الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE**

**THEME :**

## ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE BOUKMOURI (W.MEDEA)

**Présenté par :**
**TAGUEMOUNT Rihab**

**Devant les membres du jury**

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|---|---|---|
| A.ZEROUAL | M.C.A | Président |
| S.TOUMI | M.C.B | Examinateur |
| N.LAOUCHE | M.C.B | Examinateur |
| B.BENLOUAKLI | Professeur | Promoteur |

**Session 2020/ 2021**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents, Saïd et Fatiha, Pour Tous Leurs Sacrifices, leurs encouragements et leur soutien pour ma réussite.*

*Que dieu puisse leur accorder longue vie afin*

*qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et*

*l'attention voulue.*

*A Mes chères frères Salim, Noureddine et Walid.*

*A tous mes amis et ceux qui m'ont soutenu sans exception, en particulier à ma chère amie Sofia.*

*A toutes la famille de l'ENSH*

*Et une spéciale dédicace à la promotion 2016-2021.*

# *Remerciement*

*D'abord je remercie Dieu de m'avoir accordé le succès dans l'achèvement de ce travail.*

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements*

*A Mr B.BENLOUAKLI (Mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études.*

*Je tiens à remercier le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Je remercie beaucoup ma chère famille notamment, mère, père, frères*

*Je remercie également tous mes professeurs qui ont contribué à ma formation, le personnel de la bibliothèque et toute la famille de l'E.N.S.H.*

*Je remercie mes amis et collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.*

**ملخص**

المفيضات عبارة عن أجهزة تضمن سلامة السدود من خلال السماح بعبور الفيضانات مما يضمن استقرار الهيكل. الهدف من هذا العمل هو دراسة مختلف المتغيرات لمجرى السد ، من اجل السماح بمرور فائض المياه في سد بوكموري ولاية المدية مع الحفاظ على امن السكان و الممتلكات.

من اجل ذلك لابد اولا من تعريف كل المعطيات الجيولوجية ، الجيوتقنية ،الجيومورفولوجية ، و المناخية للحوض المائي متبوعة بدراسة هيدرولوجية في موقع السد. هذا يسمح لنا بتحديد التدفق الذي يقدر ب : 440.85 م$^3$/ثانية من اجل تحديد الابعاد. ثلاثة انواع تم اقتراحها و دراستها من اجل الوصول لاحسن نوع ، و اخيرا نختم بدراسة الهندسة المدنية للنوع الذي تم اختياره.

**الكلمات المفتاحية**: هيدرولوجيا، مجرى السد، السد، مفيض.

**Résumé**

Les évacuateurs de crue sont des organes qui assurent la sécurité des barrages en permettent le transit des crues en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes ce qui assure la stabilité de l'ouvrage. A travers ce travail, nous avons mené à étudier les différentes variantes de l'évacuateur de crues du barrage Boukmouri sur Oued Boukmouri (Wilaya de Médéa). Pour ce faire, il faut d'abord définir l'ensemble des paramètres, géologique, géotechniques, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant, suivi d'une étude hydrologique du site du barrage. Ceci nous a permis de déterminer le débit de dimensionnement qui est de valeur de 440.85 m$^3$/s. Trois variantes de l'évacuateur ont été proposées et étudiées afin d'opter pour la variante la plus optimale. Enfin, nous terminons par une étude génie civil de la variante choisie.

**Mot clés** : Hydrologie, évacuateur de crues, barrage, déversoir.

**Abstract**

Spillways are organs that ensure the safety of dams by allowing the transit of floods by controlling the maximum coasts reached by the dam so that they remain below the coasts, which ensures the stability of the structure. Through this work, we have studied the different variants of the spillway to allow the passage of floods through the Boukmouri dam on Oued Boukmouri (Wilaya of Médéa), while keeping the safety of goods and the inhabitants. To do this, it is first necessary to define all the geological, geotechnical, geomorphological and climatic parameters of the watershed, followed by a hydrological study of the dam site. This allowed us to determine the design flow. Three variants of the spillway were proposed and studied in order to choose the most optimal variant. Finally, we conclude with a civil engineering study of the chosen variant.

.**Key words**: Hydrology, spillway, dam, weir.

# TABLE DES MATIERE

**INTRODUCTION GENERALE ..... 1**
**I. Synthèse de l'étude de faisabilité ..... 2**
Introduction ..... 2
I.1 LocaliSation et but de l'aménagement ..... 2
I.2 LES VARIANTES RETENUES DE L'ETUDE DE FAISABILITE ..... 2
I.3 Synthèse des études préliminaires : ..... 3
I.3.1 Étude topographique ..... 3
I.3.2 Étude géologique et géotechnique ..... 4
Conclusion ..... 11
**II. Étude géologique et géotechnique ..... 12**
Introduction ..... 12
II.1 Étude géologique ..... 12
II.1.1 Cartographie générale de la région ..... 12
II.1.2 Géologie de la cuvette ..... 13
II.1.3 Hydrogéologie ..... 14
II.2 Étude géotechnique ..... 15
II.2.1 Conditions géotechniques des fondations des ouvrages ..... 15
II.2.2 Matériaux de construction ..... 15
- *Avis sur l'utilisation des sols fins:* ..... 16
- Avis sur l'utilisation des matériaux pour les recharges ..... 16

II.2.3 Essais géotechniques ..... 17
II.3 Étude de sismicité ..... 24
II.4 Paramètres utilisés pour le calcul de stabilité: ..... 24
Conclusion ..... 25
**III. Étude Hydrologique et Régularisation ..... 26**
Introduction ..... 26
III.1 Caractéristiques physico-géographiques: ..... 26
III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant: ..... 26
III.1.2 Caractéristiques géométrique du bassin versant: ..... 26
III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant: ..... 28
III.1.4 Paramètres du relief ..... 29
III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant: ..... 36
III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant: ..... 41
III.2.1 Conditions climatiques: ..... 41
III.2.1.3 Les vents ..... 43

Les moyennes mensuelles des vitesses des vents de la station de Médéa, sont récapitulées ci-dessous (pour la période 1995-2014) : ..... 43
III.3 Etude des précipitations: ..... 44
III.3.1 Etude de la pluie moyenne annuelle ..... 44
III.3.2 Pluies journalières maximales ..... 48
III.4 Étude d'apports ..... 54
III.4.1 Apport moyen annuel ..... 54
Elle consiste à extrapoler le débit de projet au site non jaugé à partir des données ..... 56
observées dans un bassin proche jaugé qui lui est hydrologiquement comparable de point: ..... 56
III.4.2 Coefficient de variation ..... 58
III.4.3 Les apports fréquentielles ..... 59
III.5 Etude des apports solides ..... 61
III.5.1 Formule de Tixeront: ..... 61
III.5.2 Formule de fournie : ..... 61
III.5.3 Formule de Gavrilovic ..... 61
III.5.4 Détermination du Transport solide par Modèle de Meddi (2015): ..... 62
III.6 Etude des crues ..... 63
III.6.1 Détermination des débits maximum de la crue : ..... 63
III.6.2 Méthode GRADEX (CIGB, 1994) : ..... 64
III.6.3 Hydro gramme de crue ..... 66
III.6.4 Choix des crues: ..... 69
III.6.5 Estimation du volume mort: ..... 70
III.7 Etude de régularisation ..... 71
III.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue : ..... 71
III.7.2 Répartition mensuelle des apports: ..... 72
III.7.3 Calcul du volume utile: ..... 73
III.8 Laminage des crues: ..... 75
III.8.1 Méthode de Muskingum (Fread & D.L, 1993) : ..... 76
III.9 Etude d'optimisation ..... 93
III.9.1 Calcul de la revanche: ..... 93
III.9.2 Calcul du tassement ..... 95
III.9.3 Largueur en crête : ..... 95
III.9.4 Calcul des coûts ..... 95
III.10 Conclusion ..... 100
**IV. Etude des variantes de l'évacuateur de crues ..... 101**
Introduction ..... 101
IV.1 Choix du type de l'évacuateur de crues ..... 101

IV.2 Choix de la rive favorable ..... 102
IV.3 Evacuateur latérale à entonnement latérale : ..... 102
IV.3.1 Canal d'approche ..... 103
IV.3.2 Déversoir et canal latéral ..... 104
IV.3.3 Chenal d'écoulement ..... 109
IV.3.4 Coursier ..... 110
IV.3.5 Bassin de dissipation ..... 113
IV.3.6 Canal de fuite ..... 115
IV.4 Evacuateur à surface libre à déversoir labyrinthe ..... 115
IV.4.1 Dimensionnement du déversoir labyrinthe ..... 116
IV.4.2 Calcul hydraulique du déversoir ..... 118
IV.4.3 Le coursier ..... 118
IV.4.4 Dissipateur d'énergie ..... 119
IV.5 Etude comparatif des trois variantes ..... 123
Conclusion ..... 123
**V. Étude de la variante choisis ..... 124**
Introduction ..... 124
V.1 Etude de stabilité ..... 124
V.1.1 Stabilité de déversoir ..... 124
V.1.2 Stabilité des murs bajoyers ..... 128
V.2 Calcul de ferraillage ..... 130
V.2.1 Ferraillage de rideau de coursier ..... 130
V.2.2 Ferraillage de la semelle de coursier ..... 132
V.2.3 Ferraillage de radier de déversoir : ..... 134
V.3 Conclusion ..... 136
**VI. Organisation de chantier. ..... 137**
VI.1 Introduction ..... 137
VI.2 Organisation et techniques de préparation ..... 137
VI.3 Les principaux intervenants sur chantier ..... 137
VI.4 Travaux d'installation du chantier: ..... 138
VI.4.1 Installations destinées au personnel : ..... 138
VI.4.2 Installations destinées au stockage des matériaux ..... 138
VI.4.3 Installations destinées à la réparation des engins: ..... 138
VI.4.4 Installation destinée pour la préfabrication : ..... 138
VI.4.5 Les moyens de chantier : ..... 138
VI.5 Travaux de réalisation: ..... 138
VI.5.1 Travaux de terrassements: ..... 138

VI.5.2 Travaux d'excavations: 139
VI.5.3 Travaux secondaires 139
VI.6 Moyens du chantier 139
VI.6.1 Moyens humains: 139
VI.6.2 Les engins de terrassement: 139
VI.6.3 Le matériel des bétonnages: 140
VI.7 Planification : 140
VI.7.1 Techniques de la planification 140
VI.8 Programme de travaux: 142
VI.8.1 Détermination des chemins critiques : 145
VI.8.2 Méthode du tableau 145
VI.8.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres) 145
Conclusion 146
**VII. Protection de travail 147**
Introduction 147
VII.1 LES ACCIDENTS DE TRAVAIL ET LES MALADIES PROFESSIONNELLES (KAHLERRAS, 2020) 147
VII.2 Protection collectif : 147
VII.3 Protection individual 148
VII.4 Sécurité de chantier 148
Conclusion 149
**VIII. Étude d'impact sur l'environnement 150**
Introduction 150
VIII.1 Etat initial du site d'implantation 150
VIII.1.1 Qualité des eaux de l'oued Boukmouri 150
VIII.1.2 Périmètres de protection des eaux 151
VIII.1.3 Potentialité touristique 151
VIII.1.4 Niveau acoustique du site 151
VIII.2 L'évaluation des impacts prévisibles et effets cumulatifs 151
VIII.3 Les mesures envisagées 152
VIII.4 Conclusions 153
**CONCLUSION GENERALE 153**

# LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Situation régionale du site et routes principales ..... 2
Figure I.2 Encadrement géomorphologique du site indiquant les zones de reliefs montagneux (Mo) et de pénéplaine (image extraite du Google Earth). ..... 4
Figure I.3 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003). ..... 5
Figure I.4 Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle ..... 7
Figure I.5 Hydrogrammes de crue affluents à retenue de Boukmouri ..... 10
Figure I.6 Courbe Capacité hauteur ..... 11
Figure I.7 Courbe Surface hauteur. ..... 11
Figure II.1Carte géologique de la région. Extrait de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965), avec les principaux linéaments soupçonnés. ..... 12
Figure II.2 Légende de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965) ..... 13
Figure II.3 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003) ..... 24
Figure III.1 Délimitation du bassin versant et le réseau hydrographique de l'oued Boukmouri ..... 27
Figure III.2 Courbes de niveau du bassin versant. ..... 30
Figure III.3 Courbe et répartition hypsométrique ..... 31
Figure III.4 Carte des courbes hypsométriques de bassin de l'oued Boukmouri ..... 32
Figure III.5 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (station Médéa) (Source ONM). ..... 42
Figure III.6 Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa) (Source ONM) ..... 43
Figure III.7 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) (Source ONM) ..... 43
Figure III.8 Carte des Isohyètes de Oued Boukmouri Ech: 1/ 500 000. (source ANBT). ..... 45
Figure III.9 Application de la méthode de Theissen sur Oued Boukmouri et Oued Derdeur Echelle 1/500 000 (Source ANBT). ..... 47
Figure III.10 Pluies moyennes mensuelles interannuelles considérées pour le bassin versant de Boukmouri (Source ANBT) ..... 48
Figure III.11 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) ..... 52
Figure III.12 Ajustement à la loi de Galton (Maximum de vraisemblance) ..... 53
Figure III.13 Comparaison entre les deux ajustements ..... 54
Figure III.14 Répartition mensuelle interannuels des apports ..... 58
Figure III.15 Hydrogramme de crue ..... 69
Figure III.16 Hydrogramme de crue pour une fréquence de 0.01% ..... 70
Figure III.17 Hydrogramme de crue du chantier pour une fréquence de 2% ..... 70
Figure III.18 Courbe capacité hauteur ..... 72
Figure III.19 Laminage à travers un barrage. ..... 77
Figure III.20 Evacuateur à surface libre. ..... 78
Figure III.21 Modélisation de la courbe surface-hauteur. ..... 79
Figure III.22 Courbe caractéristique de cuvette. ..... 80
Figure III.23 Hydrogramme de crue entrant et sortant ..... 85
Figure III.24 Hydrogrammes de sorties. ..... 93
Figure III.25 Profile longitudinale de l'axe du barrage. ..... 96
Figure III.26 Courbe d'optimisation ..... 100
Figure IV.1 description de l'évacuateur de crue latéral. ..... 103
Figure IV.2 Profil déversoir type Creager (H= 3m). ..... 105

Figure IV.3 Schématisation de l'auge de réception. ..... 106
Figure IV.4 Profil en long de l'auge de réception. ..... 107
Figure IV.5 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier. ..... 111
Figure IV.6 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987) 114
Figure IV.7 Principe et forme du déversoir labyrinthe. ..... 116
Figure IV.8 Géométrie du déversoir labyrinthe ..... 117
Figure IV.9 Dimensions du déversoir labyrinthe. ..... 118
Figure IV.10 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier de la 3eme variante ..... 119
Figure IV.11 Auge de dissipation (saut de ski) (Willi H & Aniton J, 2009) ..... 120
Figure IV.12 dent du dissipateur à auge USBR (Willi H & Aniton J, 2009) ..... 121
Figure IV.13 Schéma explicatif des longueurs de trajectoire ..... 121
Figure IV.14 Bassin plongé de type USBR (*Design of Small Dams.*, 1987) ..... 122
Figure V.1 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir. ..... 124
Figure V.2 Pré dimensionnement du déversoir. ..... 125
Figure V.3 Epure des sous pressions dynamiques. ..... 126
Figure V.4 Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle ..... 127
Figure V.5 Les forces agissantes sur le mur des bajoyers. ..... 129
Figure V.6 Calcul ferraillage de coursier. ..... 130
Figure V.7 Différentes contraintes de la semelle. ..... 132
Figure V.8Diagramme résultantes des contraintes du radier. ..... 133
Figure V.9 Diagramme résultantes des contraintes du radier de déversoir. ..... 135
Figure VI.1 Réseau à nœuds ..... 144

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 Caractéristiques principales du bassin versant de Boukmouri..... 6
Tableau I-2 Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle ..... 7
Tableau I-3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel ..... 7
Tableau I-4 Série d'apports mensuels à Boukmouri (hm3) ..... 8
Tableau I-5 Evaporations mensuelles sur la retenue de Boukmouri ..... 10
Tableau I-6 Caractéristiques des hydrogrammes de crue affluents à retenue de Boukmouri .. 10
Tableau II-1 Analyses granulométriques (puis des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3)..... 17
Tableau II-2 Essais d'identification (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3) ..... 18
Tableau II-3 Essais de caractérisation de déformabilité et perméabilité (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3) ..... 18
Tableau II-4 Analyses chimiques (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3)..... 18
Tableau II-5Analyses granulométriques (puits de la zone d'emprunt ER1)..... 19
Tableau II-6 Essais d'identification ..... 20
Tableau II-7 Essais de caractérisation physique des blocs de la zone d'emprunt ER2..... 20
Tableau II-8 Essais de caractérisation mécaniques des blocs de la zone d'emprunt ER2 ..... 21
Tableau II-9 Analyses granulométriques (puis de la zone d'emprunt ES1) ..... 22
Tableau II-10 Essais de caractérisation physique des matériaux sableux ..... 22
Tableau II-11 Essais de caractérisation physique et mécaniques des blocs de la carrière de Boughezoul..... 23
Tableau II-12 Rapport du LCTP. Essais de caractérisation physique et mécaniques des granulats ..... 23
Tableau II-13 Rapport du LCTP. Essais de caractérisation physique et mécaniques de grave concassée ..... 23
Tableau II-14 Paramètres géotechniques obtenues pour le calcul de stabilité ..... 25
Tableau III-1 Les surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude ..... 31
Tableau III-2 Altitude moyenne du bassin versant ..... 33
Tableau III-3 Calcul de la pente moyenne du bassin versant. ..... 34
Tableau III-4 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) ..... 34
Tableau III-5 Calcul de l'indice de pente M.ROCHE $I_p$ ..... 35
Tableau III-6 Classification des reliefs d'après O.R.S.T.O.M (type de relief) (Prof. Mme TOUAIBIA, 2015) ..... 36
Tableau III-7 Calcul de la pente du talweg principal ..... 38
Tableau III-8 Récapitulatif du temps de concentration ..... 40
Tableau III-9 Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant. ..... 41
Tableau III-10 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013(Station Médéa) ..... 42
Tableau III-11 Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa)..... 43
Tableau III-12 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa)..... 43
Tableau III-13 Coordonnées et codes des stations pluviométriques (Source ANBT) ..... 44
Tableau III-14 Calcul de la pluie moyenne par isohyètes ..... 45
Tableau III-15 Calcul de la pluie moyenne par Thiessen..... 46
Tableau III-16 Pluies moyennes interannuelles du bassin versant de Boukmouri..... 48
Tableau III-17 Série des pluies journalières maximales de la station Derrag (01.13.02) ..... 49
Tableau III-18 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières..... 50
Tableau III-19 Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel ..... 52
Tableau III-20 Résultat d'ajustement par la loi de Galton ..... 53
Tableau III-21 Récapultatif des résultats par les formules empiriques ..... 56
Tableau III-22 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel. ..... 57

Tableau III-23 Les différentes valeurs de *Cv* ..... 59
Tableau III-24 Apports fréquentiels pour différentes période de retour ..... 60
Tableau III-25 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% ..... 60
Tableau III-26 valeur de Z en fonction du degré d'érosion ..... 62
Tableau III-27 Récpultatif des Apports solides..... 62
Tableau III-28 Les résultats de calcul du débit maximum de la crue..... 64
Tableau III-29 Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue ..... 67
Tableau III-30 Les résultats de calcul du débit de la crue..... 67
Tableau III-31 Crue de projet recommandée ..... 69
Tableau III-32 les caractéristiques topographiques de la retenue ..... 71
Tableau III-33 Distribution mensuelle du volume de l'eau pour approvisionnement urbain de la retenue du barrage de Boukmouri ..... 72
Tableau III-34Distribution mensuelle du volume de l'eau pour pour l'irrigation de la retenue du barrage de Boukmouri. ..... 73
Tableau III-35 Détermination de la période d'étiage. ..... 74
Tableau III-36 Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel... 74
Tableau III-37 Calcul de la courbe caractéristique du barrage. ..... 79
Tableau III-38 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=60 m. ..... 80
Tableau III-39 Calcul de l'hydrogramme entrant et sortant..... 86
Tableau III-40 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum. ..... 93
Tableau III-41 Résultats de calcul de la revanche..... 94
Tableau III-42 Résultats de calcul de la longueur en crête ..... 95
Tableau III-43 Calcul de Coût de la digue ..... 96
Tableau III-44 Résultats de calcul de Coût de déversoir..... 97
Tableau III-45 Résultats de calcul de Coût de coursier..... 98
Tableau III-46 Résultats de calcul de Coût de canal d'approche. ..... 99
Tableau III-47 Résultats de calcul de Coût totale du barrage. ..... 99
Tableau III-48 Résultats de l'étude d'optimisation. ..... 100
Tableau III-49 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage ..... 100
Tableau IV-1 Coordonnées du quadrant aval de déversoir. ..... 104
Tableau IV-2 Calcul de l'auge de réception. ..... 106
Tableau IV-3 Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge. ..... 107
Tableau IV-4 Calcul de Δy par la méthode USBR2..... 108
Tableau IV-5 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode d'intégration indirecte. ..... 111
Tableau IV-6 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier..... 112
Tableau IV-7 Vérification de phénomène d'aération du coursier. ..... 112
Tableau IV-8 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR. ..... 113
Tableau IV-9 Dimensions des dents déflectrices ..... 114
Tableau IV-10 Dimensions des blocs de chicane..... 114
Tableau IV-11 Calcul de ligne d'eau dans le coursier (3ème variante) ..... 118
Tableau IV-12 Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues. ..... 123
Tableau V-1 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh. ..... 126
Tableau VI-1 Liste, symbole et durée des opérations ..... 142
Tableau VI-2 Détermination du chemin critique par la méthode du tableau. ..... 145
Tableau VIII-1 résultats des analyses des deux campagnes de mesures..... 150
Tableau VIII-2 Résultats des analyses des paramètres microbiologiques ..... 151

# LISTE DES PLANCHES

**Planche 01:** Vue en plan de l'aménagement
**Planche 02**: Vue en plan de l'ouvrage.
**Planche 03:** Profil en long de l'évacuateur et la coupe géologique
**Planche 04:** Présentation des variantes de l'évacuateur
**Planche 05**: Coupes et détailles de la variante retenue
**Planche 06:** Planning des travaux d'exécution**.**

# INTRODUCTION GENERALE

La région de Médéa est située au Nord de l'Algérie. Situé au cœur de l'Atlas Tellien, la wilaya de Médéa est caractérisée par une altitude élevée et un relief mouvementé enserrant quelques plaines assez fertiles mais de faible extension pour s'estomper ensuite aux confins des hautes plaines steppiques, en une série de collines mollement ondulées.

Le taux de raccordement en eau potable et en assainissement est assuré à 95%. La capacité totale des barrages et retenues collinaires est de 31.794.000 ($m^3$) avec 20 Petits Barrages avec une capacité de 27.967.000 ($m^3$) et 50 Retenues collinaires avec une capacité de 3.827.000 ($m^3$). La surface agricole totale est de l'ordre de 773.541 Ha avec une S.A.U de 338.359.

Malgré ces chiffres la poussée démographique conjuguée à l'amélioration des conditions de vie des habitants, ont engendré une forte croissance de la demande en eau potable et l'irrigation de la région. L'étude des besoins en eau de la Wilaya de Médéa a montré que les ressources mobilisées sont encore insuffisantes.

Pour assurer la satisfaction des besoins en eaux, il a été proposé le projet de réalisation barrage de Boukmouri situé sur l'Oued de Boukmouri à sud-sud-ouest de la ville de Médéa.

Le barrage, avec un volume de réservoir de 24 $Mm^3$ , permettra de régler le problème d'alimentation en eau potable et d'irrigation de la zone de Boukmouri.

La réalisation d'un barrage nécessite la construction d'un ouvrage annexe qui permet d'évacuer les crues, dit évacuateur de crues, son rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité du barrage et du son aval. Il existe plusieurs types d'évacuateurs, selon le type d'écoulement, d'entonnement, et le type de la digue.

Le présent travail vise à dimensionner les différentes variantes de l'évacuateur de crues adéquates pour permettre le passage des crues à travers le barrage de Boukmouri, en assurant la sécurité et stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer l'étude, nous commençons par faire une synthèse de l'étude de faisabilité déjà faite par ANBT, suivi par une étude géologique et géotechnique en se basant sur les données de l'étude de faisabilité, le chapitre suivant est l'étude hydrologique, afin de déterminer toutes le caractéristiques hydrologiques du site, notamment le volume utile, les débits de crues pour les différentes périodes de retour et le débit de dimensionnement, et la largeur optimale du déversoir. Ensuite nous étudions en détails trois variantes de l'évacuateur, qui sont : évacuateur latéral à entonnement frontal, évacuateur latéral à entonnement latéral, évacuateur avec déversoir labyrinthe et dissipateur en saut de ski. Après avoir choisi la variante optimale, nous consacrons un chapitre pour l'étude génie civil de cette variante, ensuite une étude d'organisation des travaux de chantier, une étude sur la sécurité et protection de chantier, et enfin nous terminons par étude d'impact du barrage sur l'environnement de site.

# I. Synthèse de l'étude de faisabilité

**Introduction**

Le barrage de Boukmouri se situe sur Oued Boukmourri ; willaya de Médéa, dont l'étude de faisabilité a été faite par Le Groupement des bureaux d'études **CENOR - Consultores, SA** et **BECATA.** L'objectif de notre travail sera l'étude des variantes de l'evacuateur de crues du barrage Boukmouri pour compléter les études déjà faites au cours de la faisabilité. Le but de ce chapitre est la description générale de l'ouvrage et la description de la solution adoptée.

## I.1 LocaliSation et but de l'aménagement

Le site du barrage de Boukmouri, dans la wilaya de Médéa, se trouve à environ 53 kilomètres, à vol d'oiseau, à sud-sud-ouest de la ville de Médéa et à environ 23 kilomètres, à vol d'oiseau, à l'ouest de la ville de Ksar El Boukhari .

On peut y accède, à partir de la ville de Ksar El Boukhari, en empruntant la route secondaire CW19, qui parte de la route nationale N1 vers le village de Sebt Azziz (FigureI.01). A 25 kilomètres, immédiatement après traverser l'oued Boukmouri, on trouve une piste sur le côté droite, qui mène droit au site du barrage. Le site du barrage se situe d'environ 5 kilomètres à l'est du village de Sebt Azziz.

En outre, le site du barrage se trouve à environ 35 kilomètres, à vol d'oiseau, à nord-ouest de la ville de Boughezoul.

L'aménagement sera réalisé sur l'oued Boukmouri, qui est un affluent de l'oued Cheliff. Les coordonées du site UTM sont :

X=454 725 E. Y=3 966 222 N. Z=824.0 (Cartes: Ksar el Boukhari NI-31-XXI-2-OUEST AU 1/50$^{éme}$000; Theniat el Had NI-31-XXI-2-EST AU 1/50$^{éme}$000).

Le barrage Boukmouri est destiné à stocké de l'eau pour alimenter la zone en eau potable et pour irriguer les terres agricoles de la région.




**Figure I.1** Situation régionale du site et routes principales

## I.2 LES VARIANTES RETENUES DE L'ETUDE DE FAISABILITE

a) - La digue : Le barrage est en terre à noyau central en béton bitumineux.la stabilité est garantie par les recharges par des sols grossiers, en permettant l'adoption des pentes 1V:2.5H dans le talus amont et de 1V:2.0H dans le talus aval.

b) - L'évacuateur de crue : L'évacuateur de crue est à seuil libre du type Creager, avec coursier de développement normal au déversoir et bassin de dissipation du type II selon

le Bureau of Reclamation de l'US Corps of Engineers. L'évacuateur de crues est implanté en rive gauche et evacue un débit de 544,4 $m^3/s$. tant composé par les éléments suivants, de l'amont vers l'aval

-Plateforme d'approche au déversoir;
-un déversoir en seuil libre à crête courbe (section type Creager);
-coursier horizontal;
-une marche de transition entre le tronçon de coursier horizontal et le tronçon incliné du coursier;
-un coursier incliné avec une pente de 33,2%;
-un coursier incliné avec une pente de 4,7% ;
-un coursier incliné avec une pente de 27,63%;
-une transition parabolique entre le tronçon de coursier incliné et le bassin de dissipation;
-un bassin de dissipation d'énergie;
-un coursier raccordant l'ouvrage au lit du fleuve ;
-protection du lit du fleuve à l'aval du bassin de dissipation d'énergie.

c) - Dérivation provisoire de l'oued Boukmouri par le moyen d'une galerie de béton et bassin de dissipation du type USBR III. La galerie est implanté au fond de la vallée en rive gauche ;

d)- Ouvrage de prise et vidange de fond constitué par une tour de prise d'eau verticale, avec passerelle d'accès à partir de la crête du barrage, et conduits installées à l'intérieur de la galerie.

## I.3 Synthèse des études préliminaires :

Dans cette partie, nous présentons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique. Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, il doit avoir un programme de reconnaissance géologique complémentaire lancé dans cette étude. En fin, pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports liquides et solides et l'étude de crues.

De l'analyse préliminaire du site pendant la première visite deux axes variantes pour la digue ont été choisis. Les deux axes sont situés dans la partie aval de l'oued : l'axe amont localisé à environ 1,5 km en amont de la route CW19 ; et l'axe aval localisé à environ 800 m en amont de cette route. Compte tenu des résultats de ces études, il a été constaté que les conditions topographiques, géologiques et géotechniques de l'axe amont sont plus favorables que celles de l'axe aval. En effet, la topographie de l'axe amont est plus adéquate pour l'implantation des ouvrages et la géologie de cet axe est plus régulière et moins affecté par les accidents géologiques détectés.

### I.3.1 Étude topographique

La région est constituée de deux types de relief: un relief montagneux et un relief de pénéplaine.

Le site du barrage et de la cuvette se localise presque totalement dans la pénéplaine et le relief montagneux encercle le site au Nord, Ouest et Sud (voir Figure I.02).

En amont du bassin, le relief est accidenté avec quelques escarpements rocheux, la vallée est large et les pentes sont raides et très raides, creusées par quelques thalwegs profonds.

Dans la zone du bassin, où le substrat est fondamentalement marneux, la vallée est large avec le fond plat et quelques centaines de mètres de large et les côtés légèrement inclinés. Les flancs sont entrecroisés de rares thalwegs peu profonds qui commencent au sommet par un réseau dense de ravines, où l'érosion régressive est assez accentuée.

A droite du site de l'axe du barrage, la morphologie des pentes est monotone et en pente est

faible. Le fond de la vallée est large, environ 300 m, à une altitude de 825 m.

Un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/5000ème a été effectué pour cette étude, avec une surface d'environ 650 ha. Dans la zone de l'axe du barrage un levé topographique à l'échelle 1/2000ème a été exécuté, avec une surface d'environ 373 ha.

