les réseaux d'assainissement gravitaires en tenant compte des différentes conditions hydrauliques

## Calcul hydraulique

### Conception du canal d'amenée et du bassin de rétention

Dans le cadre de notre conception d'un système de drainage des eaux pluviales, nous visons à maximiser l'efficacité de la sédimentation du sable et des sédiments dans le bassin de rétention. Pour atteindre cet objectif, il est essentiel de créer des conditions d'écoulement critique dans le canal menant au bassin. L'écoulement critique assure une transition en douceur de l'état d'écoulement supercritique à subcritique dans le bassin, améliorant ainsi le processus de sédimentation.

Cette étude servira de modèle pour la conception des autres bassins du système, adaptable selon les conditions spécifiques de chaque site.

#### 1. Conception du canal d'amenée

Nous avons opté pour un canal trapézoïdal, offrant une meilleure stabilité hydraulique et s'adaptant aux variations des débits. Le canal est conçu pour atteindre les conditions d'écoulement critique au débit maximal  $Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

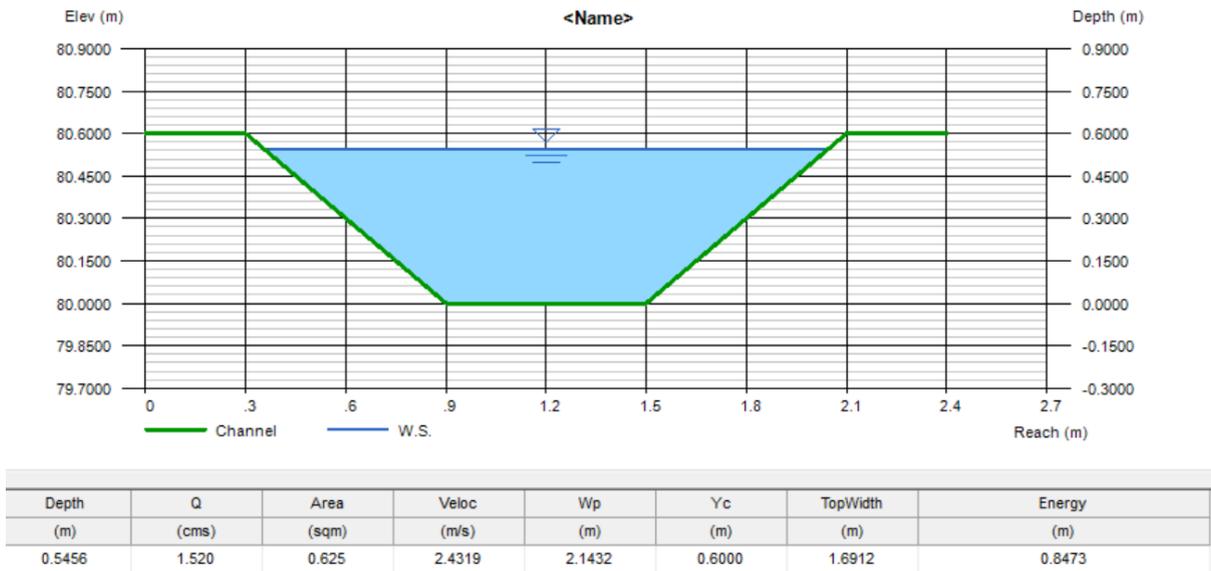
Équations utilisées :

1. Écoulement critique :  $Q = S \times \sqrt{g \times y}$
2. Surface de section transversale :  $A = (L + zy)y$

Le calcul des caractéristiques du canal est fait à l'aide du logiciel HYDRAFLOW

Hypothèses :  $z = 1$  (pente 1:1 pour les côtés) et  $L = 0.6 \text{ m}$  (largeur du fond) ,  $I = 5\%$

Après résolution numérique :  $y = 0,6 \text{ m}$



**Figure 6.4 : Le calcul des caractéristiques du canal**

Vérification :

$$S = 6.25m$$

$$V = Q/S = 1,5/0,4 = 2.34m/s$$

$$Fr = V/(\sqrt{g \times y}) = 2.34/\sqrt{9.81 \times 0.6} = 1.03$$

Dimensions du canal trapézoïdal :

- Largeur du fond : 0,6 m
- Profondeur de l'eau à l'écoulement critique : 0,6 m
- Pente des côtés : 1:1

	CH.N.2	CH.N.1	CH.N.3	CH.N.4	CH.N.5	CH.N.6	CH.N.7
Q	1.5	0.7	0.8	0.6	0.6	0.8	0.6
L	0.6	0.5	0.6	0.4	0.4	0.5	0.5
P	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4

## 2. Conception du bassin de rétention

Pour cette conception, nous supposons que le volume des grandes particules à retenir représente un dixième de la quantité de sédiments dans le flux, nécessitant un bassin d'un volume de 1,7 mètre cube. La profondeur du bassin a été choisie à un mètre, avec une hauteur de demi-mètre au-dessus de la tour de décharge. Ces hypothèses forment la base de nos calculs et de notre conception du bassin et des barrières.

Calculs de conception :

### 1. Surface du fond du bassin :

$$\text{Surface du fond} = \text{Volume requis} \div \text{Profondeur} = 1,7 \div 1 = 1,7 \text{ m}^2$$

### 2. Dimensions du bassin :

Supposons que le bassin soit rectangulaire avec un rapport longueur/largeur de 2:1

$$\text{Largeur (W)} = \sqrt{S/2} = \sqrt{1,7/2} = 0,92 \text{ m}$$

Ou S :surface du fond

$$\text{Longueur (L)} = 2 \times 1 = 2 \times 0,92 = 1,84 \text{ m}$$

Ou l:largeur

Arrondissons les dimensions pour simplifier :

$$\text{Largeur (W)} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Longueur (L)} = 2 \text{ m}$$

### 3. Conception des barrières :

Supposons l'utilisation de 3 barrières pour améliorer l'efficacité de la sédimentation

$$D = L \div (N + 1) = 2 / 4 = 0,5 \text{ m}$$

Ou:

-D :Distance entre les barrières

- N : nombre de barrières

- L:Longueur

$$H = 0,8 * P = 0,81 = 0,8 \text{ m}$$

Où :

-H: Hauteur des barrières

- P : la profondeur du bassin

### 3 -Conception de l'inlet structure (déversoir à tour)

Pour optimiser la sédimentation et la gestion des débits, nous allons concevoir le premier inlet structure du réseau sous forme de déversoir à tour simple à l'intérieur du bassin. L'eau entrera uniquement par le sommet de la tour, favorisant ainsi la sédimentation des sables en dessous.

