

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie civil et Hydraulique

N° :...../2023

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE: Sciences et Technologies

FILIERE: Hydraulique

SPECIALITE: Hydraulique urbaine

Thème

**Etude de stabilité de l'évacuateur de crues d'une retenue
collinaire sur l'Oued El Hammam (wilaya de Médéa)**

Présenté Par : DEBBAH Sidahmed

Encadré Par : BELAABED Faris

FARAH Belkacem

Date de soutenance:/...../.....

Jury de Soutenance

Président : AINAS Belkacem

Grade : MAA

Univ MSB jijel

Encadreur : BELAABED Faris

Grade : MCA

Univ MSB jijel

Examineur 1 : BOUTEBBA Khereddine

Grade : MCB

Univ MSB jijel

Promotion : 2022 /2023

ملخص:

هذا العمل يتضمن أساسا دراسة متعمقة لتصميم واستقرار جهاز إلغاء الفيضانات للحاجز المائي الموجود على وادي الحمام في بلدية تابلاط، ولاية المدية. الهدف من هذا الحاجز المائي هو ضمان السقي للأراضي الزراعية المحيطة للحاجز.

بعد تحليل شامل للجوانب الجيولوجية والجيوتقنية والهيدرولوجية والطبوغرافية، بالإضافة إلى دراسة مفصلة لجهاز إلغاء الفيضانات، توصلنا إلى النتائج التالية: طول جهاز إلغاء الفيضانات هو 271.09 متر مع الهدار من النوع Gréage، وقناة حرة طولها 95.90 متر، وحوض التهدئة من النوع الثالث.

قمنا أيضًا بالتحقق من استقرار العناصر المختلفة لجهاز إلغاء الفيضانات. تشير نتائجنا إلى أن المنشأة مستقرة تجاه القوى مختلفة (استقرار ضد الانقلاب واستقرار ضد الانزلاق).

الكلمات المفتاحية : تصميم، الحاجز المائي، جهاز إلغاء الفيضانات ، استقرار.

Résumé :

Ce travail comprend principalement une étude approfondie de la conception et de la stabilité de l'évacuateur de crues d'une retenue collinaire située sur l'oued El Hammam, dans la commune de Tablat, dans la wilaya de Médéa. L'objectif de cette retenue est d'assurer l'irrigation des terres agricoles environnantes.

Après une analyse approfondie des aspects géologiques, géotechniques, hydrologiques et topographiques, ainsi qu'une étude détaillée de l'évacuateur de crues, nous avons obtenu les résultats suivants : la longueur de l'évacuateur de crues est de 271,09 mètres avec un déversoir de type Greager, un coursier rectangulaire de 95,90 mètres de long, un bassin de dissipation de type III.

Nous avons également effectué une vérification de la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crues. Nos résultats indiquent que l'ouvrage est stable face aux diverses forces (stabilité au renversement et stabilité au glissement).

Mots clés : Conception, retenue collinaire, évacuateur de crues, stabilité.

Abstract:

This work mainly includes a thorough study of the design and stability of the flood spillway of a hillside water reservoir located on the El Hammam river, in the municipality of Tablat district, in the wilaya of Medea. The objective of this reservoir is to ensure irrigation of the surrounding agricultural lands.

After a thorough analysis of the geological, geotechnical, hydrological, and topographical aspects, as well as a detailed study of the flood spillway, we have obtained the following results: the length of the flood spillway is 271.09 meters with a Greager-type spillway, a rectangular chute of 95.90 meters in length, and a Type III energy dissipation basin.

We have also conducted a stability verification of the various components of the flood spillway. Our results indicate that the structure is stable against various forces (overturning stability and sliding stability).

Key words: Design, water reservoir, flood spillway, stability.

REMERCIEMENT

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et courage pour faire correctement ce modeste travail.

*Notre reconnaissance va plus particulièrement à notre encadrant **Mr. Faris BELAABED** pour son soutien, ses orientations et son encouragement qui nous a aidé à surmonter nos difficultés durant la période de travail.*

Nos remerciements s'adressent également aux membres de jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Enfin on tient à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail

Je dédie ce mémoire à ma famille, qui a été mon soutien inébranlable et mon encouragement constant tout au long de mon parcours universitaire. Leur amour, leur compréhension et leur foi en moi ont été la force motrice derrière ma réussite.

Ce travail est dédié à mes parents

A mes frères

A mes sœurs

Pour leur amour indéfectible et leur croyance en mon potentiel. Merci d'avoir toujours été là pour moi.

À mes amis avec qui j'ai passé de bons moments, A mon binôme Belkacem et à mes collègues de la promotion 2023 Master II en Hydraulique.

Sidahmed

Dédicaces

*Je dédie cette modeste thèse qui est l'aboutissement de plusieurs années d'études,
avant tout à :*

*D'abord, à mon cher père, pour ces conseils, son soutien moral, et matériel et pour
tous ses efforts, et les faveurs qu'il m'a accordées, qui m'ont donné la volonté de mener
à bien et d'achever ce travail.*

*A ma chère mère, à qui je dois beaucoup pour ses sacrifices, son aide, et son soutien
moral, et matériel, et pour m'avoir aidé à devenir ce que je suis devenu aujourd'hui.*

*A ma très chère tante et toute la famille, pour leur amour, et leur soutien pendant
toutes les années et depuis que j'ai commencé mon premier pas, et pour m'avoir aidé à
devenir ce que je suis devenu aujourd'hui.*

A mon frère : Mohamed El Hadi

A mes sœurs : Hour El Houda et Oumaima

A mon très cher binôme Sid ahmed et sa famille.

*Tous mes amis sans exception : abdesalem, Amine, Abderrahim, Sidou, Mih,
Franki, Miminhou, Abde chafi, Aymene, Islem, à mes collègues de la
promotion 2023 Master II en Hydraulique.*

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment de près ou de loin.

Belkacem

Introduction générale..... 01

CHAPITRE I

Révision des données naturelles

I.1 Introduction..... 02

I.2 L'objectif du projet..... 02

I.3 Etude topographique..... 02

 I.3.1 Situation géographique de la zone d'étude..... 02

 I.3.2 Choix de l'axe de la retenue collinaire..... 02

 I.3.3 Caractéristiques morphologiques..... 02

I.4 Etude géologique..... 04

 I.4.1 Géologie régionale..... 04

 I.4.1.1 Stratigraphie générale..... 04

 I.4.2 Géologie du site..... 06

 I.4.3 Perméabilité du massif..... 06

 I.4.4 Sismicité de la région d'étude..... 08

I.5 Etude géotechnique..... 09

 I.5.1 Matériaux de construction..... 09

 I.5.2 Analyse des résultats..... 09

 I.5.2.1 Alluvions de l'oued..... 09

 I.5.2.2 les argiles rouges..... 10

 I.5.3 Essais au laboratoire..... 12

 I.5.3.1 Les essais d'identification comprennent..... 12

 I.5.3.2 Les essais mécaniques comprennent..... 12

 I.5.4 conclusions et recommandations..... 12

CHAPITRE II

Etude hydrologique et régularisation des débits

II.1 Introduction..... 16

II.2 Caractéristiques du bassin versant..... 16

 II.2.1 Paramètres géométriques..... 16

 II.2.1.1 Superficie du bassin versant..... 16

 II.2.1.2 Périmètre du bassin versant..... 16

 II.2.1.3 La longueur du thalweg principal..... 16

Sommaire

II.2.1.4 Indice de compacité de Gravellius "Kc"	16
II.2.1.5 Rectangle équivalent.....	18
II.2.2 Paramètres du relief.....	18
II.2.2.1 Courbe hypsométrique.....	18
II.2.2.2 Altitude médiane du bassin versant.....	19
II.2.2.3 Altitude moyenne du bassin versant.....	19
II.2.2.4 Indice de pente globale I_g	19
II.2.3 Réseau d'écoulement.....	20
II.2.3.1 Temps de concentration.....	20
II.2.3.2 Vitesse de ruissellement.....	20
II.2.3.3 La densité de drainage D_d	20
II.2.3.4 Le coefficient de torrentialité C_t	21
II.3 Caractéristiques climatiques.....	21
II.3.1 La température.....	21
II.3.2 L'évaporation.....	21
II.3.3 La vitesse du vent.....	21
II.3.4 La pluviométrie.....	22
II.3.5 Analyse statistique des pluies maximales journalières.....	22
II.3.5.1 Paramètres statistiques de l'échantillon.....	23
II.3.5.2 Ajustement des pluies maximales journalières.....	23
II.3.5.3 Conclusion.....	26
II.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	27
II.5 Etudes des apports.....	30
II.5.1 Apport moyen annuel (A_0)	30
II.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	31
II.5.3 Estimation fréquentielle des apports.....	32
II.5.4 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	33
II.6 Etude des crues.....	33
II.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	34
II.6.2 Hydrogramme de crue.....	36
II.7 Estimation de la crue de projet.....	39
II.8 Apports solides.....	40
II.9 Calcul du volume mort.....	41
II.10 Régularisation des débits.....	41
II.10.1 Les courbes caractéristiques du bassin.....	42
II.10.2 Répartition mensuelle de l'apport $A\%$ et de la consommation $U\%$	45
II.10.3 Calcul du volume utile.....	45
II.10.3.1 Régularisation saisonnière.....	45
II.10.3.1.1 Pertes par évaporation.....	46
II.10.3.1.2 Pertes par infiltration.....	46
II.11 Laminage des crues.....	48

II.12 Conclusion..... 51

CHAPITRE III

Etude d'évacuateur de crue

III.1 Introduction..... 52

III.2 Définition d'évacuateur de crues..... 52

III.3 Différents types d'évacuateurs de crues de barrages..... 52

 III.3.1 Évacuateur à écoulement libre..... 52

 III.3.2 L'évacuateur par puit noyé..... 53

III.4 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues..... 54

III.5 Dimensionnement hydraulique..... 54

 III.5.1 Canal d'amenée..... 54

 III.5.2 Déversoir..... 55

 III.5.3 Chenal d'écoulement..... 55

 III.5.4 Calcul du convergeant..... 56

 III.5.5 Le coursier..... 57

 III.5.6 Calcul du bassin d'amortissement..... 60

 III.5.7 Canal de restitution..... 61

 III.5.8 Hauteur des murs bajoyers..... 62

III.6 Calcul de stabilité..... 63

 III.6.1 Stabilité de déversoir..... 63

 III.6.1.1 Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir..... 63

 III.6.1.2 Stabilité de déversoir au renversement..... 65

 III.6.1.3 Stabilité de déversoir au glissement..... 66

 III.6.2 Stabilité des murs bajoyers..... 66

 III.6.2.1 Les combinaisons des charges..... 66

 III.6.2.2 Stabilité au renversement..... 69

 III.6.2.3 Stabilité au glissement..... 69

 III.6.2.4 Stabilité des murs à l'entrée du déversoir..... 70

 III.6.2.4.1 Calcule des forces..... 71

 III.6.2.4.2 Stabilité au renversement..... 71

 III.6.2.4.3 Stabilité au glissement..... 72

 III.6.2.5 Stabilité des murs à l'entrée du coursier..... 72

 III.6.2.5.1 Calcule des forces..... 72

 III.6.2.5.2 Stabilité au renversement..... 73

 III.6.2.5.3 Stabilité au glissement..... 73

 III.6.2.6 Stabilité des murs à la section D-D..... 74

 III.6.2.6.1 Calcule des forces..... 74

 III.6.2.6.2 Stabilité au renversement..... 75

 III.6.2.6.3 Stabilité au glissement..... 75

 III.6.2.7 Stabilité des murs dans le bassin de dissipation..... 76

 III.6.2.7.1 Calcule des forces..... 76

Sommaire

III.6.2.7.2 Stabilité au renversement.....	77
III.6.2.7.3 Stabilité au glissement.....	77
III.7 Conclusion.....	78

Conclusion générale

Conclusion générale.....	79
--------------------------	----

CHAPITRE I

Révision des données naturelles

Figure I.01. Site de la retenue collinaire.....	03
Figure I.02. Carte géologie.....	07
Figure I.03. Carte de zonage sismique de territoire national –RPA99/APRES.....	08
Figure I.04. Fuseau granulométrique des matériaux.....	15

CHAPITRE II

Etude hydrologique et régularisation des débits

Figure II.01. Réseau hydrographique du bassin versant El Hammam.....	17
Figure II.02. Rectangle équivalent.....	18
Figure II.03. Courbe hypsométrique du bassin versant.....	19
Figure II.04. Répartition moyennes mensuelles des pluies.....	22
Figure II.05. Ajustement à la loi de Log normale.....	25
Figure II.06. Ajustement à la loi de Gumbel.....	27
Figure II.07. Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences.....	29
Figure II.08. Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour.....	39
Figure II.09. Courbes caractéristiques de la retenue.....	44
Figure II.10. Courbes $q = f(H)$	51

CHAPITRE III

Etude d'évacuateur de crue

Figure III.01. Évacuateur de crues à écoulement libre.....	52
Figure III.02. Coupe longitudinale suivant l'axe de l'évacuateur de crue.....	53
Figure III.03. Évacuateur par puit noyé.	53
Figure III.04. Profil du seuil déversant.....	55
Figure III.05. La ligne d'eau dans le coursier.....	59
Figure III.06. Schéma explicatif des murs bajoyers.....	66
Figure III.07. les combinaisons des charges.....	67

Liste de figures

Figure III.08. a)- Force due à la pousse des terres ; b)- Force due a la poussée de la surcharge.....	68
Figure III.09. Stabilité au renversement.....	69
Figure III.10. Représentation de plan de rupture.....	70

CHAPITRE I

Révision des données naturelles

Tableau I.01. Résultats des essais géotechniques.....	14
---	----

CHAPITRE III

Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau II.01. La répartition des surfaces en fonction des cotes.....	18
Tableau II.02. Répartition mensuelle de la température (°C) (1990-2004)	21
Tableau II.03. Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) (1990-2004)	21
Tableau II.04. Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1990-2004)....	21
Tableau II.05. les stations pluviométriques.....	22
Tableau II.06. Répartition mensuelle des pluies (mm) (1967-2004)	22
Tableau II.07. Paramètres statistiques de l'échantillon.....	23
Tableau II.08. Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal.....	25
Tableau II.09. Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel.....	26
Tableau II.10. Les précipitations et les intensités des différentes fréquences.....	28
Tableau II.11. Récapitulatif des apports.....	31
Tableau II.12. Récapitulatif des Cv.....	32
Tableau II.13. Les apports de différentes fréquences.....	33
Tableau II.14. Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport.....	33
Tableau II.15. Débits maximums des crues de différentes périodes de retour.....	34
Tableau II.16. Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	35
Tableau II.17: Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	35
Tableau II.18. Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	36
Tableau II.19. Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.....	37
Tableau II.20: Récapitulation pour le choix de la crue de projet.....	40
Tableau II.21. Surface et volume en fonction de l'altitude.....	43
Tableau II.22. Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation.....	45
Tableau II.23. Régularisation saisonnière.....	47
Tableau II.24. Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	49
Tableau II.25. Détermination de H0 et Q en fonction de b.....	49
Tableau II.26. Débits déversant en fonction de H et b et le volume de crue.....	50
Tableau II.27. Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERIN.....	50

CHAPITRE III

Etude expérimentale

Tableau III.01. Coordonnés de profil de Greager.....	55
Tableau III.02. Calcul de ligne d'eau.....	58
Tableau III.03. Calcul des sous pressions.....	64
Tableau III.04. le Prédimensionnement de mur à l'entrée du déversoir.....	70
Tableau III.05. les caractéristiques de sol.....	70
Tableau III.06. les forces verticales.....	71
Tableau III.07. les forces horizontales.....	71
Tableau III.08. le Prédimensionnement de mur à l'entrée du coursier.....	72
Tableau III.09. les caractéristiques de sol.....	72
Tableau III.10. les forces verticales.....	73
Tableau III.11. les forces horizontales.....	73
Tableau III.12. le Prédimensionnement de mur à la fin du coursier.....	74
Tableau III.13. les caractéristiques de sol.....	74
Tableau III.14. les forces verticales.....	75
Tableau III.15. les forces horizontales.....	75
Tableau III.16. le Prédimensionnement de mur dans le bassin de dissipation.....	76
Tableau III.17. les caractéristiques de sol.....	76
Tableau III.18. les forces verticales.....	77
Tableau III.19. les forces horizontales.....	77

Introduction générale

Introduction générale

L'eau joue un rôle crucial dans notre quotidien, et ne peut être substituée ou remplacée. En particulier en agriculture et en industrie. Elle est essentielle pour l'irrigation des cultures, la production alimentaire, et est utilisée comme matière première et agent de refroidissement dans l'industrie. Cependant, il est primordial de gérer cette ressource de manière durable pour répondre à la demande croissante et préserver l'environnement.

Pour faire face à cette demande croissante en eau, il est nécessaire de construire des ouvrages hydrauliques incluant les barrages et les retenues collinaires. Les retenues collinaires sont des structures artificielles pour retenir l'eau et créer des lacs artificiels, utilisées pour divers besoins tels que l'approvisionnement en eau et l'irrigation. Les retenues collinaires existent depuis longtemps, et elles peuvent être utilisées de manière polyvalente pour répondre à divers besoins en eau, que ce soit pour des usages domestiques, agricoles, industriels ou environnementaux.

Le projet de retenue collinaire comprend une digue et des ouvrages annexes, tels qu'une dérivation provisoire, un évacuateur de crues, un ouvrage de prise d'eau et un ouvrage de vidange de fond, essentiels pour assurer la protection et l'exploitation de la retenue.

Dans notre cas, nous avons réalisé une étude de stabilité de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire située sur l'oued El Hammam, dans la commune de Tablat, dans la wilaya de Médéa.

Le choix de cette dernière dépend du débit, de la durée de fonctionnement, de la topographie et de la géologie, afin d'assurer l'implantation optimale de la structure de protection contre les crues.

Notre étude comprend tout d'abord un mémoire de synthèse qui résume l'étude réalisée par Mr Bouaicha Aboubaker sur une retenue collinaire située sur l'oued El Hammam (W. Médéa) [1]. Cette étude inclut une analyse topographique, géographique, géologique et géotechnique détaillée. Nous avons également réalisé une étude hydrologique et régulation des débits du bassin versant et de la cuvette, ainsi qu'un calcul hydraulique de l'évacuateur de crues. Enfin, nous avons effectué un calcul de stabilité de l'évacuateur de crues pour assurer sa fiabilité.

Chapitre I

Révision des données naturelles

1.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons examiner les données concernant la région d'étude, lesquelles seront utilisées dans les études topographiques, géographiques, géologiques et géotechniques.

1.2 L'objectif du projet :

Ce travail a pour objectif d'étudier la conception et la stabilité de l'évacuateur de crues d'une retenue collinaire située sur l'oued El Hammam, dans la commune de Tablat, dans la wilaya de Médéa. Le but principal de la construction de cette retenue collinaire est de stocker un volume d'eau important destiné principalement à l'irrigation des terres agricoles environnantes

1.3 Etude topographique :***1.3.1 Situation géographique de la zone d'étude :***

La retenue collinaire sur oued El Hammam est située à 12 kilomètres de la commune de Tablat wilaya de Médéa, les coordonnées selon la carte 1/50000 d'Ain Bessem sont les suivants :

$$X = 570,80 \text{ km}$$

$$Y = 329,45 \text{ km}$$

$$Z = 497 \text{ m NGA}$$

1.3.2 Choix de l'axe de la retenue collinaire :

L'étude de faisabilité à envisager deux sites :

Un site amont et un site aval (situé à 500 m à l'aval de l'axe amont).

Sur la base des conditions topographiques, géologiques, géotechnique, hydrologiques et les coûts des ouvrages annexes, l'axe aval a été jugé plus favorable pour l'implantation de la retenue collinaire.

1.3.3 Caractéristiques morphologiques :

Le bassin versant contrôlé par le site du barrage est caractérisé par un relief montagneux recouvert par une végétation plus ou moins abondante (broussaille, surfaces cultivées,... etc.).