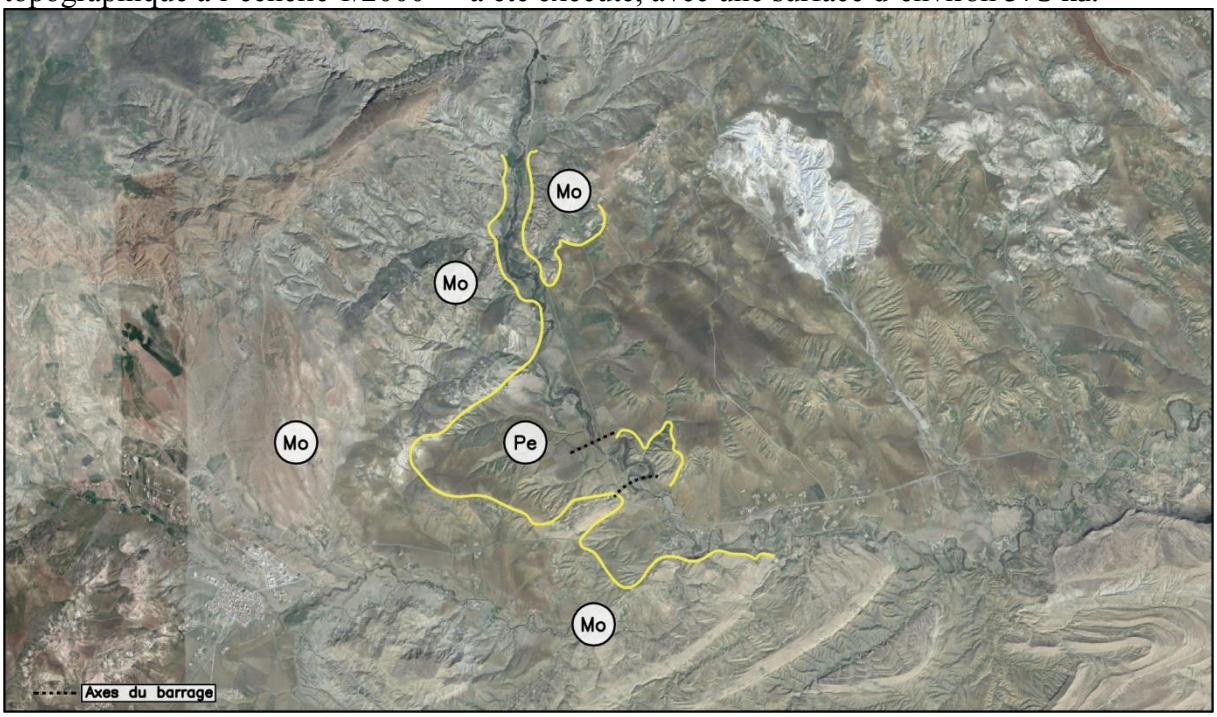



**Figure I.2** Encadrement géomorphologique du site indiquant les zones de reliefs montagneux (Mo) et de pénéplaine (image extraite du Google Earth).

### I.3.2 Étude géologique et géotechnique

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permet de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

#### I.3.2.1 Géologie Régionale

**a) Lithologie**

- **Terrains quaternaires**

Les dépôts sédimentaires du lit majeur de l'oued, appartenant au Quaternaire actuel, comprennent les unités suivantes :

A) **S**, Il s'agit d'une couche de couverture alluvionnaire de sols mous, constituée de sables fins limoneux très lâches à lâches, boues et d'argiles vaseuses. En moyenne, l'épaisseur de cette couche varie de 1 à 2 m, mais on trouve par endroits des poches plus épais d'argiles vaseuses (par exemple au puits P11) ;

B) **Ag,** ce sont des sols graveleux saturés constitués de graves, cailloux emballés dans une matrice graveleuse et sablo-limoneuse, lâche. L'épaisseur maximale de 12 m a été trouvée dans le sondage S1.3 sur l'axe amont. À l'aval, l'épaisseur de cette unité est de l'ordre de 3 à 5 m.

Terrains Tertiaires

Au droit du site le substratum tertiaire comprend les types pétrographiques suivants : marne, marne peu sableuse, marne gréseuse, grès marneux et grès siliceux. A l'Éocène inférieur prédominent les marnes et les marnes sableuses à rares bancs de grès, tandis que à

l'Oligocène prédominent les types à faciès gréseuses (grès, grès marneux à passées de marnes).
Dans cette étude, les unités litho-stratigraphiques considérés dans l'ensemble des formations de l'Éocène et de l'Oligocène ont été les suivantes :
A) **G**, grès siliceux et grès marneux ;
B) **MG**, alternances de bancs épais de grès ou grès marneux et marne ;
C) **M**, marnes, marnes peu sableuses et marnes gréseuses saines ;
D) **Ma**, marne, marnes peu sableuses et marnes gréseuses altérées et fissurées.

**b) Tectonique**

Le site du barrage est situé dans une vaste zone de formations sédimentaires allochtones (nappe) du Crétacé Supérieur, Paléogène et Néogène, appartenant à la zone externe du Tell. D'après l'esquisse tectonique, présentée dans la carte géologique de Derrag, ces formations de la nappe appartiennent à l'unité tectonique IIa. Ces formations allochtones surmontent les formations autochtones (anté-nappe) du Miocène inférieur.

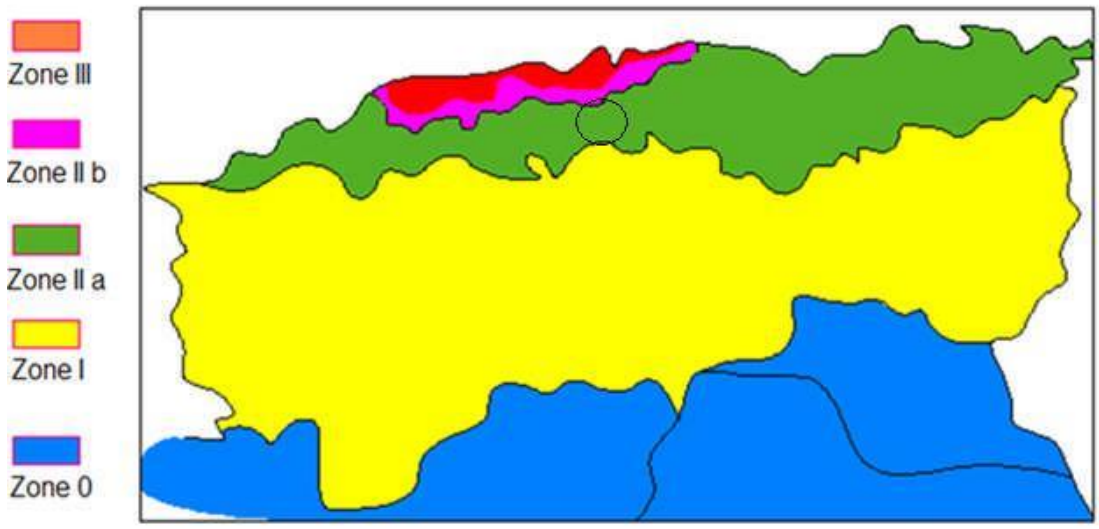



**Figure I.3** Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003).

**I.3.1.1 Géologie du site**

**a) Géologie de l'axe amont**

Au droit de l'axe amont le substratum est constitué de marnes plus ou moins sableuses de l'Éocène moyen. Les intercalations de grès sont rares.
Dans les berges du lit majeur de l'oued, on trouve les formations de la basse terrasse (Ta) constituée d'argiles à lentilles gravelo-sableuses. Les formations qui comblent le fond de la vallée renferment une nappe phréatique alimentée par l'écoulement superficiel ou sous-superficiel de la rivière, avec la surface de saturation à la Côte 823 m, environ.

Au moins, deux anomalies sismiques ont été identifiées par les bases sismiques BS1 et BS7, correspondant probablement à des accidents géologiques qui traversent l'axe dans l'appui droit et au fond de vallée.

**b) Géologie de l'axe aval**

Dans la zone d'implantation de l'axe aval le substratum au fond de la vallée, qui a résulté du dernier épisode de creusement est aplati ou légèrement ondulé et varie « grosso modo entre les Côte s 806 et 808 m. La largeur est d'environ 450 m et les limites latérales, aux pieds de versants, sont des talus raides et d'origine tectonique.

Le fond de la vallée est comblé par sédiments alluvionnaires de la basse terrasse, qui forme la plaine alluviale, où l'oued méandrise et s'est encaissé.
La couche de base des sédiments est constituée d'alluvions graveleuses perméables qui reposent sur le substratum marneux et marno-gréseux.

Au niveau du site aval les marnes de l'Éocène apparaissent sur les grès de l'Oligocène. Le contact anormal se situe au-dessus du banc de grès (du côté amont) et correspond certainement à un chevauchement. D'après l'examen carottages et des affleurements en rive droite et en rive gauche, il s'agit vraisemblablement d'une structure complexe qui se manifeste des façons suivantes :

-Nombreuses zones broyées et microfissurées aux épontes polies du type "sliken-side", au niveau des marnes de l'Éocène, du flanc droit et du fond de vallée ;
-Rocher très fracturé, plié à zones faillées et broyées, au niveau des alternances de couches de grès rigides et de marnes ductiles du flanc gauche.

#### I.3.1.2 Zonage géotechnique

Le zonage des terrains de fondation des ouvrages a été basé sur l'ensemble des levés géologiques de surface, des résultats et de l'interprétation des données de la prospection géophysique, des puits et tranchées, des sondages et des essais géotechniques réalisés in situ et au laboratoire.

**Conclusion**

Du point de vue géologique et tectonique le substratum de l'axe aval s'est révélé bien plus compliqué que celui de l'axe amont, ce qui suscite des incertitudes sur les conditions géotechniques et hydrogéologiques réelles et le besoin de trouver des solutions pour les ouvrages plus onéreuses.

En se basant sur les résultats des reconnaissances réalisées au niveau de cette Étude de Faisabilité, les conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques dans l'axe amont sont relativement moins compliquées et maitrisables.

### I.3.3 Étude Hydrologique et de Régularisation

#### I.3.1.3 Etude hydrologique

##### I.3.1.3.1 Caractéristiques du bassin versant

Dans le Tableau I.01 **Error! Reference source not found.**, on montre les caractéristiques principales du bassin versant dominé par la retenue du barrage de Boukmouri.

**Tableau I-1** Caractéristiques principales du bassin versant de Boukmouri

| Caractéristiques | Valeurs |
|---|---|
| Superficie | 128,7 $km^2$ |
| Altitude maximale | 1706,00 |
| Altitude minimale | 805,00 |
| Altitude moyenne | 1145,60 |
| Longueur du thalweg principal | 32,10 km |
| Pente moyenne | 0,0177 |
| Temps de concentration | 8,5 h |

##### I.3.1.3.2 Précipitations

Selon l'étude hydrologique présentée dans les chapitres prochains, la précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant de la retenue du barrage de Boukmouri est de 450 mm, sa répartition moyenne annuelle étant indiquée au **Error! Reference source not found.** et à la Figure I.04.

**Tableau I-2** Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle

| Année | Sep. | Oct. | Nov. | Dec. | Jan. | Fev. | Mar. | Avr. | Mai. | Juin | Juil. | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| % | 5,51 | 9,31 | 10,82 | 13,95 | 13,96 | 12,08 | 11,41 | 9,56 | 8,72 | 2,7 | 0,61 | 1,38 | 100 |
| $P_{moy}$ (mm) | 25 | 42 | 49 | 63 | 63 | 54 | 51 | 43 | 39 | 12 | 3 | 6 | 450 |

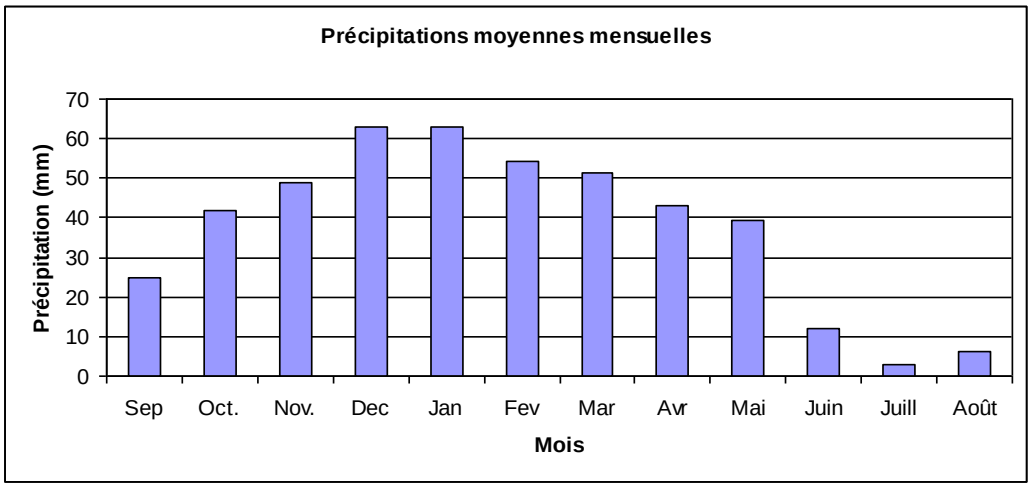



**Figure I.4** Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle

### I.3.1.3.3 Apports liquides

Selon l'étude hydrologique présentée dans le Tome 2.1, l'apport moyen annuel produit, en conditions naturelles, par le bassin versant de la retenue du barrage de Boukmouri est de 77,7 mm, ce qui, sur une superficie de 128,7 km$^2$, correspond à un volume annuel 10,0 hm$^3$ et à un débit modulaire de 0,32 m$^3$/s.

La répartition moyenne de cet apport le long de l'année hydrologique est donnée au **Error! Reference source not found. II.03.**

**Tableau I-3** Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

| **Mois** | **Sep** | **Oct.** | **Nov.** | **Déc.** | **Jan** | **Fév.** | **Mar** | **Avr.** | **Mai** | **Juin** | **Juil.** | **Août** | **Année** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A(hm$^3$) | 0,61 | 1,07 | 1,08 | 1,40 | 1,40 | 1,21 | 1,14 | 0,96 | 0,87 | 0,27 | - | - | 10,00 |
| % | 6,12 | 10,7 | 10,8 | 14,0 | 14,0 | 12,08 | 11,41 | 9,56 | 8,7 | 2,7 | - | - | 100 |

Sur le on présente la série réelle reconstitué des apports mensuels qui auront survenu pendant la période 1973/74 - 2002/03 et 2010/11 – 2013/14.

| **Année** | **Sep** | **Oct.** | **Nov.** | **Déc.** | **Jan** | **Fév.** | **Mars** | **Avril** | **Mai** | **Juin** | **Juill.** | **Août** | **Année** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1973/74** | 0,42 | 0,12 | 0,14 | 0,43 | 0,35 | 1,89 | 7,47 | 5,45 | 1,27 | 0,46 | 0,13 | 0,07 | 18,20 |
| **1974/75** | 0,61 | 0,16 | 0,62 | 0,24 | 0,21 | 1,14 | 2,58 | 0,82 | 0,59 | 0,33 | 0,03 | 0,02 | 7,36 |
| **1975/76** | 0,48 | 0,05 | 1,17 | 0,63 | 0,43 | 6,53 | 2,97 | 1,83 | 2,00 | 0,78 | 1,00 | 0,65 | 18,51 |
| **1976/77** | 0,84 | 0,46 | 0,80 | 0,64 | 1,99 | 0,98 | 0,46 | 0,87 | 1,09 | 0,04 | 0,00 | 0,33 | 8,48 |
| **1977/78** | 0,02 | 0,00 | 0,29 | 0,04 | 0,23 | 0,17 | 0,32 | 1,65 | 2,13 | 0,54 | 0,02 | 0,00 | 5,40 |
| **1978/79** | 0,00 | 0,28 | 0,30 | 0,17 | 1,14 | 2,15 | 6,49 | 1,66 | 0,34 | 0,12 | 0,00 | 0,00 | 12,65 |
| **1979/80** | 3,80 | 0,70 | 0,70 | 0,58 | 4,79 | 1,78 | 4,26 | 2,02 | 1,56 | 0,41 | 0,15 | 0,01 | 20,76 |
| **1980/81** | 0,23 | 0,09 | 0,17 | 2,28 | 1,79 | 2,82 | 2,19 | 0,96 | 0,65 | 0,22 | 0,00 | 0,53 | 11,92 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1981/82** | 0,01 | 0,01 | 0,02 | 0,52 | 1,27 | 1,54 | 2,39 | 1,38 | 0,92 | 0,35 | 0,24 | 0,15 | 8,79 |
| **1982/83** | 0,42 | 0,34 | 0,36 | 0,52 | 2,08 | 1,54 | 0,75 | 1,38 | 0,13 | 0,01 | 0,24 | 0,10 | 7,86 |
| **1983/84** | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,07 | 0,15 | 1,22 | 0,57 | 0,56 | 0,14 | 0,08 | 0,00 | 0,00 | 2,81 |
| **1984/85** | 0,00 | 0,34 | 0,11 | 0,31 | 1,67 | 0,91 | 1,84 | 0,80 | 0,74 | 0,02 | 0,00 | 0,00 | 6,74 |
| **1985/86** | 0,57 | 0,14 | 0,20 | 0,19 | 0,36 | 0,79 | 10,51 | 0,88 | 0,06 | 0,03 | 0,00 | 0,01 | 13,72 |
| **1986/87** | 0,07 | 0,75 | 0,45 | 1,88 | 3,04 | 5,91 | 3,15 | 1,14 | 0,28 | 0,13 | 0,25 | 0,09 | 17,12 |
| **1987/88** | 0,02 | 0,07 | 0,04 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,33 |
| **1988/89** | 0,15 | 0,11 | 0,01 | 1,24 | 0,00 | 0,00 | 0,05 | 0,42 | 0,07 | 0,00 | 0,01 | 0,01 | 2,05 |
| **1989/90** | 0,39 | 0,16 | 0,02 | 0,00 | 0,01 | 0,00 | 0,11 | 0,19 | 1,19 | 0,66 | 1,22 | 0,40 | 4,35 |
| **1990/91** | 0,46 | 0,48 | 0,27 | 0,40 | 0,46 | 1,06 | 1,84 | 1,34 | 0,72 | 0,28 | 0,09 | 0,00 | 7,39 |
| **1991/92** | 0,04 | 0,51 | 0,12 | 0,15 | 1,92 | 0,60 | 0,66 | 4,31 | 3,52 | 1,21 | 0,75 | 0,33 | 14,12 |
| **1992/93** | 0,46 | 0,71 | 2,20 | 1,24 | 1,42 | 1,28 | 1,34 | 1,25 | 0,80 | 0,01 | 0,00 | 0,60 | 11,31 |
| **1993/94** | 0,58 | 0,02 | 0,00 | 0,02 | 0,59 | 0,54 | 0,24 | 0,24 | 0,03 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 2,28 |
| **1994/95** | 0,50 | 1,72 | 0,03 | 0,06 | 5,34 | 2,10 | 5,02 | 1,83 | 1,14 | 0,56 | 0,08 | 0,27 | 18,65 |
| **1995/96** | 0,05 | 0,22 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 1,82 | 2,26 | 1,52 | 2,17 | 0,50 | 0,00 | 0,01 | 8,58 |
| **1996/97** | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,15 | 0,01 | 0,00 | 0,69 | 0,09 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,94 |
| **1997/98** | 0,46 | 0,28 | 1,26 | 0,81 | 0,05 | 0,01 | 0,01 | 0,11 | 1,19 | 1,04 | 1,77 | 3,06 | 10,03 |
| **1998/99** | 3,57 | 1,12 | 0,88 | 0,04 | 1,40 | 1,70 | 4,08 | 0,64 | 2,11 | 2,89 | 2,58 | 2,60 | 23,60 |
| **1999/00** | 1,19 | 1,40 | 0,74 | 1,18 | 0,25 | 0,17 | 0,72 | 0,48 | 1,11 | 0,39 | 0,08 | 1,59 | 9,29 |
| **2000/01** | 0,52 | 1,10 | 1,76 | 0,33 | 3,26 | 1,13 | 0,45 | 1,04 | 0,74 | 0,55 | 0,48 | 0,66 | 12,02 |
| **2001/02** | 0,66 | 1,21 | 0,39 | 0,00 | 0,06 | 0,10 | 0,10 | 0,19 | 0,95 | 1,23 | 0,63 | 0,11 | 5,62 |
| **2000/03** | 0,28 | 0,06 | 0,43 | 0,25 | 2,74 | 4,56 | 1,62 | 1,06 | 0,60 | 0,54 | 0,67 | 1,28 | 14,09 |
| **2010/11** | 0,01 | 0,14 | 0,15 | 0,28 | 0,31 | 1,80 | 1,05 | 0,09 | 1,19 | 0,24 | 0,12 | 0,03 | 5,40 |
| **2011/12** | 0,02 | 0,06 | 0,24 | 0,16 | 0,20 | 1,57 | 1,91 | 5,29 | 0,60 | 0,42 | 0,01 | 0,34 | 10,82 |
| **2012/13** | 0,28 | 0,24 | 0,47 | 0,32 | 0,87 | 1,88 | 1,43 | 1,23 | 1,15 | 0,25 | 0,08 | 0,36 | 8,54 |
| **2013/14** | 0,32 | 1,19 | 0,49 | 0,28 | 0,64 | 0,56 | 5,24 | 0,60 | 0,22 | 0,64 | 0,45 | 0,47 | 11,10 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **$A_{moy}$** | **0,5** | **0,4** | **0,4** | **0,4** | **1,2** | **1,5** | **2,2** | **1,3** | **0,9** | **0,4** | **0,3** | **0,4** | **10,0** |
| **$A_{min}$** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,03** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,33** |
| **$A_{max}$** | **3,80** | **1,72** | **2,20** | **2,28** | **5,34** | **6,53** | **10,51** | **5,45** | **3,52** | **2,89** | **2,58** | **3,06** | **23,60** |

**Tableau I-4** Série d'apports mensuels à Boukmouri (hm3)

| Année | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | Jan | Fév. | Mars | Avril | Mai | Juin | Juill. | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1973/74** | 0,42 | 0,12 | 0,14 | 0,43 | 0,35 | 1,89 | 7,47 | 5,45 | 1,27 | 0,46 | 0,13 | 0,07 | 18,20 |
| **1974/75** | 0,61 | 0,16 | 0,62 | 0,24 | 0,21 | 1,14 | 2,58 | 0,82 | 0,59 | 0,33 | 0,03 | 0,02 | 7,36 |
| **1975/76** | 0,48 | 0,05 | 1,17 | 0,63 | 0,43 | 6,53 | 2,97 | 1,83 | 2,00 | 0,78 | 1,00 | 0,65 | 18,51 |
| **1976/77** | 0,84 | 0,46 | 0,80 | 0,64 | 1,99 | 0,98 | 0,46 | 0,87 | 1,09 | 0,04 | 0,00 | 0,33 | 8,48 |
| **1977/78** | 0,02 | 0,00 | 0,29 | 0,04 | 0,23 | 0,17 | 0,32 | 1,65 | 2,13 | 0,54 | 0,02 | 0,00 | 5,40 |
| **1978/79** | 0,00 | 0,28 | 0,30 | 0,17 | 1,14 | 2,15 | 6,49 | 1,66 | 0,34 | 0,12 | 0,00 | 0,00 | 12,65 |
| **1979/80** | 3,80 | 0,70 | 0,70 | 0,58 | 4,79 | 1,78 | 4,26 | 2,02 | 1,56 | 0,41 | 0,15 | 0,01 | 20,76 |
| **1980/81** | 0,23 | 0,09 | 0,17 | 2,28 | 1,79 | 2,82 | 2,19 | 0,96 | 0,65 | 0,22 | 0,00 | 0,53 | 11,92 |
| **1981/82** | 0,01 | 0,01 | 0,02 | 0,52 | 1,27 | 1,54 | 2,39 | 1,38 | 0,92 | 0,35 | 0,24 | 0,15 | 8,79 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1982/83** | 0,42 | 0,34 | 0,36 | 0,52 | 2,08 | 1,54 | 0,75 | 1,38 | 0,13 | 0,01 | 0,24 | 0,10 | 7,86 |
| **1983/84** | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,07 | 0,15 | 1,22 | 0,57 | 0,56 | 0,14 | 0,08 | 0,00 | 0,00 | 2,81 |
| **1984/85** | 0,00 | 0,34 | 0,11 | 0,31 | 1,67 | 0,91 | 1,84 | 0,80 | 0,74 | 0,02 | 0,00 | 0,00 | 6,74 |
| **1985/86** | 0,57 | 0,14 | 0,20 | 0,19 | 0,36 | 0,79 | 10,51 | 0,88 | 0,06 | 0,03 | 0,00 | 0,01 | 13,72 |
| **1986/87** | 0,07 | 0,75 | 0,45 | 1,88 | 3,04 | 5,91 | 3,15 | 1,14 | 0,28 | 0,13 | 0,25 | 0,09 | 17,12 |
| **1987/88** | 0,02 | 0,07 | 0,04 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,33 |
| **1988/89** | 0,15 | 0,11 | 0,01 | 1,24 | 0,00 | 0,00 | 0,05 | 0,42 | 0,07 | 0,00 | 0,01 | 0,01 | 2,05 |
| **1989/90** | 0,39 | 0,16 | 0,02 | 0,00 | 0,01 | 0,00 | 0,11 | 0,19 | 1,19 | 0,66 | 1,22 | 0,40 | 4,35 |
| **1990/91** | 0,46 | 0,48 | 0,27 | 0,40 | 0,46 | 1,06 | 1,84 | 1,34 | 0,72 | 0,28 | 0,09 | 0,00 | 7,39 |
| **1991/92** | 0,04 | 0,51 | 0,12 | 0,15 | 1,92 | 0,60 | 0,66 | 4,31 | 3,52 | 1,21 | 0,75 | 0,33 | 14,12 |
| **1992/93** | 0,46 | 0,71 | 2,20 | 1,24 | 1,42 | 1,28 | 1,34 | 1,25 | 0,80 | 0,01 | 0,00 | 0,60 | 11,31 |
| **1993/94** | 0,58 | 0,02 | 0,00 | 0,02 | 0,59 | 0,54 | 0,24 | 0,24 | 0,03 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 2,28 |
| **1994/95** | 0,50 | 1,72 | 0,03 | 0,06 | 5,34 | 2,10 | 5,02 | 1,83 | 1,14 | 0,56 | 0,08 | 0,27 | 18,65 |
| **1995/96** | 0,05 | 0,22 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 1,82 | 2,26 | 1,52 | 2,17 | 0,50 | 0,00 | 0,01 | 8,58 |
| **1996/97** | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,15 | 0,01 | 0,00 | 0,69 | 0,09 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,94 |
| **1997/98** | 0,46 | 0,28 | 1,26 | 0,81 | 0,05 | 0,01 | 0,01 | 0,11 | 1,19 | 1,04 | 1,77 | 3,06 | 10,03 |
| **1998/99** | 3,57 | 1,12 | 0,88 | 0,04 | 1,40 | 1,70 | 4,08 | 0,64 | 2,11 | 2,89 | 2,58 | 2,60 | 23,60 |
| **1999/00** | 1,19 | 1,40 | 0,74 | 1,18 | 0,25 | 0,17 | 0,72 | 0,48 | 1,11 | 0,39 | 0,08 | 1,59 | 9,29 |
| **2000/01** | 0,52 | 1,10 | 1,76 | 0,33 | 3,26 | 1,13 | 0,45 | 1,04 | 0,74 | 0,55 | 0,48 | 0,66 | 12,02 |
| **2001/02** | 0,66 | 1,21 | 0,39 | 0,00 | 0,06 | 0,10 | 0,10 | 0,19 | 0,95 | 1,23 | 0,63 | 0,11 | 5,62 |
| **2000/03** | 0,28 | 0,06 | 0,43 | 0,25 | 2,74 | 4,56 | 1,62 | 1,06 | 0,60 | 0,54 | 0,67 | 1,28 | 14,09 |
| **2010/11** | 0,01 | 0,14 | 0,15 | 0,28 | 0,31 | 1,80 | 1,05 | 0,09 | 1,19 | 0,24 | 0,12 | 0,03 | 5,40 |
| **2011/12** | 0,02 | 0,06 | 0,24 | 0,16 | 0,20 | 1,57 | 1,91 | 5,29 | 0,60 | 0,42 | 0,01 | 0,34 | 10,82 |
| **2012/13** | 0,28 | 0,24 | 0,47 | 0,32 | 0,87 | 1,88 | 1,43 | 1,23 | 1,15 | 0,25 | 0,08 | 0,36 | 8,54 |
| **2013/14** | 0,32 | 1,19 | 0,49 | 0,28 | 0,64 | 0,56 | 5,24 | 0,60 | 0,22 | 0,64 | 0,45 | 0,47 | 11,10 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **$A_{moy}$** | **0,5** | **0,4** | **0,4** | **0,4** | **1,2** | **1,5** | **2,2** | **1,3** | **0,9** | **0,4** | **0,3** | **0,4** | **10,0** |
| **$A_{min}$** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,03** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,33** |
| **$A_{max}$** | **3,80** | **1,72** | **2,20** | **2,28** | **5,34** | **6,53** | **10,51** | **5,45** | **3,52** | **2,89** | **2,58** | **3,06** | **23,60** |

### I.3.1.3.4 Apports solides

L'apport solide moyen annuel à la retenue de Boukmouri a été estimée à 1000 $m^3/km^3/an$, par analogie avec les enregistrements réels de la retenue voisine de Deurdeur, ce qui, sur une superficie de 128,7 $km^2$, correspond à un volume annuel 0,12 $hm^3$ et à un volume mort accumulé dans la retenue de 6,44 $hm^3$, après 50 ans de vie utile.

### I.3.1.3.5 Evaporations

Les évaporations mensuelles à partir de la retenue de Boukmouri ont été estimées d'après les mesures effectuées sur l'évaporomètre Piche au niveau de la station de Médéa.
Les résultats sont présentés sur le Tableau I**Error! Reference source not found.**.05.

**Tableau I-5** Evaporations mensuelles sur la retenue de Boukmouri

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fév. | Mar. | Avr. | Mai. | Juin | Juil. | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Evaporation (mm) | 123 | 97 | 51 | 38 | 38 | 44 | 72 | 81 | 118 | 174 | 226 | 210 | 1271 |
| % | 9,65 | 7,62 | 4,00 | 2,98 | 2,97 | 3,42 | 5,67 | 6,38 | 9,28 | 13,70 | 17,79 | 16,54 | 100,00 |

#### I.3.3.1.6 Crues

Dans l'étude hydrologique, on a calculé les hydrogrammes de crue présentés dans la Figure, pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 1000 et 10 000 ans.

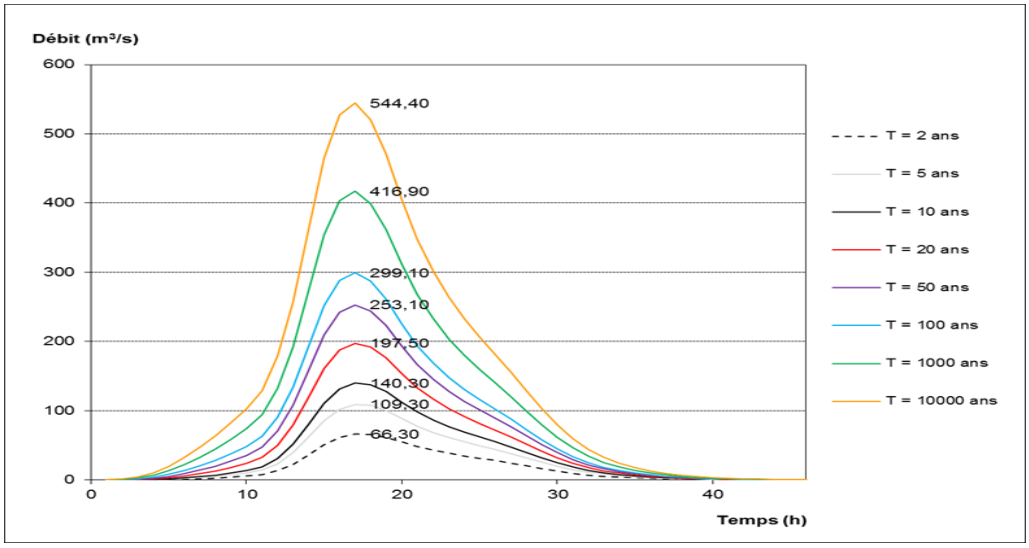



**Figure I.5** Hydrogrammes de crue affluents à retenue de Boukmouri

Sur le tableau I. 6, on présente les valeurs des débits de pointe et des volumes des crues montrées à la Figure I. 5, lesquelles est créés par des précipitations accumulées sur une période de 24 heures.