#### Caractéristiques de l'inlet structure :

- Hauteur totale : 1 mètre (pour assurer une couverture de sable suffisante au-dessus du tuyau)
- Sommet de la structure : 0,5 mètre en dessous du sommet du bassin

Note de calcul pour le dimensionnement de l'inlet structure :

#### 1. Détermination du diamètre de la tour :

Utilisons l'équation de déversoir circulaire :

$$Q = C_d * \pi * D * H^{\frac{3}{2}}$$

Où :

-Q = débit de conception (1 m<sup>3</sup>/s)

-Cd = coefficient de débit (prenons 0,6)

- D = diamètre de la tour

-H = hauteur de la lame d'eau au-dessus du seuil (prenons 0,5 m pour une marge de sécurité)

$$1.5 = 0,6 \times \pi \times D \times 0,5^{(3/2)}$$

$$D = 2.25m$$

#### Dimensions finales de l'inlet structure :

- Diamètre de la tour : 2.25 m
- Hauteur totale : 1 m

- Hauteur du seuil : 0,5 m en dessous du sommet du bassin

#### 4. Conception de Réseau avec regards modifiés :

En raison de la forte charge de sédiments dans les eaux pluviales, il est nécessaire d'augmenter la vitesse d'auto-curage à ses limites maximales. Cette augmentation est essentielle pour assurer une force de traction adéquate, empêchant ainsi la sédimentation dans le système. La vitesse élevée permet de maintenir les particules en suspension et de les transporter efficacement à travers le réseau d'évacuation, évitant l'accumulation de dépôts qui pourraient compromettre le bon fonctionnement du système de drainage.

**Tableau 6.1 : Conception de Réseau avec regards modifié**

Tronçon	Coefficient de rugosité (Manning -Strikler)	Q	Pente (%)	Diamètre théorique (mm) Intérieur	Diamètre normalisé (mm) Extérieur	Qps (l/s)	Vps (m/s)	rQ	rV	rH	Vitesse réelle (m/s)	V auto pour 1/10 Qps
108	120	600.00	0.50	573	600	677	2.40	0.886	1.137	0.729	2.72	1.56
109	120	600.00	0.50	573	600	677	2.40	0.886	1.137	0.729	2.72	1.56
114	120	700.00	0.50	607	800	1459	2.90	0.480	0.988	0.488	2.87	1.89
139	120	700.00	0.50	607	800	1459	2.90	0.480	0.988	0.488	2.87	1.89
110	120	1300.00	0.50	766	800	1459	2.90	0.891	1.138	0.732	3.30	1.89
125	75	600.00	0.60	661	800	999	1.99	0.601	1.049	0.554	2.08	1.29
111	75	1900.00	0.50	1054	1200	2688	2.38	0.707	1.078	0.618	2.56	1.54
112	75	3600.00	1.00	1176	1200	3801	3.36	0.947	1.139	0.767	3.83	2.18
118	75	1500.00	0.52	957	1000	1686	2.15	0.890	1.138	0.731	2.44	1.40
119	75	1500.00	0.50	964	1000	1653	2.10	0.907	1.139	0.742	2.40	1.37
141	75	600.00	1.69	544	600	778	2.75	0.771	1.101	0.658	3.03	1.79
142	75	600.00	1.69	544	600	778	2.75	0.771	1.101	0.658	3.03	1.79
143	75	600.00	1.69	544	600	778	2.75	0.771	1.101	0.68	3.03	1.79

Nous avons ensuite vérifié les calculs en effectuant des simulations du réseau et des canaux à l'aide du logiciel d'analyse Storm and Sanility.

## **Chapitre 6 : Conception technique et procédures de mise en œuvre**

### **Introduction :**

Ce chapitre traite des principales étapes de la conception et de la mise en œuvre d'un système intégré de drainage des eaux pluviales, en mettant l'accent sur les aspects techniques et hydrauliques. Le processus commence par la préparation du site conformément aux plans techniques préétablis, y compris l'élimination des obstacles et le nivellement de la topographie.

La première phase comprend l'excavation des canaux de réception dans les zones surélevées. Ces canaux sont conçus avec des sections transversales et des pentes longitudinales calculées pour atteindre une vitesse d'écoulement hydraulique optimale. La conception prend en compte le coefficient de rugosité de Manning et la capacité du canal à résister aux forces de cisaillement hydrauliques.

Vient ensuite la phase de construction des bassins de sédimentation, qui sont creusés selon des critères hydrauliques assurant un temps de rétention suffisant pour la sédimentation des particules en suspension. Étant donné que les bassins ne sont pas revêtus, le taux d'infiltration dans le sol local est pris en compte. À l'intérieur de ces bassins, des collecteurs d'eau sont construits sous forme de tours d'un mètre de haut, conçus pour permettre l'écoulement des eaux de surface tout en assurant la sédimentation des dépôts.

La troisième phase implique la construction du réseau de tuyaux de drainage. Des tranchées sont creusées pour accueillir les tuyaux, qui sont sélectionnés sur la base de calculs hydrauliques utilisant l'équation de Darcy-Weisbach. La pente hydraulique requise est prise en compte pour assurer un écoulement par gravité et éviter les dépôts dans les tuyaux.

Le processus de connexion entre les composants du système nécessite une grande précision technique, avec les canaux reliés aux bassins de sédimentation puis au réseau de tuyaux via des structures hydrauliques soigneusement conçues.

La phase finale comprend les travaux de finition et de protection, y compris le remblayage des tranchées et le renforcement des bords des canaux et des bassins en utilisant des techniques de géotechnique.

Le projet se termine par la réalisation de tests hydrauliques complets pour garantir les performances du système conformément aux normes de conception.

### **Construction des canaux:**

Pour calculer le volume des travaux d'excavation dans un canal de transfert d'eau, on commence par diviser le tracé du canal en sections transversales à intervalles réguliers, généralement tous les 20 à 50 mètres selon la topographie du terrain. On calcule ensuite la surface de chaque section transversale en utilisant les dimensions conçues pour le canal et le niveau naturel du sol. La méthode de la moyenne des surfaces est appliquée pour calculer le volume entre deux sections consécutives, en multipliant la moyenne des surfaces par la distance entre les sections. La somme des volumes de toutes les sections donne le volume total d'excavation. En raison des variations de pente de la surface du site de travail, certaines zones peuvent nécessiter des excavations tandis que d'autres nécessitent des remblais. Il est donc important de calculer séparément les volumes d'excavation et de remblai, puis de soustraire le volume de remblai du volume d'excavation pour obtenir le volume net d'excavation requis.

Remblai	601.6
Déblai	904.5

### **Construction du bassin de sédimentation**

#### **1. Excavation :**

- Volume d'excavation :  $V = L \times W \times D \times K_f$

Où :

L : longueur du bassin (m)

W : largeur du bassin (m).