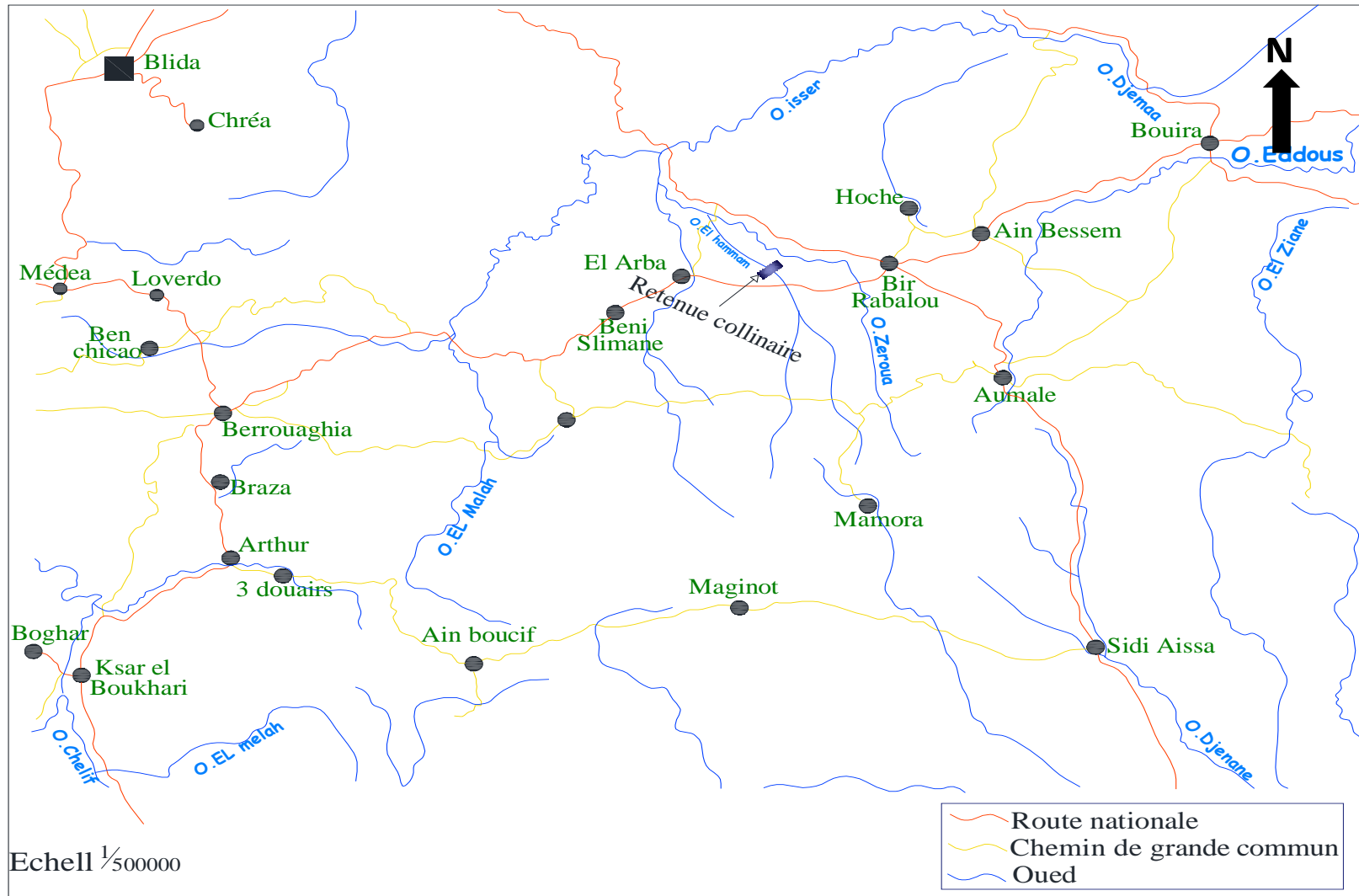


Figure I.01 : Site de la retenue collinaire. [1]

1.4 Etude géologique :

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette phase sont la description de la géologie de la région d'étude dite géologie régionale, la géologie du site, disponibilité des matériaux de construction et un aperçu sur les contraintes et les avantages liées au site choisie pour cette étude.

1.4.1 Géologie régionale :

1.4.1.1 Stratigraphie générale :

La fouille de Ain Bessem correspond en grand partie à la vaste dépression comprise entre le massif créacé de la chaîne littorale au nord et la chaîne d'Aumale au sud, c'est en quelque sorte une zone médiane du telle d'Alger, servant de jonction entre le plateau mince de Médea et la vallée de l'oued Sahel, toute la partie centrale de l'ouest au nord est occupée par une suite de hautes plaines comprenant une partie de la plaines de Beni Slimen, dont l'altitude moyenne est de 600 à 640 mètre, puis la plaine des Arib de 650 à 680 mètres. La largeur de la première atteinte dix kilomètres, tandis que la deuxième plaine n'occupe guère en moyenne que quatre kilomètres de largeur.

Au nord la plaine rejoint par une suite de pentes adoucies et dénudés, les contreforts ravinés de la chaîne du Djebel Hellal et des montagnes de Tablat, dont les pointes culminants sur cette feuille ne dépassent guère 600 mètres, à l'exception de la petite arête de l'Hajar qui atteint 938 mètres.

Au sud s'élèvent rapidement à la bordure de la plaine les contreforts boisés de la chaîne d'Aumale, qui fort partie du grand ridement créacé des Bibans, ces confortes séparés par des ravins profondément encaissés, dépassant 1,1 et 1,2 mètres, et présentent leur point culminant au Ras-Draba (1,33 mètre).

A la bordure sud-est de la feuille commence d'arête calcaire cénomaniennes si caractéristique de l'axe de la chaîne des Bibans.

A. Quaternaire :

- Alluvions Récentes :

Les Alluvions récentes n'occupent que de très étroites surfaces le long des principales rivières et de leurs affluents.

Elles sont essentiellement constituées par des limons, légèrement sablonneux à rares couches de galets.

- Alluvions Anciennes :

Les alluvions anciennes ont comblés et aplani les grandes plaines des Beni Slimen et des Arib, ces dépôts sont très cailloux à l'ouest, plus limoneux à l'est. Parfois une croûte ou une carapace tufacée à patine blanchâtre couronné ces dépôts.

D'autres terres de recouvrement superficiel ont été jointes cartographiquement aux précédents :

- Terres végétales, éluvion marneuse, altération superficielle de terrains marneux masquant les affleurements
- Terrasses, plus ou moins élevés sur les berges de quelques oueds

B. Miocène :

Épaisse série d'argile et de congloméra ont rencontré tous les éléments du crétacé des Bibam et du trias ils sont aisément repérer grâce à leur teinte rougeâtre caractéristique, et sont coupures d'une alternance en bancs métrique d'argile sableuses, de ces grossiers et de poudingue à galets (ou blocs) de quartzites albiens, de grés numidiens, de calcaires albiens, et cénomaniens, de silex président,etc.

Les séries miocènes ont une épaisseur d'environ présentent localement 200 mètre et présentent localement des pondages de 15° à 20° mais le plus souvent les couches sont subhorizontales.

C. Cénomaniens :*- Marnes grises et calcaires marneux :*

Pour la plupart des calcaires marneux, des calcaires noirs en bandes décimétriques, alternent avec la passée de 5 à 10 mètres de marne plus rarement, on observe des bancs de 10 à 20 centimètres de calcaires avec gris-violacé en feuillet et de calcaire organo-détritique gris.

- Argiles schisteuses :

Les formations sont constituées par des argiles schisteuses sombres accompagnées de marne-calcaires plus claires. Ils sont visibles en plusieurs affleurements de quelques kilomètres carrés chacun, ne donnent qu'une coupe partielle. Le sommet de série ne peut être étudié qu'en de rares endroits.

D. Trias :

- *Argiles blanches ou jaunes :*

De constitution hétérogène, formant des semelles plus ou moins importantes à chaque unité, on rencontre le plus souvent des cargneules et des dolomies, amalgamées par des argiles rouges, jaunâtres ou blanchâtres et du gypse.

I.4.2 Géologie du site :

Le site étudié se situe dans une alternance sur des marnes et des schistes argileux, les marnes sont généralement grises bleutés, gréseuses, blancs ou feuilletées, dures, légèrement fissurés avec remplissage de calcite. Les schistes argileux brunâtres.

Les marnes et les schistes se débitent facilement en petits cubes ou en petits lamellées et donnent un sol argileux et rocailleux.

Les sondages approfondis ont été réalisés sur l'axe de la retenue collinaire et à côté de l'évacuateur de crue et montrent l'existence des marnes gréseuses dures et feuilletées ainsi que les schistes argileux brunâtres.

L'épaisseur des alluvions sur la rive droite sous l'emprise de la digue a été estimée de 1,0 à 1,5 mètres. Elles sont constituées par les cailloutis de la marne gréseuse avec un petit détail d'argile, de limon et de sable et par des schistes décomposés.

Sur la rive gauche, sous l'emprise de la digue, il a été observé une couche alluvionnaire 1,5 à 2 mètres d'épaisseur, elle constitue par les cailloutis de la roche mère avec un petit détail de terre végétales, argileuse, limoneuse et sableuse.

L'épaisseur des tout-venants dans le lit de la rivière est très inégale, il faut compter sur une profondeur d'entre 1,5 et 6,5 mètres du substratum.

Ils constitués par des cailloux, gravies emballés dans une matrice argileuse, limoneuse et sableuse.

I.4.3 Perméabilité du massif :

Les mesures de perméabilité effectuées donnent des valeurs très faibles correspondant à des sols pratiquement imperméables. [1]

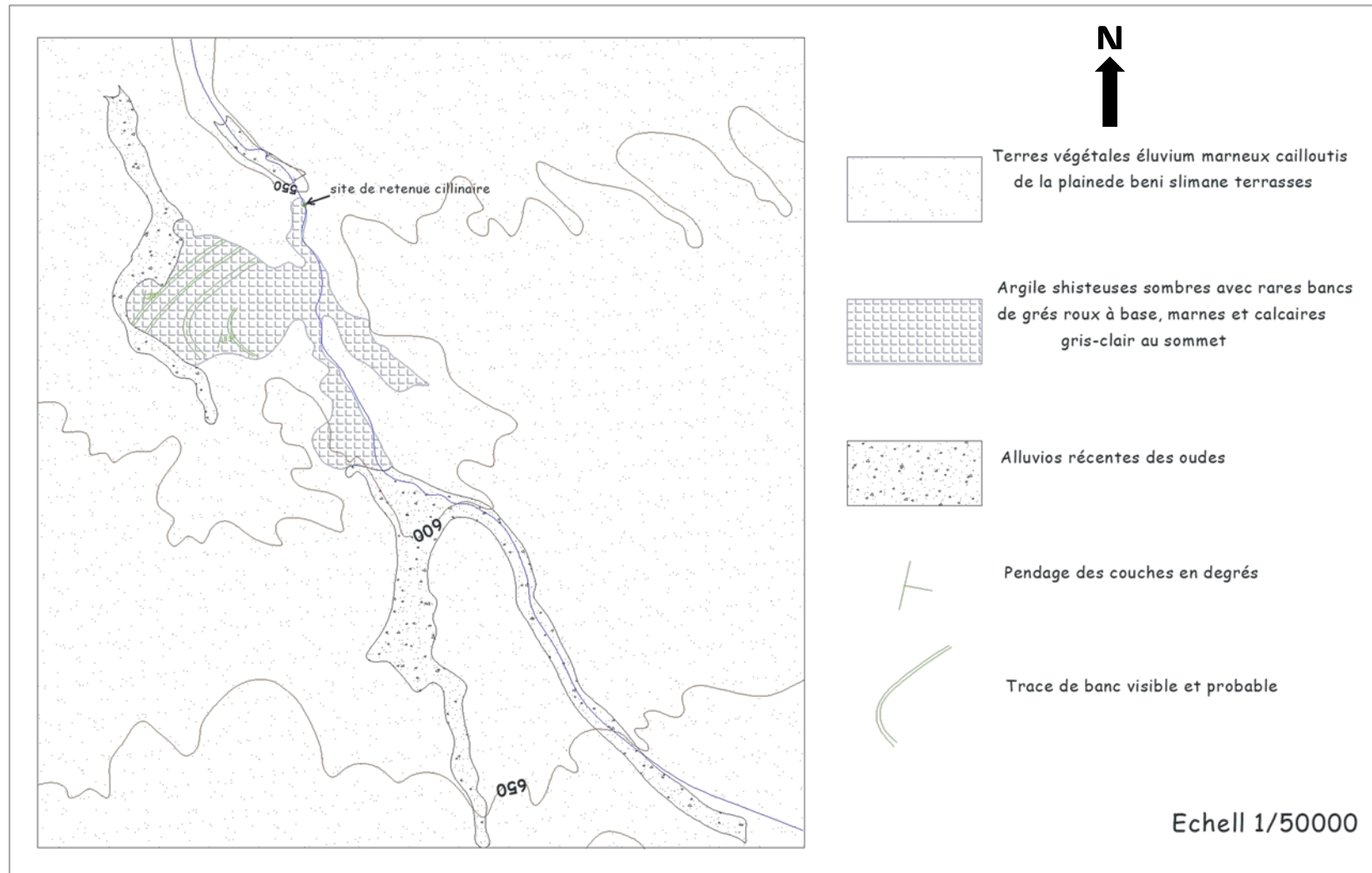


Figure I.02 : Carte géologie [1]

1.4.4 Sismicité de la région d'étude :

Le coefficient sismique noté K définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires peut être déterminé en fonction de l'accélération maximale horizontale (A) dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure. Il est donné par la formule empirique $K = 2/3.A$, laquelle est basée sur les observations faites sur le comportement de nombreux digues de barrages en terre et en enrochement.

Donc , notre site de la retenue collinaire El Hammam, situé dans la zone sismique II et appartient au groupe d'usage N°1B. Ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique $K = 2/3.A$ avec $A = 0.2 \text{ m/s}^2$. [2]

$$K = 2/3 * 0.20 = 0.13.$$

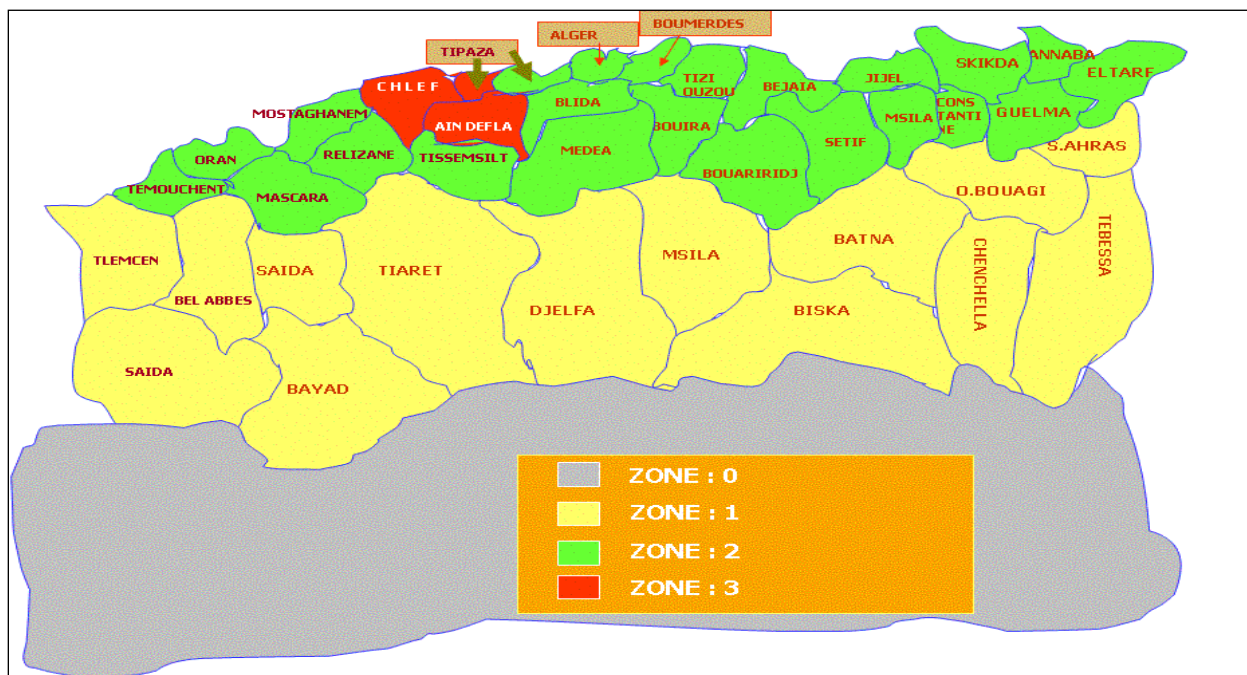


Figure I.03 : Carte de zonage sismique de territoire national –RPA99/APRES [2]

1.5 Etude géotechnique :

1.5.1 Matériaux de construction :

La zone d'emprunt amont situé au sud du site, au bord de la route reliant Berrouaghia à Bir Ghalou a fait l'objet d'une reconnaissance à l'aide de six puits de 1 à 4 mètres de profondeur avec prise d'échantillon sur lesquelles des essais de laboratoire ont été effectués. Le tableau suivant récapitule les résultats essentiels.

On constate que ces matériaux présentent une courbe granulométrique étendue avec une représentation uniforme de toutes les fractions granulométriques. Le pourcentage inférieur à 80 microns est souvent supérieur à 50%. Ces sols sont à forte composante carbonatée. Leur partie fine se classe en catégorie CL correspondant à des sols inorganiques de plasticité et compressibilité moyenne. Leurs caractéristiques au cisaillement sont généralement élevées aussi bien à court terme qu'à long terme.

Les essais œdométriques montrent des sols peu compressibles et peu gonflants.

12 essais proctor ont été effectués. La dénomination des points de prélèvement étant totalement différentes de celles des puits précédents, il est très difficile de savoir avec précision à quel horizon il faut les attribuer, Cependant nous supposons qu'il provient de la même zone que ci-dessus.

Les résultats obtenus, reportés sur le tableau I.01 donnent une teneur en eau optimale moyenne de 15,35% et une densité maximale de 1,70 g/cm³. Ces densités correspondant à des valeurs relativement bonnes. La teneur en eau moyenne obtenue est de l'ordre de 17,71%. Cette valeur est très proche de la teneur en eau optimale, ce qui réduit les ajustements de ce paramètre lors de la mise en place de ces matériaux. [1]

1.5.2 Analyse des résultats :

1.5.2.1 Alluvions de l'oued :

Cette zone tapisse le lit alluvial de l'oued en forant une terrasse d'une épaisseur moyenne d'environ 3 mètres. Les marnes schisteuses affleurent souvent dans le lit de l'oued.

La largeur de cette terrasse peut atteindre 200 mètres environ de part et d'autre de l'oued, sur 1,5 kilomètre de longueur.

Après une couche végétale d'environ 30 à 50 centimètre on rencontre en générale des

alluvions grossières parfois légèrement plus argileuse sur une faible épaisseur soit au sommet soit à la base de l'horizon.

La nappe n'a été rencontrée qu'une seule fois dans le puits N° 01 à 2,5 mètres, tous les autres puits étant sec. Ceci s'explique par le fait que les reconnaissances ont été effectuées au mois d'août et que l'oued est à sec en cette période de l'année.

Les essais géotechniques auxquelles ont été soumis ces matériaux montrent des sols à forte composante grossière (plus de 70% de graviers et de cailloux) avec en moyenne 20% de sable. La composante fine inférieure à 80 microns est tous les cas inférieurs ou égaux à 11%.

Lors du prélèvement des échantillons une ségrégation a été imposée par les dimensions des blocs qu'il était possible de prélever c'est ainsi que la fraction supérieure à 200 millimètres a été écrêtée. On peut l'estimer à environ 30% du volume globale.

La teneur en eau de ces matériaux est très faible d'ordre 5%.

L'unique essai proctor qu'il a été possible de réaliser sur la partie fine donne une densité très élevée $2,1 \text{ g/cm}^3$ pour une teneur en eau de 12,6% qui est beaucoup plus élevée que la teneur en eau naturelle ce qui va nécessiter un arrosage conséquent lors de la mise en place de ces matériaux.

La perméabilité mesurée sur la partie fine révèle un matériau à forte perméabilité $1,2 \cdot 10^{-3}$ à $2,9 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$.

Le volume de ces matériaux peut être estimé à $500\,000 \text{ m}^3$.

Ce volume globale est calculer avec une épaisseur moyenne minorée, car nous estimons qu'il y a lieu de ne pas mettre à nue les marnes schisteuses. Il convient de laisser 0,5 à 1 mètres de matériaux sur lequel a remettra par la suite la terre végétale. Ceci permettra d'éviter des surprises lors de la mise en eau de la retenue collinaire.

Du volume de matériaux calculer, 30% environ seront constitués de gros blocs supérieur à 200 millimètres qui serviront à la confection des Rip Rap, donc le volume utile sera donc d'environ $350\,000 \text{ m}^3$

1.5.2.2 les argiles rouges :

Les argiles rouges tapissent les flancs des deux rives de l'oued El Hammam ainsi que les plateaux rive droite et rive gauche sur une faible épaisseur (1,5 mètre environ avec une vingtaine de centimètre de terre végétale).

Les échantillons prélèvent aussi bien en rive droite que dans les excavations de l'assise de la digue révèle une large extension latérale de ce matériau et une épaisseur presque uniforme de l'ordre de 1,5 mètre.

Les essais effectués sur cinq échantillons prélevés dans cet horizon révèlent un sol d'une grande homogénéité. Le fuseau de leurs courbes granulométrique est très étroit.

Le tableau I.01 où sont résumés les principaux résultats des essais au laboratoire effectués sur ce matériau révèlent un sol de forte composante fine où la fraction des particules inférieure à 80 microns représente plus de 30%. Ils sont du type argile graveleux avec parfois une composante siliceuse importante.

Les limites d'Atterberg effectuées sur la fraction fine classent ces matériaux dans la catégorie CL coresponsable à un matériau inorganique de plasticité et de compressibilités faible à moyenne.