**Tableau I-6** Caractéristiques des hydrogrammes de crue affluents à retenue de Boukmouri

| T (an) | Débit de pointe ($m^3/s$) | Volume ($hm^3$) |
|---|---|---|
| 2 | 66,30 | 2,844 |
| 5 | 109,30 | 4,643 |
| 10 | 140,30 | 5,933 |
| 20 | 197,50 | 8,279 |
| 50 | 253,10 | 10,621 |
| 100 | 299,10 | 12,617 |
| 1000 | 416,90 | 17,689 |
| 10000 | 544,40 | 23,223 |

### I.3.1.4 Étude de régularisation

#### I.3.1.4.1 Courbes de surfaces inondées et de volumes stockés

Il a été calculé les courbes de surfaces inondées et de volumes stockés au début d'exploitation, lesquelles sont présentées à la figure I.06 et I.07.

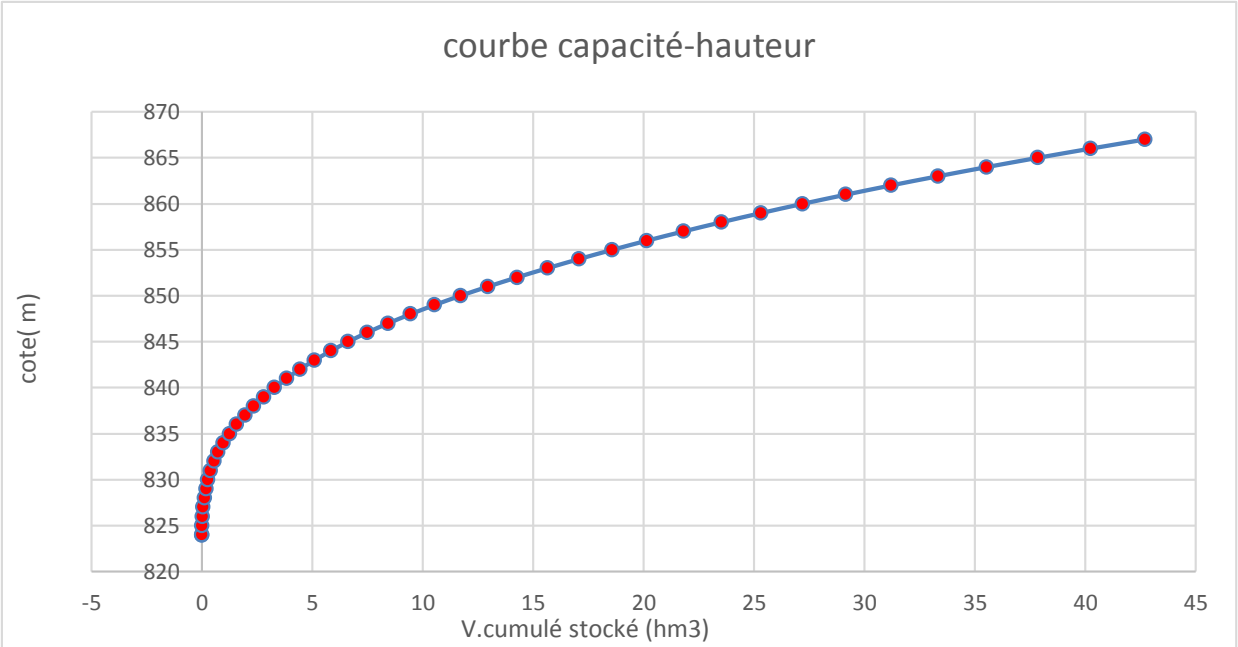



**Figure I.6** Courbe Capacité hauteur (Source ANBT)

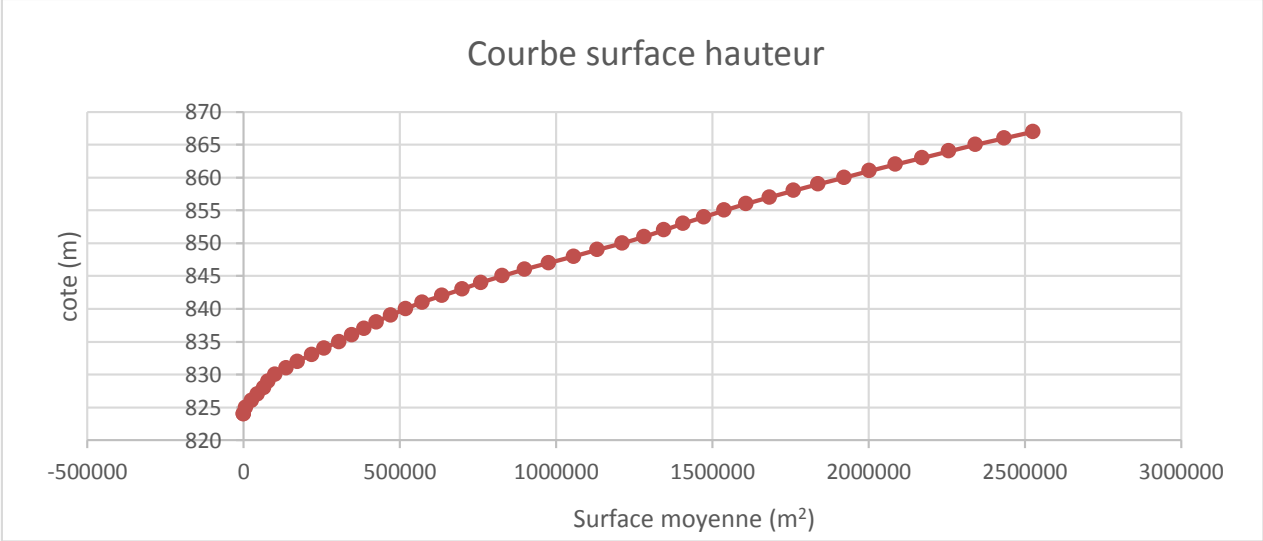



**Figure I.7** Courbe Surface hauteur. (Source ANBT)

**Conclusion**

D'après les travaux exécutés sur le site du future barrage Boukmouri, nous constatons que le site amont est favorable à la construction d'un barrage, vu que les conditions topographiques géologiques et géotechniques sont bien réunies pour l'implantation de la digue et ses ouvrages annexes (car le site aval contient des fissures et il est plus proche à les habitants).

# II. Étude géologique et géotechnique

**Introduction**

Les études géologiques et géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adaptée au site.

## II.1 Étude géologique

Le site du barrage est situé dans le Tell, l'entité tectonique-sédimentaire plus septentrionale du nord de l'Algérie, et à environ une centaine de kilomètres au nord de l'Atlas Saharien.

### II.1.1 Cartographie générale de la région

La cartographie géologique disponible de la région du site du barrage est la feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965) de la Carte Géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50000ème.

Un extrait de la carte géologique est présenté dans la Figure II.1 et la notice de la carte est présentée dans la Figure II.2. Dans la Figure II.1 les principaux linéaments soupçonnés de la région sont aussi présentés, en se basant sur la carte géologique et sur les renseignements des visites du site.

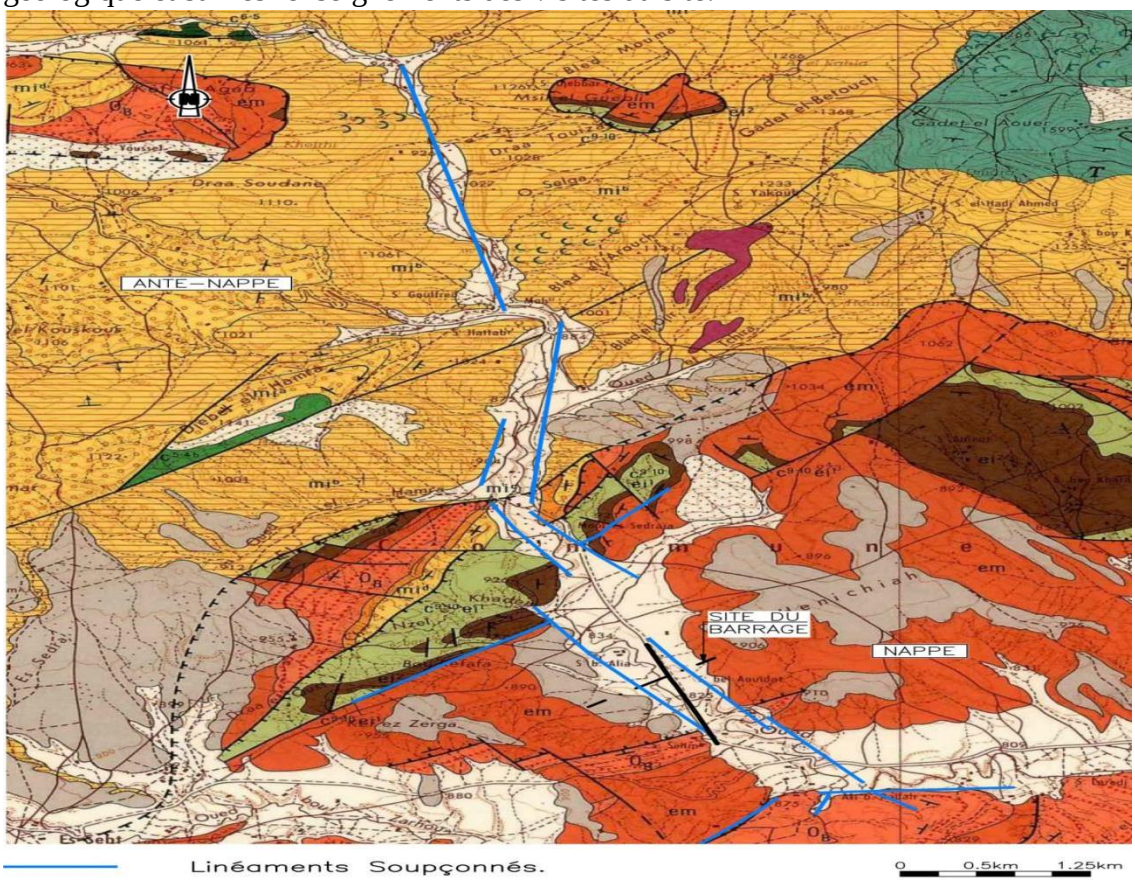



**Figure II.1**Carte géologique de la région. Extrait de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965), avec les principaux linéaments soupçonnés.

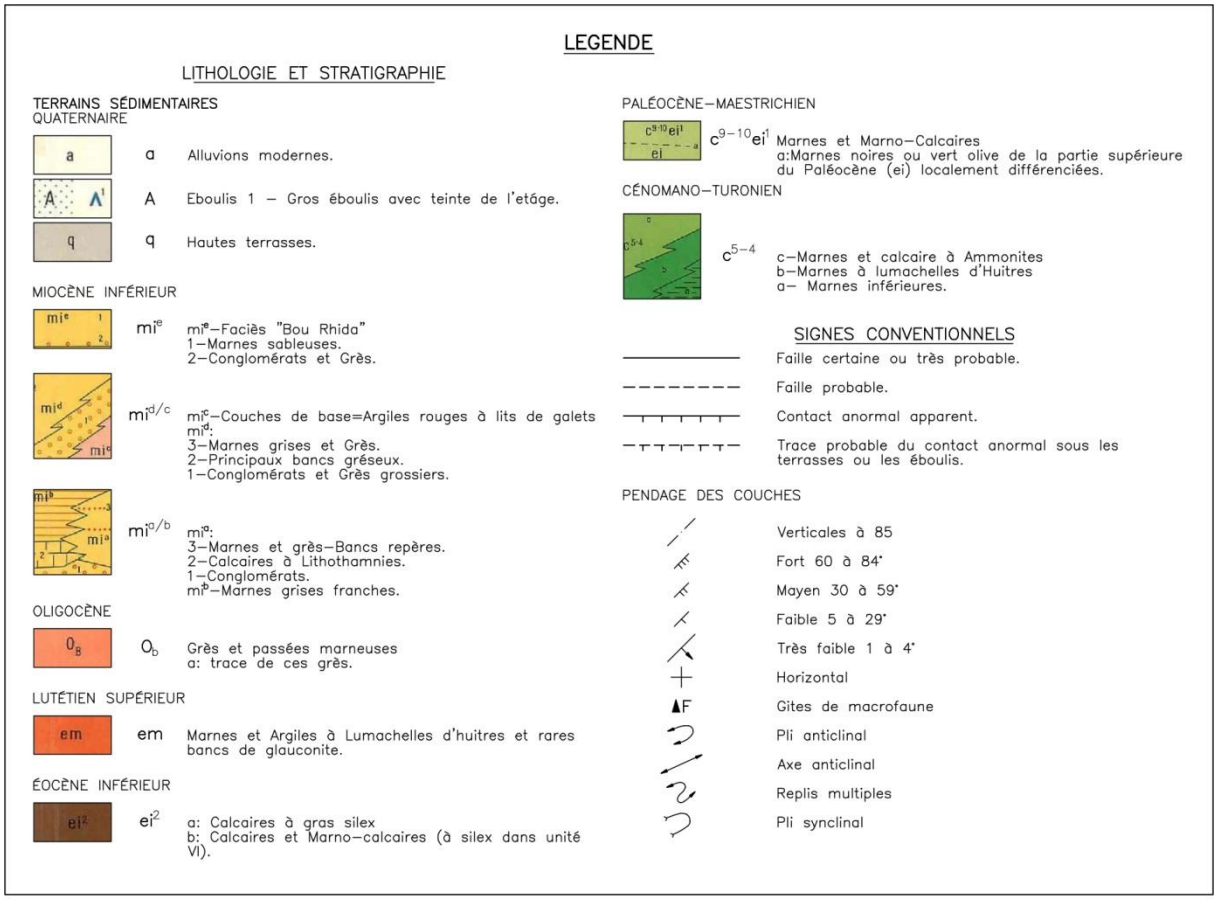



**Figure II.2** Légende de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965)

Le Quaternaire qui figure dans cette carte géologique comprend les alluvions modernes du fond de la vallée, qui englobent les alluvions, la basse terrasse et la terrasse intermédiaire, les éboulis, présents dans quelques pieds de versant, et les hautes terrasses qui couvrent les sommets arrondis au-dessus de la Côte 900 m environ.

### II.1.2 Géologie de la cuvette

### 1) La Géologie

La cuvette se situe presque entièrement dans la zone de pénéplaine : une vallée ample à fond aplati par remblaiement avec des sédiments graveleux et argileux et les versants peu inclinés étant taillés dans un massif marneux tendre et imperméable.

Le fond de la cuvette est couvert par les alluvions de l'oued et la basse terrasse argileuse et graveleuse, constituant la plaine alluviale.

La terrasse graveleuse intermédiaire couvre partiellement le versant droit, jusqu'à 20 m environ au-dessus du lit de l'oued. Toutefois, cette terrasse sera exploitée pour les recharges du barrage, laissant l'assise marneux découvert.

Sur des longueurs d'environ 2 km en rive droite et 3 km en rive gauche les versants sont à déclivité de pente modeste et sont constitués de marnes éocènes couvertes para une mince couche de colluvions.

**2) Étanchéité**

La cartographie géologique de la cuvette mis en évidence, dans l'ensemble, deux unités hydrogéologiques distinctes : les marnes imperméables à l'aval et les formations au pied de montagne, à l'amont, qui renferment des couches rocheuses potentiellement perméables.

Ainsi, la structure du massif et la morphologie de la vallée où s'insère la cuvette et la position des couches perméables ne posent, en principe aucun risque de fuites.

Étant donné qu'il n'y a pas des évidences de percolation d'eau sous les terrains de fondation du barrage, ni des enregistrements de sources d'eau à l'aval, on doit admettre que le massif marneux devra constituer une barrière efficace à la percolation profonde avec la remontée des eaux dans la retenue.

**3) Instabilité des versants**

L'analyse de la stabilité des versants soumis au marnage pendant l'exploitation de la retenue est faite selon la déclivité des versants, les signes d'instabilité actuelle et l'altérabilité des formations vis-à-vis les cycles de mouillage-séchage.

Aux extrados des méandres du côté rive gauche, au site du barrage, les pentes sont raides et il y a des signes d'instabilités récentes des talus. La fluctuation du plan d'eau peut déclencher des mouvements de terrains vraisemblablement peut profonds.

### II.1.3 Hydrogéologie

#### II.1.3.1 Perméabilité

##### II.1.3.1.1 Perméabilité des sols de couverture

L'étude de la perméabilité des sols de couverture a été faite par des essais de perméabilité du type Lefranc. Soit les alluvions grossières, soit les sols de la terrasse graveleuse, sont constitués par de graves et cailloux emballés dans une matrice graveleuse et sablo-limoneuse, plus au moins lâche. En effet, les valeurs de perméabilité obtenues pour les sols de couverture grossières sont compatibles avec la nature de ces sols.

##### II.1.3.1.2 Perméabilité de substratum

L'étude de la perméabilité du substratum a été faite au moyen des essais Lugeon effectués dans des sondages destinés à l'étude de la fondation du barrage et reconnaissance des fondations du bassin de dissipation. La plupart des essais (75%) ont donné des perméabilités très faibles à faible. En guise de conclusion on peut admettre que le massif est en général peu perméable même dans les passées gréseuses, sauf dans les zones superficielles décomprimées.

## II.2 Étude géotechnique

### II.2.1 Conditions géotechniques des fondations des ouvrages

#### 1. Zonage géotechnique

Le zonage des terrains de fondation des ouvrages a été basé sur l'ensemble des levés géologiques de surface, des résultats et de l'interprétation des données de la prospection géophysique, des puits et tranchées, des sondages et des essais géotechniques réalisés in situ et au laboratoire. Il comprend les zones géotechniques suivantes :

a) Sols de couverture quaternaires :

-Sf – sols sablo-limoneux lâches à très lâches (S), argiles vaseuses moles, colluvions peu compactes (Co) et argiles limoneuses raides (Taf) ;

-Ag – alluvions grossières, graveleuses, à matrice sableuse denses.

b) Les roches du substratum de l'Éocène et de l'Oligocène, marnes, marnes sableuses, marnes gréseuses, grès marneux et grès siliceux :

-ZG3 – marnes très altérées et très fissurées, décomprimées, Risques de claquage à faible pression d'eau;

-ZG2 – marnes moyennement altérées et fissurées, compactes à très compactes, peu altérées, fissurées au cisaillées;

-ZG1 – marnes saines très compactes et grès durs peu fracturés

#### 2. Conditions de la fondation des ouvrages

Au niveau de l'axe amont les conditions de fondation des ouvrages sont influencées par les caractéristiques géologiques et géotechniques suivantes :

-Une épaisse formation de sédiments alluvionnaires fins, couvre la zone centrale de la vallée et repose sur le substratum marneux

-Le substratum est constitué par des marnes avec quelques intercalations gréseuses minces, de l'Éocène .Ces marnes se présentent plus ou moins fissurées et, probablement, sont traversées par des failles-décrochements verticales amont-aval.

En ce qui concerne l'évacuateur des crues, les structures d'entrée et le coursier seront assises dans les marnes au niveau de la zone géotechnique ZG2. Le bassin de dissipation sera assis sur les marnes saines et compactes de la zone géotechnique ZG1, apparemment très perméables. À l'endroit de de cette ouvrage le substratum marneux se trouve sous une couche d'alluvions grossières de l'oued, saturées (surface piézométrique de la nappe au niveau du terrain naturel).

### II.2.2 Matériaux de construction

La recherche de matériaux de construction a pour but de réaliser un barrage de remblai vu que les conditions géologiques du site ne sont pas adéquates à un ouvrage rigide en béton. En effet, les caractéristiques de déformabilité du substratum rendent non faisable les solutions rigides en béton, surtout en raison d'un rapport $E_{fondation}/E_{béton}$ très bas.

**1) Sols fins**

Les trois zones en été reconnue par des essais géotechniques et on va les entamer dans la prochaine partie «Essais de reconnaissance géotechnique».

- ***Avis sur l'utilisation des sols fins:***

Les zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3 ont été profondément étudiées pour vérifier la disponibilité de sols fins et leur aptitude pour l'utilisation dans le noyau d'une solution de barrage en terre zoné.

Le résumé des quantités des sols exploitables dans ces zones d'emprunt est présenté dans le tableau suivant.

On considère que les sols fins des zones d'emprunt peuvent être utilisés dans une digue d'un barrage en terre, mais les valeurs de la teneur en matière imposent de limitations à l'utilisation de ces argiles dans le noyau (Compte tenu des considérations géotechniques qu'on va les entamer dans la partie des essais géotechniques).

**2) Matériaux pour les recharges :**

Comme mentionné ci-dessus, deux types de matériaux ont été étudiés pour l'utilisation dans les recharges d'un barrage en terre : les matériaux de la terrasse graveleuse intermédiaire qui s'étalent dans la cuvette, à mi-hauteur des versants ; et l'exploitation des carrières dans certaines couches de grès du Miocène Inférieur, qui affleurent à l'amont de la cuvette.

Du levé géologique de surface on peut déduire que la structure du massif de la carrière est assez complexe et, « grosso modo » comprend 4 blocs principaux, séparés par des failles, étant l'attitude de la stratification différente dans chaque bloc.

- **Avis sur l'utilisation des matériaux pour les recharges**

Compte tenu des résultats présentés dans les sous-chapitres précédents, les sols graveleux de la terrasse intermédiaire et les matériaux résultants de l'exploitation de la carrière à l'amont de la retenue constituent des matériaux adéquats pour la construction d'un barrage en remblais, notamment pour l'utilisation dans les recharges.

Pour complémenter les zones d'emprunt de matériau pour les recharges étudiées dans l'étude de faisabilité, des zones d'emprunt complémentaires ont déjà été identifiées, dont l'exploitation peut être envisagée dans la phase suivante des études. Les zones d'emprunt complémentaires sont les suivantes :

**3) Matériaux pour les enrochements, les agrégats, les filtres et les drains**

Les matériaux sableux et graveleux de la zone d'emprunt au site du barrage pourront être utilisés pour les filtres, les drains et les agrégats fins. En tout cas, la quantité de matériau disponible est insuffisante pour les besoins d'un barrage en remblai.

Les alluvions grossières de lit de l'oued au site du barrage, pourront être utilisé pour la production des agrégats, mais le volume disponible ne sera pas suffisante pour les besoins de l'ouvrage et, en tout cas, reste à confirmer leur aptitude.

La carrière de calcaires à Boughezoul, pourra être utilisée pour l'obtention des enrochements de protection et des agrégats pour le béton.

On remarque que d'après toutes les observations réalisées, aux environs du site du barrage on n'a pas trouvé d'autres zones d'emprunt avec des quantités suffisantes de matériaux adéquats pour les filtres et les drains.

En ce qui concerne l'utilisation de ces agrégats pour de béton, on peut dire qu'ils présentent des caractéristiques physiques et mécaniques adéquates pour ce type d'utilisation. En outre, en sachant que le matériau disponible dans la carrière de Boughezoul est des calcaires, il ne doit pas être utilisé pour la production des filtres et des drains critiques.

### II.2.3 Essais géotechniques

Dans cette partie on résume les résultats des travaux de reconnaissance réalisés pour déterminer la stabilité de l'ouvrage et identifier les drains et les filtres.

#### II.2.3.1 Sols fins

##### II.2.3.1.1 Analyse granulométrique

On résume les courbes granulométriques des zones d'emprunt dans le Tableau II.04 .Sachant que les courbes granulométrique sont dans Annexe I.

**Tableau II-1** Analyses granulométriques (puis des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3)

| Zones d'emprunt | Puits | Profondeur (m) | Granulométrie (%) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Cailloux > 20 mm | Gravier 20 - 2 mm | Sable gros 2 - 0,2 mm | Sable fin 0,2 - 0,02 mm | Limon 0,02 - 2µ | Argile < 2µ | < 80µ |
| EA1 | P21 | 2.50 - 3.00 | 0 | 0 | 2 | 11 | 10 | 78 | 96 |
| | P23 | 3.00 - 3.70 | 0 | 2 | 17 | 14 | 23 | 44 | 81 |
| | P114 | 3.00 - 3.70 | 0 | 0 | 0 | 10 | 27 | 64 | 99 |
| | P115 | 3.00 - 3.70 | 0 | 0 | 3 | 52 | 25 | 20 | 83 |
| | P116 | 2.80 - 3.10 | 0 | 0 | 22 | 42 | 20 | 17 | 58 |
| | P117 | 0.30 - 1.80 | 0 | 0 | 2 | 32 | 29 | 37 | 90 |
| | P118 | 2.80 - 3.20 | 0 | 0 | 1 | 27 | 73 | - | 95 |
| EA2 | P101 | 0.30 - 1.90 | 0 | 2 | 6 | 30 | 17 | - | 83 |
| | P109 | 0.30 - 2.60 | 0 | 5 | 3 | 63 | 15 | 15 | 75 |
| | P110 | 0.80 - 3.50 | 0 | 2 | 4 | 22 | 52 | 20 | 84 |
| | P111 | 3.00 - 3.50 | 0 | 0 | 2 | 19 | 28 | 51 | 92 |
| EA3 | P29 | 0.50 - 1.20 | 0 | 1 | 2 | 24 | - | - | 89 |
| | P29 | 2.00 - 3.60 | 0 | 0 | 13 | 25 | - | - | 76 |
| | P29Bis | 0.30 - 2.70 | 0 | 0 | 2 | 27 | 52 | 19 | 92 |
| | P30 | 1.70 - 3.20 | 0 | 0 | 2 | 26 | - | - | 82 |

##### II.2.3.1.2 Essais d'identification

**Tableau II-2** Essais d'identification (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3)

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | Limites d'Atterberg | | | $w_n$ (%) | $\gamma_s$ (kN/m$^3$) | Masse volumique | | Proctor Normal | | $w_n$-$w_{opm}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $w_L$ (%) | $w_P$ (%) | $I_P$ (%) | | | humide (g/cm$^3$) | sèche (g/cm$^3$) | $w_{opm}$ (%) | $\gamma_{d\,max}$ (kN/m$^3$) | |
| EA1 | P21 | 2.50 - 3.00 | 70 | 30 | 40 | 28.3 | - | 1.8 | 1.4 | 11.0 | 14.1 | 17.3 |
| | P23 | 3.00 - 3.70 | 55 | 27 | 28 | 19.1 | 26.6 | 1.8 | 1.5 | 18.1 | 15.1 | 1.0 |
| | P114 | 3.00 - 3.70 | 87 | 35 | 52 | 26.7 | 25.9 | - | - | 10.2 | 13.7 | 16.6 |
| | P115 | 3.00 - 3.70 | 30 | 18 | 12 | 13.5 | - | - | - | 15.3 | 17.4 | -1.8 |
| | P116 | 2.80 - 3.10 | 29 | 20 | 9 | 8.1 | 25.3 | - | - | 14.5 | 15.8 | -6.3 |
| | P117 | 0.30 - 1.80 | 47 | 14 | 33 | 18.3 | - | - | - | 20.3 | 16.3 | -2.0 |
| | P118 | 2.80 - 3.20 | 70 | 26 | 44 | 23.4 | 25.6 | - | - | 18.9 | 13.6 | 4.6 |
| EA2 | P101 | 0.30 - 1.90 | 48 | 32 | 16 | 19.6 | - | - | - | - | - | - |
| | P109 | 0.30 - 2.60 | 29 | 18 | 11 | 12.5 | - | 1.9 | 1.7 | 17.1 | 16.4 | -4.6 |
| | P110 | 0.80 - 3.50 | 50 | 23 | 27 | 19.0 | 25.4 | 1.8 | 1.5 | 18.1 | 15.6 | 0.8 |
| | P111 | 3.00 - 3.50 | 58 | 23 | 35 | 22.0 | - | 1.9 | 1.5 | 21.8 | 14.4 | 0.2 |
| EA3 | P29 | 0.50 - 1.20 | 69 | 36 | 33 | 19.4 | 25.7 | 1.9 | 1.6 | 19.2 | 15.3 | 0.2 |
| | P29 | 2.00 - 3.60 | 32 | 21 | 11 | 9.9 | 26.3 | 1.6 | 1.5 | 9.5 | 21.4 | 0.4 |
| | P29Bis | 0.30 - 2.70 | 66 | 19 | 47 | 27.5 | 25.6 | - | - | 11.1 | 13.7 | 16.4 |
| | P30 | 1.70 - 3.20 | 50 | 26 | 24 | 17.9 | - | 1.7 | 1.5 | 10.0 | 16.6 | 7.9 |

D'après les analyses granulométriques effectuées sur les échantillons des zones d'emprunt des sols fins, il a été établi le fuseau granulométrique représentatif des matériaux disponibles Annexe 1.

### II.2.3.1.3 Essais à l'œdomètre et des essais de perméabilité

**Tableau II-3** Essais de caractérisation de déformabilité et perméabilité (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3)

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | Oedomètre | | | Perméabilité au perméamètre (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Pc (kPa) | Cc | Cg | |
| EA1 | P114 | 3.00 - 3.70 | 244.0 | 0.40 | 0.033 | - |
| | P116 | 2.80 - 3.10 | 118.0 | 0.21 | 0.017 | 2.58E-10 |
| | P118 | 2.80 - 3.20 | 183.0 | 0.34 | 0.034 | - |
| EA3 | P29Bis | 0.30 - 2.70 | 126.0 | 0.26 | 0.027 | 3.37E-10 |

### II.2.3.1.4 Analyses chimiques

**Tableau II-4** Analyses chimiques (puits des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3)

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | Analyse Chimique du Sol | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Insolubles (%) | Chlorures (%) | Sulfates (%) | Sels solubles (%) | Carbonates (%) | Matière organique (%) |
| EA1 | P23 | 3.00 - 3.70 | 63.03 | 1.03 | 0.58 | 1.61 | 20.68 | 6.12 |
| | P114 | 3.00 - 3.70 | 42.73 | 0.32 | 0.94 | 1.25 | 14.08 | 14.35 |
| | P115 | 3.00 - 3.70 | - | - | - | - | 14.52 | - |
| | P116 | 2.80 - 3.10 | 47.92 | 0.18 | 0.45 | 0.63 | 15.40 | 4.55 |
| | P117 | 0.30 - 1.80 | - | - | - | - | 11.44 | - |
| | P118 | 2.80 - 3.20 | 50.25 | 0.21 | 1.66 | 1.88 | 10.12 | 8.08 |
| EA2 | P109 | 0.30 - 2.60 | - | - | - | - | 13.64 | 4.09 |
| | P110 | 0.80 - 3.50 | 50.01 | 0.28 | 0.91 | 1.19 | 9.24 | 7.66 |
| | P111 | 3.00 - 3.50 | - | - | - | - | 11.44 | 11.09 |
| EA3 | P29 | 0.50 - 1.20 | - | - | - | - | - | 5.27 |
| | P29 | 2.00 - 3.60 | - | - | - | - | - | 5.27 |
| | P29Bis | 0.30 - 2.70 | - | - | - | - | 12.32 | 13.72 |
| | P30 | 1.70 - 3.20 | 66.57 | 0.11 | 0.95 | 1.05 | 18.92 | 4.42 |

Note : Les taux en matière organique ont été déterminés par la méthode de calcination au calcimètre, selon la norme NFP 94 047.

Les résultats des essais de laboratoire montrent que :

-Les sols sont en moyenne à forte composante argilo-limoneuse (en général supérieur 60%), avec une proportion de sable fin (0,2-2 mm) inférieur à 35% ;

-Selon la classification USCS, ils sont, en générale, de la catégorie CL (argile peu plastique) ou CH (argile plastique) ;

-Les valeurs des limites d'Atterberg des sols fins sont très variables. En tout cas, toutes les zones d'emprunt présentent quelques échantillons avec des $I_P$ inférieurs à 25%.

-résultats de l'essai Proctor normal montrent que le sols après compactage sont, en générale, denses, avec des $\gamma_{d,máx}$ entre 15,0 kN/m$^3$ et 17,5 kN/m$^3$.