D : profondeur du bassin (m)

Kf : coefficient de foisonnement (environ 1,4)

#### **2. Mise en forme du bassin :**

- Nivellement du fond du bassin en maintenant une légère pente vers la sortie
- Formation des berges avec une pente appropriée (généralement 1:3 ou 1:4) pour assurer leur stabilité

#### **3. Compactage du sol :**

- Compactage du fond et des berges du bassin pour augmenter la densité du sol et réduire la perméabilité

**4. Création du seuil pour le ressaut hydraulique :**

- Excavation et formation du seuil en utilisant le sol local compacté
- Ajustement de la hauteur et de la position du seuil selon les calculs hydrauliques pour optimiser la sédimentation des sables

**5. Stabilisation du sol :**

- Plantation d'espèces végétales locales appropriées sur les berges du bassin pour prévenir l'érosion
- Utilisation de techniques de bio-stabilisation telles que des nattes anti-érosion si nécessaire

**6. Création des points d'entrée et de sortie :**

- Installation des structures d'entrée d'eau (comme des canaux ou des tuyaux) avec protection contre l'érosion

Remblai	100.91
Déblai	150.45

## Réalisation d'un réseau d'évacuation

### Travaux de pose des canalisations :

1. Décapage de la couche végétale :

- Volume de la couche décapée :  $V = B \times Z \times L$

Où :

B : largeur de la couche végétale (m)

Z : hauteur de la couche ( $Z = 0,2$  m)

L : longueur totale des tranchées (m)

2. Piquetage :

- Les piquets sont placés selon le plan de masse à chaque changement de direction ou de pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

3. Excavation des tranchées :

- L'excavation se fait mécaniquement de l'aval vers l'amont, en respectant la pente du profil en long.
- Paramètres importants : profondeur des regards, profondeur et largeur des tranchées.

4. Profondeur de la tranchée :

- $H = e + d + h$

Où :

H : profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur totale du sable (0,2 m)

d : diamètre de la conduite (m)

h : hauteur du remblai au-dessus du sable (1,2 m)

5. Largeur de la tranchée :

- $B = d + (2 \times C)$

Où :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre extérieur de la conduite (m)

C : écartement entre les parois de la tranchée et la conduite (varie selon la profondeur)

6. Calculs des volumes :

- Volume de la tranchée :  $V_{tr} = B \times H \times L$

- Volume des déblais :  $V_{deb} = V_{tr} \times K_f$

(Kf : coefficient de foisonnement = 1,4)

- Volume du lit de sable :  $V_{ls} = 0.1 \times B \times L$

- Volume de remblai :  $V_{rmb} = (V_{tr} - V_{ls} - V_{sbl} - V_{cd}) \times K_t$

(Kt : coefficient de tassement = 1,2)

- Volume excédentaire :  $V_{exce} = V_{deb} - V_{rmb}$

7. Remblayage :

- Une couche de sable de 10 cm est placée au-dessus de la conduite, puis le remblayage se fait avec les terres locales précédemment extraites.

SIZE	LENGTH (m)	Largueur de la tranchée (m)	Pipe Volume (m3)	Volume des déblais (m3)	Volume de remblai (m3)	Volume Excédentaire (m3)
600	324.5	6.752	141.93	1071.75	-607.18	467.49
630	204.1	5.01	86	543	-330	211
675	78.2	1.7	31.6	239.65	-140.7	98.6
700	69.9	1.8	31.65	223.74	-134	88.8
800	126.4	1.85	58.41	450.63	-264.63	185.91
1000	126.8	4.22	89.6	457.9	-279.45	161.36
1200	312.4	6.81	226.23	1567.32	-851.1	715.79

**Réalisation des regards :**

Les regards de visite :

Comme on a opté pour des regards préfabriqués, la mise en place de ces derniers se fait en même temps avec les canalisations (les conduites) si ces derniers seront de diamètres inférieurs à 1000 mm, sinon on sera obligé de mettre des regards coulés sur place en béton armé afin de permettre le branchement des conduites sur les regards.

# Calcul de génie civil

## Introduction :

En génie civil, le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doivent être extrêmement précis. Les problèmes d'interaction entre différents systèmes physiques de protection sont parmi les phénomènes les plus critiques dans ce domaine et peuvent causer des dommages importants en cas de séisme.

Il existe deux types d'interactions majeures en génie civil :

1. L'interaction fluide-structure : Les forces aérodynamiques exercées par un fluide (comme le vent) sur une structure en mouvement ou déformable provoquent un cycle d'interactions entre les deux milieux. Le déplacement ou la déformation de la structure modifie l'écoulement du fluide, qui à son tour fait évoluer les charges aérodynamiques. Ce couplage peut déstabiliser le système.
2. L'interaction sol-structure : Le comportement d'une structure ne peut être évalué précisément sans prendre en compte celui du sol en contact. L'objectif est de déterminer l'impact des pressions exercées par le sol sur la structure, en fonction de sa déformation, afin de dimensionner la structure en conséquence. Là encore, il s'agit d'assurer la cohérence entre la réponse du sol et celle de la structure.

Dans certains cas, on peut même avoir une interaction fluide-structure-sol, où les champs de température et de contrainte interagissent dans le même système complexe.

## Calcul des moments

### Déterminations du Moment renversant/o

#### À l'État Limite de Service (ELS)

$$M_{renvELS/0} = F_h \times (H/2) + P_{tx} \times y_1 - P_{ty} \times x_1 + P_{e2x} \times y_2 - P_{e2y\_gauche} \times x_2 + P_{voile} \times 0.10 + P_{e2y\_gauche} \times (0.35)$$

Où:

$$x_1 = (1/3) \times \cos(33.6^\circ) \times l_1 = (1/3) \times 0.832 \times 0.376 = 0.104 \text{ m}$$

$$y_1 = (1/3) \times \sin(33.6^\circ) \times l_1 = (1/3) \times 0.554 \times 0.376 = 0.069 \text{ m}$$

$$x_2 = (1/3) \times \cos(33.6^\circ) \times l_2 = (1/3) \times 0.832 \times 0.904 = 0.251 \text{ m}$$

$$y_2 = (1/3) \times \sin(33.6^\circ) \times l_2 = (1/3) \times 0.554 \times 0.904 = 0.167 \text{ m}$$

$$x_3 = 2 \times \cos(33.6^\circ) = 2 \times 0.832 = 1.664 \text{ m}$$

Donc:

$$M_{renvELS/0} = 2.00 \times (0.6/2) + 1.35 \times 0.069 - 2.03 \times 0.104 + 0.392 \times 0.167 - 0.588 \times 0.251 + 3.00 \times 0.10 + 0.588 \times 0.35$$