Les caractéristiques au cisaillement à courts termes de ces matériaux sont excellentes (échantillons reconstitués aux conditions du proctor) tel que $\phi_{\text{moy}} = 30^\circ$ et $C_{\text{moy}} = 5.3$ bar. Ceci est probablement dû à la forte composante graveleuse de ces argiles.

Au proctor normale, nous obtenons des densités élevées très homogènes, avec des teneurs en eau optimales de l'ordre de 18,4%. Les teneurs en eau naturelles étant très faibles, il y a lieu de prévoir un fort apport d'eau lors de la mise en place de ces matériaux si celle-ci s'effectue en période sèche.

La perméabilité est de l'ordre de 2.10^{-7} cm/s ce qui correspond à un matériau de faible perméabilité. Ceci s'explique par la présence d'une forte fraction fine.

Le volume de ces matériaux est considérable. Il recouvre plusieurs dizaines d'hectares aussi bien sur les flancs de la vallée que sur les plateaux.

L'exploitation devrait à notre avis commencer par les flancs de la vallée avant d'entamer le plateau rive gauche, ceci permettra de limiter les expropriations très coûteuses pour réduire celles-ci à une courte période, il convient d'excaver très rapidement les matériaux et de les stocker dans un endroit approprié et de rendre ensuite les terres à leur utilisation première après avoir remis en place la couche terre végétale.

Des matériaux comparés à ceux déjà proposés pour confectionner le noyau ont sensiblement les mêmes caractéristiques bien physiques que mécaniques. Ils présentent cependant un net avantage de proximité par rapport à l'endroit de leur mise en place.

1.5.3 Essais au laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

1.5.3.1 Les essais d'identification comprennent :

- L'analyse granulométrique qui étudie la répartition des grains, constituant le sol selon leur taille.
- Limites d'Atterberg : caractérisant les différents états de consistance d'un sol fin (limite de plasticité ; limite de liquidité ; indice de plasticité)

1.5.3.2 Les essais mécaniques comprennent :

- les essais de compressibilité : le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements aux sols en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps, de ses mêmes tassements.
- L'essai triaxial pour la détermination de l'angle de frottement interne et la cohésion spécifique et éventuellement les contraintes normales et tangentielles admissibles.
- L'essai Proctor normale, pour déterminer la densité max requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage.

1.5.4 conclusions et recommandations :

À la fin de ce rapport, plusieurs conclusions significatives peuvent être tirées, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

Les matériaux alluvionnaires sont largement disponibles dans la cuvette ainsi bien à l'amont qu'à l'aval du site. Leurs caractéristiques sont tout à fait convenables aussi bien pour réaliser les recharges de la digue que pour produire les rip rap.

La séparation des blocs de diamètres supérieures à 200 millimètres devra être effectuée aussi bien pendant la production que lors de la mise en place en repoussant systématiquement ceux-ci vers les talus de la digue.

À l'issue de cette étude, il convient de souligner que la mince couche d'argile rouge qui recouvre aussi bien les flancs de la veillée que les plateaux rive droite et rive gauche et propice à une utilisation comme matériaux à noyaux.

De part ces caractéristiques physiques égale proportion de matériaux grossiers assurant une forte résistance et proportion équivalente de matériaux fins assurant une étanchéité suffisante, ce

matériaux peut remplacer aisément celui qui avait été proposé auparavant pour confectionner le noyau de la digue sans en modifier les plans.

Le volume nécessaire est largement disponible. Cependant pour limiter les expropriations il convient d'abord d'exploiter les argiles tapissant les flancs et par la suite d'excaver une bande la plus étroite possible le long de la rive gauche. [1]

Tableau I.01 : Résultats des essais géotechniques

Fouilles N°	Profondeur (m)	poids spécifique	Densité humide	Densité sèche	Teneur en eau naturelle	Indice des vides	perméabilité	Limites d'Atterberg			Essai de cisaillement simple	
											C.U	
								γ_s	γ	γ_d	W %	e
1	2,00 - 3,00	2,73	1,93	1,66	13,93	0,65	1,58.10 ⁻⁷	37,00	14,90	22,10	33	4.80
2	0,30 - 2,70	2,55	---	---	10,03	---	---	46,00	20,24	25,76	---	---
3	0,50 - 3,00	2,55	1,90	1,59	11,65	0,61	2,23.10 ⁻⁷	43,90	20,17	22,53	28	5.80
4	1,40 - 3,00	2,69	---	---	22,64	---	---	43,30	19,65	23,65	---	---
5	0,30 - 3,00	2,70	1,87	1,64	20,14	0,65	2,15.10 ⁻⁷	41,60	20,80	20,80	---	---
6	1,00 - 2,00	2,66	1,87	1,63	15,90	0,63	---	33,30	10,60	22,70	28	5.30
Moy	---	2,65	1,89	1,63	15,72	0,64	1,99.10 ⁻⁷	40,85	17,73	22,92	30	5.3

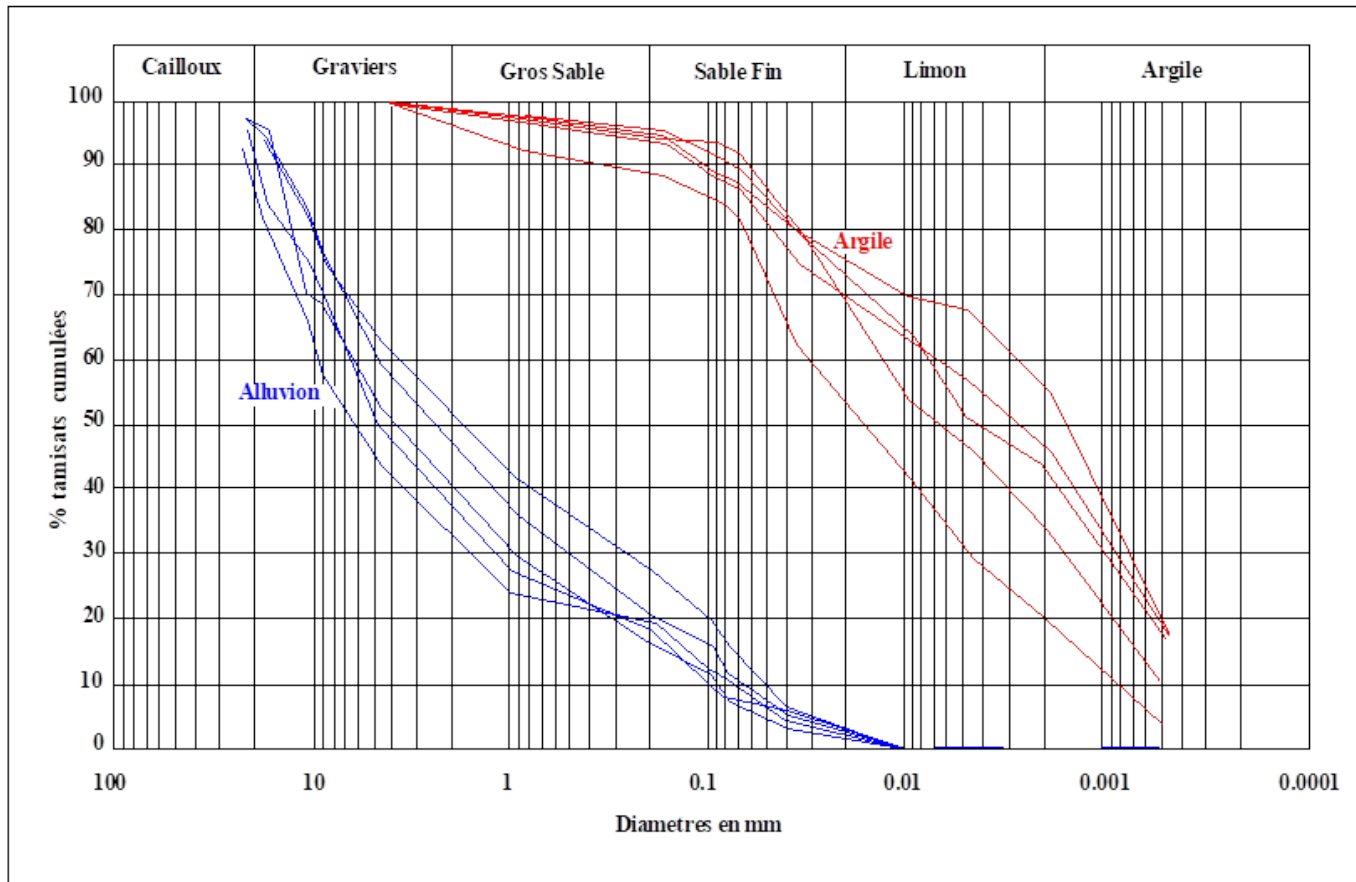


Figure I.04 : Fuseau granulométrique des matériaux

Chapitre II

Etude hydrologique et
régularisation des débits

II.1 Introduction :

L'étude hydrologique est d'une importance considérable pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Son objectif est d'établir les éléments hydrologiques nécessaires à la conception de la retenue collinaire, tels que l'étude des apports en eau, l'analyse des crues rares et l'étude de régularisation afin de déterminer les dimensionnement optimales de la retenue collinaire.

II.2 Caractéristiques du bassin versant :

II.2.1 Paramètres géométriques :

II.2.1.1 Superficie du bassin versant :

La superficie d'un bassin versant est une dimension importante à connaître, car elle est à la base de tous les calculs hydrologique et les projets d'aménagement. Par L'utilisation du logiciel AutoCAD sur la carte d'état-major de Aine Bessem à l'échelle 1/50000, la surface du bassin est :

$$S = 42.72 \text{ Km}^2$$

II.2.1.2 Périmètre du bassin versant :

À l'aide du logiciel AutoCAD on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 35.04 \text{ Km}$$

II.2.1.3 La longueur du thalweg principal :

La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L_p = 20.40 \text{ Km}$$

II.2.1.4 Indice de compacité de Gravellius "Kc" :

Défini comme le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre. [3]

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II-01})$$

Avec : P : périmètre du bassin (Km) ;

S : superficie du bassin versant (Km²) ;

Si : $K_C = 1$: bassin versant est ramassé ;

$K_C > 1$: bassin est allongé ;

$K_C < 1$: bassin est quasiment circulaire.

$$\text{AN: } K_C = 1.50$$

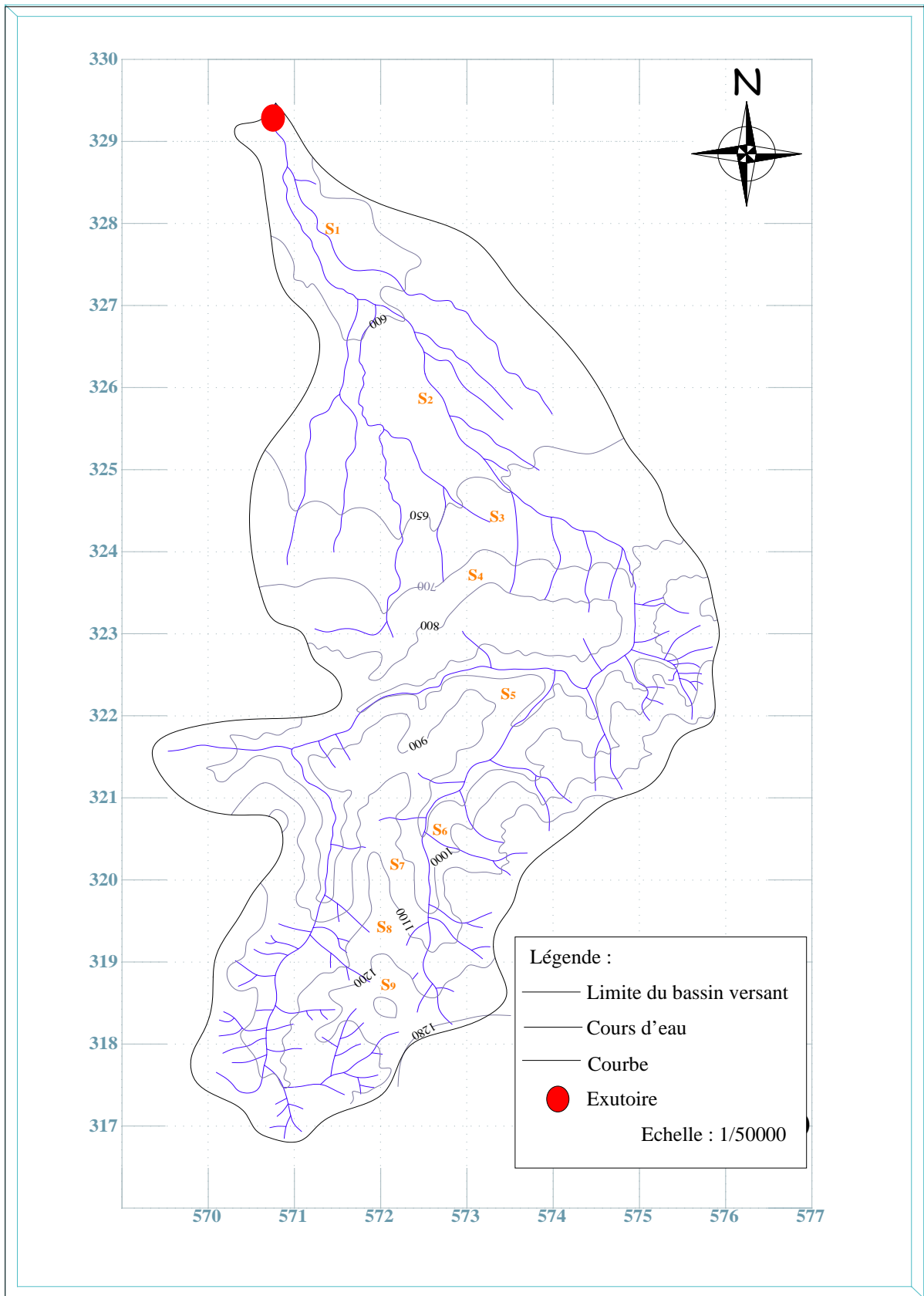


Figure II.01 : Réseau hydrographique du bassin versant El Hammam

II.2.1.5 Rectangle équivalent :

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L_r", sa largeur "l_r" est la même superficie du bassin versant "S". [3]

$$L_r, l_r = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \quad (\text{II-02})$$

$$\text{AN : } l_r = 2.93 \text{ Km}$$

$$L_r = 14.59 \text{ Km}$$

II.2.2 Paramètres du relief :

II.2.2.1 Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Tableau II.01 : La répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitudes (m NGA)	H _{moy} (m)	S _i (Km ²)	ΣS _i (km ²)	S _i (cumulées %)	S _i .H _i (Km ² .m)
1280-1200	1240	1.50	1.50	3.51	1860.00
1200-1100	1150	4.94	6.44	15.07	5681.00
1100-1000	1050	4.37	10.81	25.30	4588.50
1000-900	950	4.99	15.80	36.99	4740.50
900-800	850	6.11	21.91	51.29	5193.50
800-700	750	4.09	26.00	60.86	3067.50
700-600	650	14.32	40.32	94.38	9308.00
600-545	572.5	2.40	42.72	100.00	1374.00



Figure II.02 : Rectangle équivalent

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure (II.03).

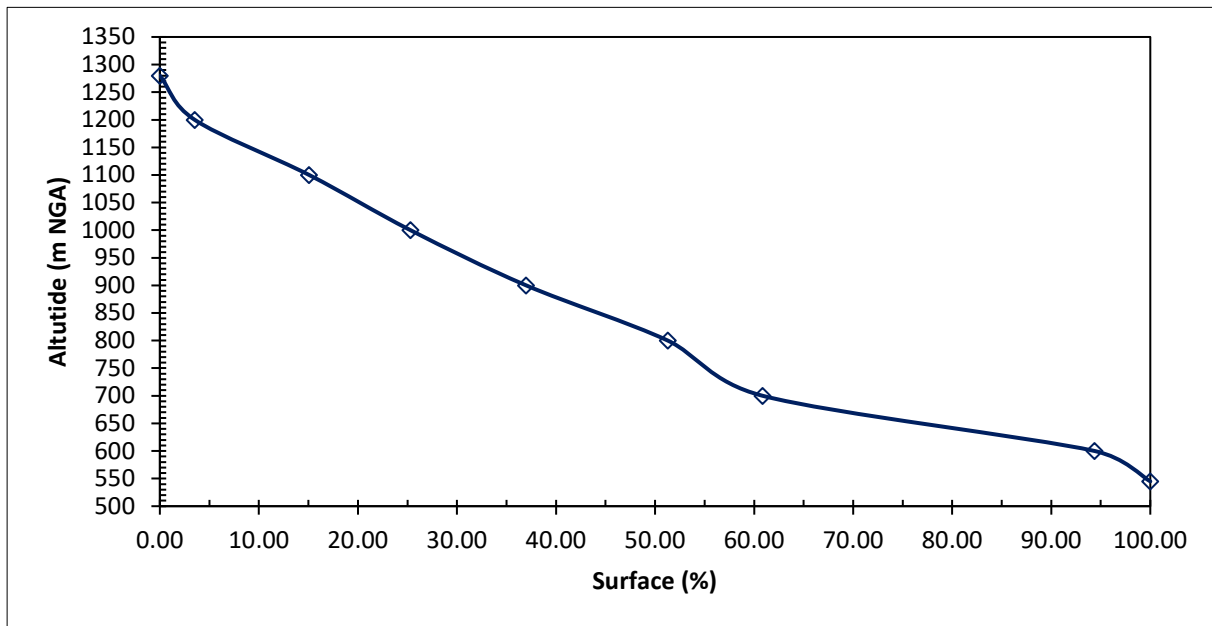


Figure II.03 : Courbe hypsométrique du bassin versant

II.2.2.2 Altitude médiane du bassin versant :

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane. [3]

$$H_{50\%} = 810 \text{ m NGA}$$

II.2.2.3 Altitude moyenne du bassin versant :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définit comme suit : [3]

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_{bv}} \quad (\text{II-03})$$

$$\text{AN : } H_{moye} = 838.32 \text{ m}$$

Avec : S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) ;

S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km^2).

II.2.2.4 Indice de pente globale I_g :

$$I_g = (H_{5\%} - H_{95\%})/L_r \quad (\text{II-04})$$

Avec : $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont les altitudes correspondantes à 5% et à 95% de la surface du bassin versant ;

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent.

$$L_r = 14.59 \text{ km};$$

$$H_{5\%} = 1190 \text{ m NGA};$$

$$H_{95\%} = 600 \text{ m NGA}.$$

$$\text{AN : } I_g = 40.43 \text{ m/Km}$$

II.2.3 Réseau d'écoulement :

II.2.3.1 Temps de concentration :

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire. [3]

* Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{II-05})$$

Avec : L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km) ; $L_p = 20.40 \text{ Km}$;

S : La superficie du bassin versant (Km^2) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

$$\text{AN : } T_c = 4.14 \text{ Heures}$$

II.2.3.2 Vitesse de ruissellement :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (\text{II-06})$$

Avec : L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

T_c : Temps de concentration (h).

$$\text{AN : } V_r = 4.93 \text{ Km/h}$$

II.2.3.3 La densité de drainage D_d :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{II-07})$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km), $L_i = 87.14 \text{ km}$;

S : Surface du bassin versant (km^2).

$$\text{AN : } D_d = 2.04 \text{ km/km}^2$$

II.2.3.4 Le coefficient de torrentialité C_t : [4]

$$C_t = D_d \cdot N/S \quad (\text{II-08})$$

Avec: D_d : La densité de drainage (km/km^2) ;

N : Nombre des talwegs d'ordre 1, $N = 94$;

S : Surface du bassin versant (km^2).

$$\text{AN : } C_t = 4.49$$

II.3 Caractéristiques climatiques : [1]**II.3.1 La température :**

De manière générale le climat de la région est de type semi-aride caractérisé par un été sec et chaud et un hiver relativement humide.

La température moyenne annuelle est de 17.20°C .

Tableau II.02 : Répartition mensuelle de la température ($^\circ\text{C}$) (1990-2004)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou
T^{\bullet}_{moy}	22.57	18.29	12.67	9.43	8.35	9.21	12.24	14.32	19.36	24.64	27.14	28.25

II.3.2 L'évaporation :

L'évaporation totale mesurée dans la région peut atteindre 1976 mm/an , La répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) (1990-2004)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
$E_V(\text{mm})$	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
$E_V(\%)$	9.77	7.24	4.71	3.54	3.49	3.64	5.47	6.83	9.41	13.21	17.05	15.64

II.3.3 La vitesse du vent :

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 3.25 m/s et 3.96 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 3.60 m/s ou de 13 km/h .

Tableau II.04 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1990-2004)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
Vitesse(m/s)	3.61	3.52	3.76	3.72	3.29	3.25	3.38	3.96	3.65	3.85	3.61	3.65
Vitesse(km/h)	13.00	12.67	13.54	13.39	11.84	11.70	12.17	14.26	13.14	13.86	13.00	13.14

II.3.4 La pluviométrie :

La station pluviométrique la plus proche du bassin versant d'Oued El Hammam est la station de Djouab code (09-03-01) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau II.05 : les stations pluviométriques

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Djouab	09 03 01	A.N.R.H	566.95	315.55	825	1967-2004	37 ans

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le suivant tableau III.06.