-Les résultats des essais œdométriques montrent que les sols sont moyennement compressibles et peu gonflants, avec un indice de compression (Cc) inférieur à 0,40 et un coefficient de gonflement (Cg) inférieur à 0,03 ;

– La perméabilité est très basse, avec des coefficients de perméabilité d'environ $3x10^{-10}$ m/s.

Compte tenu des considérations présentées ci-dessus, on considère que les sols fins des zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3 peuvent être utilisés dans une digue d'un barrage en terre, mais les valeurs de la teneur en matière imposent de limitations à l'utilisation de ces argiles dans le noyau.

### II.2.3.2 Matériaux pour les recharges

#### II.2.3.2.1 Zone d'emprunt ER1

**a) Analyse granulométrique**

Cette zone a été reconnue par les puits suivants :

-Puits de la première phase : P19;

-Puits de la deuxième phase : P112 et P113.

Pour la caractérisation granulométrique est physique de ces matériaux 3 échantillons ont été prélevés dans les puits P19, P112 et P113.

Les courbes granulométriques des échantillons de la zone d'emprunt ER1 sont présentées dans Annexe I et le résumé de ces résultats est présenté dans le Tableau II.08. En se basant sur ces résultats, le fuseau granulométrique représentatif des matériaux disponibles est défini dans Annexe I

**Tableau II-5**Analyses granulométriques (puits de la zone d'emprunt ER1)

| Zones d'emprunt | Puits | Profondeur (m) | Granulométrie (%) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Cailloux > 20 mm | Gravier 20 - 2 mm | Sable gros 2 - 0,2 mm | Sable fin 0,2 - 0,02 mm | Limon 0,02 - 2µ | Argile < 2µ | < 80µ |
| ER1 | P19 | 0.60 - 1.80 | 61 | 17 | 6 | 14 | - | - | 14 |
| | P112 | 0.30 - 2.00 | 74 | 13 | 10 | 3 | - | - | 0 |
| | P113 | 0.30 - 3.20 | 76 | 11 | 4 | - | - | - | 8 |

Les résultats des analyses granulométriques montrent que les matériaux sont propres avec des pourcentages de fins (<80 μm) qui peut achever à 14%, ce qui est important pour le comportement du matériel.

**b) Analyse d'identification**

**Tableau II-6** Essais d'identification

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | Limites d'Atterberg | | | | Proctor Normal | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $W_L$ (%) | $W_P$ (%) | $I_P$ (%) | $W_n$ (%) | $W_{opm}$ (%) | $\gamma_{d\,max}$ (kN/m$^3$) |
| ER1 | P19 | 0.60 - 1.80 | 54 | 38 | 16 | 10,14 | - | - |
| | P112 | 0.30 - 2.00 | - | - | - | - | 14,03 | 18,15 |

Le poids volumique sec maximal obtenu dans l'essai Proctor correspond à un niveau de compacité adéquat à l'utilisation des sols graveleux de la terrasse intermédiaire pour les recharges. Il faut noter que la valeur correspondent à l'utilisation de toute la granulométrie doit être supérieur à la valeur obtenue dans l'essai.

En ce qui concerne les limites d'Atterberg, compte tenu du pourcentage bas des particules passé au tamis no.4 (<30%), les valeurs obtenues ne sont pas représentatifs du matériau intégral.

### II.2.3.2.2 Zone d'emprunt ER2 (Carrière)

**a) Analyse d'identification**

**Tableau II-7** Essais de caractérisation physique des blocs de la zone d'emprunt ER2

| Echantiollon | | | Masse Vol. humide | Masse saturé | Masse imergée | Masse sèche | Porosité | Absorption |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bloc/ Roches | Profundeur (m) de: | Profundeur (m) à: | (t/m$^3$) | (g) | (g) | (g) | (%) | (%) |
| EA | - | - | 2,40 | 723,3 | 401,7 | 670,0 | 16,6 | 8,0 |
| EB | - | - | 2,49 | 496,7 | 272,5 | 462,1 | 15,4 | 7,5 |
| W1 | 4 | 6,5 | 2,19 | 554,1 | 313,7 | 525,8 | 11,8 | 5,4 |
| W3 | 0,4 | 2 | 2,3 | 634,9 | 366,1 | 604,3 | 11,4 | 5,1 |
| W3 | 7 | 8 | 2,26 | 461,8 | 269,2 | 443,6 | 9,5 | 4,1 |

**Tableau II-8** Essais de caractérisation mécaniques des blocs de la zone d'emprunt ER2

| Echantiollon | | | Compression simple | | | | Abrasion Los Angeles | Micro Deval |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bloc/ Sondage | Profundeur (m) | | État sec | | État saturé | | | Humide |
| | de: | à: | $\gamma_h$ (kN/m$^3$) | $R_c$ (Mpa) | $\gamma_h$ (kN/m$^3$) | $R_c$ (Mpa) | (%) | (%) |
| EA | - | - | 22,27 | 33,10 | 22,46 | 29,20 | 45,86 | 48,90 |
| | | | 21,97 | 23,10 | 21,78 | 13.80 * | | |
| | | | 22,27 | 26,30 | 21,97 | 19,60 | | |
| EB | - | - | 23,74 | 21,20 | 23,74 | 19,30 | 44,06 | 46,30 |
| | | | 23,74 | 23,40 | 23,74 | 19,30 | | |
| | | | 24,53 | 25,70 | 22,27 | 15,70 | | |
| SC02 | 4 | 6,5 | 22,07 | 13.92 ** | 22,46 | 19,58 | - | - |
| | | | 21,78 | 6.27 * | 22,27 | 18,49 | | |
| | | | 21,88 | 23,37 | 21,88 | 15,69 | | |
| | 0,4 | 2 | 22,17 | 18,40 | 22,76 | 9.38 ** | - | - |
| | | | 21,09 | 15,50 | 21,48 | 4.05 * | | |
| | 7 | 8 | 23,05 | 23,22 | 23,05 | 18,99 | - | - |

* Valeur conditionnée par des discontinuités

** Valeur éventuellement conditionnée par des discontinuités

Les résultats des essais montrent que :

-Le rocher est une roche détritique essentiellement constitué par Quartz, non seulement par grains de quartz, mas aussi pour ciment, formé par quartz secondaire ;

-La porosité est très élevé, ce qui peut expliquer quelques valeurs plus basses de la masse volumique ;

-La compression simple , en excluant les valeurs qui peuvent être conditionné par des discontinuités des éprouvettes, à l'état sec présente une valeur moyenne d'environ 23 MPa et à l'état saturé, présente une valeur moyenne d'environ 19,5 MPa ;

-D'après les ces résultats des essais de compression simple, la présence de l'eau n'est pas un facteur déterminant pour la résistance à la compression du rocher ;

-La résistance à la fragmentation Los Angeles est faible, en présentant valeurs d'environ 45% ;

-La résistance à usure micro-Deval est faible, avec des valeurs supérieurs à 46%.

Selon la classification de l'*International Society for Rock Mechanics* (ISRM) basée sur les résultats des essais de compression simple, les matériaux de la carrière de la zone d'emprunt ER2 ont une résistance faible à moyenne.

D'après les classifications mentionnées ci-dessus, les matériaux de la carrière sont adéquats pour l'utilisation dans les recharges d'un barrage en terre.

D'autre part, compte tenu des résultats des essais de laboratoire, on n'envisage pas l'utilisation de ces matériaux pour la production des enrochements de protections, des filtres et drains et des agrégats pour la fabrication du béton.

### II.2.3.3 Matériaux pour les enrochements, les agrégats, les filtres et les drains

#### II.2.3.3.1 Zone d'emprunt ES1

La zone d'emprunt ES1 a été reconnue par les puits suivants (de la deuxième phase) : P104, P106 et P107. Pour la caractérisation de ces matériaux 3 échantillons ont été prélevés dans ces puits.

**a) Analyse granulométrique**

Les courbes granulométriques des matériaux sableux de la zone d'emprunt ES1 sont présentés dans Annexe I et les résultats des analyses granulométriques et sont présentés dans le Tableau II.9.

**Tableau II-9** Analyses granulométriques (puis de la zone d'emprunt ES1)

| Zones d'emprunt | Puits | Profondeur (m) | Granulométrie (%) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Cailloux > 20 mm | Gravier 20 - 2 mm | Sable gros 2 - 0,2 mm | Sable fin 0,2 - 0,02 mm | Limon 0,02 - 2µ | Argile < 2µ | < 80µ |
| ES1 | P104 | 3.00 - 3.50 | 8 | 52 | 31 | 6 | - | - | 4 |
| | P106 | 0.80 - 1.30 | 7 | 28 | 33 | 9 | 11 | 12 | 28 |
| | P107 | 0.80 - 2.00 | 0 | 2 | 56 | 15 | 13 | 15 | 33 |

**b) Analyse d'identification**

**Tableau II-10** Essais de caractérisation physique des matériaux sableux

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | $\gamma_s$ (kN/m$^3$) | Equivalent de sable (%) |
|---|---|---|---|---|
| ES1 | P104 | 3.00 - 3.50 | - | - |
| | P106 | 0.80 - 1.30 | 25,7 | 77,2 |
| | P107 | 0.80 - 2.00 | - | 74,9 |

Les sols disponibles dans la zone d'emprunt ES1 sont des sables propres bien gradués (SW) et sable limoneux (SM). Le pourcentage de fins (<0,075 mm) varie entre 3% à 32%. L'équivalent de sable obtenu est d'environ 75%, donc les éléments fins ne conditionnent pas le comportement de ces sables.

D'après ces résultats on considère que ces matériaux sont adéquats pour la production de filtres et des drains.

#### II.2.3.3.2 Carrière de Boughezoul

La carrière en exploitation plus proche du site du barrage se situe à Boughezoul, à environ 40 km par route du site du barrage. Dans cette carrière sont exploités des agrégats calcaires; cette carrière est visée pour la fabrication de béton.

Pour la caractérisation du rocher calcaire de la carrière on a prélevé un échantillon (blocs) pour la réalisation d'essais de laboratoire.

**a) Essais d'identification**

**Tableau II-11** Essais de caractérisation physique et mécaniques des blocs de la carrière de Boughezoul

| Masse Vol. humide | Porosité | Compression simple | | | | Abrasion Los Angeles | Micro Deval |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | État sec | | État saturé | | | Humide |
| ($t/m^3$) | (%) | $\gamma_h$ ($kN/m^3$) | $R_c$ (MPa) | $\gamma_h$ ($kN/m^3$) | $R_c$ (MPa) | (%) | (%) |
| 2,76 | 5,54 | 24,72 | 69,90 | 25,21 | 59,10 | 27,92 | 28,20 |

## b) Rapports de caractérisation des agrégats

**Tableau II-12** Rapport du LCTP. Essais de caractérisation physique et mécaniques des granulats

| Granulats | Granul. réelle | Tamisé à 0.08 (mm) | $\gamma_{abs}$ ($t/m^3$) | Equivalent de sable (%) | VBS (g/100g) | Coefficient d'aplatissement (%) | Abrasion Los Angeles (%) | Micro Deval (%) | $CaCO_3$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sables | 0/2 | 15 | 2.67 | 63 | 0.32 | - | - | - | 72 |
| Gravier 3/8 | 3/7 | - | 2.78 | - | - | - | 23 | 5 | 66 |
| Gravier 8/15 | 8/13 | - | 2.78 | - | - | 8.45 | 23 | 14 | 80 |
| Gravier 15/25 | 14/22 | - | 2.75 | - | - | 8.45 | 23 | 14 | 70 |

**Tableau II-13** Rapport du LCTP. Essais de caractérisation physique et mécaniques de grave concassée

| Éch. | Classe | Granulométrie (%) passant en mm | | | | | | Equivalent de sable (%) | VBS (g/100g) | Abrasion Los Angeles (%) | Micro Deval (%) | $CaCO_3$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 25 | 20 | 10 | 1 | 0.4 | 0.08 | | | | | |
| P1 | 0/20 | 100 | 96 | 72 | 15 | 10 | 5 | 65 | 0.42 | 24 | 15 | 82 |
| P2 | | 100 | 95 | 61 | 13 | 9 | 4 | 65 | 0.43 | 24 | 14 | 82 |
| P1 | 0/31.5 | 98 | 87 | 60 | 23 | 17 | 8 | 58 | 0.73 | 25 | 16 | 46 |
| P2 | | 97 | 85 | 52 | 17 | 12 | 6 | 49 | 0.77 | 25 | 15 | 66 |

Les résultats des essais montrent que :

-Les roches de la carrière de Boughezoul sont des calcaires gréseux avec des teneurs en quartz élevés.

-La masse volumique est élevée et la porosité est basse ;

-Le rocher présente une résistance à la compression simple élevée avec des valeurs supérieures à 59 MPa ;

-La résistance à la fragmentation Los Angeles varie entre 24% et 28% ;

-La résistance à usure micro-Deval est moyenne à élever, avec des valeurs entre 15% et 29% ;

-La teneur de $SiO_2$ (totale) est d'environ 25%, et qu'elle se présente sous la forme de quartz anguleuse.

-Les résultats des essais de caractérisation physique et mécanique des matériaux exploités dans la carrière de Boughezoul indiquent qu'ils sont adéquats pour la production des enrochements de protection des talus d'un barrage en terre.

-En ce qui concerne l'utilisation de ces agrégats pour de béton, on peut dire qu'ils présentent des caractéristiques physiques et mécaniques adéquates pour ce type d'utilisation.

## II.3 Étude de sismicité

La Wilaya de Médéa est située dans l'Atlas du Tell, dans une région avec une activité Sismique faible à moyenne. D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la Wilaya de Médéa est classée zone " IIa ", c'est-à-dire, une zone à moyenne
Sismicité.

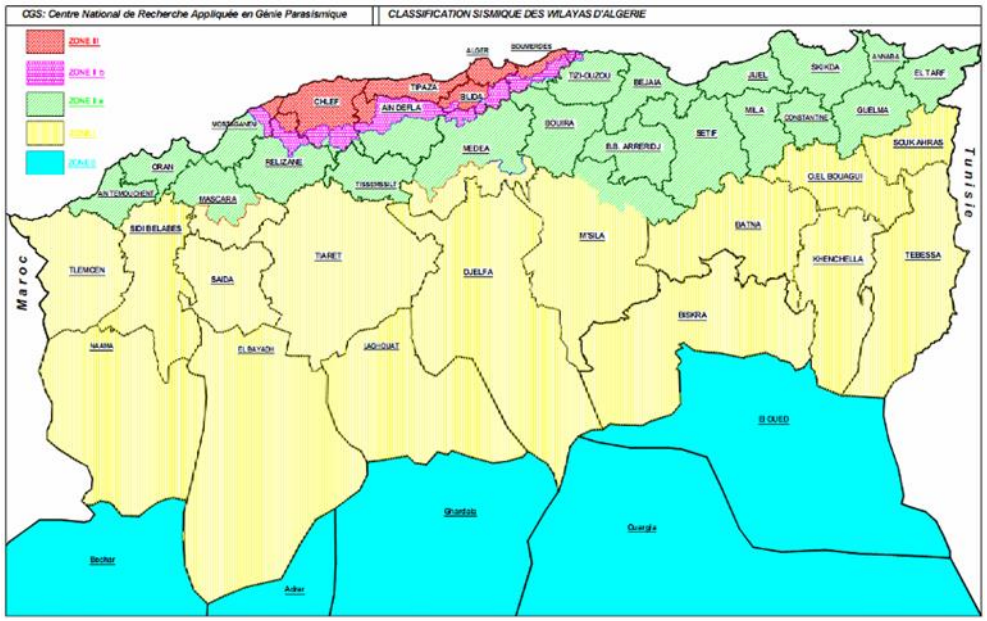



**Figure II.3** Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003)

Pour l'analyse de la stabilité d'un barrage, les séismes de référence doivent être définis afin qu'on puisse choisir les paramètres sismiques appropriés au calcul de ceci. Ainsi, l'estimation de la sismicité du site peut être faite par deux méthodes: la méthode probabiliste et la méthode déterministe.

Le Séisme Maximum Crédible (SMC) et le séisme de base d'exploitation (SBE) ont été établis dans ce rapport, en utilisant des deux méthodes, la méthode déterministe et la méthode probabiliste, respectivement.

En se basant sur l'analyse de tous les informations séismo-tectonique de la région du barrage, l'accélération au sommet du substratum rocheux associé au SMC s'élève à 0,16g.

Pour le SBE l'analyse des cartes d'iso accélérations, avec une période de retour de 475 ans, conduit à l'estimation d'une valeur d'accélération au sommet du substratum rocheux associé au SBE entre 0,08 et 0,16 g. Ces valeurs sont conditionnées par la proximité du site du barrage aux zones d'El Asnam et de Blida.

## II.4 Paramètres utilisés pour le calcul de stabilité:

**Tableau II-14** Paramètres géotechniques obtenues pour le calcul de stabilité

| Matériaux | K(m/s) | C(KPa) | Φ (°) | γ (KN/m$^3$) |
|---|---|---|---|---|
| Ecran | $1.10^{-9}$ | 500 | 35 | 24 |
| Bitume | $1.10^{-8}$ | 200 | 15 | 24 |
| Roche | | 30 | 15 | 20 |
| Argile | $1.10^{-9}$ | 20 | 35 | 21 |
| Fondation | $1.88.10^{-4}$ | 0 | 30 | 20 |
| Filtres | $1.10^{-4}$ | 5 | 35 | 19 |
| Drains | $1.10^{-2}$ | 0 | 38 | 21 |
| Recharges | $8.10^{-4}$ | 0 | 40 | 21 |

**Conclusion**

Les conditions topographiques et géologiques du site ne sont guère adéquates à un ouvrage rigide en béton et des solutions de barrages en remblai doivent être considérées dans les phases suivantes des études.

En ce qui concerne les solutions variantes du barrage, pour surmonter le manque de sables et de graviers pour les filtres et les drains critiques, des solutions pour la digue qui permettent de dispenser ces filtres et drains, notamment en adoptant des solutions de digue du barrage avec des systèmes d'étanchéité artificielles, doit être envisagée et pour la construction des ouvrages annexes, la carrière pour les enrochements et les agrégats pour le béton se trouve à 40 km par route du site du barrage.

# III. Étude Hydrologique et Régularisation

**Introduction**

L'étude hydrologique et de régularisation a pour objectif de déterminer les débits de crues, les apports, et les transports solides qui seront utilisés par la suite dans les calculs de dimensionnement du barrage et des ouvrages annexes.

## III.1 Caractéristiques physico-géographiques:

### III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant:

Le bassin versant de Oued Boukmouri fait partie du grand bassin hydrologique du Cheliff .L'axe du barrage qui représente l'exutoire du bassin versant de l'Oued limitant la superficie drainée est localisé aux coordonnées Lambert :

X : 482.0; Y : 282.3; Z : 805

Cartes d'état-major : - Ksar El Boukhari Ouest

- Theniet El Had Est

Toutes à l'échelle : 1/50.000

De forme allongée et un relief accidenté, le bassin versant génère une superficie de 128,7 $km^2$ pour un cours d'eau de 32,10 km, ce dernier prend ses sources à des altitudes voisines de 1706 NGA pour atteindre des valeurs proches de 805 NGA à l'aval.

### III.1.2 Caractéristiques géométrique du bassin versant:

La superficie, le périmètre et la longueur du thalweg du bassin versant ont été déterminés à partir de la carte de délimitation par Arc Gis 10.4.

**Superficie:** S = 128.7 $km^2$.

**Périmètre:** P = 64.60 km.

**Longueur du Talweg :** L=32.10 km.

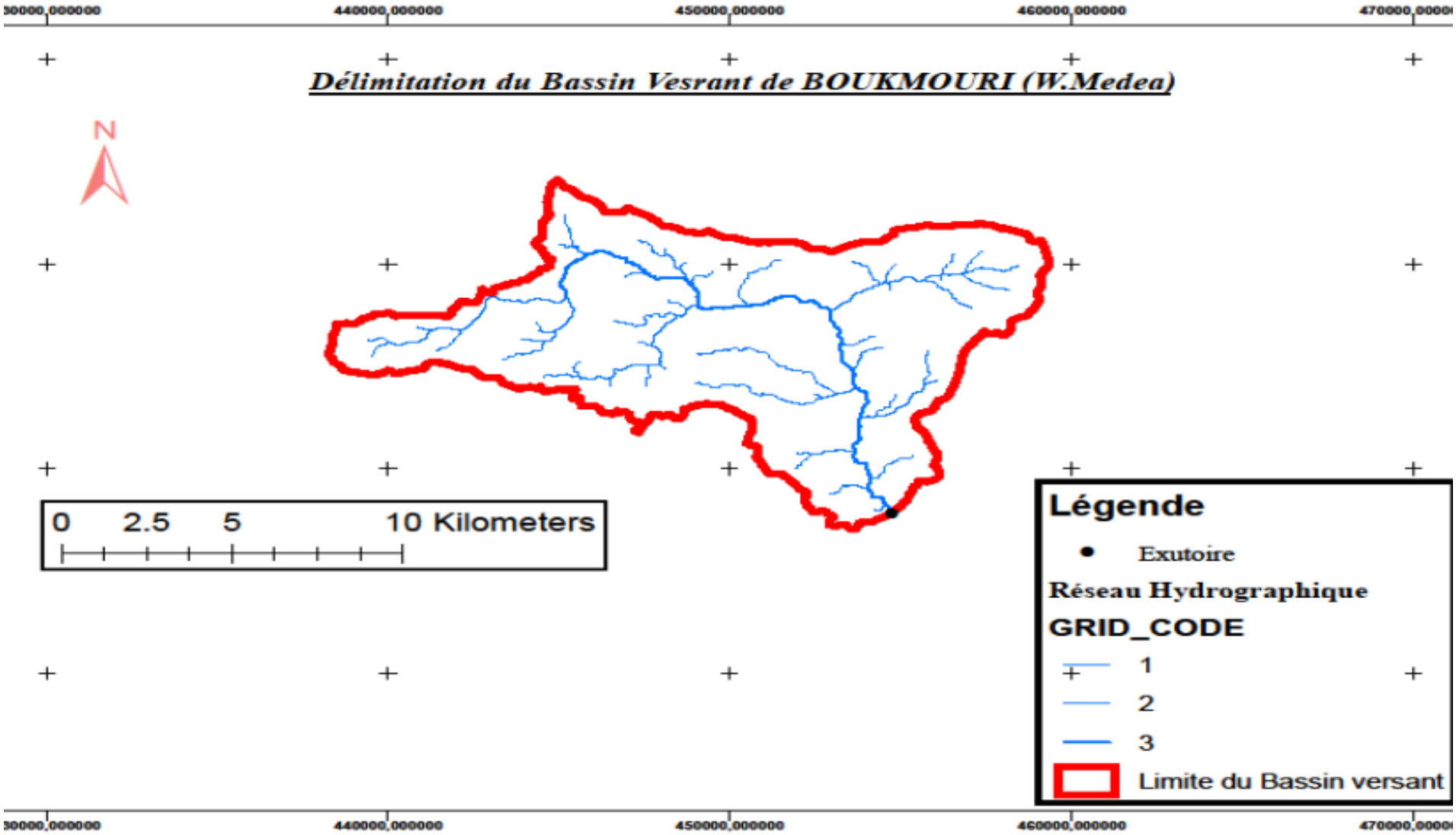



**Figure III.1** Délimitation du bassin versant et le réseau hydrographique de l'oued Boukmouri

### III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

#### III.1.3.1 Indice de compacité:

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

Si Kc=1 : le bassin est parfaitement circulaire.

Si Kc =1.128:le bassin est ramassé.

Si Kc >1.128:le bassin est allongé

$$K_c = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}} \qquad \text{III.1}$$

Avec:

S - Superficie ($km^2$)

P - périmètre du bassin versant (km)

$K_c$ -Indice de compacité appelé indice de Gravilius (sans dimension)

**Application Numérique: $K_c$=1,60**>1,12 - Notre bassin est alors « allongé ».

#### III.1.3.2 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius:

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement:

P=2*(L+l)

S=L*l

La longueur L et la largeur l sont donnés par la résolution de P et S:

Les dimensions sont tirées comme suit :

–Longueur du rectangle :

$$L_r = \frac{K_c\sqrt{S}}{1{,}128}\left[1 + \sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{K_c}\right)^2}\right] \qquad \text{III.2}$$

**Application Numérique :** **$L_r$=27.50 Km**

– Largeur du rectangle :

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1{,}128}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}128}{K_c}\right)^2}\right] \qquad \text{III.3}$$

**Application Numérique: $l_r$ =4.68Km**

**III.1.3.3 Coefficient d'allongement:**

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \qquad \text{III.4}$$

Avec:

L : la longueur du talweg principal (L = 32.10 km)

S : la superficie du bassin versant (S = 128.70 km$^2$)

On trouve **$C_a$= 8.006**

**III.1.4 Paramètres du relief**

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

**III.1.4.1 Répartition et courbe hypsomètrique:**

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes Côte s (Tableau III.1).

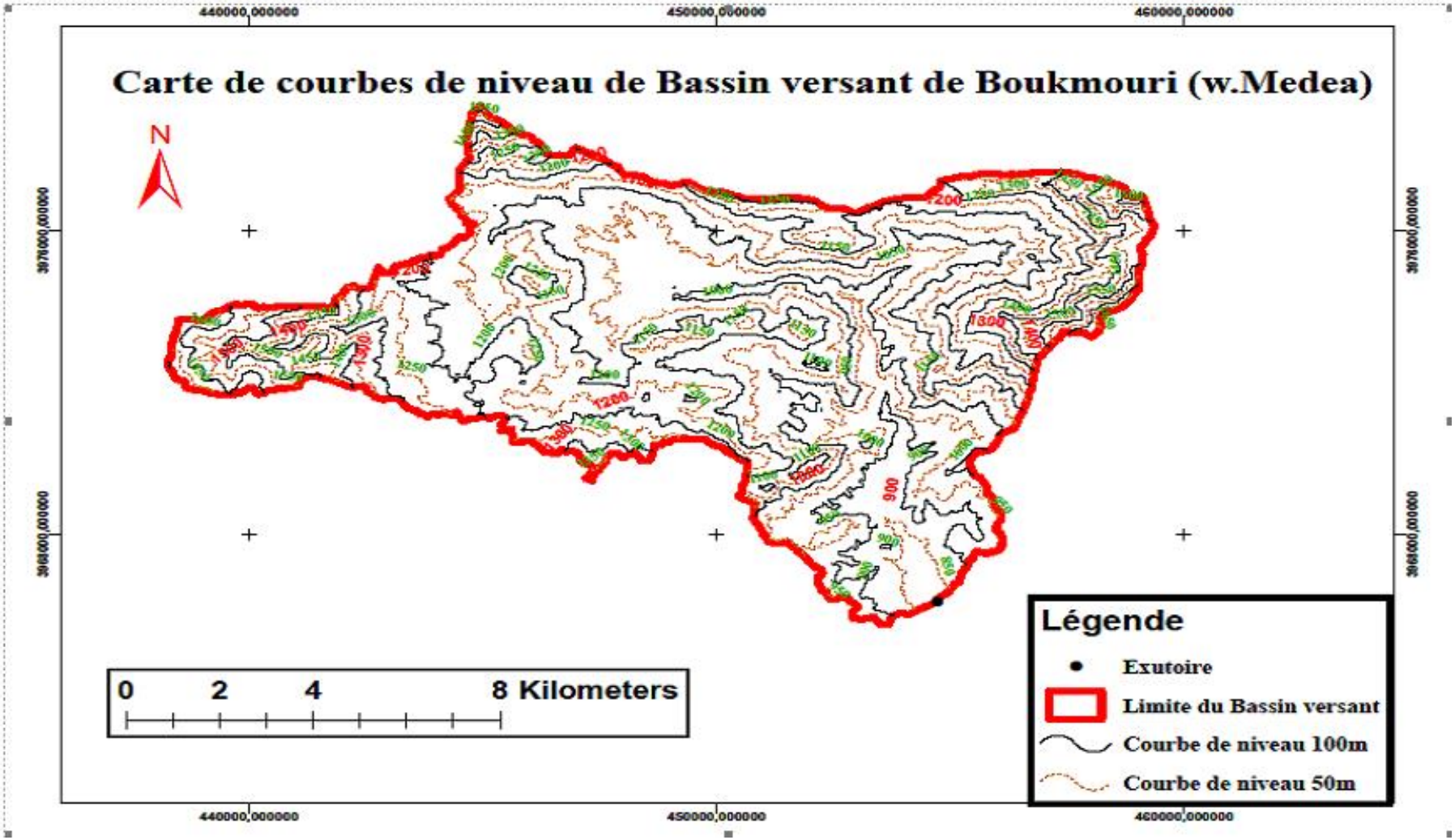



**Figure III.2** Courbes de niveau du bassin versant.

**Tableau III-1** Les surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

| ALTITUDE | $S_i$ ($km^2$) | $S_i$(%) | $S_{iCumul}$(%) |
|---|---|---|---|
| **1706-1700** | 0,173 | 0,1344 | 0,13 |
| **1700-1600** | 1,768 | 1,3739 | 1,51 |
| **1600-1500** | 3,872 | 3,0089 | 4,52 |
| **1500-1400** | 5,608 | 4,3579 | 8,88 |
| **1400-1300** | 8,242 | 6,4048 | 15,28 |
| **1300-1200** | 20,208 | 15,7034 | 30,98 |
| **1200-1100** | 35,022 | 27,2152 | 58,20 |
| **1100-1000** | 29,776 | 23,1386 | 81,34 |
| **1000-900** | 17,333 | 13,4693 | 94,81 |
| **900-805** | 6,685 | 5,1948 | 100,00 |

La courbe hypsométrique est présentée dans la Figure III.3, en abscisses les surfaces cumulées en % et en ordonnée les altitudes en NGA.