$$M_{renvELS/0} = 0.60 + 0.093 - 0.211 + 0.065 - 0.148 + 0.300 + 0.206$$

$$M_{renvELS/0} = 0.905 \text{ KN.m}$$

### **À l'État Limite Ultime (ELU)**

$$M_{renvELU/0} = 1.35 \times (P_{tx} \times y_1 - P_{ty} \times x_1 + P_{voile} \times 0.10) + 1.5 \times (F_h \times (H/2) + P_{e2x} \times y_2 - P_{e2y\_gauche} \times x_2 + P_{e2y\_gauche} \times 0.35)$$

$$M_{renvELU/0} = 1.35 \times (1.35 \times 0.069 - 2.03 \times 0.104 + 3.00 \times 0.10) + 1.5 \times (2.00 \times 0.3 + 0.392 \times 0.167 - 0.588 \times 0.251 + 0.588 \times 0.35)$$

$$M_{renvELU/0} = 1.35 \times (0.093 - 0.211 + 0.300) + 1.5 \times (0.60 + 0.065 - 0.148 + 0.206)$$

$$M_{renvELU/0} = 1.35 \times 0.182 + 1.5 \times 0.723$$

$$M_{renvELU/0} = 0.246 + 1.085$$

$$M_{renvELU/0} = 1.331 \text{ KN.m}$$

### **Déterminations du Moment stabilisateur/o**

## À l'ELS

$$M_{\text{stabilELS/0}} = Pe_{2x\_droite} \times (0.35) + Pe_{2y\_droite} \times x_2 + Pradier \times 0.5 + Pe_{au1} \times 10.80 + P_{tx} \times y + P_{ty} \times x + P'_{voile} \times 0.10$$

$$M_{\text{stabilELS/0}} = 0.392 \times 0.35 + 0.588 \times 0.251 + 5.25 \times 0.5 + 1.50 \times 0.3 + 1.35 \times 0.069 + 2.03 \times 0.104 + 3.00 \times 0.10$$

$$M_{\text{stabilELS/0}} = 0.137 + 0.148 + 2.625 + 0.450 + 0.093 + 0.211 + 0.300$$

$$M_{\text{stabilELS/0}} = 3.964 \text{ KN.m}$$

## À l'ELU

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 1.35 \times (Pradier \times 0.5 + P_{tx} \times y + P_{ty} \times x + P'_{voile} \times 0.10) + 1.5 \times (Pe_{2x\_droite} \times (0.35) + Pe_{2y\_droite} \times x_2 + Pe_{au1} \times 10.80)$$

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 1.35 \times (5.25 \times 0.5 + 1.35 \times 0.069 + 2.03 \times 0.104 + 3.00 \times 0.10) + 1.5 \times (0.392 \times 0.35 + 0.588 \times 0.251 + 1.50 \times 0.3)$$

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 1.35 \times (2.625 + 0.093 + 0.211 + 0.300) + 1.5 \times (0.137 + 0.148 + 0.450)$$

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 1.35 \times 3.229 + 1.5 \times 0.735$$

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 4.359 + 1.103$$

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 5.462 \text{ KN.m}$$

...

État Limite	Moment stabilisateur	Moment de renversement
ELS	3.964 KN.m	0.905 KN.m
ELU	5.462 KN.m	1.331 KN.m

### Observations :

1. Le ratio stabilisateur/renversement à l'ELS est de  $3.964/0.905 = 4.38 > 1.5$
2. Le ratio stabilisateur/renversement à l'ELU est de  $5.462/1.331 = 4.10 > 1.5$

Ces résultats montrent que le canal est stable au renversement selon les deux états limites, avec des coefficients de sécurité largement supérieurs à la valeur minimale requise de 1.5.

## Déterminations du Moment stabilisateur/o

### À l'État Limite de Service (ELS)

$$M_{\text{stabilELS/0}} = Pe_{2x\_droite} \times (0.35) + Pe_{2y\_droite} \times x_2 + Pradier \times 0.5 \times b + Peau1 \times 0.3 + P_{tx} \times y + P_{ty} \times x + P'_{voile} \times 0.10$$

Où:

$$Pe_{2x\_droite} = 0.392 \text{ KN}$$

$$Pe_{2y\_droite} = 0.588 \text{ KN}$$

$$x_2 = 0.251 \text{ m}$$

$$Pradier = 5.25 \text{ KN}$$

$$b = 0.6 \text{ m}$$

$$Peau1 = 1.50 \text{ KN}$$

$$P_{tx} = 1.35 \text{ KN}$$

$$P_{ty} = 2.03 \text{ KN}$$

$$y = 0.069 \text{ m}$$

$$x = 0.104 \text{ m}$$

$$P'_{voile} = 3.00 \text{ KN}$$

Donc:

$$M_{\text{stabilELS/0}} = (0.392 \times 0.35) + (0.588 \times 0.251) + (5.25 \times 0.5 \times 0.6) + (1.50 \times 0.3) + (1.35 \times 0.069) + (2.03 \times 0.104) + (3.00 \times 0.10)$$

$$M_{\text{stabilELS/0}} = 0.137 + 0.148 + 1.575 + 0.450 + 0.093 + 0.211 + 0.300$$

$$M_{\text{stabilELS/0}} = 2.914 \text{ KN.m}$$

### À l'État Limite Ultime (ELU)

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 1.35 \times (Pradier \times 0.5 \times b + P_{tx} \times y + P_{ty} \times x + P'_{voile} \times 0.10) + 1.5 \times (Pe_{2x\_droite} \times 0.35 + Pe_{2y\_droite} \times x_2 + Peau1 \times 0.3)$$

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 1.35 \times (5.25 \times 0.5 \times 0.6 + 1.35 \times 0.069 + 2.03 \times 0.104 + 3.00 \times 0.10) + 1.5 \times (0.392 \times 0.35 + 0.588 \times 0.251 + 1.50 \times 0.3)$$

$$M_{\text{stabilELU/0}} = 1.35 \times (1.575 + 0.093 + 0.211 + 0.300) + 1.5 \times (0.137 + 0.148 + 0.450)$$

$$M_{\text{stabilELU}/0} = 1.35 \times 2.179 + 1.5 \times 0.735$$

$$M_{\text{stabilELU}/0} = 2.942 + 1.103$$

$$M_{\text{stabilELU}/0} = 4.045 \text{ KN.m}$$

...