Tableau II.06 : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1967-2004)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
<i>P(mm)</i>	28.53	31.51	59.24	62.10	76.94	55.72	50.20	58.54	36.02	12.41	6.37	15.04
<i>P (%)</i>	5.79	6.40	12.03	12.61	15.62	11.31	10.19	11.88	7.31	2.52	1.29	3.05

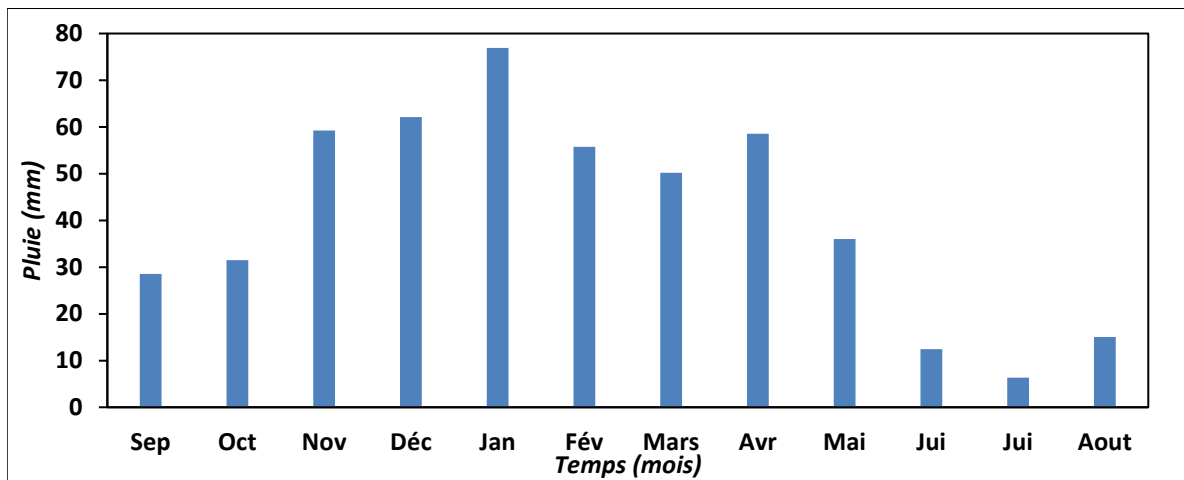


Figure II.04 : Répartition moyennes mensuelles des pluies

II.3.5 Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières (annexe I) qui est souvent génératrice de crues exceptionnelles ; pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique ; à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

II.3.5.1 Paramètres statistiques de l'échantillon :**Tableau II.07 :** Paramètres statistiques de l'échantillon

<i>Caractéristiques de l'échantillon</i>	<i>Valeur</i>
Minimum	20mm
Maximum	93 mm
Moyenne	46.6mm
Ecart-type	18.60mm
Médiane	40.0mm
Coefficient de variation (C_v)	0.40
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0.84

II.3.5.2 Ajustement des pluies maximales journalières : [2]**A- Test d'hypothèses :**

Les méthodes de test d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur du paramètre en question soit de le rejeter.

Les étapes d'un test d'hypothèses :

- **Etape 01 :** formuler les hypothèses

On formule les hypothèses d'un test d'hypothèses en termes de paramètre relatif à la distribution de la population à étudier.

Deux hypothèses ainsi sont à formuler :

Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question

$H_0 : \mu = \mu_0 = \text{valeur présumée.}$

Hypothèse alternative correspond à une autre valeur différente de la valeur présumée dans l'hypothèse nulle.

- **Etape 02 :** choisir le seuil de signification du test (α %)

Qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espèce rejeter H_0 alors que H_0 est vraie) souvent la valeur choisie pour α est de (1 % - 5 %).

- **Etape 03 :** tester l'hypothèse

Teste de stationnarité

- **Hypothèses :**

H_0 Il n'y a aucune tendance dans les observations.

H_1 Il y a une tendance dans les observations.

- **Résultats :**

Valeur de la statistique $|K| = 1.44$

p-valeur $p = 0.150$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

B- Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle :

Hypothèses

H_0 La moyenne des deux sous échantillons est égale.

H_1 La moyenne des deux sous échantillons est différente.

• **Résultats :**

Valeur de la statistique $|W| = 0.234$

p-valeur $p = 0.815$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %, on ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes.

1) • Ajustement à la loi Log normal :

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-0.5u^2} \quad (\text{II-09})$$

et
$$u = \frac{\ln x - \ln \bar{x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{II-10})$$

- **Procédé d'ajustement :**

- ✓ Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement) ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales \bar{x} et σ ;
- ✓ Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\ln \bar{x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- ✓ Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- ✓ Détermination de la droite de Galton $\ln x = \ln \bar{x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$;
- ✓ Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\ln \bar{x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{II-11})$$

Avec : δ : Ecart -type

$U_{P\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II-08 avec la figure II.05

Tableau II.08 : Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal

T (ans)	Q	X_t	Ecart type	L'intervalle de Confiance (95%)	
200	0.9950	116	10.8	95.1	138
100	0.9900	106	9.13	87.9	124
50	0.9800	95.3	7.53	80.5	110
20	0.9500	81.4	5.59	70.5	92.4
10	0.9000	70.8	4.28	62.4	79.2
5	0.8000	59.8	3.11	53.7	65.9
2	0.5000	43.3	1.93	39.5	47.1
1.1	0.1000	26.5	1.60	23.3	29.6

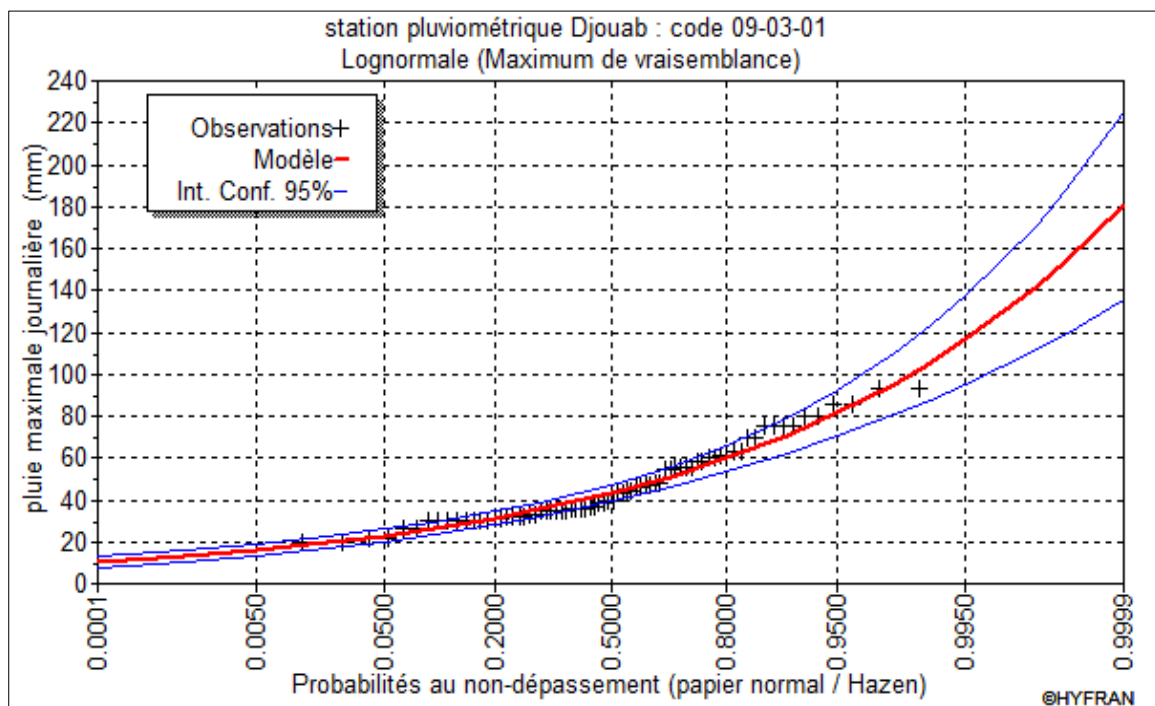


Figure II.05 : Ajustement à la loi de Log normale

2)• Ajustement à la loi de Gumbel :

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\beta} y + X_0 \tag{II-12}$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \quad (\text{II-13})$$

ou : $F(x) = \frac{m-0.5}{N}$ (II-14)

- m : ordre de classement ;
- N : taille de l'échantillon ;
- $1/\beta$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrées.

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la Figure II.06

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau II-09.

Tableau II.09 : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel

<i>T (ans)</i>	<i>Q</i>	<i>X_t</i>	<i>Ecart type</i>	<i>L'intervalle de Confiance (95%)</i>	
200	0.9950	112	7.45	97.3	127
100	0.9900	102	6.59	89.3	115
50	0.9800	92.5	5.73	81.2	104
20	0.9500	79.5	4.60	70.5	88.5
10	0.9000	69.5	3.76	62.1	76.9
5	0.8000	59.0	2.92	53.3	64.8
2	0.5000	43.3	1.90	39.6	47.0
1.1	0.1000	26.6	1.71	23.2	29.9

II.3.5.3 Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières, suit la loi de Log normale parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

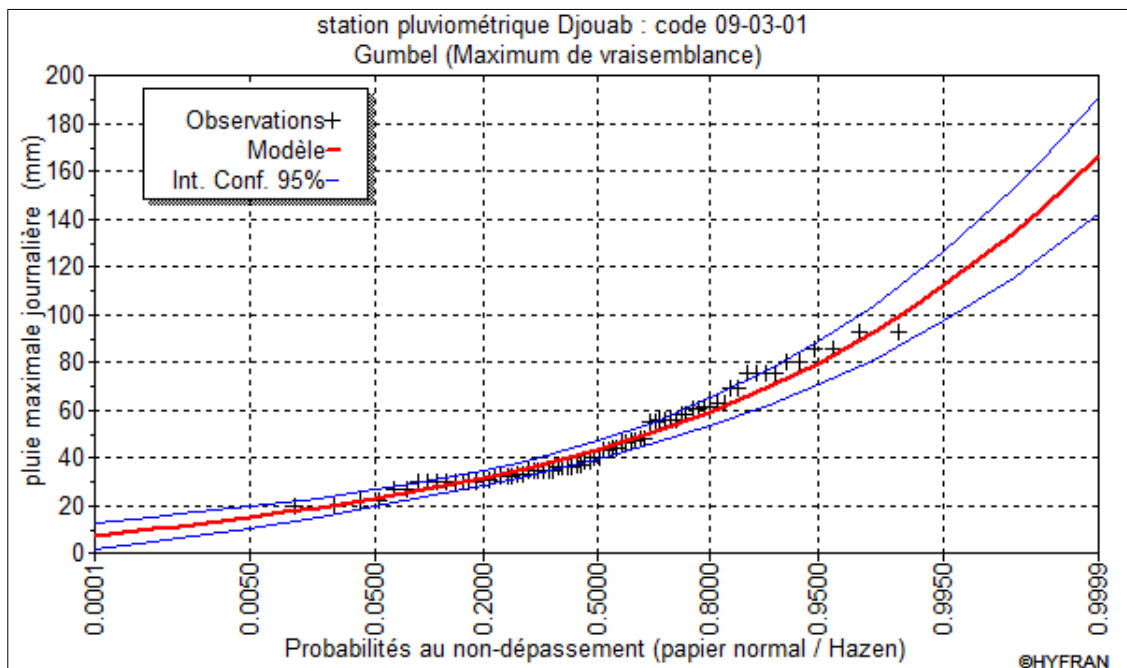


Figure II.06 : Ajustement à la loi de Gumbel

II.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY. [2]

$$P_{ct} = P_{maxj} (t/24)^b \text{ (mm)} \tag{II-15}$$

Avec : P_{ct} : Pluie courte durée de même fréquence que P_{maxj} % (mm) ;

P_{maxj} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm) ;

T: Temps en heures ;

b : Exposant climatique (d'après la station de Djouab $b = 0.34$).

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \tag{II-16}$$

Avec : I_t : L'intensité des pluies (mm/h)

Les résultats de calcul de P_{tc} et I_0 sont donnés dans le tableau II-10.

Tableau II.10 : Les précipitations et les intensités des différentes fréquences

Fréquence (%)	1		2		5		10	
	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)
1	35.98	35.98	32.35	32.35	27.63	27.63	24.03	24.03
2	45.54	22.77	40.94	20.47	34.97	17.49	30.42	15.21
3	52.27	17.42	46.99	15.66	40.14	13.38	34.91	11.64
4.1	58.13	14.18	52.26	12.75	44.64	10.89	38.82	9.47
8	72.96	9.12	65.60	8.20	56.03	7.00	48.73	6.09
10	78.71	7.87	70.77	7.08	60.44	6.04	52.57	5.26
12	83.74	6.98	75.29	6.27	64.31	5.36	55.93	4.66
16	92.35	5.77	83.03	5.19	70.92	4.43	61.68	3.86
20	99.63	4.98	89.57	4.48	76.51	3.83	66.54	3.33
22	102.91	4.68	92.52	4.21	79.03	3.59	68.74	3.12
24	106.00	4.42	95.30	3.97	81.40	3.39	70.80	2.95

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure II.07.

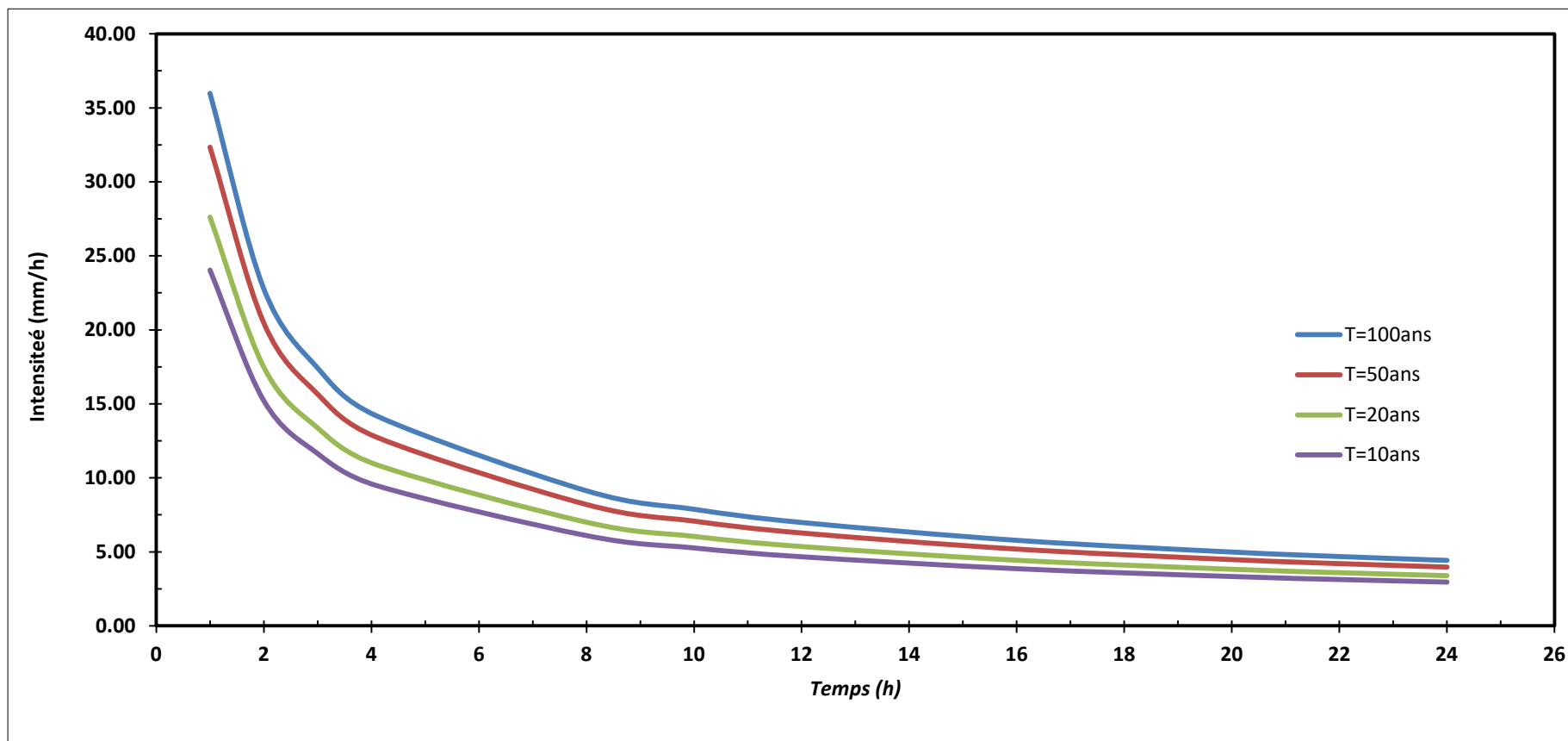


Figure II.07 : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences

II.5 Etudes des apports : [2]**II.5.1 Apport moyen annuel (A0) :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

a) • Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad (\text{II-17})$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P= 0,493 m

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$\text{AN : } A_0 = 3.229 \text{ Mm}^3$$

b) • Formule de J-DERY (I) (1977):

$$M_0 = 11,8 \cdot P_{\text{moy}}^{2,82} \quad (\text{II-18})$$

Avec : M₀ : Module spécifique moyen (l/s/km²)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

$$\text{AN : } M_0 = 1.602 \text{ l/s/km}^2$$

L'apport sera donc A₀ = M₀ · S · T

Avec : S : surface du bassin versant (Km²) ;

T : le temps d'une année en secondes.

$$\text{AN : } A_0 = 2.159 \text{ Mm}^3$$

C) • Formule de SAMIE :

$$L_e = P^2 (293 - 2,2 \cdot \sqrt{S}) \quad (\text{II-19})$$

Où A₀ = L_e · S

Avec : L_e : lame d'eau écoulée (m) ; L_e = 0.068 m

P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P = 0,493 m

S : Surface du bassin versant (km²)

$$\text{AN : } A_0 = 2.888 \text{ Mm}^3$$

d) • FORMULE DE DERIE II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad (\text{II-20})$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P = 0,493 m

D_d : Densité de drainage (km/km²) ; D_d = 2.04

S : Surface du bassin versant (km²).

$$\text{AN : } A_0 = 2.588 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.11 : Récapitulatif des apports

<i>La formule</i>	<i>L'apport moyen annuel (Mm³)</i>
<i>Formule de l'ANRH</i>	3.229
<i>Formule de J-DERY (1977)</i>	2.159
<i>Formule de SAMIE</i>	2.888
<i>Formule de DERIE II</i>	2.588

On prend l'apport moyen obtenu par la formule de DERIE II qui est :

$$A_0 = 2.588 \text{ Mm}^3$$

On utilise cette valeur dans les calculs qui suivent.

II.5.2 Caractéristiques de l'écoulement : [2]

a)• Module de l'écoulement :

$$M_e = A_0 / T \quad (\text{II-21})$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (l/an) ;

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$

$$\text{AN : } M_e = 82.06 \text{ l/s}$$

b) • Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = M_e / S_{bv} \quad (\text{II-22})$$

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (km²).

$$\text{AN : } M_0 = 1.92 \text{ l/s/km}^2$$

c)• Lame d'eau écoulée :

$$L_e = A_0/S_{bv} \quad (\text{II-23})$$

$$\text{AN : } L_e = 0,061 \text{ m}$$

d)• Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \quad (\text{II-24})$$

$$\text{AN : } C_e = 0.123$$

e)• Coefficient de variation :

1) • Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \quad (\text{II-25})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif (l/s.km²) $M_0=1.92 \text{ l/s/Km}^2$

$$\text{AN : } C_v = 0.59$$

2) • *Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :*

$$C_v = \frac{0.7}{(M_0)^{0.125}} \quad (\text{II-26})$$

$$\text{AN : } C_v = 0.65$$

3) • *Formule de ANTONOV :*

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0.097} \quad (\text{II-27})$$

$$\text{AN: } C_v = 0,36$$

4) • *Formule de KRISTKLY MENKEL :*

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (\text{II-28})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif $M_0=2.02$

$$\text{AN : } C_v = 0.56$$

Tableau II.12 : Récapitulatif des C_v

<i>La formule</i>	<i>Le coefficient de variation C_v</i>
SOKOLOVSKI	0.59
OURKGUIPROVODKHOZ	0.65
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.56

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de **KRISTEKLY MENKEL**:

$$C_v = 0.56$$

II.5.3 Estimation fréquentielle des apports : [2]

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \quad (\text{II-29})$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée ;

μ : Variable réduite de Gauss ;

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau II-13.