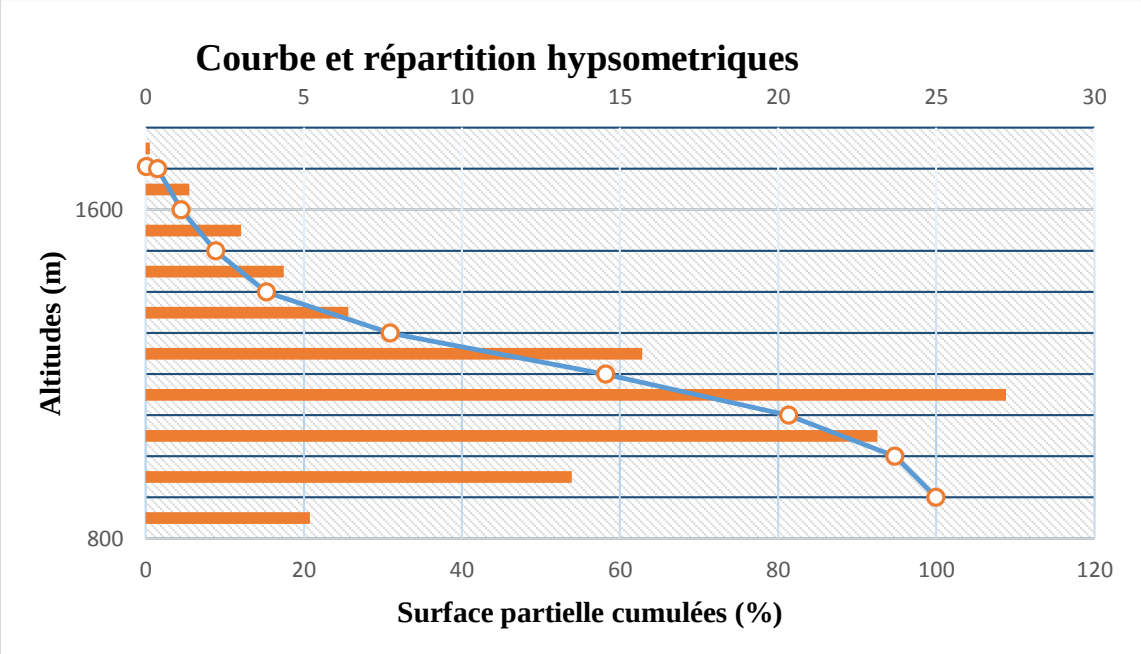



**Figure III.3** Courbe et répartition hypsométrique

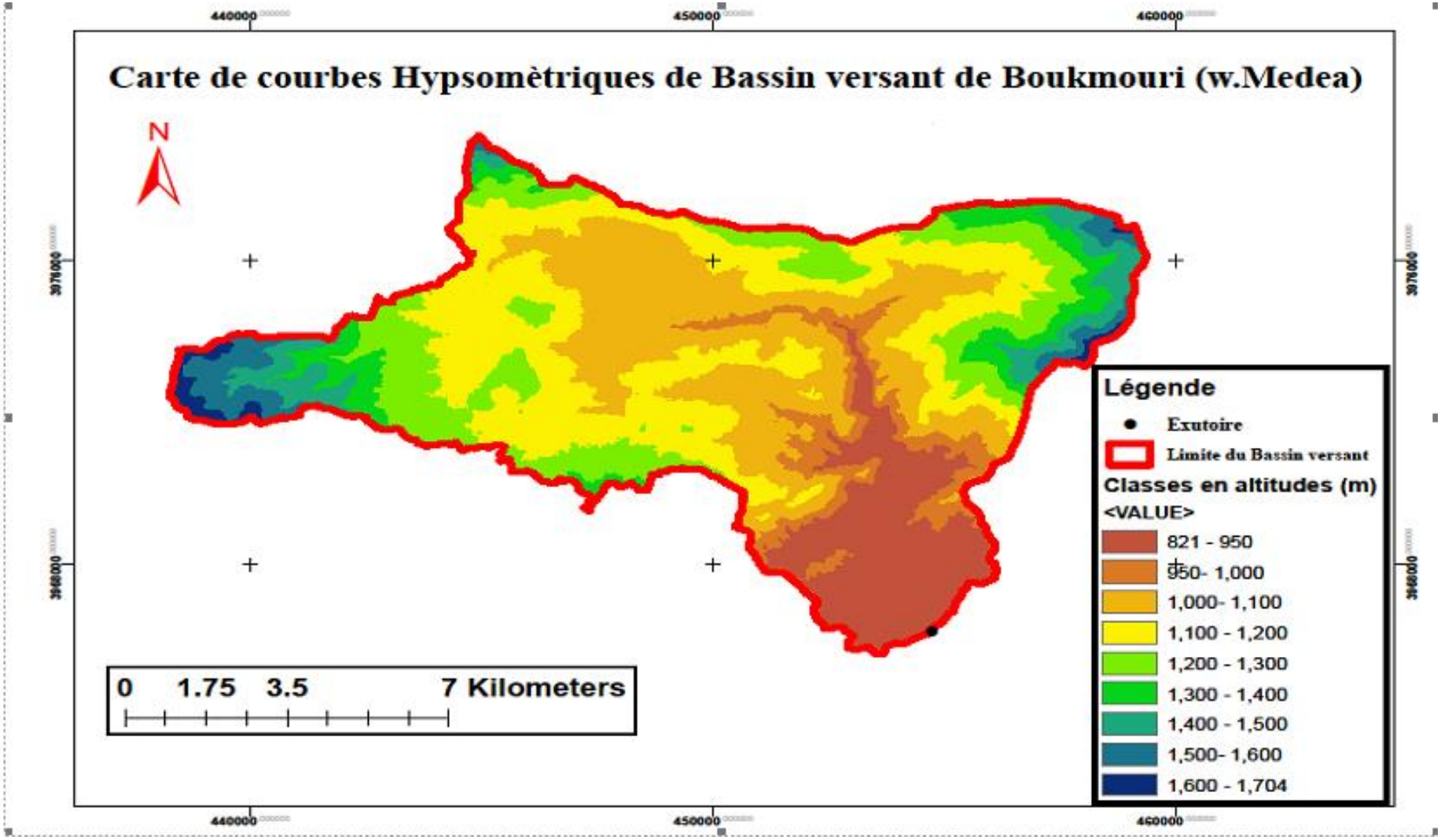



**Figure III.4**

Carte des courbes hypsométriques de bassin de l'oued Boukmouri

### III.1.4.2 Altitude moyenne du bassin versant:

- **Altitude médiane:**

Par projection de 50 % de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique, on obtient une altitude médiane de 1180m.

**H50% =1180m**

- **Altitude moyenne**

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S} \qquad \text{III.5}$$

Avec:

$S_i$ : surface partielle entre deux courbes de niveau ($km^2$)

$H_i$ : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives (i-1) et i en (m)

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

**Application Numérique:** $\mathbf{H_{moy}=1145.60m}$

**Tableau III-2** Altitude moyenne du bassin versant

| Altitude | Si($km^2$) | Si*Hi |
|---|---|---|
| **1706-1700** | 0,173 | 294,619 |
| **1700-1600** | 1,768 | 2916,87 |
| **1600-1500** | 3,872 | 6001,6 |
| **1500-1400** | 5,608 | 8131,6 |
| **1400-1300** | 8,242 | 11126,43 |
| **1300-1200** | 20,208 | 25259,75 |
| **1200-1100** | 35,022 | 40275,07 |
| **1100-1000** | 29,776 | 31264,59 |

En résumé les résultats sont:

- $H_{moyenne}$=1145.57 m
- $H_{médiane}$=1180 m
- $H_{95\%}$ =1535 m
- $H_{5\%}$= 948 m
- $H_{max}$ =1706 m
- $H_{min}$ =805 m.

### III.1.4.3 Pente moyenne du bassin versant:

La pente du bassin versant est déduite de l'équation :

$$I = \frac{D.L_n}{S} \qquad \text{III.6}$$

**Application Numérique:** $\mathbf{I=\frac{100\times 266.71}{128.7}=207.23\ m/km}$

**Tableau III-3** Calcul de la pente moyenne du bassin versant.

| Altitude (m) | D (m) | Longueur de la courbe de niveau (km) |
|---|---|---|
| 900 | 100,00 | 33,04 |
| 1000 | 100,00 | 44,12 |
| 1100 | 100,00 | 64,63 |
| 1200 | 100,00 | 62,33 |
| 1300 | 100,00 | 27,71 |
| 1400 | 100,00 | 20,46 |
| 1500 | 100,00 | 8,07 |
| 1600 | 100,00 | 5,92 |
| 1700 | 100,00 | 0,43 |
| | | 266.71 |

### III.1.4.4 Indices de pente:

- **Indice de pente global Ig:**

Il est définit comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \qquad \text{III.7}$$

Avec
L: longueur du rectangle équivalent (km)
H5% = 1535 m H95% = 948 m

$$I_g = \frac{1535 - 948}{27.54} = 21.3 m/km = 2.13\%$$

**Tableau III-4** Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

| Relief | | $I_g$ % |
|---|---|---|
| 1 | Trés faible | $I_g < 0.002$ |
| 2 | faible | $0.002 < I_g < 0.005$ |
| 3 | Assez faible | $0.005 < I_g < 0.01$ |
| 4 | Modéré | $0.01 < I_g < 0.02$ |
| 5 | Assez fort | $0.02 < I_g < 0.05$ |
| 6 | Fort | $0.05 < I_g < 0.1$ |
| 7 | Trés fort | $0.1 < I_g$ |

**-Indice de pente moyenne Im :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5 l_1 + l_2 + ..... + 0.5 l_n)}{S} \qquad \text{III. 8}$$

**Application Numérique:** **$I_m$ =194.23 m/Km=1.942%**

- **Indice de pente de roche:**

$I_P$ est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi et Hi-1 , Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{S(H_i - H_{i-1})} \qquad \text{III.9}$$

Avec:

L : longueur de bassin versant (m)

$S_i$ **:** surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives $H_i$ et $H_{i-1}$

**Application Numérique:** $\boldsymbol{I_p = \frac{\sqrt{9961.39}}{\sqrt{32.10}} = 1.76\%}$

**Tableau III-5** Calcul de l'indice de pente M.ROCHE $I_p$

| **Altitudes** | **($H_i$-$H_{i-1}$) (m)** | **S (km²)** | **S (%)** | **S ($H_i$ - $H_{i-1}$)** |
|---|---|---|---|---|
| **1706-1700** | 6 | 0,173 | 0,134 | 0,81 |
| **1700-1600** | 100 | 1,7678 | 1,374 | 137,37 |
| **1600-1500** | 100 | 3,872 | 3,009 | 300,89 |
| **1500-1400** | 100 | 5,608 | 4,358 | 435,79 |
| **1400-1300** | 100 | 8,2418 | 6,405 | 640,46 |
| **1300-1200** | 100 | 20,2078 | 15,703 | 1570,32 |
| **1200-1100** | 100 | 35,0218 | 27,215 | 2721,50 |
| **1100-1000** | 100 | 29,7758 | 23,138 | 2313,84 |
| **1000-900** | 100 | 17,3328 | 13,469 | 1346,91 |
| **900-805** | 95 | 6,6848 | 5,195 | 493,49 |
| | **Somme** | **128,7** | **100,00** | **9961,39** |

### III.1.4.5 Densité spécifique:

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \qquad \text{III.10}$$

Avec:
$I_g$: Pente globale (m/km)
S:Surface totale du bassin versant (km²)

**Application Numérique:** $D_s$**=241.64 m**

**Tableau III-6** Classification des reliefs d'après O.R.S.T.O.M (type de relief) **(Prof. Mme TOUAIBIA, 2015)**

| **Relief** | | **$D_s$ (m)** |
|---|---|---|
| 1 | Très faible | <10 |
| 2 | Faible | 10 < Ds < 25 |
| 3 | Assez faible | 25< Ds <50 |
| 4 | Modéré | 50< Ds <100 |
| 5 | Assez fort | 100< Ds <250 |
| 6 | Fort | 250< Ds <500 |
| 7 | Très fort | Ds >500 |

On déduit d'après le tableau précédent que notre relief est **assez fort.**

### III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant:

- **Réseau hydrographique:**

- ✓ La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.
- ✓ Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de Horton.
- ✓ Dans cette classification de Horton est considéré d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).
- ✓ Dans notre bassin versant d'Oued Boukmouri, le cours d'eau principal est de l'ordre 5.
- ✓ Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure III.5.

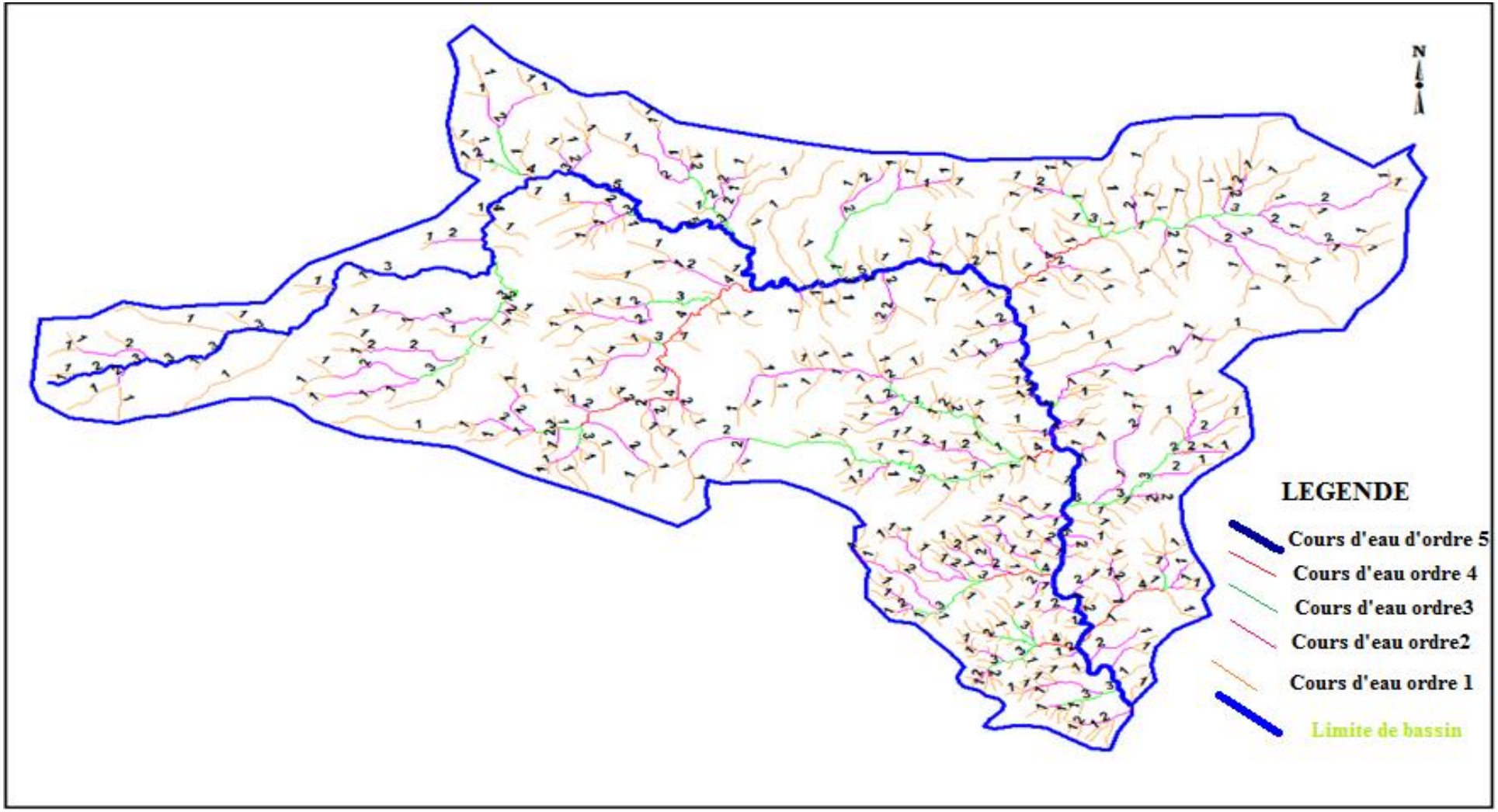



**Figure III.05** Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau (source ANBT).

### III.1.5.1 Pente moyenne de cours d'eau principal I

La pente moyenne est exprimée par la relation suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{I}} = \frac{1}{L}\sum_{i=1}^{n}\frac{\Delta L_i}{\sqrt{I_i}} \qquad \text{III. 1}$$

Avec :

*I*: pente moyenne du Talweg principal (m/m)

L: longueur totale du Talweg principal (m)

$\Delta L_i$: longueur élémentaire du cours d'eau entre deux courbes de niveaux (m)

$I_i$ *:* pente moyenne entre deux courbes de niveaux (m/m)

**Tableau III-7** Calcul de la pente du talweg principal

| **ALTITUDE** | **$\Delta L_i$ (m)** | **Pente élémentaire $I_i$ (m/m)** | $\sqrt{I}$ | $\frac{\Delta L_i}{\sqrt{I_i}}$ |
|---|---|---|---|---|
| **805-900** | 7050 | 0,01347518 | 0,116 | 60732,600 |
| **900-1000** | 7780 | 0,01285347 | 0,113 | 68622,952 |
| **1000-1100** | 7660 | 0,01305483 | 0,114 | 67041,412 |
| **1100-1200** | 3750 | 0,02666667 | 0,163 | 22963,966 |
| **1200-1300** | 2400 | 0,04166667 | 0,204 | 11757,551 |
| **1300-1400** | 1780 | 0,05617978 | 0,237 | 7509,828 |
| **1400-1500** | 1160 | 0,0862069 | 0,294 | 3950,818 |
| **1500-1600** | 520 | 0,1923 | 0,439 | 1185.782 |
| **somme** | **32100** | | **somme** | **245278,93** |

$$I = 0{,}0177 m/m = 1{,}77\%$$

### III.1.5.2 Densité de drainage:

Elle définit comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs «$L_i$» du bassin versant, à la surface totale «S».

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \qquad \text{III. 22}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^{n} L_i$ : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (=413,73 km)

S : surface du bassin versant (=128.7km$^2$).

**Application Numérique:** **$D_d$=3.215 Km/Km$^2$**

### III.1.5.3 Le coefficient de torrentialité $C_t$

Il est défini comme étant le produit entre la densité de drainage, et le coefficient du talweg élémentaire.

$$C_t = D_d \frac{N}{S} \qquad \text{III.13}$$

Avec :

$D_d$ : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. (N = 533).

S : Surface du bassin versant.

**Application Numérique:** **$C_t$=13.31**

### III.1.5.4 Calcul du temps de concentration :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à exutoire.

Plusieurs formules de détermination du temps de concentration ont été mises au point, les plus courantes sont :

- **La formule de GIANDOTTI (1937):**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{Cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \qquad \text{III .14}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures)

S : surface du bassin versant ($km^2$)

$L_{cp}$ : longueur du talweg principal (km)

$H_{moy}$ : l'altitude moyenne du bassin versant (m)

$H_{min}$ : l'altitude minimale du bassin versant (m).

**Application Numérique:** **Tc=6.33 Heures**

- **Formule de KIRPICH:**

$$T_c = 0{,}6615\, L^{0{,}77} . I_g^{-0{,}385} \qquad \text{III.15}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures)

L: longueur du talweg principal (=32.10km)

$I_g$ : Pente globale du bassin versant (=2.13%)

**Application Numérique:** **Tc=7.14 Heures**

- **Formule de SOGHREAH-ANRH**

$$T_C = 3 * \left[ \frac{S.L}{(10I)^{3/2}} \right]^{0,25} \qquad \text{III.16}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures)

S : surface du bassin versant ($km^2$)

I : longueur du talweg principal (km)

I : pente moyenne du talweg principal (%)

**Application Numérique: Tc=8.28Heures**

- **Formule de VENTURA:**

$$Tc = 0{,}1272 \sqrt{\frac{S}{\frac{H_{max} - H_{min}}{L}}} \qquad \text{III.17}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures)

S : surface du bassin versant ($km^2$)

L : longueur du talweg principal (km)

$H_{max}$ : l'altitude maximale du bassin versant (m)

$H_{min}$ : l'altitude minimale du bassin versant (m)

**Application Numérique: Tc=8.60 Heures**

Voici un tableau qui récapitule toutes les valeurs obtenus :

**Tableau III-8** Récapitulatif du temps de concentration

| Formule ou méthode | Valeur (h) |
|---|---|
| Giandotti | 6,33 |
| Kirpich | 7,14 |
| SOGHREAH-ANRH | 8,28 |
| Ventura | 8,60 |

Etant donné que dans les prochains calculs on a choisis la valeur de Tc=8.3 heures, il fallait prendre la valeur minimale de Tc pour assurer la sécurité **Tc=6.33 heures**.

**III.1.5.5 Vitesse de ruissellement:**

On entend par ruissellement, l'écoulement, par gravité à la surface du sol suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{Lcp}{Tc} \qquad \text{III.18}$$

Avec:

$L_{Cp}$ : Longueur du thalweg principal (Km).

Tc : Temps de concentration (heures).

**Application Numérique: $V_r$=3.88 Km/Heures=1.08 m/s**

**Tableau III-9** Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

| **Désignation** | | **Symbole** | **Unité** | **Valeur** |
|---|---|---|---|---|
| Superficie | | S | $Km^2$ | 128.7 |
| Périmètre | | P | Km | 64.6 |
| Longueur du Talwegs principale | | $L_{cp}$ | Km | 32.10 |
| Indice de compacité | | $K_c$ | / | 1.61 |
| Coefficient d'allongement | | $C_a$ | / | 8.006 |
| Réctangle équivalent | Longueur | $L_r$ | Km | 27.5 |
| | Largeur | $l_r$ | Km | 4.68 |
| Altitudes | Maximale | $H_{max}$ | m | 1706 |
| | Moyenne | $H_{moy}$ | m | 1145.57 |
| | Médiane | $H_{50\%}$ | m | 1180 |
| | Minimale | $H_{min}$ | m | 805 |
| Indice de pente de roche | | $I_P$ | % | 1.76 |
| Indice de pente globale | | $I_g$ | m/Km | 21.3 |
| Indice de pente moyenne | | $I_{pm}$ | m/Km | 194.23 |
| Densité spécifique | | $D_s$ | m | 241.64 |
| Densité de drainage | | $D_d$ | $Km/Km^2$ | 3.215 |
| Coefficient de torrentialité | | $C_t$ | / | 13.31 |
| Temps de concentration | | $T_c$ | Heures | 8.3 |
| Vitesse de ruissellement | | $V_r$ | m/s | 1.08 |

## III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant:

L'étude hydrologique doit être associé avec l'étude des caractéristiques et conditions climatique du bassin, c'est à dire à l'étude des facteurs climatiques qui sont :

- La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace.
- L'humidité.
- La température.
- Le vent.

Ces derniers ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

### III.2.1 Conditions climatiques:

Les conditions climatiques qui prévalent dans la région d'étude seront décrites par les mesures et observations disponibles dans les stations et sites de mesures les plus proches. Ainsi pour le barrage d'Oued Boukmouri, les caractéristiques climatiques en question peuvent être approchées par les mesures effectuées à la station de Médéa et la station Derrag (pour la pluviométrie).

### III.2.1.1 Température:

En l'absence d'une station météorologique au niveau de la commune, le choix de la station météorologique professionnelle de Médéa, (Latitude 36°17N, Longitude 02°44E, Altitude 1030 NGA) appartenant au réseau O.N.M a été retenue comme référence pour l'interprétation des données.

De manière générale le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid.

Les températures moyennes de la station de Médéa, sont récapitulées ci-dessous :

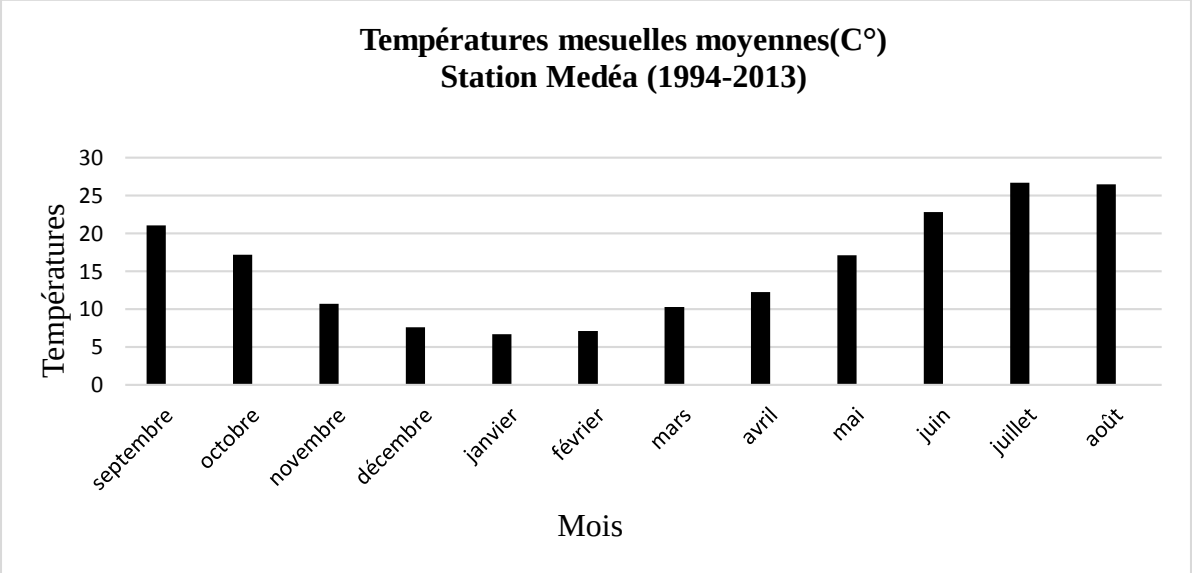



**Figure III.5** Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (station Médéa) (Source ONM).

**Tableau III-10** Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013(Station Médéa)

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fev. | Mar. | Avr. | Mai. | Juin. | Juil. | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Temp Moy C° | 21,1 | 17,2 | 10,7 | 7,6 | 6,7 | 7,1 | 10,3 | 12,3 | 17,1 | 22,8 | 26,7 | 26,5 | 15,7 |

Source ONM

### III.2.1.2 Evaporation:

La détermination de l'évaporation du plan d'eau du barrage d'Oued Boukmouri sera estimée d'après les mesures effectuées sur l'évaporomètre Piche au niveau de la station de Médéa (Altitude : 1030m, Latitude : 36°17 N, Longitude : 02°44 E) étant donné l'absence de mesures dans la région.

Le tableau suivant donne l'évaporation mesurée par évaporométre de Piche :

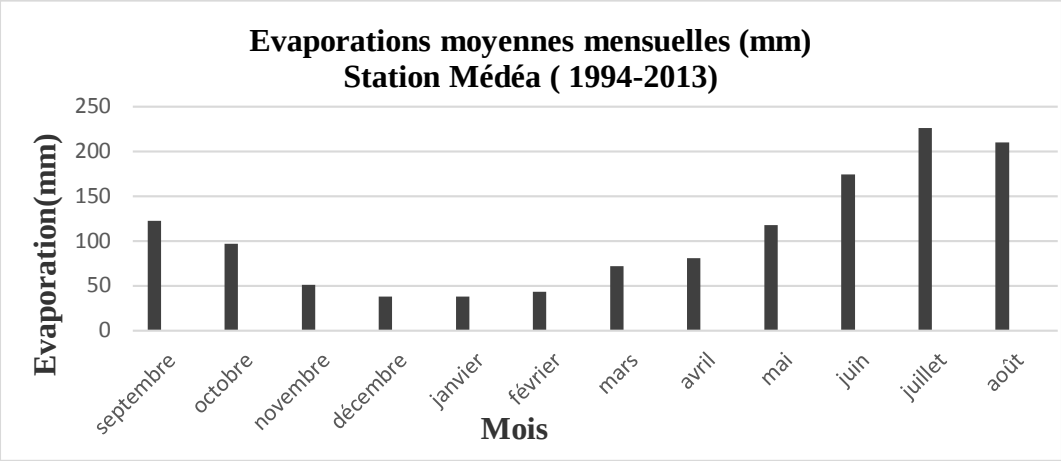



**Figure III.6** Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa) (Source ONM)

**Tableau III-11** Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa)

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Evap (mm) | 122,7 | 96,9 | 50,9 | 37,9 | 37,7 | 43,5 | 72,1 | 81,1 | 118,0 | 174,1 | 226,1 | 210,2 | 1271,2 |
| % | 9,65 | 7,62 | 4,00 | 2,98 | 2,97 | 3,42 | 5,67 | 6,38 | 9,28 | 13,70 | 17,79 | 16,54 | 100 |

Source ONM

### III.2.1.3 Les vents

Les moyennes mensuelles des vitesses des vents de la station de Médéa, sont récapitulées ci-dessous (pour la période 1995-2014) :

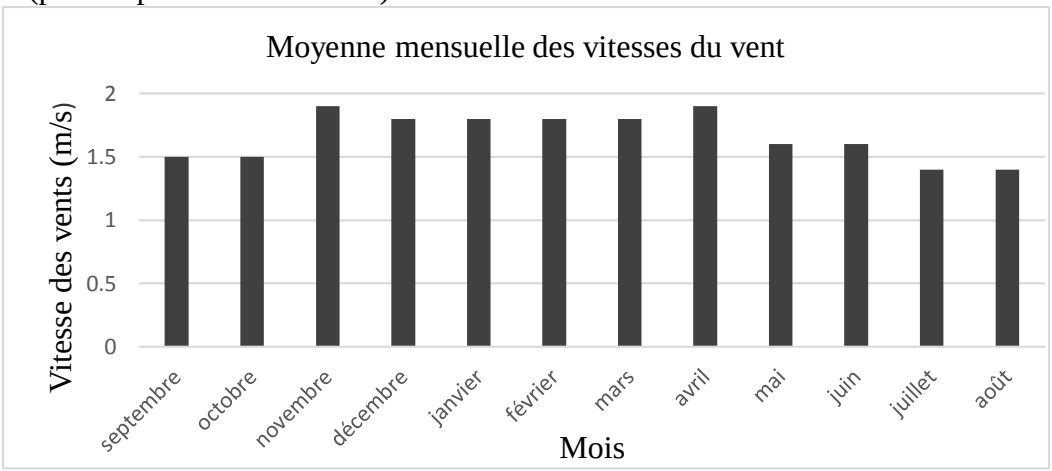



**Figure III.7** Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) (Source ONM)

**Tableau III-12** Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa)

| **Mois** | **Sep** | **Oct** | **Nov** | **Dec** | **Jan** | **Fev** | **Mars** | **Avr** | **Mai** | **Juin** | **Juil** | **Aout** | **Année** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Vitesse vent (m/s)** | 1,50 | 1,50 | 1,90 | 1,80 | 1,80 | 1,80 | 1,80 | 1,90 | 1,60 | 1,60 | 1,40 | 1,40 | 1,67 |

Source ONM

## III.3 Etude des précipitations:

D'après la synthèse de l'étude hydrologique de la phase de faisabilité du barrage Boukmouri, nous constatons les points suivants:

- le bassin versant de l'Oued Boukmouri n'est pas contrôlé par une station de jaugeage, mais des données d'observation directes sont disponibles au niveau du bassin versant de l'Oued Boukmouri de nature pluviométrique au niveau de la station Derrag.
- Cette série d'observation de la station de Derrag contient des années lacunaires, de ce fait il a été jugé utile de faire une corrélation avec d'autre séries, si possible, qui se trouvent au voisinage du bassin versant objet de l'étude, dont le but d'avoir une série plus longue que possible;

**Tableau III-13** Coordonnées et codes des stations pluviométriques (Source ANBT)

| Station | Code | Altitude (NGA) | X | Y | Nombre d'année d'observation | Pmoy (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Derrag | 01.13.02 | 1150 | 472,15 | 289,85 | 61 | 549.70 |
| Kherba Od | 01.16.04 | 1240 | 482,25 | 293,3 | 34 | 324.4 |
| Bordj El Amir | 01.16.03 | 1080 | 461.10 | 285.30 | 68 | 457.7 |
| Boughzoul | 01.12.08 | 643 | 507.10 | 272.25 | 50 | 223.4 |

- Les séries pluviométriques des stations citées dans le **Tableau III.13** ont été toutes soumises à des tests homogénéisation en ce qui concerne les pluies annuelles (par la méthode des doubles cumuls) et il été constaté que les séries pluviométriques ne présentent, si on peut dire, aucunes erreurs systématiques, elles sont homogènes;
- Au niveau annuel, les stations citées plus haut, contiennent de lacune; qui ne permettent pas d'avoir de séries assez longues, d'où la nécessité de procéder à leur comblement. D'après les résultats de corrélation on voie bien qu'aucune série ne peut être corrélée avec l'autre($r<0.70$);
- Due à ces résultats il a été nécessaire d'avoir la pluie moyenne annuelle $P_0$ à partir de deux méthodes :
  a) **Méthode des isohyètes**
  b) **Méthode de Thiessen.**

### III.3.1 Etude de la pluie moyenne annuelle

#### a) Détermination de la pluie moyenne annuelle par la méthode des isohyètes

Selon la carte pluviométrique de l'ANRH, établie en 2005, le bassin d'étude se situe entre les isohyètes 300 mm et 500 mm (Figure III.09)

Pour passer à la pluie moyenne tombée sur la surface totale, on planimètre chacune des surfaces élémentaire délimitées par les isohyètes $P_i$ et $P_i+1$ comme le montre le Tableau III.14.

On calcule la pluie précipitée sur la surface comprise entre ces isohyètes, en totalisant ces produits et divisant sur la surface totale du bassin versant.

$$P = \frac{\sum S_i P_i}{S} \qquad \text{III.19}$$

Avec :

P : pluie moyenne tombée sur bassin versant

$P_i$ : précipitation moyenne entre les isohyètes successives (mm)

$S_i$ : surface comprise entre deux isohyètes successives ($km^2$)

S : surface totale du bassin versant ($km^2$).