### Tableau récapitulatif des moments stabilisateurs

État Limite	Moment stabilisateur
ELS	2.914 KN.m
ELU	4.045 KN.m

### Détail des composantes du moment stabilisateur à l'ELS

Composante	Valeur (KN.m)
$Pe_{2x\_droite} \times (0.35)$	0.137
$Pe_{2y\_droite} \times x^2$	0.148
$Pradier \times 0.5 \times b$	1.575
$Peau1 \times 0.3$	0.450
$P_{tx} \times y$	0.093
$P_{ty} \times x$	0.211
$P'_{voile} \times 0.10$	0.300
Total	2.914

### Détail des composantes du moment stabilisateur à l'ELU

Composante	Coefficient	Valeur (KN.m)
Charges permanentes (×1.35)	1.35	2.942
Charges variables (×1.5)	1.5	1.103
Total	-	4.045

Notes:

1. Les moments stabilisateurs sont calculés par rapport au point O (bord extérieur du canal)
2. Les coefficients de pondération utilisés sont:
  - 1.35 pour les charges permanentes à l'ELU
  - 1.50 pour les charges variables à l'ELU
3. À l'ELS, aucune pondération n'est appliquée

### La vérification de la stabilité au renversement a été réalisée selon deux méthodes :

a) Vérification de la stabilité au renversement par la méthode classique : Pour la méthode classique, on doit satisfaire la condition suivante :

$$1.5 \leq M_r / M_{ren}$$

Où :  $M_r$  : Moment stabilisateur  $M_{ren}$  : Moment renversant

Calcul du moment stabilisateur à l'ELS ( $M_{r\_ELS}$ ) :  $M_{r\_ELS} = 0.5 \times 10 \times P_1 \times (H-0.35) + 0.5 \times 10 \times Pe_{2y\_droite} \times (H-0.35) + 0.5 \times 10 \times Pe_{2y\_gauche} \times (H-0.35) + 0.1 \times P_1 \times H$

$$M_{r\_ELS} = 0.5 \times 10 \times Pr_{adier} \times (0.6-0.35) + 0.5 \times 10 \times Pe_{2y\_droite} \times (0.6-0.35) + 0.5 \times 10 \times Pe_{2y\_gauche} \times (0.6-0.35) + 0.1 \times Pr_{adier} \times 0.6 \quad M_{r\_ELS} = 117.75 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment renversant à l'ELS ( $M_{ren\_ELS}$ ) :  $M_{ren\_ELS} = P_{tx} \times H + Pe_{2x\_droite} \times (H-0.35) + Pe_{2x\_gauche} \times (H-0.35)$   
 $M_{ren\_ELS} = P_{tx} \times 0.6 + Pe_{2x\_droite} \times (0.6-0.35) + Pe_{2x\_gauche} \times (0.6-0.35)$   
 $M_{ren\_ELS} = 77.04 \text{ kN.m}$

Vérification :  $1.5 \times (M_{ren\_ELS}) = 1.5 \times 77.04 = 115.56 \text{ kN.m}$   $M_{r\_ELS} = 117.75 \text{ kN.m}$  Donc  $1.5 \times M_{ren\_ELS} < M_{r\_ELS}$ , la condition est vérifiée.

b) Vérification de la stabilité au renversement par l'Eurocode 7 : Selon l'Eurocode 7, on doit vérifier que l'excentricité de la résultante des charges reste dans les limites admissibles.

L'excentricité "e" est calculée par :  $e = M_{net} / V_d$

Où :  $M_{net} = M_{stab} - M_{ren}$   $V_d =$  Somme des charges verticales

À l'ELS :  $M_{net\_ELS} = 117.75 - 77.04 = 40.71$  kN.m  $V_{d\_ELS} = Pradier + 2 \times Pe_{2y\_droite} + 2 \times Pe_{2y\_gauche} + P_1$   
 $V_{d\_ELS} = 92.75 + 2 \times 126.44 + 2 \times 126.44 + 27.55 = 499.62$  kN

$e_{ELS} = 40.71 / 499.62 = 0.081$  m

Selon l'Eurocode 7, à l'ELS, l'excentricité doit vérifier :  $-B/6 \leq e \leq B/6$  Avec  $B=0.6$  m, on a :  $-0.1 \leq e \leq 0.1$  0.081 m est bien compris dans cette plage, donc la stabilité au renversement est vérifiée.

### **La vérification de la stabilité au glissement a également été réalisée selon deux méthodes :**

a) Vérification de la stabilité au glissement par la méthode classique : Pour la méthode classique, on doit satisfaire la condition suivante :

$$1.5 \leq FR / FG$$

Où : FR : Forces stabilisatrices (verticales) FG : Forces déstabilisatrices (horizontales)

Calcul des forces stabilisatrices (FR) à l'ELS :  $FR = N \times \tan(\varphi)$  Avec  $N = Pradier + 2 \times Pe_{2y\_droite} + 2 \times Pe_{2y\_gauche} + P_1$   
 $N = 92.75 + 2 \times 126.44 + 2 \times 126.44 + 27.55 = 499.62$  kN  $\varphi = 30^\circ$  (angle de frottement du sol)

$$FR = 499.62 \times \tan(30^\circ) = 288.77 \text{ kN}$$

Calcul des forces déstabilisatrices (FG) à l'ELS :  $FG = F_h = 11.32$  kN

Vérification :  $1.5 \times FG = 1.5 \times 11.32 = 16.98$  kN  $FR = 288.77$  kN Donc  $1.5 \times FG < FR$ , la condition est vérifiée.

b) Vérification de la stabilité au glissement par l'Eurocode 7 : Selon l'Eurocode 7, on doit vérifier que la force de résistance au glissement  $R_d$  est supérieure à la force de calcul des actions horizontales  $H_d$ .

Calcul de  $R_d$  à l'ELS :  $R_d = \tan(\delta_d) \times V_d$  Avec :  $\delta_d = k \times \varphi'_d = 2/3 \times 30^\circ = 20^\circ$   $V_d = 499.62$  kN (somme des charges verticales)

$$R_d = \tan(20^\circ) \times 499.62 = 182.24 \text{ kN}$$

Calcul de  $H_d$  à l'ELS :  $H_d = F_h = 11.32$  kN

Vérification :  $R_d = 182.24$  kN  $H_d = 11.32$  kN Donc  $R_d > H_d$ , la condition est vérifiée.