Tableau II.13 : Les apports de différentes fréquences

<i>Période de retour</i>	5	10	50	100
<i>Fréquence P(%)</i>	80	10	2	1
<i>La variable de Gauss μ</i>	-0.841	1.282	2.054	2.327
<i>Apport (Mm³)</i>	1.29	5.30	8.86	10.62

II.5.4 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (moyen et de fréquence 80%) suit la même répartition mensuelle des précipitations tableau (II -14). On a donc :

Tableau II.14 : Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jui</i>	<i>Jui</i>	<i>Août</i>
<i>P (mm)</i>	28.53	31.51	59.24	62.1	76.94	55.72	50.2	58.54	36.02	12.41	6.37	15.04
<i>A(Mm³)</i>	0.075	0.083	0.156	0.163	0.202	0.146	0.132	0.154	0.095	0.033	0.017	0.039

II.6 Etude des crues :

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des retenues collinaires, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc...., les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

1. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2. Le volume de la crue.

3. La forme de la crue (Hydro gramme de crues).
4. Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

II.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue : [2]

1- Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$\text{On a : } Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{II-30})$$

Avec : $Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (km^2) ;

L : Longueur du talweg principal (km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin: $1 < K < 3$ On prend $K = 2$;

A : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin $A = 20$;

T : Période de retour (an).

Le tableau II-14 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau II.15 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

<i>Période de retour</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>50</i>	<i>100</i>
$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s})$	71.93	83.81	97.31	106.38

2-Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max,P\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%,tc} - H_0) \alpha_{P\%} S f}{T_m} \quad (\text{II-31})$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

* Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$: $\gamma = 2$.

* Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

* Pour un bassin boisé, sol perméable on a $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$ d'où : $f = 1.20$

Avec : S : Superficie du bassin (km^2) ;

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée ;

H_0 : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : 14 mm ;

$P_{t_c, P\%}$: précipitation en (mm), de probabilité P% correspondant à un temps t_c , peut être calculé par la formule de Montanari :

$$P_{t_c} = P_{\max j, P\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \quad (\text{II-32})$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{t_c}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{II-33})$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau III-15.

Tableau II.16 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

<i>Fréquence</i>	<i>1 %</i>	<i>2 %</i>	<i>5%</i>	<i>10%</i>
<i>Période de retour (an)</i>	100	50	20	10
<i>P_{t_c} (mm)</i>	52.28	47.00	40.15	34.92
<i>Q_{maxp%} (m³/s)</i>	42.61	33.95	23.57	16.45

3- Formule de TURRAZA :

On a:

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_{t_c}}{3.6} S \quad (\text{II-34})$$

Avec : S : Superficie du bassin versant (km²) ;

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée ;

I_{t_c} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau II.17: Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

<i>Fréquence (%)</i>	<i>100</i>	<i>50</i>	<i>20</i>	<i>10</i>
<i>C</i>	0.7	0.699	0.666	0.6
<i>I_{t_c} (mm/h)</i>	12.75	11.46	9.79	8.52

$Q_{max\%}(m^3/s)$	105.92	95.09	77.39	60.64
--------------------	--------	-------	-------	-------

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau II.17.

Tableau II.18 : Récapitulatif des résultats de débit de crue

<i>Formule</i>	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
<i>Mallet – Gauthier</i>	106.38	97.31	83.81	71.93
<i>Sokolovsky</i>	42.613	33.953	23.567	16.449
<i>Turraza</i>	105.92	95.09	77.39	60.64
<i>Moyenne</i>	84.97	75.45	61.59	49.67

On prend les résultats proches des moyennes donc : les résultats de formule de Turraza.

II.6.2 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- La forme de la crue ;
- Le volume de la crue ;
- La durée de la crue ;
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

- **Pour le temps de montée :**

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (\text{II-35})$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration.

- **Pour la décrue :**

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{II-36})$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 ÷ 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100; 50 ; 20 ; 10) ans, sont donnés dans le tableau II-18

Tableau II.19 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

<i>La fréquence</i>	<i>(10%)</i>	<i>(5%)</i>	<i>(2%)</i>	<i>(1%)</i>
<i>Q max (m³/s)</i>	60.64	77.39	95.09	105.92
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.25	0.221	0.282	0.347	0.386
0.50	0.884	1.129	1.387	1.545
0.75	1.990	2.540	3.121	3.476
1.00	3.538	4.515	5.548	6.180
1.25	5.528	7.055	8.669	9.656
1.50	7.960	10.159	12.483	13.905
1.75	10.835	13.828	16.991	18.926
2.00	14.152	18.061	22.192	24.719
2.25	17.911	22.858	28.087	31.285
2.50	22.112	28.220	34.676	38.624
2.75	26.756	34.146	41.957	46.735
3.00	31.842	40.636	49.933	55.619
3.25	37.370	47.691	58.602	65.275
3.50	43.340	55.311	67.964	75.703
3.75	49.753	63.494	78.020	86.904
4.00	56.608	72.242	88.769	98.877
4.14	60.640	77.388	95.092	105.920
4.25	58.988	75.279	92.501	103.034
4.50	55.344	70.630	86.788	96.670
4.75	51.854	66.176	81.315	90.574
5.00	48.514	61.913	76.077	84.740
5.25	45.321	57.838	71.070	79.162
5.50	42.271	53.945	66.287	73.834
5.75	39.361	50.231	61.723	68.751
6.00	36.587	46.692	57.374	63.907
6.25	33.947	43.323	53.234	59.296
6.50	31.437	40.120	49.298	54.912
6.75	29.054	37.079	45.561	50.749
7.00	26.795	34.195	42.018	46.803
7.25	24.656	31.465	38.664	43.066
7.50	22.634	28.885	35.493	39.534
7.75	20.725	26.449	32.500	36.201
8.00	18.927	24.155	29.681	33.060

8.25	17.236	21.997	27.029	30.107
8.50	15.649	19.971	24.540	27.335
8.75	14.163	18.074	22.209	24.738
9.00	12.773	16.301	20.031	22.311
9.25	11.478	14.648	17.999	20.049
9.50	10.274	13.111	16.110	17.945
9.75	9.156	11.685	14.358	15.993
10.00	8.123	10.367	12.738	14.189
10.25	7.171	9.151	11.245	12.525
10.50	6.296	8.035	9.873	10.997
10.75	5.495	7.013	8.617	9.598
11.00	4.765	6.082	7.473	8.324
11.25	4.103	5.237	6.435	7.167
11.50	3.506	4.474	5.497	6.123
11.75	2.969	3.789	4.656	5.186
12.00	2.490	3.178	3.905	4.349
12.25	2.066	2.636	3.239	3.608
12.50	1.692	2.160	2.654	2.956
12.75	1.367	1.745	2.144	2.388
13.00	1.086	1.386	1.704	1.898
13.25	0.847	1.081	1.328	1.480
13.50	0.646	0.824	1.013	1.128
13.75	0.479	0.611	0.751	0.837
14.00	0.344	0.439	0.539	0.601
14.25	0.237	0.302	0.372	0.414
14.50	0.155	0.198	0.243	0.270
14.75	0.094	0.120	0.148	0.165
15.00	0.052	0.066	0.082	0.091
15.25	0.025	0.032	0.039	0.043
15.50	0.009	0.012	0.014	0.016
15.75	0.002	0.003	0.003	0.004
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000
16.14	0.000	0.000	0.000	0.000

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la figure. (II.08).

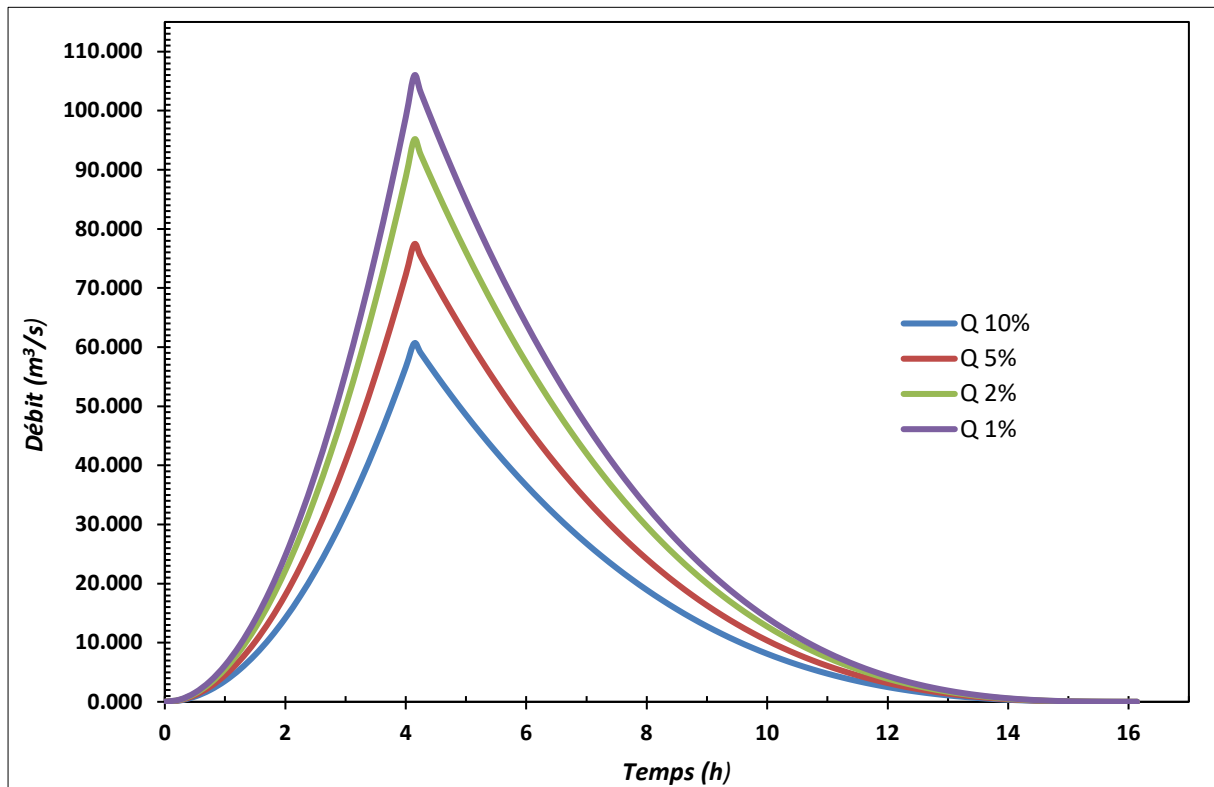


Figure II.08 : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour

II.7 Estimation de la crue de projet :

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle – perméabilité...).
- On doit calculer l'indice global " I_g " qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : représente les risques.

- Si :

1/ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Tableau II.20: Récapitulation pour le choix de la crue de projet [4]

<i>Le risque</i>	<i>Risque faible</i>	<i>Risque moyen (modéré)</i>	<i>Risque Important</i>
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max(1\%)} + \text{revanche}$	$Q_{\max(1\%)} + \text{revanche majorée}$ avec vérification pour $Q_{\max(0.1\%)} \text{ et } Q_{\max(0.2\%)}$	$Q_{\max(0.1\%)}$

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque faible ($I_g=1$) et on opte pour la crue centennale ($T=100$ ans).

$$\text{D'où: } Q_{\text{crue}} = 105.92 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.8 Apports solides : [5]

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de la retenue d'oued El Hammam.

L'absence de mesures du transport solide sur oued El Hammam nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

***Formule de TIXERONT :**

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en $\text{t}/\text{km}^2/\text{an}$.

Où :

Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \quad (\text{II-37})$$

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/an) ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm) ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 350$).

Pour une lamme d'eau écoulée de 61 mm on obtient une valeur de 647.75 t/km²/an pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \quad (\text{II-38})$$

S : Superficie du Bassin versant en (km²) ;

$$\text{AN : } A_s = 27672.05 \text{ t/an}$$

Le volume des solides est égala :

$$V_s = A_s / \gamma_s$$

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$$\text{AN : } V_s = 17295.03 \text{ m}^3/\text{an}$$

II.9 Calcul du volume mort :

C'est un volume destiné à être rempli par les matériaux transportés.

$$V_{\text{mort}} = T \cdot V_s \quad (\text{II-39})$$

Avec : V_s : envasement annuel (m³/an) ; $V_s = 17295.03 \text{ m}^3/\text{an}$

T : période d'envasement (an) ; $T = 30 \text{ ans}$

$$\text{AN : } V_{\text{mort}} = 518850,99 \approx 518851 \text{ m}^3 \quad \nabla NV_{\text{mort}} = 508 \text{ m NGA}$$

II.10 Régularisation des débits :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que ce soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Le type de régularisation est utilisé :

- La régularisation saisonnière;

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (Mm³) ;
- La consommation totale (Mm³) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;

- Les courbes caractéristiques de la retenue (Figure II.09).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

II.10.1 Les courbes caractéristiques du bassin :

L'étude de la régularisation d'une retenue collinaire sur oued El Hammam pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

Les paramètres de la retenue et le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de retenue collinaire afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- 1- Apports moyens mensuels ;
- 2- Répartition statique des apports ;
- 3- Modulation de la demande ;
- 4- Evaporation ;
- 5- Courbes hauteur –capacité et hauteur –surface ;
- 6- Infiltration sachant que le volume infiltré (V_i) est pris égal à 0,1 de l'apport total ;
- 7- L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

Où :

$$\Delta V = 1/2[(S_i + S_{i+1}) \cdot (H_{i+1} - H_i)]$$

H_i et H_{i+1} : sont les cotes des courbes de niveau consécutives ;

S_i et S_{i+1} : les superficies correspondantes ;

Le tableau II-20 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau II.21 : Surface et volume en fonction de l'altitude

<i>Cote (m)</i>	<i>ΔH (m)</i>	<i>Surface (Km²)</i>	<i>Volume partiel (Hm³)</i>	<i>Volume cumulé (Hm³)</i>
497	0	0.00000	0.0000000	0.0000000
499	2	0.00548	0.0073067	0.0073067
500	1	0.01207	0.0087750	0.0160817
505	5	0.07402	0.2152250	0.2313067
507	2	0.09870	0.1727200	0.4040267
510	3	0.12674	0.3381600	0.7421867
515	5	0.20217	0.8222750	1.5644617
520	5	0.31010	1.2806750	2.8451367
523	3	0.39345	1.0553250	3.9004617
525	2	0.44560	0.8390500	4.7395117

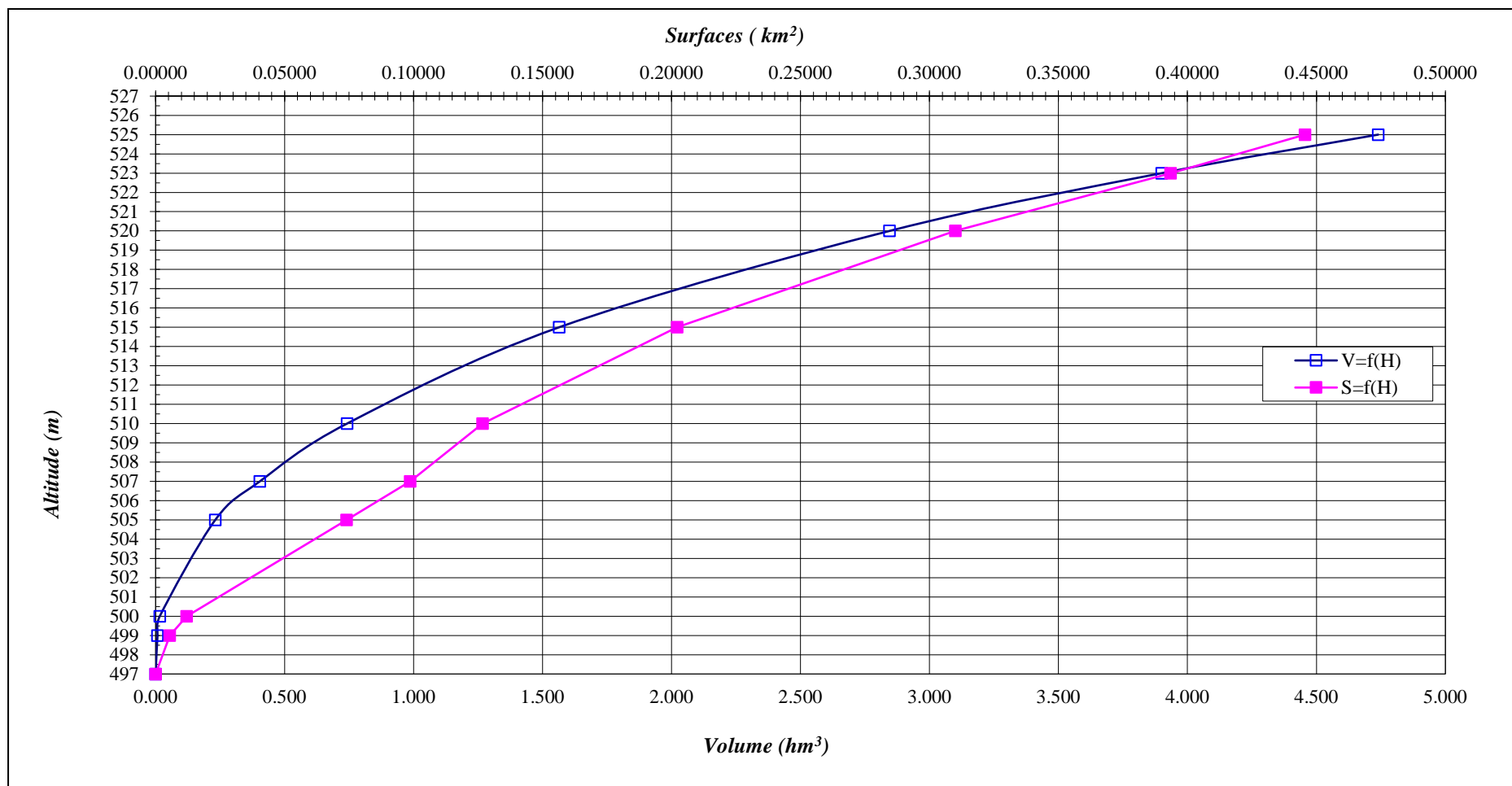


Figure II.09 : Courbes caractéristiques de la retenue

II.10.2 Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U% :

La répartition mensuelle de l'apport A% et la répartition mensuelle de la consommation U% sont données dans le tableau II-21.

Tableau II.22 : Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
A ($10^6 m^3$)	0.0749	0.0827	0.1555	0.1630	0.2020	0.1463	0.1318	0.1537	0.0946	0.0326	0.0167	0.0395
U (%)	7	0	0	0	0	0	0	11	13	24	25	20

II.10.3 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel A% ;
- La consommation totale ;
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul :

- Détermination de la période à bonne hydraulicité ;
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique ;
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d " ;
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'mars.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (A-U-II)$

Selon les orientations de la D.R.E (Direction des ressources en eau, de la Wilaya de Medea) la retenue sur oued El Hammam, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation. Ces besoins sont de l'ordre de $800000 m^3$ avec une dotation de $5000 m^3/ha$, nous pouvons avec la réalisation de cette retenue irriguer une surface de 160 ha.

II.10.3.1 Régularisation saisonnière :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation ;
- Pertes par infiltration.

II.10.3.1.1 Pertes par évaporation : [5]

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \quad (\text{II-40})$$

Avec : E_S : Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ;

" S_{moy} " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

Le tableau II-22 nous donne les résultats de calcul.

II.10.3.1.2 Pertes par infiltration : [5]

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{Inf} = \frac{\delta \times V}{100} \quad (\text{II-41})$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ($0.5 < \delta < 1$).

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau II-22

D'après le tableau II-22 on a :

On a : $V_s = 821457,61 \text{ m}^3$.

$$V_d = 672019.72 \text{ m}^3 \approx 672020 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 672020 \text{ m}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

D'ou : $V_{NNR} = 1190871 \text{ m}^3$ et : $\nabla \text{ NNR} = 513 \text{ m NGA}$

Tableau II.23 : Régularisation saisonnière

<i>Mois</i>	$V_{début} (m^3)$	$S_{moy} (m^2)$	$Es (m)$	$V_{evp} (m^3)$	$V_{inf} (m^3)$	$II (m^3)$	$A (m^3)$	$U (m^3)$	$A - U (m^3)$	$A - U - II (m^3)$	$V_{fin} (m^3)$
<i>Sep</i>	518851	71667	0.193	13831.67	2594.26	16425.92	74907	56000	18907.42	2481.50	521332.50
<i>Oct</i>	521332.50	90083	0.143	12881.92	2606.66	15488.58	82732	0	82731.61	67243.03	588575.53
<i>Nov</i>	588575.53	115000	0.093	10695.00	2942.88	13637.88	155539	0	155538.58	141900.70	730476.23
<i>Déc</i>	730476.23	125000	0.07	8750.00	3652.38	12402.38	163048	0	163047.70	150645.32	881121.54
<i>Jan</i>	881121.54	141000	0.069	9729.00	4405.61	14134.61	202011	0	202011.11	187876.50	1068998.04
<i>Fév</i>	1068998.04	156000	0.072	11232.00	5344.99	16576.99	146297	0	146296.58	129719.59	1198717.63
<i>Mar</i>	1198717.63	170500	0.108	18414.00	5993.59	24407.59	131803	0	131803.45	107395.86	1306113.50
<i>Avr</i>	1306113.50	185000	0.135	24975.00	6530.57	31505.57	153701	88000	65700.68	34195.11	1340308.61
<i>Mai</i>	1340308.61	187500	0.186	34875.00	6701.54	41576.54	94573	104000	-9427.08	-51003.63	1289304.98
<i>Jui</i>	1289304.98	177500	0.261	46327.50	6446.52	52774.02	32583	192000	-159416.72	-212190.74	1077114.24
<i>Jui</i>	1077114.24	160000	0.337	53920.00	5385.57	59305.57	16725	200000	-183275.14	-242580.71	834533.53
<i>Août</i>	834533.53	134500	0.309	41560.50	4172.67	45733.17	39489	160000	-120511.48	-166244.64	668288.88

II.11 Laminage des crues :

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les retenues collinaires en matériaux locaux. La submersion cause la rupture rapide de la retenue collinaire. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

Le but désiré du laminage est donc d'assurer la sécurité de la retenue collinaire, en déterminant les caractéristiques optimales des évacuateurs de crues (largeur déversante – lame déversante- débit à évacuer).