**Application Numérique: P=428 mm.**

**Tableau III-14** Calcul de la pluie moyenne par isohyètes

| Hauteur (mm) | Surface entre les isohyètes ($km^2$) | $(P_i+P_{i+1})/2$ | $S*(P_i+P_{i+1})/2$ |
|---|---|---|---|
| 300-350 | 0,74 | 325 | 240,50 |
| 350-400 | 17,98 | 375 | 6742,50 |
| 400-450 | 83,36 | 425 | 35429,30 |
| 450-500 | 26,62 | 475 | 12643,10 |
| | | Somme | 55055.40 |
| | | Pmoy | 428.00 |

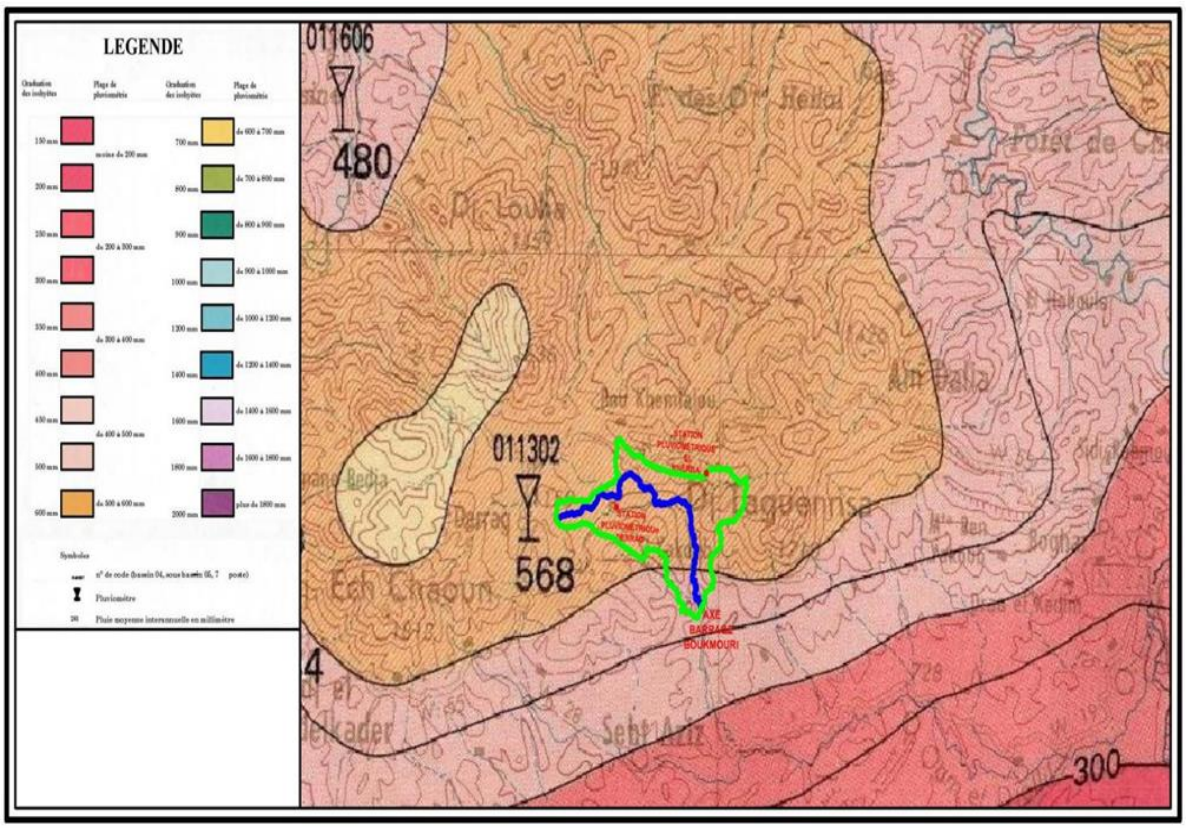



**Figure III.8** Carte des Isohyètes de Oued Boukmouri Ech: 1/ 500 000. (source ANBT).

**b) Détermination de la pluie moyenne annuelle par la méthode de Thiessen**

C'est l'une des méthodes la plus rapide et la plus utilisée, elle consiste à diviser la surface du bassin polygonal, dans lesquels on attribue à chaque poste pluviométrique un poids

proportionnel à une zone d'influence. Un point situé dans cette zone soit plus près en distance horizontale du pluviométrique correspondant que tout autre pluviomètre.
La construction est la suivante :

- Les stations disponibles étant reportées sur une carte.
- On trace une série de droite reliant les stations adjacentes.
- Au milieu de chacune de ces médiatrices déterminant un certain nombre de polygones, pour chacun des quels la hauteur de précipitation moyenne est prise égale à celle de la station comprise à l'intérieur du polygone qui l'entoure.

$$P_{moy} = \frac{\sum S_i P_i}{S} \qquad \text{III.20}$$

Avec :

$P_{moy}$ : pluie moyenne sur l'ensemble du bassin (mm)

$S_i$ : surface élémentaire d'égale précipitation ($km^2$)

$P_i$ : précipitation moyenne sur la surface élémentaire qui égale à celle de la station située à l'intérieur de la surface élémentaire (mm)

S : surface totale du bassin ($km^2$)

**Application Numérique: Pmoy=477.0 mm.**

**Tableau III-15** Calcul de la pluie moyenne par Thiessen

| **Station** | **$P_i$ (mm)** | **$A_i$ ($km^2$)** | **$A_i/A_t$** | **$P_i*A_i/A_t$. (mm)** |
|---|---|---|---|---|
| Derrag | 549,7 | 85,76 | 0,66 | 366,2 |
| Kherba Od Hellal | 324,4 | 40,67 | 0,316 | 102,51 |
| Bordj El Amir | 457,7 | 2,30 | 0,017 | 8,18 |
| Boughzoul | 223,4 | 0,00 | 0,000 | 0,0 |
| | | | $A_{totale}$ ($km^2$) | 128,7 |
| | | | **$P_{moy}$ (mm)** | **477** |

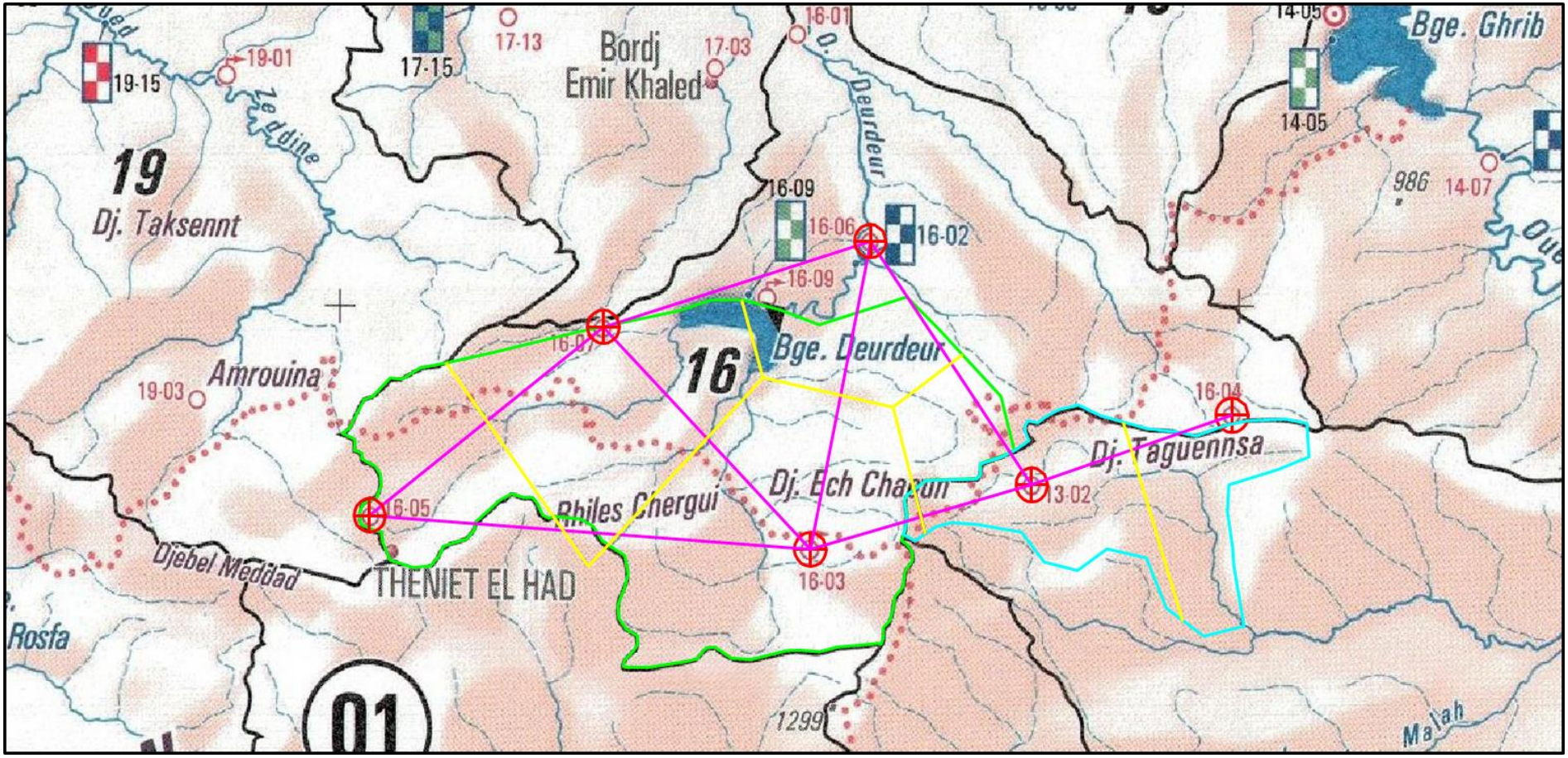



**Figure III.9** Application de la méthode de Theissen sur Oued Boukmouri et Oued Derdeur Echelle 1/500 000 (Source ANBT).

**Conclusion:**

- La pluviométrie moyenne annuelle selon la carte pluviométrique de l'Algérie du nord (méthode des isohyètes) est de 428 mm.
- La pluviométrie moyenne annuelle par la méthode de Thiessen est de 477 mm.

Etant donnée l'incertitude inhérente aux valeurs obtenues par les deux méthodes, nous considérons, pour la suite de l'étude, la valeur intermédiaire arrondie de 450 mm.

Donc **$P_0$ = 450 mm**

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle proposée pour le bassin versant de Boukmouri est inspirée de la répartition mensuelle de la pluviométrie moyenne de la station Derrag (Tableau III.16).

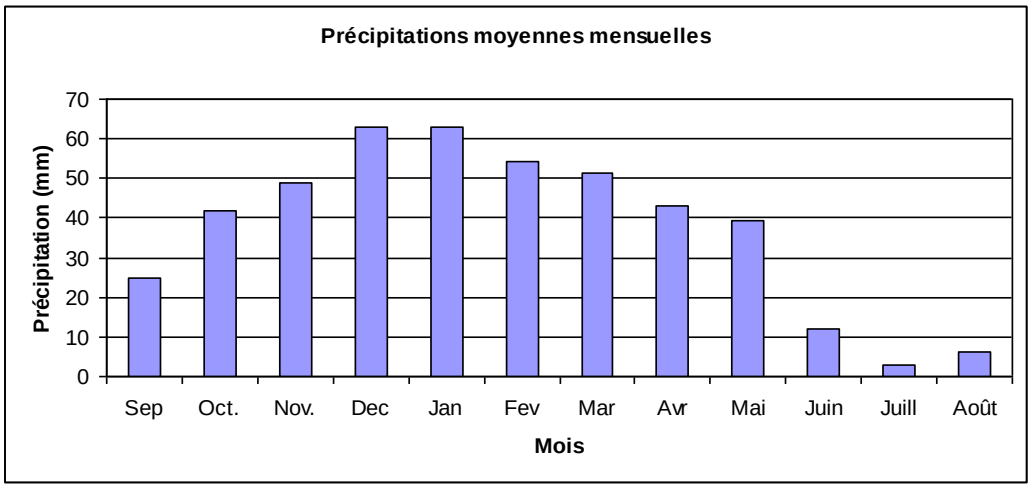



**Figure III.10** Pluies moyennes mensuelles interannuelles considérées pour le bassin versant de Boukmouri (Source ANBT)

**Tableau III-16** Pluies moyennes interannuelles du bassin versant de Boukmouri

| **Année** | **Sep** | **Oct.** | **Nov.** | **Déc** | **Jan** | **Fév** | **Mar** | **Avr** | **Mai** | **Juin** | **Juill** | **Août** | **tot** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P(mm) | 24,795 | 41,895 | 48,69 | 67.25 | 62,30 | 54,36 | 51,345 | 43,02 | 39,24 | 12,15 | 0 | 0 | 450 |
| % | 5,51 | 9,31 | 10,82 | 14,95 | 14,96 | 12,08 | 11,41 | 9,56 | 8,72 | 2,7 | 0 | 0 | 100 |

### III.3.2 Pluies journalières maximales

Dans les calculs de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, il n'est pas recherché une protection absolue qui induirait un surdimensionnement des ouvrages, mais une protection contre une averse type de probabilité déterminée et de durée égal au temps de concentration. Selon la série des pluies journalières maximales relevées à la station de Derrag de code (01.13.02) la moyenne est Pj max = 50.7mm

**Tableau III-17** Série des pluies journalières maximales de la station Derrag (01.13.02)

| Année | Sept | Oct. | Nov. | Déc. | Janv. | Fév. | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil. | Aout | Annuel |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1914** | 0,3 | 25,0 | 19,5 | 17,0 | 26,0 | 27,0 | 15,0 | 8,6 | 35,0 | 3,0 | 6,5 | 0,5 | 35,0 |
| **1915** | 13,2 | 13,0 | 46,5 | 22,0 | 8,0 | 39,0 | 45,0 | 9,0 | 92,0 | 48,8 | 1,5 | 3,0 | 92,0 |
| **1916** | 8,9 | 6,0 | 40,7 | 10,0 | 34,5 | 31,5 | 48,0 | 14,0 | 29,2 | 33,0 | 0,0 | 0,0 | 48,0 |
| **1919** | 0,0 | 0,0 | 7,0 | 10,0 | 12,0 | 17,0 | 9,0 | 0,0 | 26,0 | 15,5 | 0,0 | 0,0 | 26,0 |
| **1921** | 17,5 | 10,5 | 15,3 | 12,8 | 40,0 | 14,5 | 0,0 | 0,0 | 1,5 | 12,2 | 0,0 | 2,4 | 40,0 |
| **1922** | 1,5 | 35,7 | 11,5 | 18,2 | 25,8 | 10,5 | 70,1 | 18,0 | 55,1 | 18,1 | 3,4 | 14,5 | 70,1 |
| **1923** | 0,0 | 15,3 | 25,1 | 22,5 | 11,0 | 45,1 | 20,2 | 10,9 | 3,1 | 3,2 | 0,0 | 0,0 | 45,1 |
| **1925** | 7,2 | 8,5 | 11,1 | 6,8 | 12,3 | 19,3 | 21,7 | 20,1 | 10,1 | 0,0 | 5,1 | 10,3 | 21,7 |
| **1926** | 28,1 | 5,9 | 7,1 | 6,0 | 30,0 | 15,0 | 11,0 | 0,0 | 11,5 | 20,1 | 0,0 | 1,3 | 30,0 |
| **1928** | 47,0 | 43,0 | 12,1 | 26,3 | 17,6 | 20,2 | 11,6 | 6,1 | 77,8 | 10,0 | 0,0 | 9,0 | 77,8 |
| **1929** | 13,0 | 17,0 | 15,3 | 38,2 | 17,0 | 22,0 | 19,0 | 26,4 | 61,5 | 2,1 | 0,0 | 0,0 | 61,5 |
| **1930** | 12,3 | 5,2 | 2,2 | 85,3 | 25,0 | 10,6 | 9,6 | 26,9 | 1,3 | 9,7 | 3,5 | 9,5 | 85,3 |
| **1931** | 19,5 | 19,0 | 9,5 | 40,7 | 48,5 | 18,0 | 7,0 | 11,0 | 19,0 | 5,5 | 0,0 | 2,5 | 48,5 |
| **1933** | 23,0 | 0,0 | 23,0 | 46,0 | 78,0 | 20,0 | 35,5 | 7,7 | 21,5 | 9,5 | 1,0 | 18,3 | 78,0 |
| **1934** | 9,9 | 24,7 | 14,7 | 19,1 | 22,4 | 24,7 | 32,3 | 59,6 | 20,2 | 6,4 | 0,0 | 12,2 | 59,6 |
| **1935** | 11,8 | 25,4 | 22,7 | 31,0 | 11,7 | 27,0 | 36,1 | 41,7 | 50,7 | 12,0 | 0,0 | 17,4 | 50,7 |
| **1936** | 12,3 | 29,6 | 21,6 | 44,6 | 11,8 | 19,0 | 18,8 | 20,5 | 18,8 | 11,3 | 0,0 | 13,2 | 44,6 |
| **1937** | 12,3 | 33,0 | 20,4 | 52,7 | 18,4 | 28,0 | 6,4 | 21,8 | 28,2 | 10,3 | 6,3 | 5,4 | 52,7 |
| **1951** | 20,2 | 104,3 | 74,7 | 13,9 | 23,5 | 24,1 | 7,2 | 21,4 | 21,2 | 3,1 | 4,9 | 15,2 | 104,3 |
| **1952** | 15,8 | 5,4 | 13,8 | 13,5 | 15,3 | 14,3 | 35,4 | 9,0 | 12,4 | 8,0 | 3,6 | 3,0 | 35,4 |
| **1953** | 18,6 | 12,2 | 6,2 | 25,2 | 8,0 | 15,3 | 8,9 | 75,0 | 5,2 | 5,1 | 2,0 | 4,1 | 75,0 |
| **1954** | 4,1 | 19,0 | 24,0 | 25,1 | 45,9 | 17,1 | 19,0 | 32,0 | 16,3 | 6,1 | 0,0 | 2,9 | 45,9 |
| **1967** | 24,0 | 15,5 | 24,2 | 34,1 | 10,4 | 14,3 | 44,8 | 16,8 | 13,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 44,8 |
| **1968** | 0,0 | 0,0 | 25,4 | 24,3 | 37,3 | 46,2 | 10,2 | 17,2 | 4,2 | 21,9 | 0,0 | 0,0 | 46,2 |
| **1969** | 8,2 | 41,4 | 8,5 | 23,6 | 27,3 | 0,0 | 22,2 | 16,8 | 31,5 | 0,0 | 9,1 | 0,0 | 41,4 |
| **1970** | 18,2 | 10,1 | 0,0 | 7,4 | 19,7 | 12,1 | 27,2 | 30,5 | 49,2 | 7,9 | 0,0 | 0,0 | 49,2 |
| **1971** | 18,6 | 18,5 | 28,1 | 22,1 | 40,3 | 54,3 | 24,2 | 16,2 | 34,5 | 9,1 | 0,0 | 16,7 | 54,3 |
| **1972** | 28,5 | 25,6 | 17,9 | 14,6 | 23,3 | 32,2 | 24,7 | 48,7 | 1,4 | 18,7 | 0,0 | 0,0 | 48,7 |
| **1973** | 23,1 | 0,0 | 10,3 | 27,4 | 0,0 | 18,0 | 37,6 | 8,3 | 6,0 | 13,5 | 24,6 | 0,0 | 37,6 |
| **1976** | 11,0 | 30,0 | 22,4 | 15,1 | 18,0 | 12,4 | 4,3 | 25,8 | 13,5 | 0,0 | 1,1 | 3,0 | 30,0 |
| **1977** | 7,0 | 8,0 | 21,2 | 61,0 | 18,9 | 10,2 | 25,5 | 28,7 | 27,3 | 2,4 | 0,0 | 0,0 | 61,0 |
| **1978** | 0,0 | 44,4 | 18,3 | 2,5 | 22,7 | 21,2 | 25,8 | 15,3 | 8,4 | 12,0 | 0,0 | 0,0 | 44,4 |
| **1979** | 101,2 | 22,4 | 22,5 | 11,5 | 36,1 | 20,2 | 123,0 | 16,9 | 23,5 | 0,0 | 0,0 | 2,4 | 123,0 |
| **1980** | 6,4 | 4,3 | 11,0 | 37,7 | 5,2 | 21,4 | 17,9 | 13,6 | 8,3 | 1,6 | 0,0 | 13,7 | 37,7 |
| **1981** | 4,0 | 16,4 | 1,1 | 57,4 | 19,9 | 13,7 | 8,4 | 41,5 | 19,7 | 5,4 | 0,0 | 0,0 | 57,4 |
| **1982** | 8,4 | 47,2 | 24,7 | 12,5 | 0,0 | 13,3 | 10,5 | 10,2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,5 | 47,2 |
| **1983** | 0,0 | 11,6 | 41,9 | 9,9 | 47,3 | 16,0 | 23,4 | 15,1 | 14,8 | 15,3 | 4,2 | 0,0 | 47,3 |
| **1984** | 14,0 | 99,3 | 18,1 | 9,2 | 15,0 | 27,4 | 18,4 | 6,5 | 12,1 | 0,0 | 7,5 | 0,7 | 99,3 |
| **1985** | 37,0 | 2,7 | 19,5 | 18,3 | 39,2 | 21,2 | 55,9 | 7,9 | 2,4 | 19,1 | 0,0 | 5,1 | 55,9 |
| **1986** | 17,8 | 12,8 | 53,8 | 16,1 | 23,0 | 47,6 | 7,8 | 3,2 | 14,5 | 5,8 | 2,2 | 5,6 | 53,8 |
| **1987** | 2,5 | 9,0 | 21,4 | 8,0 | 20,2 | 7,5 | 19,0 | 9,4 | 13,2 | 11,1 | 0,0 | 0,1 | 21,4 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1988** | 12,2 | 24,0 | 5,1 | 30,6 | 2,8 | 7,2 | 26,3 | 16,0 | 10,0 | 14,2 | 11,1 | 16,2 | 30,6 |
| **1989** | 22,7 | 4,6 | 13,0 | 8,7 | 16,4 | 5,5 | 12,3 | 19,6 | 13,2 | 7,2 | 8,2 | 9,8 | 22,7 |
| **1990** | 16,1 | 8,2 | 13,5 | 18,2 | 10,4 | 12,6 | 26,9 | 11,7 | 3,5 | 4,8 | 1,6 | 5,6 | 26,9 |
| **1991** | 4,6 | 51,6 | 6,9 | 9,6 | 70,0 | 5,2 | 14,7 | 20,5 | 21,4 | 10,2 | 7,5 | 4,2 | 70,0 |
| **1992** | 6,2 | 23,4 | 19,4 | 18,0 | 5,5 | 32,3 | 6,2 | 13,8 | 39,1 | 0,5 | 3,0 | 2,0 | 39,1 |
| **1993** | 38,7 | 12,7 | 19,4 | 11,2 | 26,6 | 15,7 | 2,3 | 11,5 | 3,8 | 0,5 | 2,6 | 1,8 | 38,7 |
| **1998** | 43,1 | 14,5 | 25,7 | 24,1 | 48,4 | 27,6 | 33,7 | 5,5 | 9,6 | 0,0 | 0,0 | 9,1 | 48,4 |
| **1999** | 26,1 | 18,9 | 12,7 | 43,3 | 3,4 | 1,2 | 2,1 | 10,4 | 7,3 | 0,0 | 0,5 | 0,3 | 43,3 |
| **2000** | 8,2 | 10,6 | 41,5 | 31,3 | 25,1 | 8,9 | 2,3 | 30,8 | 23,4 | 0,0 | 0,0 | 5,3 | 41,5 |
| **2001** | 25,1 | 7,2 | 37,2 | 11,0 | 6,0 | 14,3 | 7,8 | 27,5 | 6,7 | 0,0 | 0,0 | 4,2 | 37,2 |
| **2002** | 8,9 | 8,9 | 19,0 | 9,8 | 29,0 | 78,3 | 3,8 | 38,0 | 2,6 | 3,8 | 4,8 | 11,9 | 78,3 |
| **2003** | 7,7 | 18,0 | 36,2 | 31,6 | 18,5 | 10,7 | 12,4 | 17,9 | 45,4 | 1,4 | 0,3 | 4,8 | 45,4 |
| **2004** | 6,0 | 16,3 | 26,0 | 21,7 | 16,4 | 18,0 | 7,5 | 12,1 | 2,3 | 4,5 | 0,0 | 4,7 | 26,0 |
| **2005** | 11,5 | 53,7 | 9,6 | 17,6 | 22,1 | 39,0 | 8,5 | 24,9 | 47,0 | 3,8 | 2,5 | 2,8 | 53,7 |
| **2006** | 11,5 | 4,9 | 3,4 | 14,6 | 5,8 | 16,3 | 79,7 | 10,4 | 4,2 | 0,0 | 3,3 | 0,0 | 79,7 |
| **2007** | 7,2 | 15,4 | 16,4 | 15,4 | 12,6 | 14,6 | 29,0 | 3,2 | 18,7 | 6,3 | 8,0 | 1,2 | 29,0 |
| **2008** | 20,6 | 11,1 | 31,0 | 19,8 | 22,7 | 6,3 | 44,2 | 17,7 | 8,0 | 0,0 | 1,4 | 1,3 | 44,2 |
| **2009** | 31,7 | 9,2 | 18,2 | 29,2 | 15,7 | 44,6 | 18,0 | 7,5 | 15,5 | 5,9 | 0,0 | 1,3 | 44,6 |
| **2010** | 0,0 | 20,1 | 8,3 | 16,0 | 17,0 | 12,6 | 21,2 | 14,6 | 21,6 | 14,8 | 0,0 | 8,0 | 21,6 |
| **2011** | 0,0 | 23,6 | 34,7 | 9,3 | 6,9 | 35,4 | 45,4 | 28,0 | 6,3 | 0,0 | 0,3 | 1,2 | 45,4 |

Source ANRH

### III.3.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières:

**Tableau III-18** Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières

| **Statistique de base** | **Formules** | **Nombre d'observation** |
|---|---|---|
| Minimum | / | 21,40 |
| Maximum | / | 123,0 |
| Moyenne | $\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Xi}{N}$ | 50,73 |
| Ecart-type | $\sigma x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(Xi - \overline{X})^2}{N - 1}}$ | 21,05 |
| Médiane | / | 46,05 |
| Coefficient de variation (Cv) | $Cv=\frac{\sigma x}{\bar{x}}$ | 0,4150 |
| Coefficient d'asymétrie (Cs) | $Cs=\frac{\sum_{i=1}^{n}(Xi-\bar{x})^3}{(N-1)\sigma x}$ | 1,227 |
| Coefficient d'aplatissement (Ck) | / | 4,380 |

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN. Les lois d'ajustement adéquates sont :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON (log-normal2)

❖ **Ajustement à la loi de Gumbel:**

L'ajustement de la série des $P_{jmax}$ à la loi de Gumbel d'expression:

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \qquad \text{III. 21}$$

Avec :

$$u = \frac{X - X_0}{S} \qquad \text{III.22}$$

$$S = 0{,}78\sigma_x(gradex) \qquad \text{III.23}$$

$$\sigma_x = \left( \frac{\sum (X - X_m)}{n-1} \right)^{0,5} \qquad \text{III.24}$$

Où :

X: représente la variable pluviométrique

$X_m$: la pluie journalière maximale moyenne ($P_{jmax}$)

➢ Paramètres du logiciel:

T: Période de retour.

Q: Fréquence.

Xt: Pluie journalière maximale correspondante à la période de retour donnée.

➢ Résultat de l'ajustement

Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observation: 61

Paramètres: U = 41.417

Alpha = 15.69

Quantiles : Q = F(x) probabilité au non dépassement

T=1/(1-q).

**Tableau III-19** Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel

| T (ans) | q | XT (mm) | Ecart-type | Intervalle de confiance (95%) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 10000 | 0.9999 | 186.7 | 15.49 | 156.3 | 217.1 |
| 1000 | 0.9990 | 150.4 | 11.85 | 127.1 | 173.6 |
| 100 | 0.9900 | 113.9 | 8.245 | 97.78 | 130.1 |
| 50 | 0.9800 | 102.9 | 7.169 | 88.87 | 117.0 |
| 20 | 0.9500 | 88.21 | 5.757 | 76.93 | 99.50 |
| 10 | 0.9000 | 76.85 | 4.698 | 67.64 | 86.06 |
| 5 | 0.8000 | 65.01 | 3.653 | 57.85 | 72.17 |
| 2 | 0.5000 | 47.12 | 2.368 | 42.48 | 51.76 |

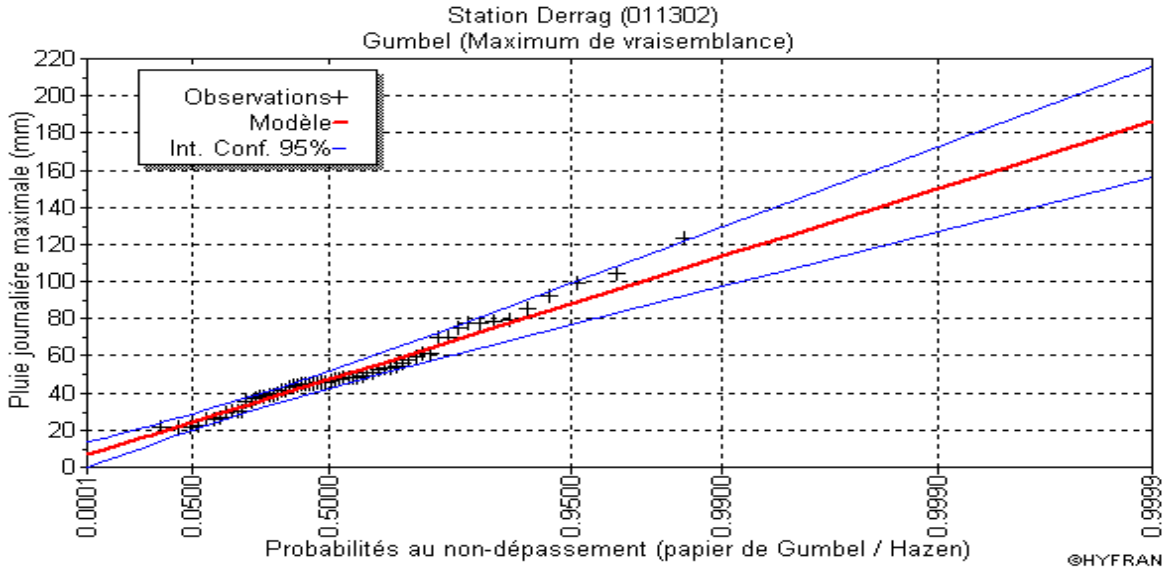



**Figure III.11** Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

❖ **Ajustement à la loi Log normale (Maximum de vraisemblance)**

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{LogP_{\max j}} = \frac{\sum(\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N} \qquad \text{III.25}$$

$$LogP_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$$ - L'équation de la droite d'ajustement. III. 26

Avec :

$U_{P\%}$ : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

➢ Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations : 61

➢ Paramètre :

Mu =3.849, Sigma=0.395

➢ Quantiles :

Q = F(x) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q) (Période de retour)

**Tableau III-20** Résultat d'ajustement par la loi de Galton

| T (ans) | q | XT (mm) | Ecart-type | Intervalle de confiance (95%) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 10000 | 0.9999 | 206.2 | 29.81 | 147.8 | 264.7 |
| 1000 | 0.9990 | 160.5 | 19.81 | 121.7 | 199.4 |
| 100 | 0.9900 | 118.4 | 11.70 | 95.50 | 141.4 |
| 50 | 0.9800 | 106.2 | 9.610 | 87.41 | 125.1 |
| 20 | 0.9500 | 90.28 | 7.097 | 76.36 | 104.2 |
| 10 | 0.9000 | 78.11 | 5.396 | 67.53 | 88.69 |
| 5 | 0.8000 | 65.54 | 3.898 | 57.90 | 73.18 |
| 2 | 0.5000 | 46.88 | 2.391 | 42.19 | 51.56 |

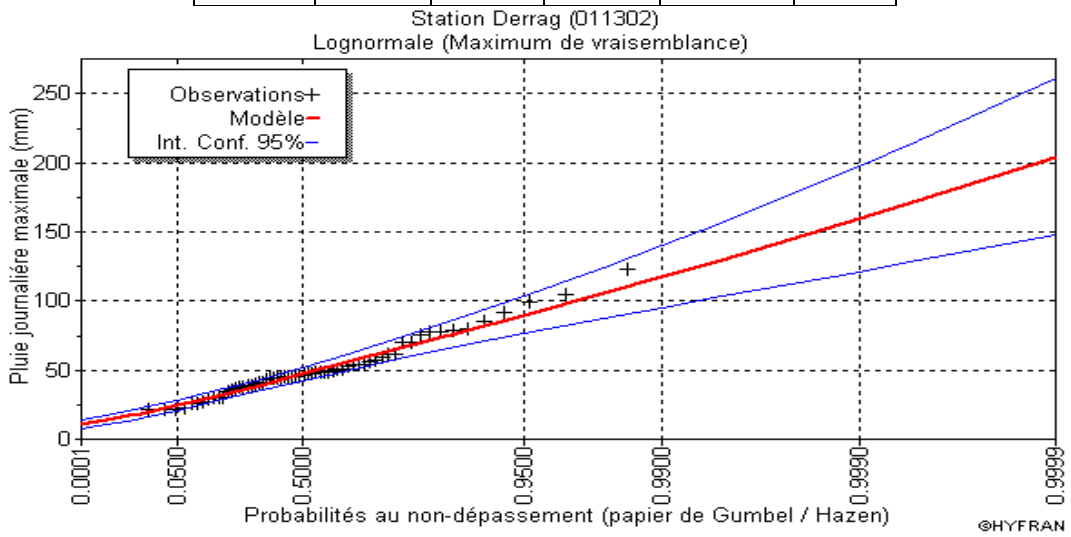



**Figure III.12** Ajustement à la loi de Galton (Maximum de vraisemblance)

❖ **Test d'adéquation (Test de $^{x}2$)**

Le test Khi² est un test non paramétrique servant à l'adéquation et par conséquence le choix du meilleur ajustement des lois statistiques. Le test basé sur la comparaison entre les variables, et à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification α = 5% et un nombre de degré de liberté γ = K – 1 – m, avec :

K : nombre de classe.

m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{cal} = \sum_{i=1}^{k} \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \qquad \text{III.27}$$

Où :

ni : nombre d'observation contenues dans la classe i ;

ui : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec u > 5;

$\chi^2$: variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H0 : L'échantillon provient de la loi choisie ;

H1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Si **$\chi$ calculé < $\chi$ théorique**

**$\chi^2$théorique** est tiré de la table de $\chi^2$ en fonction de $\gamma$ et **$\alpha$= 5 %**

| Lois statistiques | Degré de liberté | $\chi^2$ calculée | P | $\chi^2$ théorique |
|---|---|---|---|---|
| Gumbel | 7 | 10.31 | 0.36 | 10.46 |
| Galton | 7 | 7.69 | 0.17 | 7.76 |

- **Interprétation de tableau :**

A partir du tableau ci-dessus, les trois lois sont adéquates car $\chi^2$ calculé est inférieur à $\chi^2$ théorique, donc on ne peut pas vraiment choisir celle qui s'ajusterait le mieux.