**La stabilité au poinçonnement est vérifiée par la méthode classique. La condition à satisfaire est la suivante :**

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm\_sol}$$

$$\sigma_2 \leq \sigma_{adm\_sol}$$

$$\sigma_{moy} \leq 1.4 \times \sigma_{adm\_sol}$$

Où :

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont les contraintes au niveau des bords de la base du canal

$\sigma_{moy}$  est la contrainte moyenne sur la base

$\sigma_{adm\_sol}$  est la contrainte admissible du sol, prise égale à 200 kPa

Calcul des efforts résultants au centre de gravité de la base du canal à l'ELS :

$$N/G = Pradier + 2 \times Pe_{2y\_droite} + 2 \times Pe_{2y\_gauche} + P1$$

$$N/G = 92.75 + 2 \times 126.44 + 2 \times 126.44 + 27.55 = 499.62 \text{ kN}$$

$$M/G = Fh \times H/2$$

$$M/G = 11.32 \times 0.6/2 = 3.40 \text{ kN.m}$$

$$e = M/G / N/G$$

$$e = 3.40 / 499.62 = 0.0068 \text{ m}$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= (N/G / (b \times 1)) + (6 \times M/G / (b \times 1^2)) \\ &= (499.62 / (0.6 \times 1)) + (6 \times 3.40 / (0.6 \times 1^2)) \\ &= 832.70 \text{ kPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= (N/G / (b \times 1)) - (6 \times M/G / (b \times 1^2)) \\ &= (499.62 / (0.6 \times 1)) - (6 \times 3.40 / (0.6 \times 1^2)) \\ &= 504.14 \text{ kPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{moy} &= (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 \\ &= (832.70 + 504.14) / 2 \\ &= 668.42 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Vérification :

$$\sigma_1 = 832.70 \text{ kPa} < \sigma_{adm\_sol} = 200 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = 504.14 \text{ kPa} < \sigma_{adm\_sol} = 200 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{moy} = 668.42 \text{ kPa} < 1.4 \times \sigma_{adm\_sol} = 280 \text{ kPa}$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

En conclusion, les calculs montrent que la stabilité au poinçonnement du canal avec  $H=0.6$  m et  $b=0.6$  m est assurée.

### Ferraillage des voiles :

Caractéristiques de la section :

- $b = 100$  cm
- $h = 20$  cm
- $d1 = 3$  cm (enrobage)
- $d2 = 3$  cm (enrobage)

Calcul du moment à l'encastrement à vide (sans prise en compte de l'eau) :  $M_{el} = 1.35 \times P_l \times l^3 / (2 \times H)$   
 $M_{el} = 1.35 \times 90.99 \times 5.51^3 / (2 \times 0.6)$   $M_{el} = 248.85$  kN.m

Calcul de l'armature :

- Contrainte admissible du béton :  $f_{bc} = 0.85 \times 28$  MPa = 23.8 MPa
- Moment réduit :  $\mu = M_{el} / (b \times d^2 \times f_{bc}) = 0.606 > \mu_l = 0.391$  Donc il faut une armature comprimée.

Armature comprimée :

- $A_{s,c} = 18.06$  cm<sup>2</sup> On choisit 6Φ20,  $A_{s,c} = 18.85$  cm<sup>2</sup>  $A_{rp} = A_{s,c}/4 = 4.71$  cm<sup>2</sup> On choisit 6Φ12,  $A_{rp} = 6.79$  cm<sup>2</sup>

Armature tendue :

- $A_{s,t} = 45.32$  cm<sup>2</sup> On choisit 6Φ32,  $A_{s,t} = 45.32$  cm<sup>2</sup>

VI.6.2 Ferraillage du radier : Contrainte admissible du sol :  $\sigma_u = 103.3$  kPa = 1.033 bars

Moment ultime dans le radier :  $M_u = 3920247.91$  N.cm = 392.02 kN.m

Calcul de l'armature :

- Moment réduit :  $\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc}) = 0.270 < \mu_l = 0.391$  Pas d'armature comprimée nécessaire.

Armature tendue :

- $A_s = 41.98$  cm<sup>2</sup> On choisit 6Φ32,  $A_s = 48.25$  cm<sup>2</sup>  $A_{rp} = A_s/4 = 12.06$  cm<sup>2</sup> On choisit 6Φ16,  $A_{rp} = 12.06$  cm<sup>2</sup>

$A_{smin} = 0.23 \times b \times d = 3.86$  cm<sup>2</sup>  $A_s = \max(A_s, A_{smin}) = 48.25$  cm<sup>2</sup>

Voici les détails du ferrailage du radier du canal avec  $H=0.6$  m et  $b=0.6$  m :

### Ferrailage du radier :

Caractéristiques du radier :

- $b = 100$  cm
- $d = 32$  cm (épaisseur du radier moins l'enrobage)

Calcul de la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_u = 103.3 \text{ kPa} = 1.033 \text{ bars}$$

Calcul du moment ultime dans le radier :

$$M_u = 3920247.91 \text{ N.cm} = 392.02 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'armature :

Moment réduit :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$$

$$\mu = 392.02 \times 10^6 / (100 \times 32^2 \times 23.8)$$

$$\mu = 0.270 < \mu_l = 0.391$$

Donc il n'y a pas besoin d'armature comprimée.

Armature tendue :

$$A_s = M_u / (d \times f_{yd})$$

$$A_s = 3920247.91 / (32 \times 434.78)$$

$$A_s = 41.98 \text{ cm}^2$$

On choisit  $6\Phi 32$ ,  $A_s = 48.25 \text{ cm}^2$

Armature de répartition :

$$A_{rp} = A_s / 4 = 48.25 / 4 = 12.06 \text{ cm}^2$$

On choisit  $6\Phi 16$ ,  $A_{rp} = 12.06 \text{ cm}^2$

Armature minimale :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d = 0.23 \times 100 \times 32 = 3.86 \text{ cm}^2$$

Donc l'armature du radier comprend :

- Armature tendue :  $6\Phi 32$ ,  $A_s = 48.25 \text{ cm}^2$
- Armature de répartition :  $6\Phi 16$ ,  $A_{rp} = 12.06 \text{ cm}^2$

Cette armature respecte l'armature minimale requise et assure la résistance du radier.

# Organisation du chantier

## Introduction

L'organisation d'un chantier est essentielle à la réussite d'un projet de construction. Elle englobe :

- La planification détaillée des travaux
- La coordination des différentes activités
- La gestion optimale des ressources
- La mise en place d'une logistique efficace

L'objectif est de garantir un déroulement ordonné des travaux tout en respectant trois critères fondamentaux :

- Les délais impartis
- Le budget alloué
- Les normes de qualité établies

## Principaux Intervenants et Leurs Responsabilités

### 1. Le Maître d'Ouvrage (MOA)

Personne physique ou morale qui :

- Initie et finance le projet
- Assure la gestion globale
- Coordonne l'équipe de projet
- Garantit la bonne exécution des contrats
- Devient propriétaire de l'ouvrage final
- Transmet les informations essentielles
- Veille au respect des engagements contractuels

### 2. Le Maître d'Œuvre

Professionnel mandaté pour :

- Concevoir le projet
- Superviser l'exécution des travaux
- Exercer l'autorité sur le chantier
- Assurer la responsabilité de l'exécution

### **3. L'Entreprise**

Entité chargée de :

- Garantir la qualité d'exécution
- Gérer le budget des travaux
- Établir et suivre le planning
- Respecter les clauses contractuelles
- Réaliser les travaux selon les spécifications

### **4. L'Entrepreneur**

Acteur responsable :

- De l'exécution des travaux
- De la conception détaillée (selon les cas)
- De l'ouvrage jusqu'à sa réception
- Du bon déroulement du chantier

Cette structure hiérarchique et cette répartition claire des responsabilités permettent une gestion efficace et coordonnée du chantier, assurant ainsi la réussite du projet de construction.