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERINE, POTAPOV et autres méthodes graphiques).

- Méthode de KOTCHERINE : [6]

Nous retenons à méthode de KOTCHERINE car l'information qu'elle utilise est facilement accessible. C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

1. L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle ou un trapèze.
2. Les débits transitant par l'évacuateur se déversent selon une fonction linéaire.
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
4. Les pertes par infiltration et l'évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{II-42})$$

Avec : m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0.45$;

b : largeur du déversoir en (m) ;

H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau (m) ;

P : la hauteur de pelle (m) ;

H_0 : charge global (charge dynamique) :
$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2g}$$

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b \cdot (H + P)$$

Tous les calculs et résultats sont illustrés ci :

Tableau II.24 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	W _d (m ³)
<i>g</i> (m/s ²)	9.81	10	0.3	3.275	18	0.182	19129
<i>α</i>	1	15	0.6	13.896	31.5	0.441	69129
<i>2*g</i>	19.62	20	0.9	34.037	48	0.709	134129
$\sqrt{2.g}$	4.429447	25	1.2	65.505	67.5	0.970	159129
<i>Q</i> _{1%} (m ³ /s)	105.92	30	1.5	109.855	90	1.221	179129
<i>W</i> _{1%} (m ³)	1764779	35	1.8	168.476	115.5	1.459	219129
<i>m</i>	0.45	40	2.1	242.634	144	1.685	309129
<i>P</i> (m)	1.5	45	2.4	333.497	175.5	1.900	434129

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur *b* de 10 m à 45 m selon la formule :

$$q = mb\sqrt{2gH}^{3/2}$$

Les calculs et les résultats sont faits selon les tableaux II-24 et II-25.

Tableau II.25 : Détermination de H₀ et Q en fonction de *b*

<i>H</i>	<i>V</i>	<i>H</i> ₀	Débit (m ³ /s)							
			<i>b</i> =10m	<i>b</i> =15m	<i>b</i> =20m	<i>b</i> =25m	<i>b</i> =30m	<i>b</i> =35m	<i>b</i> =40m	<i>b</i> =45m
0.3	0.182	0.302	3.303	4.954	6.606	8.257	9.909	11.560	13.212	14.863
0.6	0.441	0.610	9.494	14.242	18.989	23.736	28.483	33.231	37.978	42.725
0.9	0.709	0.926	17.751	26.626	35.502	44.377	53.252	62.128	71.003	79.878
1.2	0.970	1.248	27.790	41.685	55.579	69.474	83.369	97.264	111.159	125.054
1.5	1.221	1.576	39.434	59.151	78.868	98.585	118.302	138.019	157.736	177.453
1.8	1.459	1.908	52.551	78.827	105.102	131.378	157.653	183.929	210.204	236.480
2.1	1.685	2.245	67.035	100.552	134.070	167.587	201.104	234.622	268.139	301.657
2.4	1.900	2.584	82.797	124.195	165.593	206.992	248.390	289.788	331.187	372.585

Tableau II.26 : Débits déversant en fonction de H et b et le volume de crue

<i>H</i>	<i>V_{ch}</i>	<i>q_{laminé}</i>	<i>Débit (m³/s)</i>							
<i>m</i>	<i>m³</i>	<i>m³/s</i>	<i>b=10m</i>	<i>b=15m</i>	<i>b=20m</i>	<i>b=25m</i>	<i>b=30m</i>	<i>b=35m</i>	<i>b=40m</i>	<i>b=45m</i>
0.302	19129	104.772	3.303	4.954	6.606	8.257	9.909	11.560	13.212	14.863
0.610	69129	101.771	9.494	14.242	18.989	23.736	28.483	33.231	37.978	42.725
0.926	134129	97.870	17.751	26.626	35.502	44.377	53.252	62.128	71.003	79.878
1.248	159129	96.369	27.790	41.685	55.579	69.474	83.369	97.264	111.159	125.054
1.576	179129	95.169	39.434	59.151	78.868	98.585	118.302	138.019	157.736	177.453
1.908	219129	92.768	52.551	78.827	105.102	131.378	157.653	183.929	210.204	236.480
2.245	309129	87.366	67.035	100.552	134.070	167.587	201.104	234.622	268.139	301.657
2.584	434129	79.864	82.797	124.195	165.593	206.992	248.390	289.788	331.187	372.585

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q_{lam}=f(H)$ déterminé par la formule :

$$q_{lam}=Q_{1\%}\left(1-\frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \quad (II-43)$$

Avec : $Q_{1\%}$: débit maximum de crue en (m^3/s) ;

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur (m^3);

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{1\%}$ en (m^3).

Les résultats de l'étude du laminage des crues de l'oued El Hammam sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.27 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE

<i>b</i> (<i>m</i>)	<i>H_d</i> (<i>m</i>)	<i>NPHE</i> (<i>m NGA</i>)	<i>q</i> (<i>m³/s</i>)
10	2.52	515.52	80.00
15	2.06	515.06	88.39
20	1.74	514.74	91.46
25	1.52	514.52	93.58
30	1.36	514.36	95.11
35	1.24	514.24	96.27
40	1.14	514.14	97.23
45	1.06	514.06	98.00

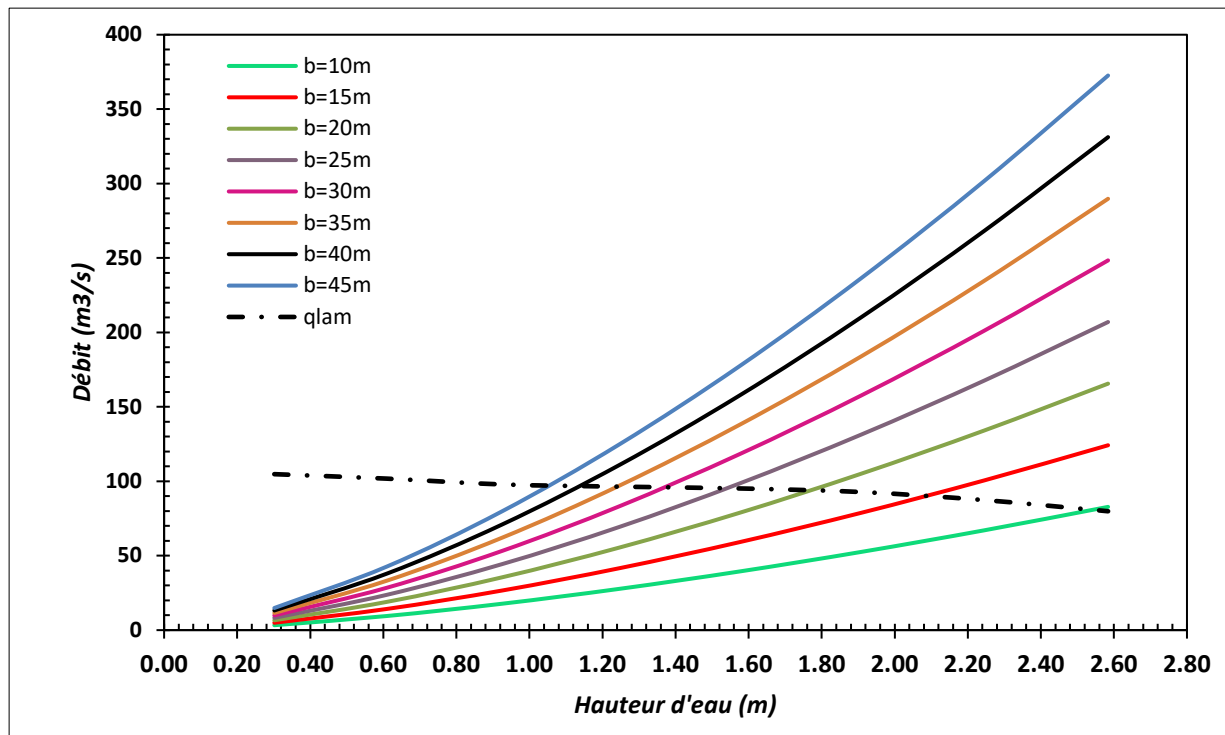


Figure II.10 : Courbes $q = f(H)$

II.12 Conclusion :

D'après l'étude hydrologique nous avons trouvé les résultats suivants :

- L'apport moyen annuel calculé par les formules empiriques est estimé par 2.588 Mm³.
- Le volume mort de la retenue est de 518851 m³.
- Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues nous avons choisi la crue centennale avec un débit de 105.92 m³/s.
- L'étude de régularisation nous a donné un volume utile de 672020 m³.
- La largeur déversante de 35 m avec une charge déversante de 1.24 m pour un débit laminé de 96.27 m³/s.

Chapitre III

Etude d'évacuateur de crue

III.1 Introduction :

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans la retenue collinaire pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

III.2 Définition d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crue excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage. D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone du rejet dans l'oued. [7]

III.3 Différents types d'évacuateurs de crues de barrages :

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- l'évacuateur à écoulement libre.
- L'évacuateur par puit noyé.

III.3.1 Evacuateur à écoulement libre :

L'évacuateur à écoulement libre est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités. [7]



Figure III.01 : Évacuateur de crues à écoulement libre [13]

L'évacuateur de crue à écoulement libre constitué en général des éléments suivants : [7]

- Un canal d'approche
- Un déversoir
- Un chenal
- Un convergent
- Un coursier
- Un bassin de dissipation
- Un canal de restitution

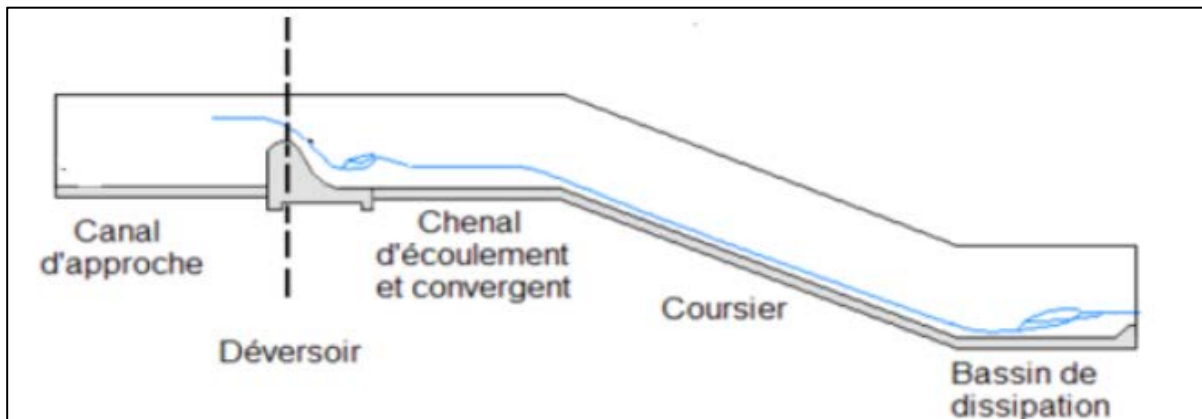


Figure III.02 : Coupe longitudinale suivant l'axe de l'évacuateur de crue [7]

III.3.2 L'évacuateur par puit noyé :

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe. [7]

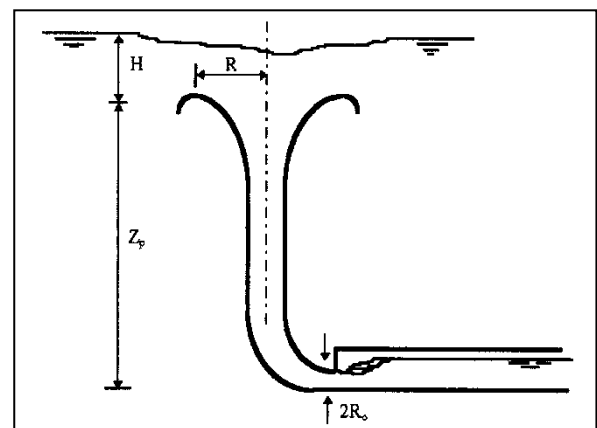


Figure III.03 : évacuateur par puit noyé. [14]

III.4 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, la rive favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité de rive, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues sur la rive gauche avec toute sa longueur.

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversant et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), Après ce qu'on vient de voir, la rive gauche est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

III.5 Dimensionnement hydraulique :

Paramètres de dimensionnement de l'évacuateur de crue

- Largeur déversant : $b = 35$ m.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 96.27$ m³/s.
- Lane déversant : $H_d = 1.24$ m.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 513$ m NGA.
- Côte du fond : $C_f = 497$ m NGA.
- hauteur de pelle : $P = 1.5$ m.

III.5.1 Canal d'amenée :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible. [8]

- **Vitesse d'approche :**

$$V_{\text{approche}} = \frac{Q}{(P + h)b} \quad (\text{III-01})$$

- b : largeur du déversoir ($b = 35$ m) ;
- Q : débit évacué ($Q = 96.27$ m³/s) ;
- P : Hauteur de pelle ($P = 1.5$ m) ;
- h : Lane déversant ($h = 1.24$ m).

$$\text{AN : } V_{\text{approche}} = 1.00 \text{ m/s}$$

$$V_{ap} \leq V_{adm} \quad (V_{adm} = 4.4) \text{ m/s} \quad (\text{Donc pas de risque de l'érosion.})$$

III.5.2 Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé Creager, il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir. [8]

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$\frac{Y}{H} = -\frac{1}{2} \left(\frac{X}{H} \right)^{1.85} \quad (\text{III-02})$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau (III-01) et le profil du déversoir est représenté par la Figure. (III-04).

Tableau III.01 : Coordonnés de profil de Greager

X	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6
Y	0	-0,02	-0,08	-0,16	-0,28	-0,42	-0,58	-0,78	-0,99	-1,24	-1,50	-1,79	-2,10	-2,44

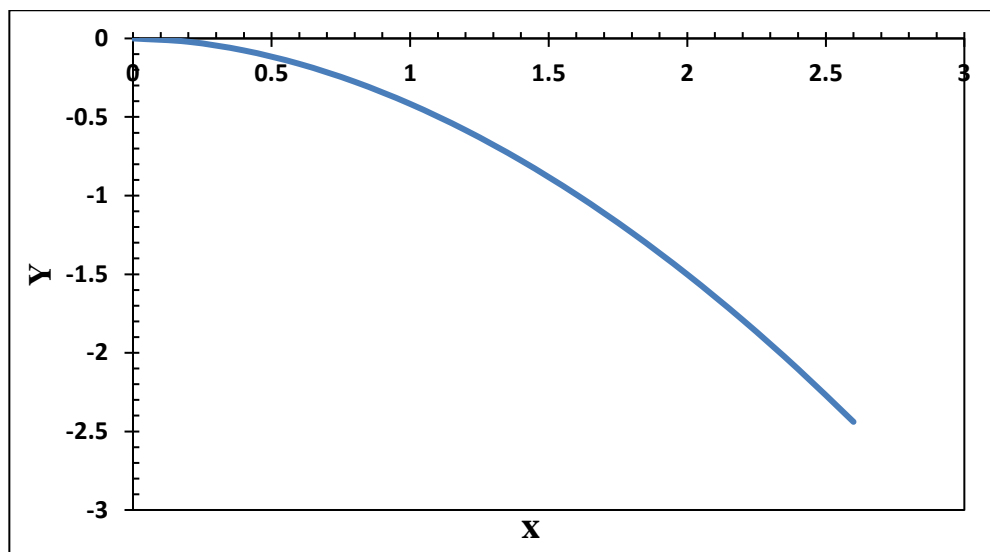


Figure III.04 : profil du seuil déversant

III.5.3 Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, sa pente est assez faible, afin d'assurer un régime fluvial, il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie est le type de raccordement.

La profondeur critique dans le chenal :

- *profondeur critique* :

	$Y_c = \sqrt[3]{Q^2 / b^2 g}$	(III-03)
--	-------------------------------	----------

Où : Q : débit laminé ; $Q = 96.27 \text{ m}^3/\text{s}$

b : largeur du déversoir ; $b = 35 \text{ m}$

g : accélération de la pesanteur ; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

AN : $Y_c = 0.92 \text{ m}$

- *pente critique* :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K .S. R_H^{2/3} I^{1/2} \quad \text{(III-04)}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en (m) ;

I : pente en (m/m) ;

S : section mouillée (m^2) ;

K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 71$).

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2y_c)^{2/3}}{K(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad \text{(III-05)}$$

AN : $I_{cr} = 0.21 \% > 0.1\%$.

Donc la condition est vérifiée.

III.5.4 Calcul du convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égal à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier. [9]

La longueur du convergent est :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \quad \text{(III-06)}$$

Ou :

l_1 : largeur au plafond du bief amont ;

l_2 : largeur au plafond du bief aval.

AN : $L = 71.88 \text{ m} \approx 72 \text{ m}$

III.5.5 Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire. [8]

- **Largeur du coursier :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{\text{cou}} = Q^{0.4} \quad (\text{III-07})$$

$$\text{AN : } L_{\text{cou}} = 6.21 \approx 6.25 \text{ m}$$

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique

$$L_{\text{cou}} = 95.90 \text{ m} \quad \text{et : } I_{\text{cou}} = 7.75\%.$$

- **La profondeur critique :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \quad (\text{III-08})$$

Q : Débit de la crue ; $Q = 96.27 \text{ m}^3/\text{s}$.

b : la largeur du canal ; $b = 6.25 \text{ m}$

Le tirant d'eau critique est :

$$Y_{\text{cr}} = 2.89 \text{ m}$$

- **La pente critique :**

La condition de criticité :

$$\text{La combinaison entre : } \frac{Q^2 b}{g S_{\text{cr}}^3} = 1$$

Et la relation du régime uniforme ;

$$Q = SC \sqrt{RI} \quad (\text{III-09})$$

Pour une section rectangulaire donnent :

$$I_{\text{cr}} = \left(\frac{Q}{C_{\text{cr}} \cdot S_{\text{cr}} \cdot R_{\text{cr}}^{1/2}} \right)^2 \quad (\text{III-10})$$

Où :

I_{cr} : Pente critique.

S_{cr} : Section critique ; $S_{cr} = b \cdot h_c$; $S_{cr} = 18.07 \text{ m}^2$

R_{cr} : Rayon critique ; $R_{cr} = S_{cr}/P_{cr}$

P_{cr} : Périmètre critique ; $P_{cr} = 2h_{cr} + b$; $P_{cr} = 12.03 \text{ m}$

C_{cr} : Coefficient de chezy ; $C_{cr} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.014$ ($\text{m}^{-1/3}/\text{s}$)

Donc :

$R_{cr} = 1.50 \text{ m}$.

$C_{cr} = 76.44 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Donc : $I_{cr} = 0.0032 = 0.32\%$ $I_{cou} = 7.75\% > I_{cr} = 0.32\%$

- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique à l'aide d'un logiciel (CANALP 21).