- **Test visuel :**

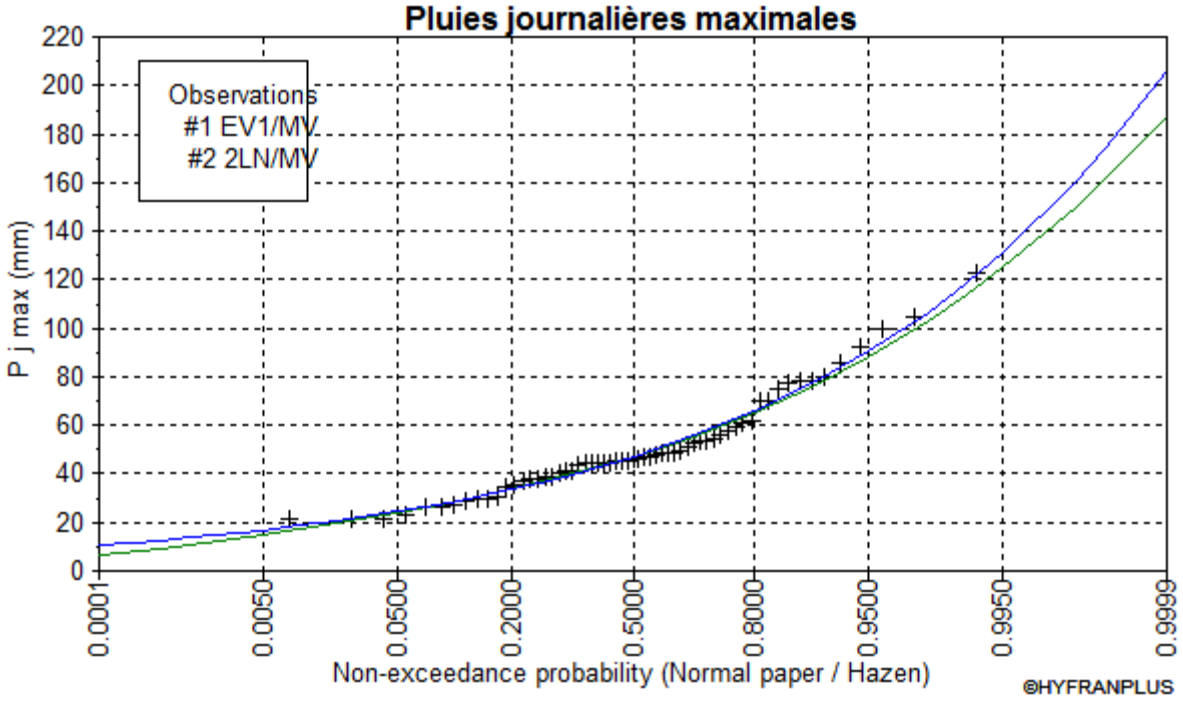



**Figure III.13** Comparaison entre les deux ajustements

- **Conclusion**

On remarque que pour les deux lois ainsi que le test de **$\chi$2** les pluies maximales journalières s'ajustent, mais d'prés le test visuel on remarque que les pluies journalières s'ajustent mieux à la loi de Galton donc pour la suite on considère les pluies journalières maximales obtenues par l'ajustement de Galton.

## III.4 Étude d'apports

Cette partie de l'étude sera consacrée à la quantification des apports liquides au niveau de la retenue.

Il sera ainsi précédé à l'analyse de la variabilité de ces apports en tenant compte des paramètres qui la régissant (la loi Gumbel).

Ces analyses seront effectuées dans le but d'avoir un maximum d'éléments susceptibles d'être utilisés dans la suite du projet.

### III.4.1 Apport moyen annuel

Dans le cas d'absence de données d'observations directes. Il est d'usage d'estimer les apports liquides par les méthodes empiriques.

#### III.4.1.1 Calcul de l'apport moyen annuel par les formules empiriques

Les méthodes les plus fréquemment utilisées sont :

**a) Formules de Samie:**

$$L_e = P_0^2 \left(293 - 2{,}2\sqrt{S}\right) \quad \text{III.28}$$

Avec :

$L_e$ : Lame écoulée (mm)

S : superficie du bassin versant (km²)

$P_o$ : pluie moyenne annuelle (m)

**Application Numérique:** **$L_e$=54.27 mm**

D'où :

$$A_0 = L.S \quad \text{III.29}$$

**Application Numérique:** **$A_0$=7.00 $Hm^3$**

**a) Formule de Deri II**

$$A = 0.513 P_0^{2.683} Dd^{0.5} \,.\, S^{0,842} \quad \text{III.30}$$

Avec :

A : Apport moyen annuel ($hm^3$)

$P_o$ : pluie moyenne annuelle (m)

**Application Numérique:** **A=6.45 $Hm^3$**

**b) Formule ANRH**

$$A = 0{,}915 P_0^{2,684} \,.\, S^{0,842} \quad \text{III.31}$$

**Application Numérique:** **A=6.45 $Hm^3$**

**c) Formule de Medinger**

$$L_e = 1.024(P_0 - 0.26)^2 \quad \text{III.31}$$

**Application Numérique:** **$L_e$=36.97 mm**

**$A_0$=4.75 $hm^3$**

**d) Formule de Turk**

$$L_e = P_0 - \frac{P_0}{\sqrt{0.9 + \frac{P_0^2}{L^2}}} \quad \text{III.33}$$

**Application Numérique:** **$L_e$=31.81 mm**

D'où : $$L = 300 + 25T + 0.05T^3 \quad \text{III.34}$$

Avec:

$P_0$: Précipitation moyenne (mm)

T:Température moyenne annuelle en °c

L: Coefficient qui dépend de la température.

**Application Numérique: L=885.99**

**$A_0$=4.09 $hm^3$**

**Tableau III-21** Récapultatif des résultats par les formules empiriques

| **Formules** | **Apports moyen Annuel $A_0$ ($hm^3$)** |
|---|---|
| Formules de Samie: | 7.00 |
| Formule de Deri II | 6.45 |
| Formule ANRH | 6.41 |
| Formule de Medinger | 4.75 |
| Formule de Turk | 4.09 |

### III.4.1.2 Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode analogique

Elle consiste à extrapoler le débit de projet au site non jaugé à partir des données observées dans un bassin proche jaugé qui lui est hydrologiquement comparable de point:

- La surface.
- La forme. l'indice de forme.
- La pente moyenne. les indices de pente.
- La densité de drainage et le rapport de confluence.
- Les paramètres de rectangles équivalent.
- Les caractéristiques de relief. altitude moyenne. la médiane.
- Les paramètres climatiques et géologiques.

1) **Méthode des débits spécifiques**

Cette méthode consiste à évaluer le débit $Q_B$ recherché à partir de $Q_A$ en tenant compte uniquement de l'influence respective des surfaces des bassins versants. Cela revient donc à négliger les autres facteurs qui contribuent au comportement hydrologique de chacun des bassins (climat. géologie. topographie ... etc.).

$$Q_B = \frac{Q_A}{S_A} S_B \qquad \text{III.35}$$

Avec:

$Q_B$: débit du bassin non jaugé ($m^3/s$)

$Q_A$: débit du bassin jaugé ($m^3/s$)

$S_B$: débit du bassin non jaugé ($km^2$)

$S_A$: débit du bassin jaugé ($km^2$).

Dans notre cas le barrage du Deurdeur existant proche du barrage à étudier (Boukmouri) ont des caractéristiques des bassins versants semblables (Rapport monographie: Barrage du Deurdeur fait en 1986 par BG (source ANBT)).L'altitude moyenne du bassin versant est de 960 m. Pour rappel le bassin versant de Boukmouri a une altitude moyenne du bassin versant est de 1045.7 m.

Pour bien argumenter l'utilisation de l'analogie on a eu recours au calcul de la pluie sur le bassin versant de Deurdeur par la méthode de Thiessen. (Voir Figure III.9).

Un bilan hydrique du barrage Deurdeur nous a été transmis par l'ANBT et qui donne un apport moyen annuel de 36.40 $hm^3$/an donc un débit moyen annuel de $Q_A = 36.4/31.6 = 1.15 m^3/s$).

La surface du bassin versant du Deurdeur est $S_A$=468 $km^2$ et celle de Boukmouri est de $S_B$=128.7 $km^2$.

Par une simple application de la formule précédente on aura un débit de $Q_B$ = 0.32 $m^3/s$ donc un apport moyen annuel de 10.01 $hm^3$.

**Conclusions**

- ✓ Les formules empiriques sont données qu'à titre indicatif.
- ✓ Nous adoptons un apport moyen annuel arrondi de 10.00 $hm^3$/an issu de l'analogie avec Deurdeur. résultat basé sur des données réelles.
- ✓ Donc les paramètres hydrologiques adoptés pour l'Oued Boukmouri au droit de l'aménagement sont:

  L'apport $A_0$ = 10.00 $hm^3$ donc un débit moyen annuel de 0.32 $m^3/s$

  La lame ruisselée $L_e$ = 77.70mm

  Le module d'écoulement $M_0$= 2.46 $l/s/km^2$.

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$A_m = P_0.S.C_e \qquad \text{III.36}$$

Et:

$$C_e = \frac{L_e}{P_0} \qquad \text{III.37}$$

Avec:

$L_e$: La lame ruisselée = 77.70mm

$P_0$: Pluie moyenne Annuel =450 mm

**Application Numérique : Ce=0.17**

**Tableau III-22** Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.

| **Mois** | **Sep** | **Oct** | **Nov** | **Déc** | **Jan** | **Fév** | **Mar** | **Avr** | **Mai** | **Juin** | **Juil** | **Août** | **Tot** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P(mm) | 24,795 | 41,895 | 48,69 | 67.25 | 67.30 | 54,36 | 51,345 | 43,02 | 39,24 | 12,15 | 0 | 0 | 450 |
| $A_m$ ($hm^3$) | 0.56 | 0.92 | 1.27 | 1.475 | 1.485 | 1.19 | 1.12 | 0.94 | 0.86 | 0.27 | 0 | 0 | 10.00 |
| % | 5.6 | 9.2 | 10.7 | 14.75 | 14.85 | 11.9 | 11.2 | 9.4 | 8.6 | 2.7 | 0 | 0 | 100 |

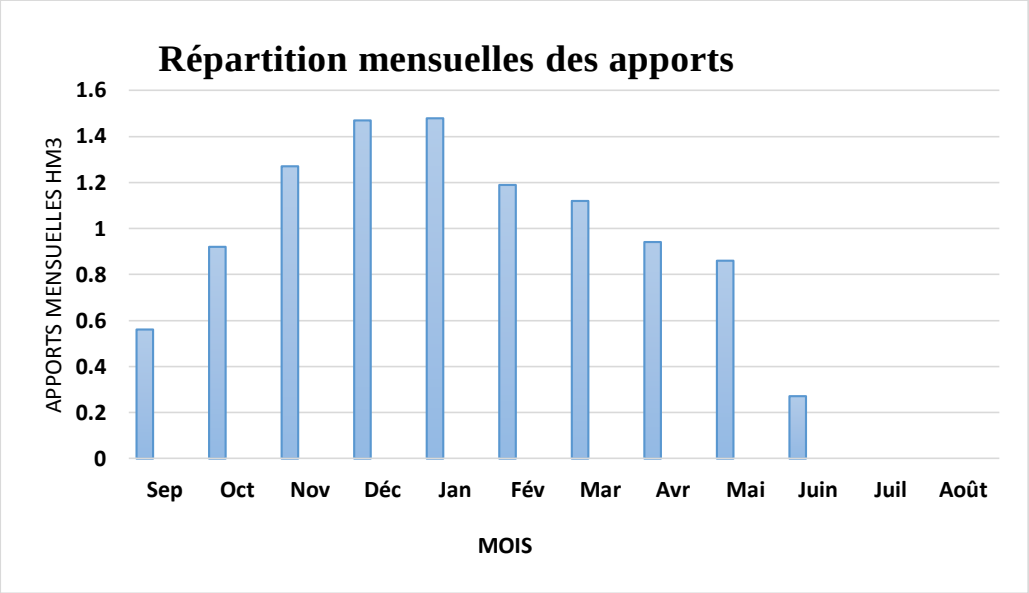



**Figure III.14** Répartition mensuelle interannuels des apports.

### III.4.2 Coefficient de variation

#### III.4.2.1 Caractéristiques de l'écoulement :

- **Module de l'écoulement :**

Il est donné par la relation suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \qquad \text{III.38}$$

Avec :

$A_0$ : Apport moyen interannuel = 10.09 $hm^3$

T : Temps d'une année en secondes T =31,536.106 s

**Application numérique :**

**$M_e$=319.95 l/s.**

- **Module de l'écoulement relatif (spécifique) :**

On a:

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \qquad \text{III.39}$$

Avec:

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin ($Km^2$)

**Application numérique :**

**$M_0$=2.48 l/s/$Km^2$**

- **Coefficient de variation**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv, estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques:

❖ **Formule de Sokolovsky**

$$C_v = a - 0.063 \times \log_{10}(S+1) \qquad \text{III.40}$$

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 \qquad \text{III.41}$$

Avec:

S:Surface du bassin versant =128.7 $Km^2$

$M_0$ : Module spécifique =2.48 l/s/$Km^2$

**Application numérique:** **a=0.665**
**$C_v$=0.53.**

❖ **Formule d'Urgiprovodkhoz**

$$C_v = \frac{0,70}{M_0^{0,125}}$$

III.43
Avec:
$M_0$ : Module spécifique =2.48 l/s/Km$^2$

**Application numérique:** **$C_v$=0.62.**

❖ **Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(S+1000)^{0.097}}$$

III.44
**Application Numérique:** **$C_v$=0.39**

❖ **Formule de Padoun:**

$$C_v = K.\frac{0.93}{M_0^{0.23}}$$ III.44

Avec : 0.25 < K < 1, on prend K=0.7.
M0: débit ou module spécifique (l/s/Km$^2$).

**Application Numérique:** **Cv= 0.18**

**Tableau III-23** Les différentes valeurs de *Cv*

| **Formules** | **Valeur** |
|---|---|
| Sokolovsky | 0<br>0.53 |
| Urgiprovodkhoz | 0.62 |
| Antonov | 0.39 |
| Padoun | 0.18 |
| Moyenne | 0.43 |

La valeur de $C_v$ = 0.53 obtenue par la formule de Sokolovsky est finalement adoptée, elle est la plus proche de la moyenne.

**III.4.3 Les apports fréquentielles**

La variabilité de l'apport peut être envisagée par l'application d'une loi Log normal (Galton) qui représente au mieux la distribution des apports fréquentiels en Algérie. Cette loi s'écrit comme suit:

$$A(\%) = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}}\ e^{u\sqrt{L_n C_v^2 + 1}}$$ III.45

Avec :

A (%): Apport de fréquence donnée ($hm^3$)

U: Variable réduite de Gauss

$A_0$: Apport moyen annuel ($hm^3$)

$C_v$: coefficient de variation de l'apport

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

**Tableau III-24** Apports fréquentiels pour différentes période de retour

| **Fré (%)** | **Pé Ret T (an)** | **Var de Gausse (u)** | **Apport fré ($hm^3$/an)** |
|---|---|---|---|
| 80 | 1.25 | -0.843 | 6.23 |
| 50 | 2 | 0 | 8.91 |
| 20 | 5 | 0.843 | 12.76 |
| 10 | 10 | 1.285 | 15.39 |
| 5 | 20 | 1.645 | 17.94 |
| 2 | 50 | 2.057 | 21.381 |
| 1 | 100 | 2.328 | 23.99 |
| 0.2 | 500 | 2.876 | 30.29 |
| 0.1 | 1000 | 3.1 | 33.31 |
| 0.01 | 10000 | 3.717 | 43.31 |

- **Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%**

**Tableau III-25** Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

| **Mois** | **Apports ($hm^3$)** | **$A_{80\%}$($hm^3$)** | **$A_{80\%}$ (%)** |
|---|---|---|---|
| **Sep** | 0.56 | 0.34 | 5.55 |
| **Oct** | 0.92 | 0.57 | 9.12 |
| **Nov** | 1.27 | 0.78 | 12.58 |
| **Déc** | 1.37 | 0.90 | 13.58 |
| **Jan** | 1.38 | 0.91 | 13.67 |
| **Fév** | 1.19 | 0.73 | 11.79 |
| **Mar** | 1.12 | 0.69 | 11.1 |
| **Avr** | 0.94 | 0.58 | 9.31 |
| **Mai** | 0.86 | 0.53 | 8.52 |
| **Juin** | 0.27 | 0.17 | 2.67 |
| **Juil** | 0.07 | 0 | 0 |
| **Aout** | 0.14 | 0 | 0 |
| **Année** | 10.09 | 6.21 | 100 |

## III.5 Etude des apports solides

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued RABTA nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

### III.5.1 Formule de Tixeront:

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km$^2$/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha . L_e{}^{0.15} \qquad \text{III.46}$$

E s: apport solide moyen annuel en suspension (t/Km$^{2/}$An).
Le : lame d'eau écoulée. (Le =77.7mm)
α: paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant (α = 350).

**Application numérique:** **$E_s$ =672.41 t/Km$^{2/}$An**

Pour une lame d'eau écoulée égal à un mm, on obtient une valeur d'un t/Km2 /An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_S . S \qquad \text{III.47}$$

Avec:

S: superficie du bassin versant en Km$^2$.

$E_s$ =672.41 (t/Km2 /An).

**D'où :** **$A_s$ =86539.17 t/An.**

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_S / \gamma_S \qquad \text{III.48}$$

On a la densité de la phase: $\gamma s$ = 1.6 t/m$^3$.

**Application numérique:** **$V_s$ =54086.98 m$^3$/An**

### III.5.2 Formule de fournie :

$$Es = \frac{1}{36}\left(\frac{Pm^2}{P_0}\right)^{2,65} . \left(\frac{H^2}{S}\right)^{0,46} \qquad \text{III.49}$$

Avec:

$E_s$ : Erosion spécifique (t/km$^2$/an)

$P_m$ : Pluviométrie du mois le plus arrosé (Décembre 62.78 mm)

H = $H_{max}$ – $H_{min}$: Dénivelée moyenne (m)

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

$P_O$ : Pluviométrie moyenne annuelle (450 mm)

**Application numérique:** **Es= 490.39 t/km$^2$/An**
***As* = 63113.19 t/An.**
**Et** **$V_s$= 39445.74 m$^3$/An.**

### III.5.3 Formule de Gavrilovic

$$Es = 3{,}14\, T . P_0 \sqrt{Z^3} \qquad \text{III.50}$$

Où: T: coefficient de température.

$$T = \sqrt{\frac{T_0}{10}} + 0{,}1 \qquad \text{III.51}$$

Où:

$T_o$: Température moyenne annuelle (=15.7°)

$P_o$: pluie moyenne annuelle (mm)

Z : coefficient d'érosion relative du bassin (pris égale à 0.5 selon tableau ci-dessous)

**Tableau III-26** valeur de Z en fonction du degré d'érosion

| **Degré d'érosion** | **Valeur de Z** |
|---|---|
| Excessive | > 1.01 |
| Intensive | 0.71-1.00 |
| Modérée | 0.41-0.70 |
| Peu évaluée | 0.20-0.40 |
| Perceptible | < 0.19 |

**On trouve** **T=1.35**

**Es=674.42 t/km$^2$/An**

**$A_s$= Es. S.Rm = 86797.85T/an**

Avec:

S : surface du bassin versant (km$^2$)

$R_m$ : rétention des matériaux par le bassin versant pris égal à 100%

Si la densité de la vase est 1.6t/m$^3$ on aura:

**Vs = 56137.38 m$^3$/an**

**Tableau III-27** Récpultatif des Apports solides

| **Formule** | **Es (t/km$^2$/An)** | **As(t/an)** | **$V_s$ (m$^3$/an)** |
|---|---|---|---|
| Tixeront | 672.41 | 86539.17 | 54086.98 |
| fournier | 490.39 | 39445.74 | 39445.74 |
| Gavrilovic | 674.42 | 86797.85 | 56137.38 |

**Conclusion**

La formule de Fournier qui n'est pas très recommandée pour des applications en Algérie n'est donnée qu'à titre informatif.

La formule de Gavrilovic et sogreah (Texiront) donne des valeurs approchées pour cela on opte pour l'approche par analogie.

**III.5.4 Détermination du Transport solide par Modèle de Meddi (2015):**

«Le modèle développé pour estimer le transport solide en Algérie du Nord, ce modèle de prévision fournit un outil d'estimation de la dégradation spécifique pour la planification et la conception de barrages et d'ouvrage hydrotechniques ainsi que l'aménagement de bassins versants. L'estimation des pertes de terres est essentielle pour préserver et gérer les barrages qui sont confrontés à la problématique d'envasement.»(MEDDI M, 2015.)

La formule de Meddi (2015):

$$D_S = 16115.58 Q_L^{0.67} . S^{-0.52} . IMF^{0.1} \quad \text{III.52}$$

Avec:

$Q_L$:débit moyen annuel ($m^3/s$)

IMF:Indice de fournier modifié ou IMF=$\frac{\sum_{i=1}^{12} p_i^2}{P} = 51.035$

$D_s$=890.25 t/$km^2$/an on prend **$D_s$=1000 t/$km^2$/an**

**$A_s$=128700 t/an**

**$V_s$=80437.5 $m^3$/an**

## III.6 Etude des crues

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de protection de chantier.

### III.6.1 Détermination des débits maximum de la crue :

**a) Formule de Giandotti**:

$$Q_{max\%} = \frac{AS\sqrt{H_{Moy} - H_{Min}}}{4\sqrt{S + 1.5L}} . Ptc \quad \text{III.53}$$

Avec:

$Q_{max\,(\%)}$: débit maximum de crue en $m^3$ /s de même fréquence que celle de la pluie de Courte durée.

S: superficie du bassin versant en $Km^2$.

L: longueur du talweg principal=32.10 Km

$H_{moy}$, $H_{min}$: altitudes moyennes et minimales (en m).

$H_{moy}$= 1145.6 m.

$H_{min}$= 805.00m.

$P_{tc}$: pluies de courte durée.

A: Coefficient fonction des conditions topographiques généralement pris égal à170

**b) Formule Mallet-Gauthier:**

$$Q_{max\%} = 2k \log(1 + A.P_0) . \frac{S.\sqrt{1 + 4\log T - \log S}}{\sqrt{L_P}} \quad \text{III.54}$$

Avec:

S: superficie du bassin versant ($Km^2$).

$L_p$: longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 1.

P: précipitation moyenne annuelle.

T: période de retour en années.

**c) Formule de Sokolowsky:**

$$Q_{max\%} = \frac{0.28 * Ptc * Cr * S}{Tc} * \text{f} \quad \text{III.57}$$

Avec:

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

$P_{TC}$ : pluie correspondante au temps de concentration (mm)

$C_r$ : coefficient de ruissellement (varie entre $0.6 < C_r = 0.65 < 0.8$

S : la superficie de bassin-versant.

f : coefficient de forme de l'hydro-gramme pris égale à 1.2 pour les petits BV

$T_c$ : temps de concentration (heures).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau III-28** Les résultats de calcul du débit maximum de la crue.

| T (ans) | $P_{tc}$ | Sokolovsky($m^3/s$) | Mallet-Gauthier ($m^3/s$) | Giandotti ($m^3/s$) | Moyenne ($m^3/s$) |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 45.88 | 104.88 | 55.23 | 133.70 | 97.94 |
| 5 | 65.54 | 149.85 | 233.29 | 191.03 | 191.39 |
| 10 | 78.11 | 178.57 | 305.43 | 227.64 | 237.21 |
| 20 | 60.95 | 206.41 | 363.52 | 263.12 | 277.68 |
| 50 | 90.28 | 242.81 | 428.39 | 309.53 | 326.91 |
| 100 | 106.2 | 270.68 | 471.57 | 345.06 | 362.44 |
| 1000 | 118.4 | 366.96 | 592.85 | 467.80 | 475.87 |
| 10000 | 186.7 | 471.44 | 693.23 | 600.98 | 588.55 |

### III.6.2 Méthode GRADEX (CIGB, 1994) :

La méthode du gradex est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de $km^2$ (jusqu'à 5000 $km^2$), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.
La méthode est basée sur le processus physique global :

**Pluies brutes ➔ Pluies efficaces ➔ Fonction de transfert ➔ volume, point et forme de la crue.**

**-Hypothèses de la méthode**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de Chapitre III Etude hydrologique 49 la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10\ ans.}$

**Etapes de la méthode**

- Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra Une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

Calculer le gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P(mm) = a\mu + b \qquad \text{III.55}$$

(μ: variable réduite de Gumbel).

• Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).
Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule:

$$R(mm) = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right) * 3.6 * n\ (heures)}{s(Km^2)} \qquad \text{III.56}$$

• Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a\mu + b' \qquad \text{III.57}$$

Avec : a : le gradex de la pluie
μ : variable réduite de Gumbel (μ= -ln (-ln (F))).
b'= Q10 ans – a . μ(T=10 ans).
Tracer la droite de l'équation (III.59) sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.
Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).
Exprimer ces Q en m3 /s par la formule :

$$Q(\frac{m^3}{s}) = \frac{Q(mm) * S(Km^2)}{3.6 * n(heures)} \qquad \text{III.59}$$

• Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :
P : coefficient de point = Q max/ Q moy

$$Q_p\left(\frac{m^3}{s}\right) = Q_{moy}(\frac{m^3}{s}) * P \qquad \text{III.60}$$

### III.6.2.1 Analogie au barrage de Deurdeur :

Dans notre cas le barrage du Deurdeur existant proche du barrage à étudier (Boukmouri) ont des caractéristiques des bassins versants semblables (Rapport monographie: Barrage du Deurdeur fait en 1986 par BG (source ANBT).

Un bilan hydrique du barrage Deurdeur nous a été transmis par l'ANBT (voir Annexe II).

$$Q_b = Q_A(\frac{S_B}{S_A}) \qquad \text{III.61}$$

Avec:

$Q_B$: débit du bassin non jaugé ($m^3/s$)

$Q_A$: débit du bassin jaugé ($m^3/s$)

$S_B$: débit du bassin non jaugé ($km^2$)=128.7 $km^2$

$S_A$: débit du bassin jaugé ($km^2$)=468 $km^2$

1/Pour calculer le $Q_{10ans}$ ; on utilise la méthode POT en identifiant le seuil des débits qui est égale à : 5$m^3$/s pour avoir une série de 25 observations, puis on ajustent suivant la loi Gumbel, on trouve un débit décennale pour le barrage de Deudeur de $Q_{10ans(deudeur)}$ =13.8 $m^3/s$.
On calcul maintenant le $Q_{10ans}$ de notre bassin :

**$Q_{10ans(Boukmouri)} = Q_{10ans(deudeur)} * \frac{128.7}{468} = 3.795\ m^3/s$**

D'après Hyfran la droite d'ajustement des pluies journalières maximales par la loi de Gumbel est :

$$P = 15.78\mu + 41.33 \qquad \text{III.62}$$

Le gradex est donc **a=15.78 mm**
Temps de base **= 33.2 heures**
2/Calcul de lame d'eau décennale :
**$R_{10ans}$ (mm)= $Q_{10ans(Boukmouri)}$*3.6*33.2/128.7=3.52 mm**
3/Formulation de la droite du débit :
$Q_{u\%}$=15.78 $\mu + b'$ ; pour un temps de retour 10ans, la variable réduite de Gumbel est :
$\mu = \ln(-\ln(F(x))$ ; avec F(x) : La probabilité de non-dépassement.
$F_{AND}$ =1-$F_{AD}$ , et $F_{AD}$=1/T , donc on aura : pour T=10ans , $F_{AND}$=0.9 et $\mu = 2.25$
Donc : b'=$Q_{10ans}$-15.78 $\mu$=3.52-15.78*(2.25)=-31.99≈ −32 mm (on remarque qu'on a un b<0 ce qui n'est significatif en réalité).

$$Q_{u\%} = 15.78\mu - 32 \qquad \text{III.63}$$

**Conclusions :**
-On remarque qu'il y a un grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
-Les débits calculés par la méthode de GRADEX pour les grandes périodes de retour surtout sont plus loin de la moyenne des débits calculés par les formules empiriques sachant que dans la méthode de GRADEX on a trouvé une lame d'eau négative (b'$< 0$) , on a essayé de travailler avec débit centennale pour avoir une valeur plus grande mais on a eu le même problème.
-Pour cela on va prendre la valeur obtenue par la formule de GIANDOTTI donc :**$Q_{max0.01\%}$=600.98 $m^3/s$.**

### III.6.3 Hydro gramme de crue

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydro gramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et l'autre pour le temps de décrue:

- **Pour le temps de monté ($T_m$) :**

$$Q_m = Q_{max\%} \cdot \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \qquad \text{III.64}$$

Avec:
$T_m = T_c$ : temps de concentration.