## **Planification des Travaux dans l'Organisation du Chantier**

### **1. Définition et Objectifs**

La planification des travaux est une activité stratégique qui vise à :

- Déterminer et organiser les tâches du projet
- Améliorer l'efficacité opérationnelle

#### **Objectifs principaux :**

- Installation optimale des postes de travail
- Observation en temps réel
- Analyse détaillée des tâches
- Chronométrage précis
- Optimisation des méthodes

### **2. Techniques de Planification**

## **A. Méthodes Basées sur le Réseau**

### 1) Définition

Le réseau est une représentation graphique du projet montrant :

- Les relations entre les opérations (successives, simultanées, convergentes)
- La durée des différentes phases

Types de réseaux :

- Réseau à nœuds : opérations représentées par des nœuds
- Réseau à flèches : opérations représentées par des flèches

### 2) Construction du Réseau

Étapes essentielles :

1. Création d'une liste exhaustive des tâches
2. Analyse des relations entre les tâches
3. Création de graphes partiels
4. Regroupement des graphes
5. Définition des tâches initiales et finales
6. Élaboration du réseau final

### 3) Méthodes Principales

CPM (Critical Path Method)

- Vise à optimiser les délais
- Analyse quotidienne du réseau
- Adaptation aux besoins de l'entreprise

PERT (Program Evaluation and Review Technical)

- Ordonnancement des tâches
- Contrôle des programmes
- Organisation chronologique des dépendances

## **B. Méthodes Graphiques**

- Ligne de balance (pour travaux répétitifs)
- Diagramme à barres (avec réseaux)

### **3. Processus de Planification**

Étapes Clés :

1. Collecte d'informations
2. Décomposition du projet
3. Établissement des relations entre rôles et tâches

#### **Paramètres de Calcul CPM :**

- DCP : Date de début au plus tôt
- DCPD : Date de début au plus tard
- DFP : Date de fin au plus tôt
- DFPD : Date de fin au plus tard
- TR : Temps requis
- MT : Marge totale

### **4. Outils de Gestion**

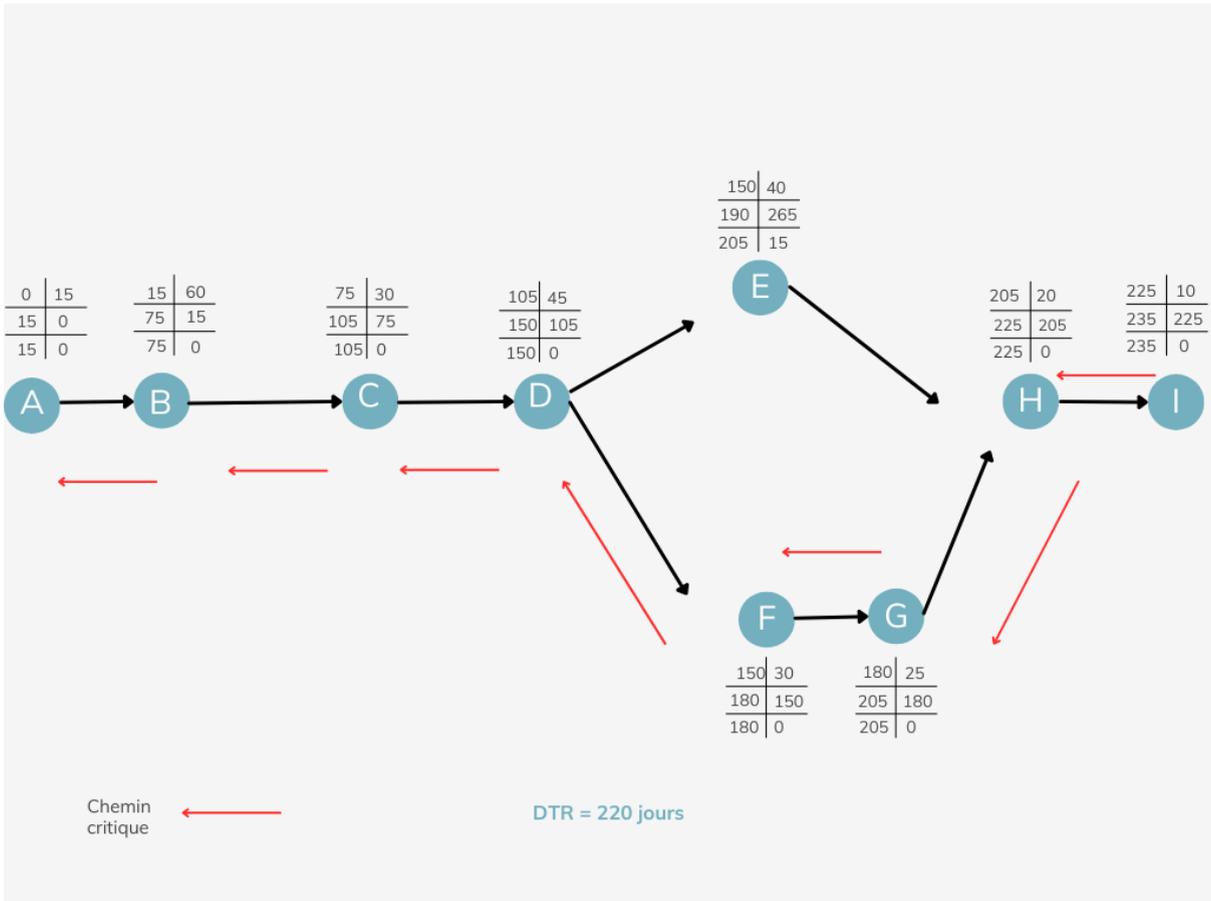
#### **Diagramme de Gantt**

- Représentation graphique des tâches sur une timeline
- Visualisation claire des délais
- Suivi et ajustement en temps réel
- Identification des retards potentiels