Tableau III.02 : Calcul de ligne d'eau

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	L_{bief} (m)	Fraude (aval)
96.27	71	0.0775	0.96	2.89	95.91	5.24

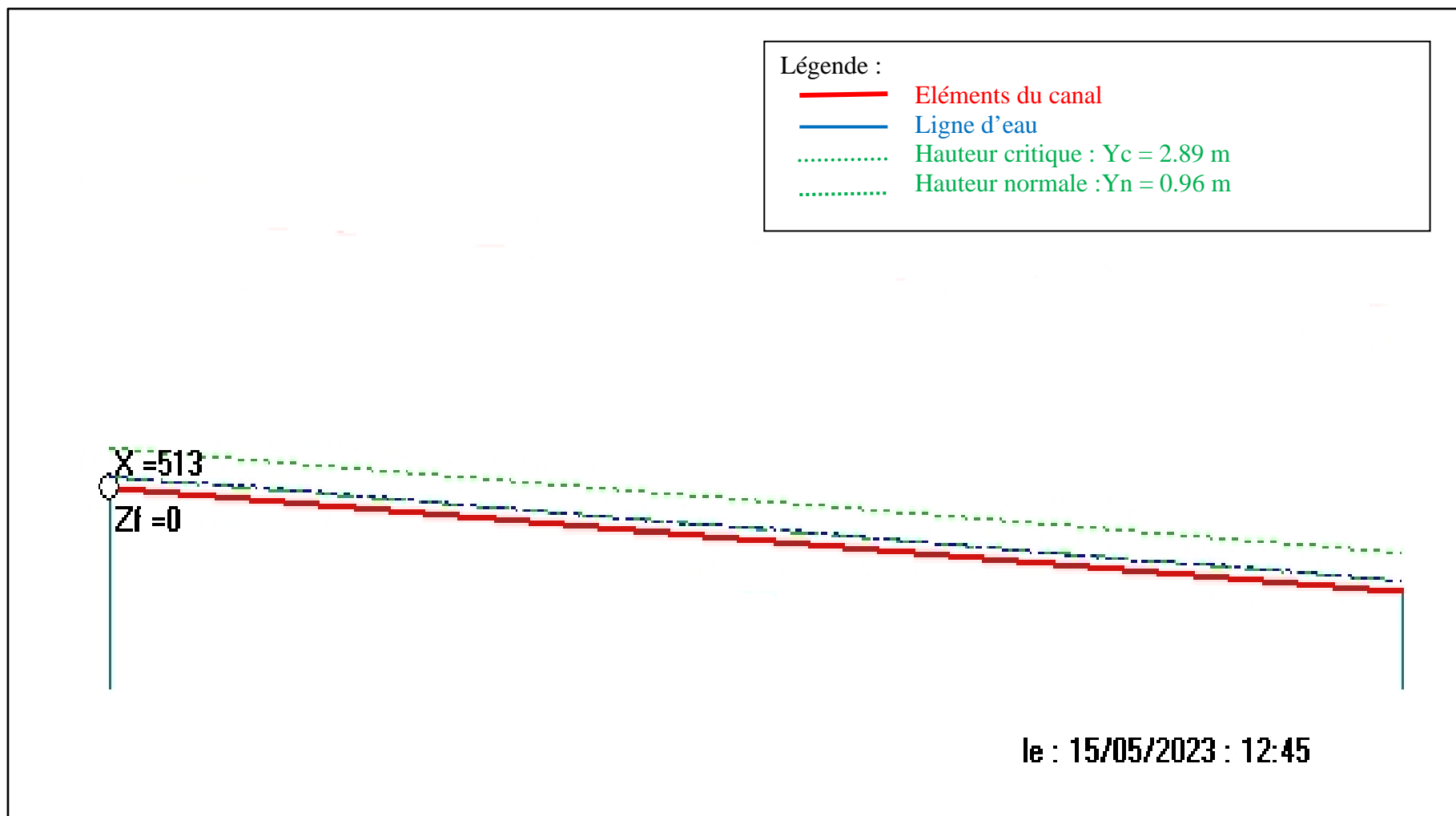


Figure III.05 : La ligne d'eau dans le coursier

IV.5.6 Calcul du bassin d'amortissement : [10]

Les tests réalisés par (USBR) « **The Bureau Of Réclamation** » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

01 < FR ≤ 1.7 Ressaut ondulé ;

1.7 < FR ≤ 2.5 Ressaut faible de petites apparitions en surface ;

2.5 < FR ≤ 4.5 Ressaut oscillant ;

4.5 < FR ≤ 09 Ressaut stable (Stationnaire) ;

FR > 09 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Le nombre de Froude calcul par logiciel CANALP 21 :

$$FR = 5.24$$

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, alors ai appelé à utiliser le bassin de type III.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe II)

- **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a $F = 5.24$ Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 7$ $y_1 = 0.96$ m D'où $y_2 = 6.72$ m.

Y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

Y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin :

$$\text{On a : } \frac{L}{Y_2} = 3.96 \quad \text{Donc : } L = 26.61 \text{ m} \quad \text{On prend } L = 26.70 \text{ m.}$$

Dimensionnement des blocs chicanes :

A l'entrée : $h_1 = y_1 = e_1 = z_1 = 0.96$ m ;

h_1 : Hauteur des blocs chicanes à l'entrée ;

e_1 : L'espacement entre les blocs chicanes ;

Z_1 : épaisseur des blocs chicanes ;

A la sortie : $h_2 = 0.2y_2 = 1.34$ m ;

$$e_2 = z_2 = 0.15y_2 = 1.00 \text{ m}$$

h_2 : Hauteurs des blocs chicanes a la sortie ;

e_2 : espacement entre les blocs chicanes a la sortie, prend une pente de 1/2 ;

Z_2 : épaisseur des blocs chicanent.

III.5.7 Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie.

La vitesse admissible pour les enrochements est $V = (4.4-10)$ m/s.

Pour calculer la hauteur d'eau on utilise la formule de Chézy :

$$Q = CS \sqrt{RI}$$

S : section du canal trapézoïdale $S = b.h + mh^2$

P : périmètre mouille $P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$

R : rayon hydraulique $R = S/P$

C : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} . R^{1/6}$

n : rugosité du canal (n=0.014 pour le béton lisse).

Q : le débit évacué en (m³/s).

La hauteur critique se calcule comme suit :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 . \sigma_{cr}^2 \right) . K \quad \text{(III-11)}$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{Km}{b} \quad m = 1.$$

On trouve : $K = 2.89$ et $\sigma = 0,46$ d'où : $h_{cr} = 2.46$ m.

- La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 . C_{cr}^2 . R_{cr}} \quad \text{Avec : } R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 1.62\text{m} \quad \text{et : } C_{cr} = \frac{1}{n} . R_{cr}^{1/6} = 70.88$$

$$\text{D'où : } I_{cr} = 0.21\%$$

- La profondeur normale :

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANAL P 21 et on trouve : $h_n = 5.54$ m.

- La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C . \sqrt{R.I} \quad \text{(III-12)}$$

AN : $V = 1.47$ m/s.

Puisque la vitesse de l'écoulement est supérieure à la vitesse admissible :

$V \geq V_{adm} (1,8 - 2,2) \text{ m/s}$ on prévoit une protection en enrochement

III.5.8 Hauteur des murs bajoyers :

1)• Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$H_o = P+h+R \quad (\text{III-13})$$

R : la revanche en (m)

- La revanche est calculée par la formule :

$$R = 0.6 + 0.5 V h^{1/3} \quad (\text{III-14})$$

$$\text{AN : } R = 1.14 \text{ m}$$

Donc la hauteur des murs est de : $H = 3.88 \text{ m}$

On prend $H_o = 3.90 \text{ m}$.

2)• Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

3)• Hauteur des murs à l'entrée du coursier :

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{b_1 Y_c} \quad (\text{III-15})$$

$$\text{AN : } V = 5.33 \text{ m/s}$$

La revanche R est égale à : $R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$$\text{AN : } R = 0.84 \text{ m}$$

D'où la hauteur du mur H_m du chenal sera :

$$H_1 = Y_c + R \quad (\text{III-16})$$

$$H_1 = 2.89 + 0.84 = 3.74 \text{ m}$$

On prend : $H_1 = 3.75 \text{ m}$.

4)• Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$H_2 = h_f + r \quad \text{(III-17)}$$

h_f : Hauteur d'eau à la fin du coursier en (m).

$$h_f = 0.96 \text{ m.} \quad V = 16.05 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0.95 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } H_2 = 1.91 \text{ m.}$$

$$\text{On prend : } H_2 = 1.95 \text{ m.}$$

5)• Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot V^{1/3}$$

La hauteur du mur bajoyer est celle de la hauteur conjuguée Y_2 avec une marge de sécurité,

$$\text{AN: } R = 0.6 + 0.14V^{1/3} = 0.80 \text{ m}$$

$$H_{\text{mur}} = 7.50 \text{ m}$$

III.6 Calcul de stabilité : [12]

Les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage pendant son exploitation sont diverses et dépendent essentiellement des dimensions choisies, la stabilité d'un tel ouvrage doit être assurée afin d'éviter les dégâts qui peuvent avoir lieu.

III.6.1 Stabilité de déversoir :

L'étude de stabilité consiste à déterminer les forces qui surgissent autour du déversoir.

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $l_s = 1 \text{ m}$

III.6.1.1 Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir :**a) Poids propre de déversoir :**

$$P_{pd} = \gamma_b \cdot S_d \cdot l_s \quad \text{(III-18)}$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

S_d : Section du déversoir $S_d = 4.24 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m.}$

Donc : $P_{pd} = 10.22 \text{ Tf.}$

b) Force de poussé hydrostatique amont F_h :

$$F_h^{\text{am}} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2_{\text{am}} \cdot l_s \quad \text{(III-19)}$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h = 1.5 \text{ m.}$

γ_w : Poids volumique d'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

$$l_s = 1 \text{ m.}$$

Donc : $F_h^{am} = 1.13 \text{ Tf.}$

c) Force des sous pressions :

$$W_T = W_s + W_F \quad (\text{III-20})$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf).

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) (Tf)

Pour le calcul des sous pressions, nous traçons d'abord les épures des sous pressions en se basant sur la méthode de Bligh.

Pour éviter les déformations dues aux infiltrations, nous devons vérifier la condition de Bligh

$$L_{rcd} \geq L_{cd}$$

Où : L_{rcd} : Longueur réelle du contour déployé, $L_{rcd} = 5.7 \text{ m}$;

L_{cd} : Longueur théorique, $L_{cd} = C.H$

C: Coefficient de Bligh, $C=3$

D'où: $L_{cd}=4.5\text{m}$, la condition de Bligh est vérifiée.

La chute de pression est considérée linéaire, la sous pression en chaque point du contour souterrain est donné par la formule suivante :

$$h_x = \frac{H.L_x}{L_{rcd}} \quad (\text{III-21})$$

Où : h_x : Sous pression au point considéré;

L_x : longueur hydraulique du point considéré à compter de l'origine.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (III.03).

Tableau III.03 : Calcul des sous pressions

<i>Point</i>	1	2	3	4	5	6
<i>L_x(m)</i>	0	1.29	1.79	4.40	4.90	5.70
<i>h_x(m)</i>	0	0.34	0.47	1.16	1.29	1.50

➤ **Calcul de W_s :**

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot l_s \quad (\text{III-22})$$

Avec :

- $S_{ss} = (d + h_{av}) L_{rad}$
- d : Ancrage du déversoir ; $d = 0.80$ m.
- h_{av} : Hauteur d'eau à l'aval du déversoir, $h = 0.92$ m.
- L_{rad} : Longueur du radier ; $L_{rad} = 3.00$ m.

$$AN: W_s = 5.16 \text{ Tf.}$$

➤ **Calcul de W_F :**

$$W_F = \gamma_w \cdot S_f \cdot l_s \quad (III-23)$$

Avec:

- $S_F = L_{rad} \cdot (h_2 + h_5) / 2$

$$AN : W_F = 2.44 \text{ Tf.}$$

La force des sous pression est donc :

$$W_T = 7.60 \text{ Tf.}$$

d) Force de poussée de sol amont :

$$E_s = \delta_{ss} \cdot \frac{h_s^2}{2} \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot l_s \quad (III-24)$$

Avec:

- δ_{ss} : poids volumique du sol saturé $\delta = 2.2$ T/m³.
- h_s : hauteur du sol exerçant la poussée $h_s = 1.5$ m.
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.

Donc : $E_s = 0.83 \text{ Tf.}$

III.6.1.2 Stabilité de déversoir au renversement :

Pour assurer la stabilité au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \quad (III-25)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au pied aval.

$$= P_{pd} \cdot A = 10.22 \times 1.70 = 17.38 \text{ Tf.m}$$

Donc : $M_s = 17.38 \text{ Tf.m}$

M_r = les Moments des forces destabilisatrices par rapport au pied aval.

$$\begin{aligned} M_r &= F_h^{\text{am}} \times 1.11 + W_s \times 1.12 + W_F \times 1.49 + E_s \times 1.11 \\ &= 1.13 \times 1.11 + 4.77 \times 1.12 + 2.44 \times 1.49 + 0.83 \times 1.11 \end{aligned}$$

Donc: $M_r = 11.16 \text{ Tf.m}$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 1.56 \geq 1,5$$

La condition de stabilisé du déversoir au renversement est vérifiée.

III.6.1.3 Stabilité de déversoir au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq 0.8 \quad (\text{III-26})$$

Avec : $F_v = P_{pd} - W_T = 10.22 - 7.21 = 3.01 \text{ Tf.}$

$$F_v = 3.01 \text{ Tf.}$$

$$F_h = F_h^{am} + E_s = 1.13 + 0.83 = 1.96 \text{ Tf.}$$

$$F_h = 1.96 \text{ Tf}$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.65 \leq 0.80$$

La condition de stabilisé du déversoir au glissement est vérifiée.

III.6.2 Stabilité des murs bajoyers :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner

ner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

III.6.2.1 Les combinaisons des charges :

De l'évacuateur de crue à écoulement libre constitué en général des éléments suivants :

- Le rideau
- la semelle
- la bêche

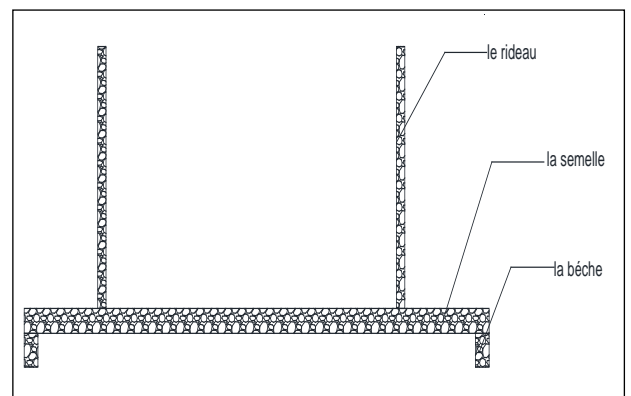


Figure III.06 : Schéma explicatif des murs bajoyers

a) *Les forces verticales :*

- Poids de terre derrière le mur :

$$P_t = \gamma_t \cdot b_1 \cdot h \quad (\text{III-27})$$

Avec :

- γ_t : Poids volumique de la terre (1.89 t/m^3)
- b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

- Poids de la surcharge (S) P_s :

$$P_s = S \cdot b_1 \quad (\text{III-28})$$

Avec :

- S: surcharge ($S=1 \text{ t/m}^2$)

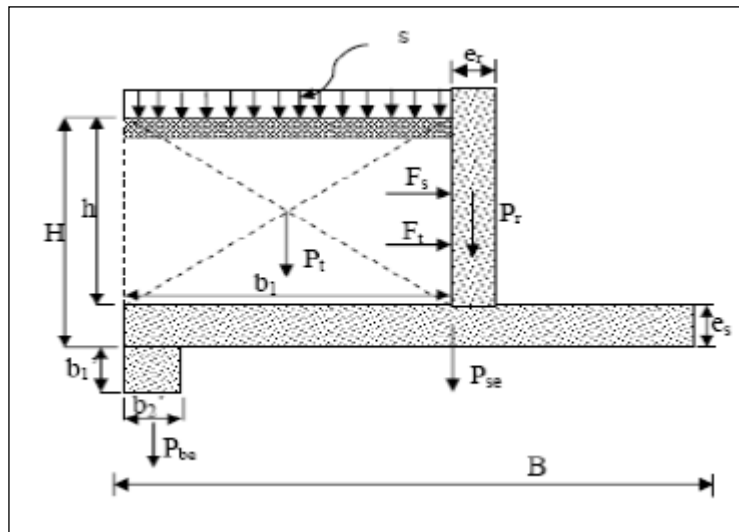


Figure III.07 : les combinaisons des charges

- Poids de la semelle :

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \quad (\text{III-29})$$

Avec :

- γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$).
- e_s : épaisseur de la semelle.
- B : la largeur de la semelle

- Poids de la bèche :

$$P_{be} = \gamma_b \cdot b_1' \cdot b_2' \quad (\text{III-30})$$

Avec :

- γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$).
- b_1' , b_2' : Se sont la largeur et la longueur de la bèche respectivement.

➤ Poids du rideau :

$$P_{be} = \gamma_b \cdot \frac{h(e_s + e_i)}{2} \quad (\text{III-31})$$

- e_i : épaisseur inférieur du rideau.
- e_s : épaisseur supérieur du rideau.

b) Les forces horizontales :

➤ Forces dues à la pousse des terres :

$$F_t = K \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \quad (\text{III-32})$$

Avec:
$$K = tg^2 \left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- γ_t : Poids volumique de la terre (1.89 t/m^3)
- K : coefficient de poussée.
- H : la hauteur du mur.

➤ Force due a la poussée de la surcharge :

$$F_s = K \cdot s \cdot H \quad (\text{III-33})$$

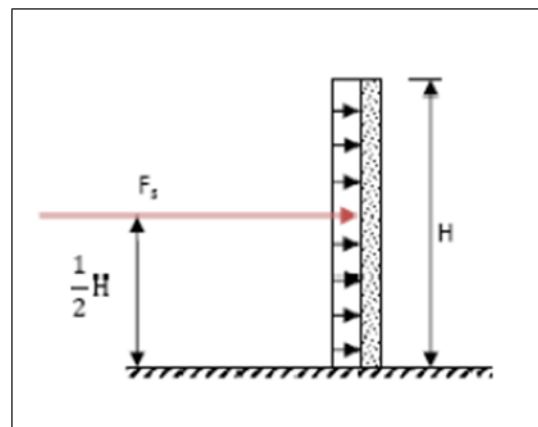
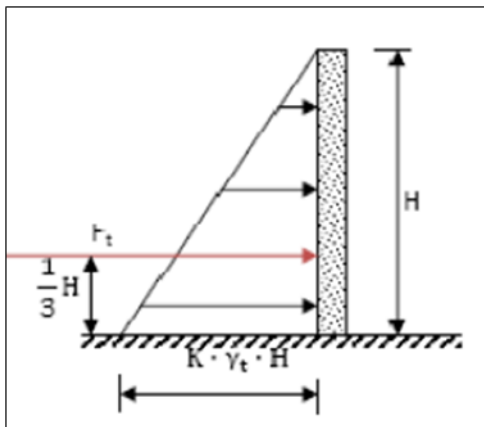


Figure III.08 : a)- Force due à la pousse des terres ; b)- Force due a la poussée de la surcharge

III.6.2.2 Stabilité au renversement :

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au niveau de crête, le principe est de vérifier que le mur ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales.

$$\frac{\sum M_{S/A}}{\sum M_{R/A}} \geq Z \quad (\text{III-34})$$

Avec :

- $\sum M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.
- $\sum M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.
- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

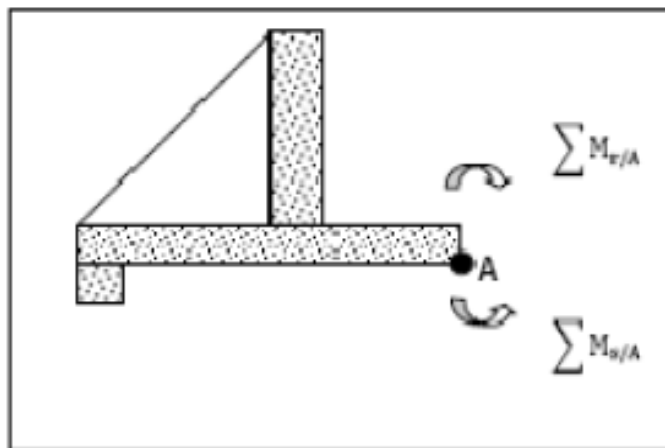


Figure III.09 : Stabilité au renversement

III.6.2.3 Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement des murs de soutènement peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage. Comme notre cas, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bêche figure (III-10), la butée sur le plan AA' étant toujours négligée par mesure de sécurité.