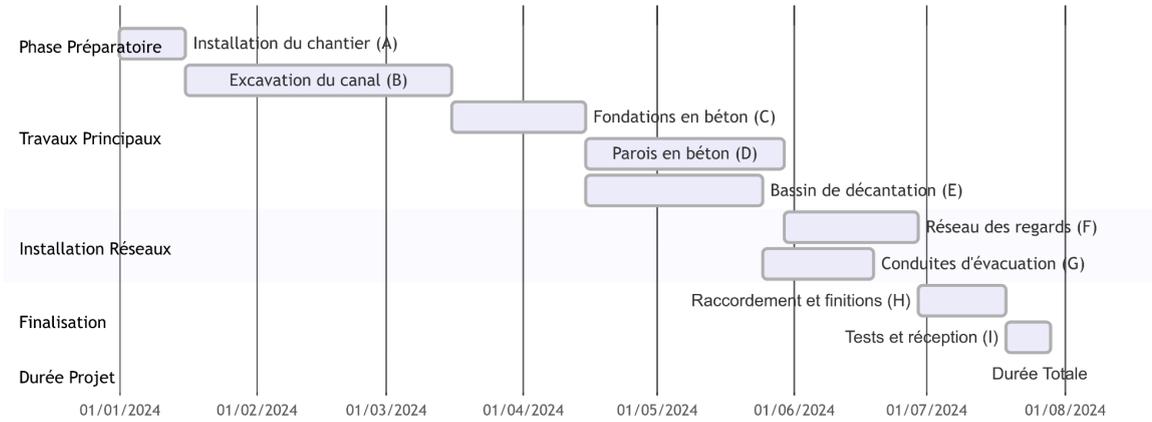
Cette approche structurée de la planification permet une gestion efficace du projet et une optimisation des ressources et des délais.

Tableau VII.3: Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier et équipements	A	15
Travaux d'excavation du canal dans la montagne	B	60
Exécution des fondations en béton du canal	C	30
Construction des parois en béton du canal	D	45
Construction du bassin de décantation	E	40
Installation du réseau des regards	F	30
Installation des conduites d'évacuation	G	25
Travaux de raccordement et finitions	H	20
Tests de fonctionnement et réception	I	10



### Planning du Projet de Construction du Canal (Durée Totale: 220 jours)



## **conclusion**

En conclusion, cette étude a permis de concevoir un système de drainage des eaux de crue robuste et efficace, intégrant des canaux, des bassins de sédimentation et un réseau de drainage complet. Ce système, adapté aux conditions locales et modélisé pour divers scénarios de précipitations, offre une solution complète pour la gestion des eaux pluviales. Il permettra de réduire significativement les risques d'inondation, d'améliorer la qualité de l'eau et de protéger les infrastructures existantes. La mise en œuvre de ce système représente une avancée majeure dans la résilience de notre communauté face aux défis posés par les événements pluvieux extrêmes, contribuant ainsi à un développement urbain plus durable et à une meilleure protection de l'environnement.

Copy

## Références

- Achite, M. et Ouillon, S., 2007. Suspended sediment transport in a semiarid watershed, Wadi Abd, Algeria (1973–1995). *Journal of Hydrology*, 343(3-4), pp.187-202.
- Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), Algérie. (2021). Études hydrologiques des bassins versants algériens.
- Akan, A.O. and Houghtalen, R.J., 2003. *Urban hydrology, hydraulics, and stormwater quality: engineering applications and computer modeling*. John Wiley & Sons.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 1992. *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No. 77, New York.
- Bouguerra, H., Bouanani, A., Khanchoul, K., Derdous, O. et Tachi, S.E., 2016. Mapping erosion prone areas in the Bouhamdane watershed (Algeria) using the Revised Universal Soil Loss Equation through GIS. *Journal of Water and Land Development*, 30(1), pp.103-110.
- Butler, D. and Davies, J.W., 2011. *Urban drainage*. CRC Press.
- Chow, V.T., 1959. *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill Book Company, Inc; New York.
- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill.
- GIEC (Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat). (2021). *Rapport spécial sur les changements climatiques et les événements extrêmes*.
- Gravelius, H. (1914). *Flusskunde*. Goschen'sche Verlagshandlung, Berlin.
- Horton, R.E. (1945). Erosional development of streams and their drainage basins; hydrophysical approach to quantitative morphology. *Geological Society of America Bulletin*, 56(3), 275-370.
- Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT), Algérie. (2022). *Cartes des zones à risque d'inondation*.
- Journal officiel de la République Algérienne. (2005-2024). *Diverses publications concernant la gestion des risques d'inondation*.
- Koutsoyiannis, D. (2004). Statistics of extremes and estimation of extreme rainfall: I. Theoretical investigation. *Hydrological Sciences Journal*, 49(4), 575-590.
- Metcalf & Eddy, Inc., 2003. *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*, 4th Edition. McGraw-Hill, New York.
- Ministère de l'Intérieur algérien. (2022). *Rapport national sur la réduction des risques de catastrophes en Algérie*.
- Ministère des Ressources en Eau et de la Sécurité Hydrique, Algérie. (2023). *Plan National de l'Eau*.
- Musy, A. (2005). *Hydrologie générale*. EPFL Press.
- Musy, A., Higy, C. (2004). *Hydrologie: Une science de la nature*. Presses polytechniques et universitaires romandes.
- NRCS (1986). *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Technical Release 55. USDA Natural Resources Conservation Service.
- Office National de la Météorologie, Algérie. (2023). *Rapports annuels sur les précipitations et les événements météorologiques extrêmes*.

Organisation des Nations Unies pour la réduction des risques de catastrophe (UNDRR). (2022). Cadre de Sendai pour la réduction des risques de catastrophe 2015-2030 : Rapport de mise en œuvre pour l'Algérie.

Organisation météorologique mondiale (OMM). (2020). Manuel de gestion des risques d'inondation.

Protection Civile algérienne. (2024). Compilation des données sur les inondations historiques en Algérie.

République Algérienne Démocratique et Populaire. (2004). Loi N° 04-20 du 25 décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs.

Roche, M. (1963). Hydrologie de surface. Gauthier-Villars, Paris.

Schumm, S.A. (1956). Evolution of drainage systems and slopes in badlands at Perth Amboy, New Jersey. Geological Society of America Bulletin, 67(5), 597-646.

Singh, V.P. (1988). Hydrologic Systems: Rainfall-Runoff Modeling. Prentice Hall.

Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Foufoula-Georgiou, E. (1993). Frequency analysis of extreme events. Handbook of Hydrology, 18, 1-66.

Tixeront, J., 1960. Débit solide des cours d'eau en Algérie et en Tunisie. IAHS Publication, 53, pp.26-42.

UNESCO/OMM. (2012). Glossaire international d'hydrologie.

USDA-SCS (1972). National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D.C.

USDA-SCS (1986). Urban Hydrology for Small Watersheds. Technical Release 55. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service.