La résultante R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. On doit avoir :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C' . AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma m \quad (\text{III-35})$$

Avec:

- R: la résultante des forces ($\sum F_h, \sum F_v$)

$$R = \sqrt{\sum F_v^2 + \sum F_h^2}$$

- δ' : angle qui fait la résultante R des actions avec la normale au plan de rupture
- AB : longueur de plan de rupture
- φ : l'angle de frottement.
- C' : la cohésion
- γ_m : coefficient de sécurité

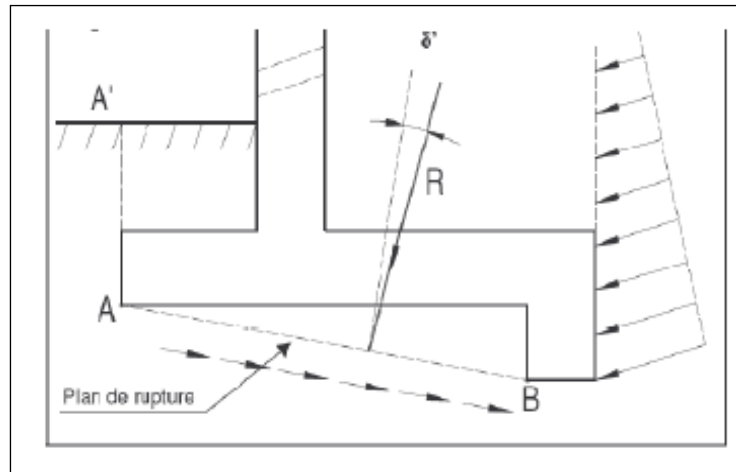


Figure III.10 : Représentation de plan de rupture

III.6.2.4 Stabilité des murs à l'entrée du déversoir :

Tableau III.04 : le Prédimensionnement de mur à l'entrée du déversoir

Hauteur totale du rideau: h	3.90 m
épaisseur de la semelle: e_{se}	0.20 m
Largeur de la semelle derrière le mur b_1	1.20 m
Largeur total de la semelle: B	18.9 m
Epaisseur inférieur du rideau: e_i	0.15 m
Epaisseur supérieur du rideau: e_s	0.20 m
Dimensions de la bêche: $b_i \cdot b_2$	0.15 x 0.15 m

Tableau III.05 : les caractéristiques de sol

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 1.89 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 30^\circ$
La cohésion du sol.	$C = 5.3 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

III.6.2.4.1 Calcul des forces :**a) Les forces verticales par 1 m de longueur :**

Le calcul de tous les forces verticales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.06 : les forces verticales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
P _t	8.85
P _s	1.20
P _{se}	9.07
P _{be}	0.054
P _r	1.64

b) Les forces horizontales :

Le calcul de tous les forces horizontales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.07 : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	4.84
F _s	1.31

III.6.2.4.2 Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{S/A} &= P_t \times 18.3 + P_s \times 18.3 + P_{se} \times 9.45 + P_r \times 17.6 + P_{be} \times 18.83 \\ &= 8.85 \times 18.3 + 1.2 \times 18.3 + 9.07 \times 9.45 + 1.64 \times 17.6 + 0.054 \times 18.83 = 299.40 \text{ Tf.m}\end{aligned}$$

$$\Sigma M_{S/A} = 299.40 \text{ Tf.m}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\Sigma M_{R/A} = F_t \times 1.1 + F_s \times 1.95 = 4.84 \times 1.11 + 1.31 \times 1.95 = 7.92 \text{ t.m}$$

$$\Sigma M_{R/A} = 7.92 \text{ t.m}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 37.8 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

III.6.2.4.3 Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\sum F_v^2 + \sum F_h^2} = \sqrt{(15.516)^2 + (7.72)^2}$$

$$R = 21.70 \text{ Tf}$$

- $\delta=17^\circ$.
- $AB=10.75 \text{ m}$.
- $\varphi=30^\circ$.
- $C=5.3 \text{ t/m}^2$.
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma=1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} = 10.97 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

III.6.2.5 Stabilité des murs à l'entrée du coursier :

Tableau III.08 : le Prédimensionnement de mur à l'entrée du coursier

Hauteur totale du rideau: h	3.75 m
épaisseur de la semelle: e _{se}	0.30 m
Largeur de la semelle derrière le mur b ₁	1.00 m
Largeur total de la semelle: B	4.43 m
Epaisseur inférieur du rideau: e _i	0.30 m
Epaisseur supérieur du rideau: e _s	0.25 m
Dimensions de la bêche: b _i • b ₂	0.15 x 0.15 m

Tableau III.09 : les caractéristiques de sol :

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 1.89 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 30^\circ$
La cohésion du sol.	$C = 5.3 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

III.6.2.5.1 Calcule des forces :**a) Les forces verticales par 1 m de longueur :**

Le calcule de tous les forces verticales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : les forces verticales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
P _t	7.09
P _s	1.00
P _{se}	2.66
P _{be}	0.054
P _r	2.48

b) Les forces horizontales :

Le calcul de tous les forces horizontales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	4.47
F _s	1.26

III.6.2.5.2 Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{S/A} &= P_t \times 3.93 + P_s \times 3.93 + P_{se} \times 2.21 + P_r \times 3.28 + P_{be} \times 4.43 \\ &= 7.09 \times 3.93 + 1 \times 3.93 + 2.66 \times 2.21 + 2.48 \times 3.28 + 0.054 \times 4.43 = 46.02 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{S/A} &= 46.02 \text{ t.m}\end{aligned}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{R/A} &= F_t \times 1.55 + F_s \times 2.26 = 4.47 \times 1.55 + 1.26 \times 2.26 = 9.78 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{R/A} &= 9.78 \text{ t.m}\end{aligned}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 4.7 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

III.6.2.5.3 Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C' \cdot AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\sum F_v^2 + \sum F_h^2} = \sqrt{(13.27)^2 + (5.73)^2}$$

$$R = 14.46 \text{ t}$$

- $\delta = 25^\circ$.
- $AB = 4.28 \text{ m}$.
- $\varphi = 30^\circ$.
- $C = 5.3 \text{ t/m}^2$.
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C' \cdot AB}{R \sin \delta'} = 4.96 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

III.6.2.6 Stabilité des murs à la section D-D :

Tableau III.12 : le Prédimensionnement de mur à la fin du coursier

Hauteur totale du rideau: h	2.68 m
épaisseur de la semelle: e _{se}	0.30 m
Largeur de la semelle derrière le mur b ₁	1.00 m
Largeur total de la semelle: B	4.43 m
Epaisseur inférieur du rideau: e _i	0.30 m
Epaisseur supérieur du rideau: e _s	0.25 m
Dimensions de la bêche: b ₁ • b ₂	0.15 x 0.15 m

Tableau III.13 : les caractéristiques de sol

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 1.89 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 30^\circ$
La cohésion du sol.	$C = 5.3 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

III.6.2.6.1 Calcule des forces :

a) Les forces verticales par 1 m de longueur :

Le calcul de tous les forces verticales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : les forces verticales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
P _t	5.07
P _s	1.00
P _{se}	2.66
P _{be}	0.054
P _r	1.77

b) Les forces horizontales :

Le calcul de tous les forces horizontales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	2.28
F _s	0.9

III.6.2.6.2 Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{S/A} &= P_t \times 3.93 + P_s \times 3.93 + P_{se} \times 2.21 + P_r \times 3.28 + P_{be} \times 4.34 \\ &= 5.07 \times 3.93 + 1 \times 3.93 + 2.66 \times 2.21 + 1.77 \times 3.28 + 0.054 \times 4.34 = 35.75 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{S/A} &= 35.75 \text{ t.m}\end{aligned}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{R/A} &= F_t \times 1.29 + F_s \times 1.78 = 2.28 \times 1.29 + 0.9 \times 1.78 = 4.55 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{R/A} &= 4.55 \text{ t.m}\end{aligned}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 7.9 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

III.6.2.6.3 Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\sum F_v^2 + \sum F_h^2} = \sqrt{(10.55)^2 + (3.18)^2}$$

$$R = 11.02 \text{ t}$$

- $\delta' = 19^\circ$.
- $AB = 4.28 \text{ m}$.
- $\varphi' = 30^\circ$.
- $C' = 5 \text{ t/m}^2$.
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} = 8.14 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

III.6.2.7 Stabilité des murs dans le bassin de dissipation :

Tableau III.16 : le Prédimensionnement de mur dans le bassin de dissipation

Hauteur totale du rideau: h	7.50 m
épaisseur de la semelle: e _{se}	0.30 m
Largeur de la semelle derrière le mur b ₁	3.10 m
Largeur total de la semelle: B	6.63 m
Epaisseur inférieur du rideau: e _i	0.40 m
Epaisseur supérieur du rideau: e _s	0.25 m
Dimensions de la bêche: b ₁ • b ₂	0.15 x 0.15 m

Tableau III.17 : les caractéristiques de sol

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 1.89 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 30^\circ$
La cohésion du sol.	$C = 5.3 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

III.6.2.7.1 Calcule des forces :

a) Les forces verticales par 1 m de longueur :

Le calcul de tous les forces verticales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : les forces verticales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
P _t	43.94
P _s	3.1
P _{se}	3.98
P _{be}	0.054
P _r	5.85

b) Les forces horizontales :

Le calcul de tous les forces horizontales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	17.88
F _s	2.52

III.6.2.7.2 Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{S/A} &= P_t \times 3.95 + P_s \times 3.95 + P_{se} \times 2.75 + P_r \times 2.2 + P_{be} \times 5.5 \\ &= 43.94 \times 3.93 + 3.1 \times 3.93 + 3.98 \times 2.75 + 5.85 \times 2.2 + 0.054 \times 5.5 = 209.92 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{S/A} &= 209.92 \text{ t.m}\end{aligned}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{R/A} &= F_t \times 2.8 + F_s \times 4.05 = 17.88 \times 2.8 + 2.52 \times 4.05 = 60.28 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{R/A} &= 60.28 \text{ t.m}\end{aligned}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 3.5 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

III.6.2.7.3 Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\sum F_v^2 + \sum F_h^2} = \sqrt{(56.92)^2 + (20.40)^2}$$

$$R = 60.47 \text{ t}$$

- $\delta' = 21^\circ$.
- $AB = 5.35 \text{ m}$.
- $\varphi' = 30^\circ$.
- $C' = 5.3 \text{ t/m}^2$.
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} = 2.88 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné notre évacuateur de crue ; elle à 271.09 mètre de longueur avec un déversoir type Greager, un coursier rectangulaire de 95.90 mètres de longueur, un bassin de dissipation type III et un canal de restitution trapézoïdal.

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par un logiciel dite «CANALP 21 » qui donne une charge à la fin du coursier de 0.96 mètres.

Nous avons vérifié aussi la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement.

Conclusion Générale

Conclusion générale

La wilaya de Médéa est une région agricole et la construction des retenues collinaires comme celle de Oued El Hammam, dans la commune de Tablat favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude de stabilité de l'évacuateur de crues d'une retenue collinaire sur l'Oued El Hammam (wilaya de Médéa) nous avons fait : une mémoire de synthèse de l'étude de la retenue collinaire (déjà réaliser), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, un calcul hydraulique d'évacuateur de crue. Enfin, nous terminons par un calcul de stabilité de l'évacuateur de crues.

D'après les résultats trouvés, la retenue sur l'Oued El Hammam est en terre. La hauteur normale de la retenue collinaire est de 16 m. Le volume normale de la retenue est de 1190871 m³.

Nous avons trouvé par une étude de choix de la crue de projet et une étude de laminage de crue :

- Une crue de projet avec une période de retour de 100 ans.
- Un débit de crue de 105.92 m³/s.
- Un débit laminé de 96.27 m³/s.
- Une charge déversant de 1.24 m
- Une largeur du seuil déversant de 35 m.

L'évacuateur de crue choisie est de type à écoulement libre (rive gauche). Il se compose d'un déversoir type Creager d'une largeur de 35 m, un coursier rectangulaire de 95.90 mètres de longueur, d'une largeur de 6.25 mètres, un bassin de dissipation type III, d'une longueur de 26.70 mètres, d'une largeur de 6.25 mètres , un canal de restitution trapézoïdal.

Références Bibliographiques

- [1] : **A. BOUAICHA** : « Étude d'une retenue collinaire sur oued el hammam (w. Médéa) ». Mémoire de fin d'études. (E.N.S.H).Blida. Septembre 2005.
- [2] : **DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B C 2 48** : « Règles parasismiques Algériennes rpa 99. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Version 2003
- [3] : **B.TOUAIBIA** : « manuel pratique d'hydrologie ». (E.N.S.H) Blida. Mars 2004.
- [4] : **F. BELAABED** : « Étude d'un petit barrage (retenue collinaire) sur l'Oued Ksar Sbahi (W. Oum El Bouaghi) ». Mémoire de fin d'études. (E.N.S.H).Blida. Septembre 2006.
- [5] : **B.TOUAIBIA** : « Polycopie de cours de régularisation des débits "les retenues" ». (E.N.S.H).Blida. Janvier 200.
- [6] : **N. BAYOU** : « Etude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire ». Mémoire de fin d'études. Université de Jijel. Septembre 2016.
- [7] : **F. BELAABED** : Contribution à l'étude des déversoirs en touches de piano (PK-Weir) noyés par l'aval ». Mémoire de Magister, Université de Biskra. Septembre 2011.
- [8] : **D. ADJROUD & A. ZEGHBIB** : « Étude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire EL Hamra (Wilaya de Constantine) ». Mémoire de fin d'études. Université de Jijel. Septembre 2019.
- [9] : **CIGB** : « Barrages en remblai protection du talus amont ». Bulletin 91.1993.
- [10] : **M.HASSANE** : « Polycopie des abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue ». (E.N.S.H). Blida.2004.
- [12] : **A. ROULA & H. BENDAHO** : « Étude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire d'Ain Tabith (W.Batna) ». Mémoire de fin d'études. Université de Jijel. Septembre 2020.
- [13] : **Ching-ruey Luo** : «International Journal of Applied Engineering and Technology». researchgate.net

[14] : **DOM PRUETT**: «Lake Berryessa water inches toward Glory Hole spillway».
mercurynews.com

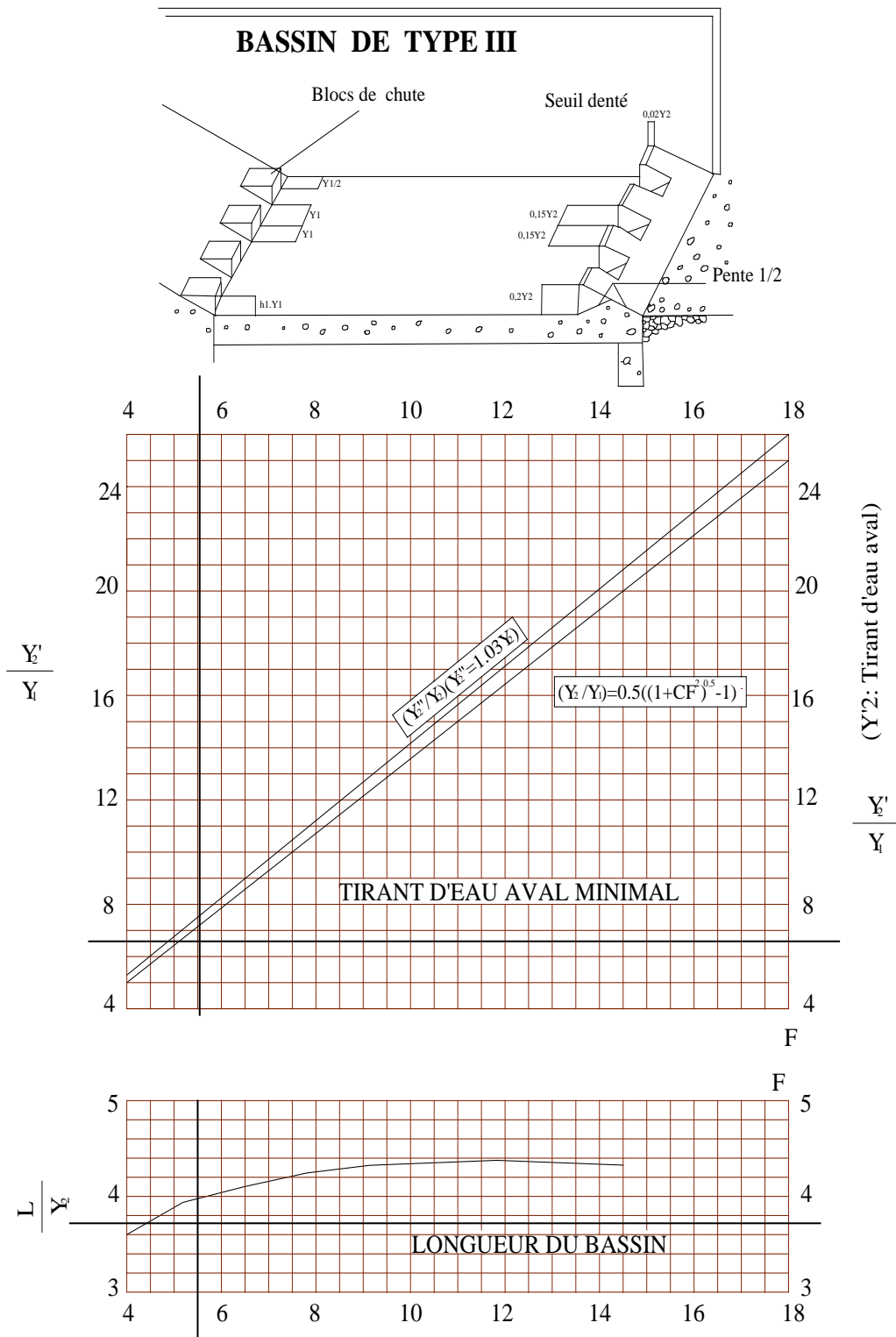
ANNEXE

Annexe I :

Tableau 01 : L'estimation des pluie maximale journalière

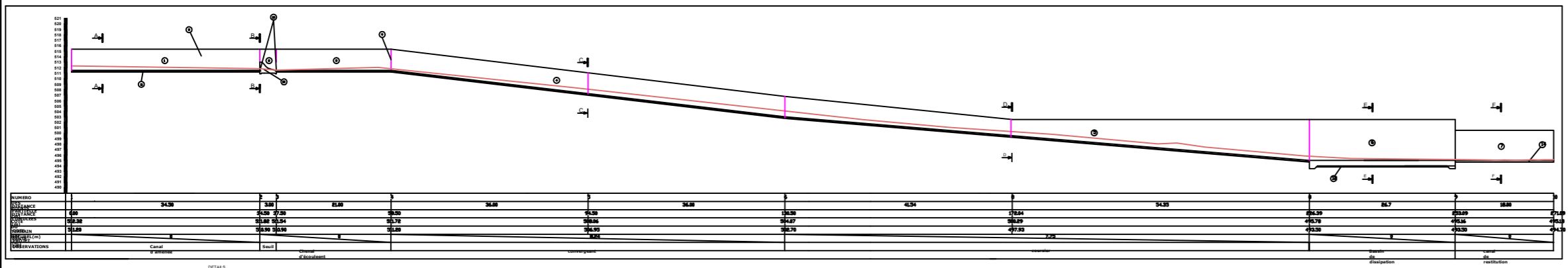
Anné	P _{maxj}
1967	30,00
1968	34,60
1969	20,00
1970	26,50
1971	75,20
1972	48,10
1973	47,40
1974	60,30
1975	36,00
1976	32,40
1977	34,80
1978	61,20
1979	69,20
1980	43,50
1981	36,60
1982	33,00
1983	30,00
1984	34,50
1985	93,00
1986	46,00
1987	30,00
1988	56,00
1989	31,00
1990	36,00
1991	75,00
1992	22,00
1993	54,60
1994	80,00
1995	63,00
1996	30,20
1997	32,00
1998	38,60
1999	56,00
2000	40,00
2001	58,30
2002	85,60
2003	44,00
2004	46,00

Annexe II : Bassin de type 3

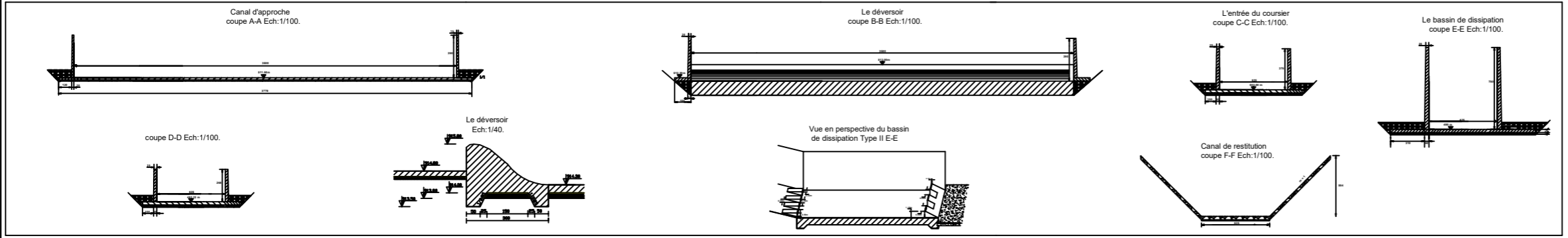


Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4.5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "design of smal dams")

COUPE LONGITUDINALE SUIVANT L'AXE DE L'EVACUATEUR DE CRUE



- LEGENDES :**
- ① Canal d'aménée
 - ② Seuil déversant
 - ③ Chenal d'écoulement
 - ④ Convergent
 - ⑤ Coursier
 - ⑥ Bassin de dissipation
 - ⑦ Canal de fuite
 - ⑧ Terrain naturel
 - ⑨ Joints de dilatation
 - ⑩ Béton armé dosé à 350Kg/m³
 - ⑪ Béton de propreté dosé à 200Kg/m³
 - ⑫ Sable $\phi=20\text{cm}$
 - ⑬ Waterstop
 - ⑭ Enrochements



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 UNIVERSITÉ DE JIJEL
 Département de Génie Civil et Hydraulique
 OPTION: Hydraulique Urbaine
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
 THEME
Etude de stabilité de l'évacuateur de crues d'une retenue collinaire sur l'Oued El Hammam (wilaya de Médéa)
 TITRE
COUPE LONGITUDINALE SUIVANT L'AXE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

PROMOTEUR : Mr. BELLAËD Farid	ECHELLE : 1/200
ETUDIANTE : - DEBBAH Sidi Ahmed - FARAH Belkacem	PLANCHES : 1/1 JUEL 2022/2023
OBSERVATIONS	