- **Pour le temps de décrue ($T_d$) :**

$$Q_d = Q_{max\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3 \qquad \text{III.65}$$

Avec:
$Q_m$ : Débit instantané de la montée ($m^3/s$).
$Q_d$ : Débit instantané de la décrue ($m^3/s$).
$T_m$ : Temps de la montée de la crue en heures.
$Q_{max}$ : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en ($m^3/s$).
$T_d$ : Temps de la décrue en heures ou $T_d = \delta * T_m$.

Ou :

δ: coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.

Selon **(Prof. Mme TOUAIBIA, 2015)** ; les valeurs de δ dans le tableau suivant :

**Tableau III-29** Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue

| Description du cour d'eau | Valeur de δ |
|---|---|
| Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméable | 2.0-2.5 |
| Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales. | 3.0-4.0 |
| Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues | 4.0-7.0 |

On prend comme valeur de δ=3

**Application numérique :**

**$T_m = T_c = 8.3$ h et $T_d$=24.9h donc $T_b = T_m + T_d = 33.2$ h.**

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydro gramme de crue par la méthode de Sokolovski pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau III.30

**Tableau III-30** Les résultats de calcul du débit de la crue.

| Temps(h) | $Q_{max(50\%)}$ | $Q_{max}$ (20%) | $Q_{max}$ (10%) | $Q_{max(5\%)}$ | $Q_{max}$ (2%) | $Q_{max}$ (1%) | $Q_{max}$ (0.1%) | $Q_{max}$ (0.01%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.5 | 0.49 | 0.69 | 0.83 | 0.95 | 1.12 | 1.25 | 1.70 | 2.18 |
| 1 | 1.94 | 2.77 | 3.30 | 3.82 | 4.49 | 5.01 | 6.79 | 8.72 |
| 1.5 | 4.37 | 6.24 | 7.44 | 8.59 | 10.11 | 11.27 | 15.28 | 19.63 |
| 2 | 7.76 | 11.09 | 13.22 | 15.28 | 17.97 | 20.04 | 27.16 | 34.90 |
| 2.5 | 12.13 | 17.33 | 20.65 | 23.87 | 28.08 | 31.31 | 42.44 | 54.53 |
| 3 | 17.47 | 24.96 | 29.74 | 34.38 | 40.44 | 45.08 | 61.12 | 78.52 |
| 3.5 | 23.77 | 33.97 | 40.48 | 46.79 | 55.04 | 61.36 | 83.19 | 106.87 |
| 4 | 31.05 | 44.37 | 52.87 | 61.12 | 71.89 | 80.15 | 108.65 | 139.58 |
| 4.5 | 39.30 | 56.16 | 66.92 | 77.35 | 90.99 | 101.44 | 137.51 | 176.66 |
| 5 | 48.52 | 69.33 | 82.61 | 95.49 | 112.33 | 125.23 | 169.77 | 218.10 |
| 5.5 | 58.71 | 83.89 | 99.96 | 115.55 | 135.93 | 151.53 | 205.42 | 263.90 |
| 6 | 69.87 | 99.83 | 118.96 | 137.51 | 161.76 | 180.33 | 244.47 | 314.07 |
| 6.5 | 82.00 | 117.16 | 139.62 | 161.38 | 189.85 | 211.64 | 286.91 | 368.59 |
| 7 | 95.10 | 135.88 | 161.92 | 187.17 | 220.18 | 245.45 | 332.75 | 427.48 |
| 7.5 | 109.17 | 155.99 | 185.88 | 214.86 | 252.75 | 281.76 | 381.98 | 490.73 |
| 8 | 124.21 | 177.48 | 211.49 | 244.46 | 287.58 | 320.59 | 434.61 | 558.34 |
| 8.3 | 133.70 | 191.04 | 227.65 | 263.14 | 309.55 | 345.08 | 467.82 | 601.00 |
| 8.5 | 125.81 | 179.76 | 214.21 | 247.60 | 291.27 | 324.71 | 440.20 | 565.52 |
| 9 | 118.23 | 168.94 | 201.31 | 232.69 | 273.73 | 305.15 | 413.69 | 531.46 |
| 9.5 | 110.96 | 158.55 | 188.94 | 218.39 | 256.91 | 286.40 | 388.27 | 498.80 |
| 10 | 104.00 | 148.60 | 177.08 | 204.69 | 240.79 | 268.43 | 363.90 | 467.50 |
| 10.5 | 97.34 | 139.08 | 165.73 | 191.57 | 225.36 | 251.23 | 340.58 | 437.54 |
| 11 | 90.96 | 129.97 | 154.88 | 179.03 | 210.60 | 234.78 | 318.28 | 408.89 |
| 11.5 | 84.87 | 121.27 | 144.51 | 167.04 | 196.51 | 219.06 | 296.98 | 381.52 |
| 12 | 79.06 | 112.97 | 134.62 | 155.61 | 183.05 | 204.06 | 276.64 | 355.40 |
| 12.5 | 73.52 | 105.06 | 125.19 | 144.70 | 170.22 | 189.76 | 257.26 | 330.50 |
| 13 | 68.25 | 97.52 | 116.21 | 134.32 | 158.01 | 176.15 | 238.80 | 306.79 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 13.5 | 63.23 | 90.35 | 107.67 | 124.45 | 146.40 | 163.20 | 221.25 | 284.24 |
| 14 | 58.47 | 83.54 | 99.55 | 115.07 | 135.37 | 150.91 | 204.58 | 262.82 |
| 14.5 | 53.95 | 77.09 | 91.86 | 106.18 | 124.91 | 139.24 | 188.77 | 242.51 |
| 15 | 49.67 | 70.97 | 84.57 | 97.76 | 115.00 | 128.20 | 173.80 | 223.27 |
| 15.5 | 45.62 | 65.19 | 77.68 | 89.79 | 105.63 | 117.75 | 159.64 | 205.08 |
| 16 | 41.80 | 59.73 | 71.18 | 82.27 | 96.78 | 107.89 | 146.27 | 187.90 |
| 16.5 | 38.20 | 54.58 | 65.04 | 75.18 | 88.44 | 98.59 | 133.66 | 171.71 |
| 17 | 34.81 | 49.74 | 59.27 | 68.51 | 80.60 | 89.85 | 121.81 | 156.48 |
| 17.5 | 31.63 | 45.19 | 53.86 | 62.25 | 73.23 | 81.64 | 110.67 | 142.18 |
| 18 | 28.65 | 40.93 | 48.78 | 56.38 | 66.33 | 73.94 | 100.24 | 128.78 |
| 18.5 | 25.86 | 36.95 | 44.03 | 50.90 | 59.87 | 66.74 | 90.48 | 116.24 |
| 19 | 23.26 | 33.23 | 39.60 | 45.78 | 53.85 | 60.03 | 81.38 | 104.55 |
| 19.5 | 20.84 | 29.77 | 35.48 | 41.01 | 48.24 | 53.78 | 72.91 | 93.67 |
| 20 | 18.59 | 26.56 | 31.65 | 36.59 | 43.04 | 47.98 | 65.05 | 83.57 |
| 20.5 | 16.51 | 23.59 | 28.11 | 32.50 | 38.23 | 42.62 | 57.78 | 74.22 |
| 21 | 14.59 | 20.85 | 24.85 | 28.72 | 33.79 | 37.67 | 51.06 | 65.60 |
| 21.5 | 12.83 | 18.33 | 21.85 | 25.25 | 29.71 | 33.12 | 44.89 | 57.68 |
| 22 | 11.22 | 16.03 | 19.10 | 22.07 | 25.97 | 28.95 | 39.24 | 50.41 |
| 22.5 | 9.74 | 13.92 | 16.59 | 19.17 | 22.55 | 25.14 | 34.09 | 43.79 |
| 23 | 8.40 | 12.01 | 14.31 | 16.54 | 19.46 | 21.69 | 29.40 | 37.77 |
| 23.5 | 7.19 | 10.28 | 12.25 | 14.16 | 16.65 | 18.57 | 25.17 | 32.33 |
| 24 | 6.11 | 8.72 | 10.40 | 12.02 | 14.14 | 15.76 | 21.36 | 27.44 |
| 24.5 | 5.13 | 7.33 | 8.74 | 10.10 | 11.88 | 13.25 | 17.96 | 23.07 |
| 25 | 4.27 | 6.10 | 7.27 | 8.40 | 9.89 | 11.02 | 14.94 | 19.19 |
| 25.5 | 3.51 | 5.01 | 5.98 | 6.91 | 8.13 | 9.06 | 12.28 | 15.78 |
| 26 | 2.84 | 4.07 | 4.84 | 5.60 | 6.59 | 7.34 | 9.95 | 12.79 |
| 26.5 | 2.27 | 3.24 | 3.87 | 4.47 | 5.26 | 5.86 | 7.94 | 10.21 |
| 27 | 1.78 | 2.54 | 3.03 | 3.50 | 4.12 | 4.59 | 6.22 | 8.00 |
| 27.5 | 1.36 | 1.95 | 2.32 | 2.68 | 3.16 | 3.52 | 4.77 | 6.13 |
| 28 | 1.02 | 1.46 | 1.73 | 2.01 | 2.36 | 2.63 | 3.57 | 4.58 |
| 28.5 | 0.74 | 1.05 | 1.26 | 1.45 | 1.71 | 1.90 | 2.58 | 3.32 |
| 29 | 0.51 | 0.73 | 0.87 | 1.01 | 1.19 | 1.33 | 1.80 | 2.31 |
| 29.5 | 0.34 | 0.49 | 0.58 | 0.67 | 0.79 | 0.88 | 1.19 | 1.53 |
| 30 | 0.21 | 0.30 | 0.36 | 0.42 | 0.49 | 0.55 | 0.74 | 0.95 |
| 30.5 | 0.12 | 0.17 | 0.20 | 0.24 | 0.28 | 0.31 | 0.42 | 0.54 |
| 31 | 0.06 | 0.08 | 0.10 | 0.12 | 0.14 | 0.15 | 0.21 | 0.27 |
| 31.5 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.05 | 0.06 | 0.06 | 0.08 | 0.11 |
| 32 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| 32.5 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 33.2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

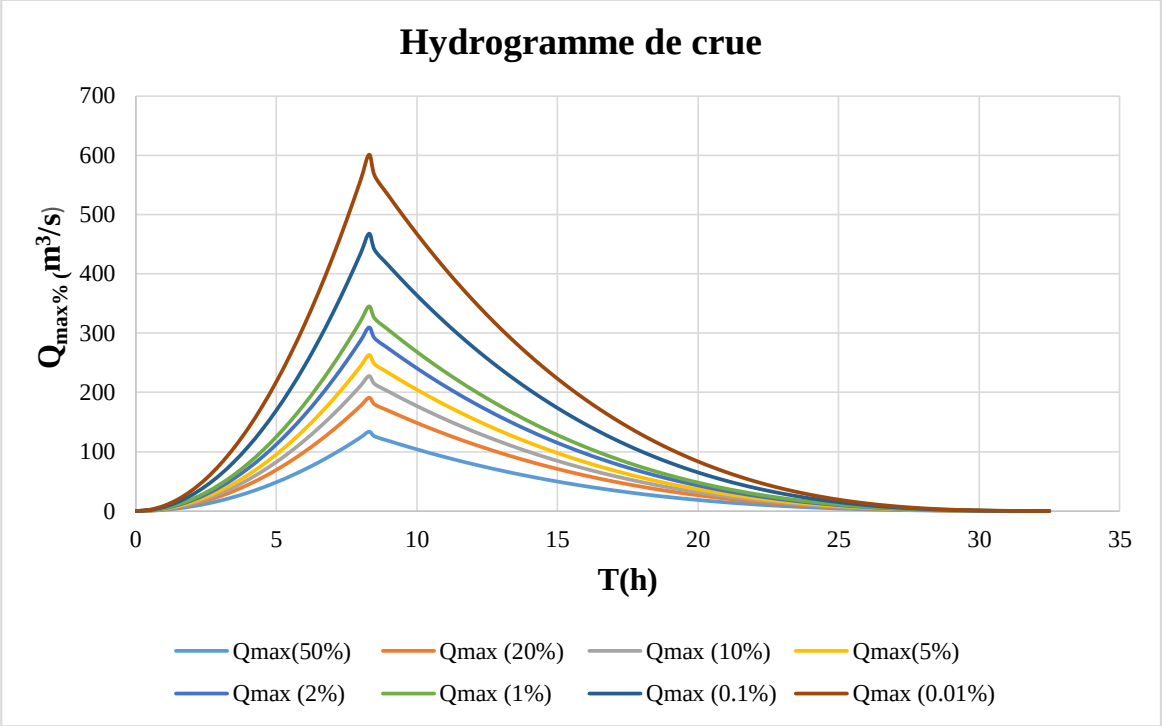



**Figure III.15** Hydrogramme de crue

### III.6.4 Choix des crues:

#### III.6.4.1 Choix de crue du projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Pour cela, nous sommes amenées à faire un choix ; notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 10000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB).

**Tableau III-31** Crue de projet recommandée

| Catégorie des dommages | Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle |
|---|---|
| - Elevés<br>- Perte de vie<br>-Dommage considérable | 1/100000 à 1/10000 |
| - Importants<br>- Pas perte de vie<br>- Dommages importants | 1/10000 à 1/1000 |
| - Faibles<br>- Pas perte de vie<br>- Dommages légères | 1/1000 à 1/100 |

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0.01% (T=10000 ans).
$Q_{max, 0.01\%} = 758.58\ m^3/s$.
L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0.1\%}$) est donné dans la figure III.16

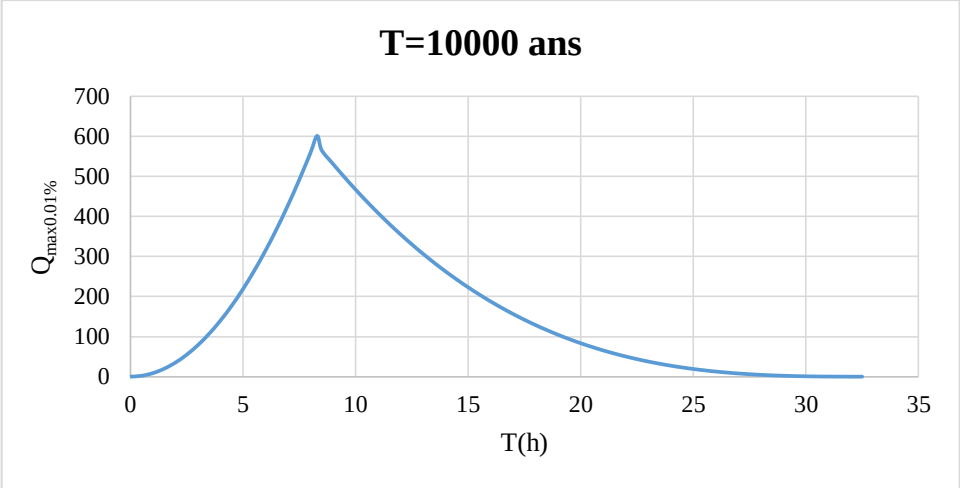



**Figure III.16** Hydrogramme de crue pour une fréquence de 0.01%

### III.6.4.2 Choix de crue du chantier

Pour qu'on puissent dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, c'est à dire choisir la crue du chantier, ce choix doit assurer la sécurité de l'ouvrage au cours des travaux de réalisation pour ne pas avoir la destruction de ce dernier en cas de sous-évaluation, et aussi ne pas avoir une surévaluation pour ne pas avoir un coût de réalisation élevé.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue de (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où: **Q = Q max, 2%=309.55 m³/s.**

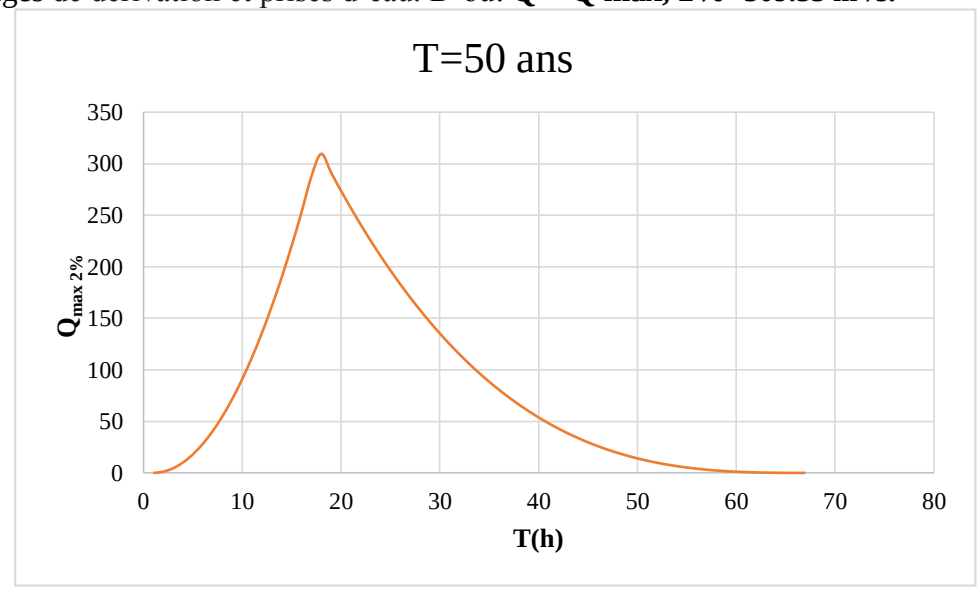



**Figure III.17** Hydrogramme de crue du chantier pour une fréquence de 2%

### III.6.5 Estimation du volume mort:

A partir des résultats trouvés dans '**Etude des apports solides** 'et en appuyant sur l'estimation d'envasement qui a été déjà faite, on opte par la suite à la détermination de volume de la tranche mort, ce qui est indispensable pour le dimensionnement de l'ouvrage.

On a vu que les résultats qui a donnée l'équation respectivement : Tixeront et Gravilovic ont été très proche, c'est pour cette raison qu'on a adopté une autre approche qui est la détermination d'apport solide en suspension par le modèle de meddi (2015).

En utilisant la formule de Meddi (2015) on a trouvé un volume annuel de transport solide en suspension est : **80437.5m$^3$/an.**

Maintenant on peut estimer le transport solide par charriage, en général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = **12065.62 m$^3$/an.**

Le volume mort durant à 50 ans la durée de vie du barrage estimée à **92503.125 m$^3$/an** ce qui donne **4.62 Mm$^3$**.

## III.7 Etude de régularisation

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année.

Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs.

### III.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue :

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \qquad \text{III.66}$$

Avec:

Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m$^2$

Si+1 : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m$^2$

ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔVI: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m$^2$)

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- ❖ courbe capacité-hauteur : H=f (V).
- ❖ courbe surface-hauteur : H=f(S).

**Tableau III-32** les caractéristiques topographiques de la retenue

| Côte NGA(m) | H (m) | $S_i$ (m$^2$) | | | | $V_{cum}$ (Mm$^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 823.97 | 0.03 | 0 | $S_{moy}$ (Km$^2$) | ΔH(m) | ΔV (Mm$^3$) | 0.00 |
| 824 | 1 | 23 | 0.000012 | 0.97 | 0.000014 | 0.000014 |
| 828 | 4 | 63573 | 0.0318 | 3 | 0.095 | 0.095014 |
| 832 | 8 | 172289 | 0.1179 | 4 | 0.47 | 0.565014 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 836 | 12 | 346222 | 0.2593 | 4 | 1.04 | 1.605014 |
| 840 | 16 | 518981 | 0.4326 | 4 | 1.73 | 3.335014 |
| 844 | 20 | 758727 | 0.6389 | 4 | 2.55 | 5.885014 |
| 848 | 24 | 1056189 | 0.9075 | 4 | 3.63 | 9.515014 |
| 852 | 28 | 1344941 | 1.2006 | 4 | 4.80 | 14.315014 |
| 856 | 32 | 1607632 | 1.4763 | 4 | 5.91 | 20.225014 |
| 860 | 36 | 1922036 | 1.7648 | 4 | 7.06 | 27.285014 |
| 864 | 40 | 2255752 | 2.088 | 4 | 8.35 | 35.637 |
| 868 | 44 | 2512225 | 2.3 | 4 | 9.54 | 45.1729 |

$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \times S_1 \times \Delta H_1$=0.66*23*$10^{-6}$*(1-0.03)=0.000014 $Mm^3$

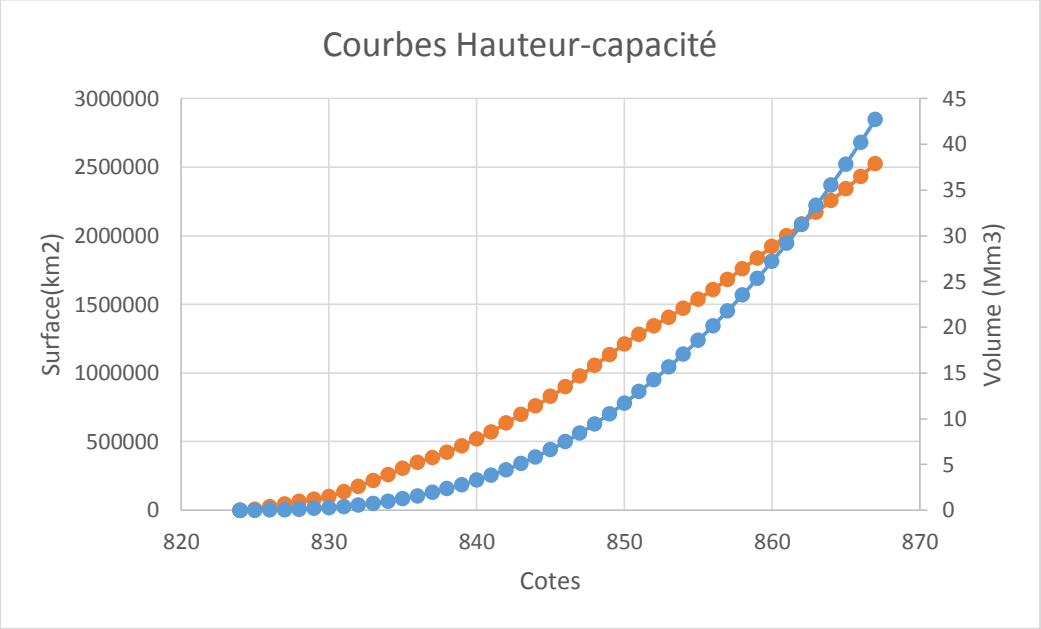



**Figure III.18** Courbe capacité hauteur

**III.7.2 Répartition mensuelle des apports:**

La répartition mensuelle des besoins en eau d'AEP et irrigation obtenue d'après l'ANBT est donnée au tableau **:**

**III.7.2.1 Besoins en eau potable:**

Les volumes d'eau à extraire de la retenue du barrage de Boukmouri pour l'approvisionnement urbain ont été fixés par l'ANBT.

**Tableau III-33** Distribution mensuelle du volume de l'eau pour approvisionnement urbain de la retenue du barrage de Boukmouri

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Besoin en AEP ($hm^3$) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.54 | 0.54 | 0.54 | 0.54 | 6 |
| (%) | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 9 | 9 | 9 | 9 | 100 |

(Source ANBT)

Le volume moyen annuel devant être fournie est de 6 000 000 $m^3$

**III.7.2.2 Besoins en irrigation:**

Les volumes d'eau à extraire de la retenue pour des fins de d'irrigation ont aussi été fixés par l'ANBT.

**Tableau III-34**Distribution mensuelle du volume de l'eau pour pour l'irrigation de la retenue du barrage de Boukmouri.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Besoin en irrigation ($hm^3$) | 0.55 | 0.16 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.16 | 0.55 | 0.54 | 1.01 | 1.22 | 5 |
| (%) | 11 | 3.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3.2 | 11 | 20.1 | 27.1 | 24.4 | 100 |

(Source ANBT)

Le volume moyen annuel devant être fournie est de 5 000 000 $m^3$

Cependant, l'apport moyen annuel disponible n'est que de 6.3 $hm^3$, ce qui ne sera pas suffisant pour satisfaire la totalité de besoins (11 $hm^3$).

la consommation est donc supérieure à l'apport.

**III.7.3 Calcul du volume utile:**

**III.7.3.1 Méthode de Kristley -Menkel:**

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une sérié des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = Q_i/Q_0$ et un coefficient de régularisation α.

$$V_{uint} = (\beta_s + \beta_{plur})W_0 = V_s + V_{int} \quad \text{III.67}$$

Avec:

W0: apport moyen interannuel.

βs: composante saisonnière du volume utile.

βpluri : composante pluriannuelle du volume utile.

✓ **La composante saisonnière βs est égale:**

$$\beta = \alpha(T_{ét} - W_{ét}) \quad \text{III.68}$$

$$T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12} \quad \text{III.69}$$

Avec:

α: coefficient de régularisation.

T ét : période relative de l'étiage au cours de l'année.

N ét : nombre de mois ou Qi est inférieur à Q0.

$$W_{ét} = \frac{\sum_i^{Nét} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \quad \text{III.70}$$

Avec :Wét :volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_i^{Nét} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_1^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

✓ **La composante pluie-annuelle est égale:**

$$\beta_{plur} = max(D) = max\left[\left(\alpha - K_{p\%}^{(n)}\right).n\right] \quad \text{III.71}$$

Avec:

α: coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$$K_{p\%}^{n} = F_{p\%}.C_v^{(n)} + 1$$

III.74

Avec:

Cv : Coefficient de variation

F p%: la probabilité en fonction de P%

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \text{ Et } C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

✓ **Pour la composante saisonnière :**

**Tableau III-35** Détermination de la période d'étiage.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Août |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $W_{80\%}(hm^3)$ | 0.34 | 0.57 | 0.78 | 0.90 | 0.91 | 0.73 | 0.69 | 0.58 | 0.53 | 0.17 | 0 | 0 |
| $U_{80\%}(hm^3)$ | 0.64 | 0.40 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.40 | 0.67 | 0.96 | 1.16 | 1.09 |

Source ANBT

Et sachant que :$W_{moy}$=0.52 $Hm^3$ /mois

Donc : la période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois de septembre.

Nét=4; d'où : Tét=0.33

Application Numérique: $W_{ét} = \frac{0.52}{6.2}$=0.084

$$\boldsymbol{W_{ét} = 0.084}$$

Pour un coefficient de régularisation α=0.9 on aura :

$\beta = 0.9(0.33 - 0.084) = 0.20$ **β =0.22**

$V_s = \beta_s.W_0 = 0.22 \times 10.09 = 2.22\ Mm^3$ **$V_s$=2.22 $Mm^3$**

✓ **Pour la composante pluriannuelle:**

**Tableau III-36** Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel.

| n | $\sqrt{n}$ | $C_v^{(n)}$ | $C_s^{(n)}$ | $F_{80\%}$ | $K_p=C_v*F_p+1$ | $Z_p=(\alpha-K_p)*n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.00 | 0.530 | 1.060 | -0.85 | 0.550 | 0.351 |
| 2 | 1.41 | 0.375 | 0.750 | -0.85 | 0.681 | 0.437 |
| 3 | 1.73 | 0.306 | 0.612 | -0.85 | 0.740 | 0.480 |
| 4 | 2.00 | 0.265 | 0.530 | -0.85 | 0.775 | 0.501 |
| 5 | 2.24 | 0.237 | 0.474 | -0.85 | 0.799 | 0.507 |
| 6 | 2.45 | 0.216 | 0.433 | -0.85 | 0.816 | 0.503 |
| 7 | 2.65 | 0.200 | 0.401 | -0.85 | 0.830 | 0.492 |
| 8 | 2.83 | 0.187 | 0.375 | -0.85 | 0.841 | 0.474 |
| 9 | 3.00 | 0.177 | 0.353 | -0.85 | 0.850 | 0.452 |
| 10 | 3.16 | 0.168 | 0.335 | -0.85 | 0.858 | 0.425 |
| 11 | 3.32 | 0.160 | 0.320 | -0.85 | 0.864 | 0.394 |
| 12 | 3.46 | 0.153 | 0.306 | -0.85 | 0.870 | 0.361 |
| 13 | 3.61 | 0.147 | 0.294 | -0.85 | 0.875 | 0.324 |
| 14 | 3.74 | 0.142 | 0.283 | -0.85 | 0.880 | 0.286 |
| 15 | 3.87 | 0.137 | 0.274 | -0.85 | 0.884 | 0.245 |
| 16 | 4.00 | 0.133 | 0.265 | -0.85 | 0.887 | 0.202 |
| 17 | 4.12 | 0.129 | 0.257 | -0.85 | 0.891 | 0.157 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 18 | 4.24 | 0.125 | 0.250 | -0.85 | 0.894 | 0.111 |
| 19 | 4.36 | 0.122 | 0.243 | -0.85 | 0.897 | 0.064 |
| 20 | 4.47 | 0.119 | 0.237 | -0.85 | 0.899 | 0.015 |
| 21 | 4.58 | 0.116 | 0.231 | -0.85 | 0.902 | -0.036 |
| 22 | 4.69 | 0.113 | 0.226 | -0.85 | 0.904 | -0.087 |
| 23 | 4.80 | 0.111 | 0.221 | -0.85 | 0.906 | -0.139 |
| 24 | 4.90 | 0.108 | 0.216 | -0.85 | 0.908 | -0.193 |
| 25 | 5.00 | 0.106 | 0.212 | -0.85 | 0.910 | -0.247 |
| 26 | 5.10 | 0.104 | 0.208 | -0.85 | 0.912 | -0.303 |
| 27 | 5.20 | 0.102 | 0.204 | -0.85 | 0.913 | -0.359 |
| 28 | 5.29 | 0.100 | 0.200 | -0.85 | 0.915 | -0.416 |
| 29 | 5.39 | 0.098 | 0.197 | -0.85 | 0.916 | -0.474 |
| 30 | 5.48 | 0.097 | 0.194 | -0.85 | 0.918 | -0.533 |
| 31 | 5.57 | 0.095 | 0.190 | -0.85 | 0.919 | -0.592 |
| 32 | 5.66 | 0.094 | 0.187 | -0.85 | 0.920 | -0.652 |
| 33 | 5.74 | 0.092 | 0.185 | -0.85 | 0.922 | -0.712 |
| 34 | 5.83 | 0.091 | 0.182 | -0.85 | 0.923 | -0.773 |
| 35 | 5.92 | 0.090 | 0.179 | -0.85 | 0.924 | -0.835 |
| 36 | 6.00 | 0.088 | 0.177 | -0.85 | 0.925 | -0.897 |
| 37 | 6.08 | 0.087 | 0.174 | -0.85 | 0.926 | -0.960 |
| 38 | 6.16 | 0.086 | 0.172 | -0.85 | 0.927 | -1.023 |
| 39 | 6.24 | 0.085 | 0.170 | -0.85 | 0.928 | -1.087 |
| 40 | 6.32 | 0.084 | 0.168 | -0.85 | 0.929 | -1.151 |
| 41 | 6.40 | 0.083 | 0.166 | -0.85 | 0.930 | -1.215 |

D'après le tableau on trouve : $Z_{pmax}$ =1.215 donc $\boldsymbol{\beta_{Plur} = 1.215}$

$V_{plur}= \beta_{p\,lu\,r} * W_0 = 1.215 * 10.09 = 12.26 Mm^3$. **$V_{plur}$=12.26Mm$^3$**

Donc : $V_{u\,in\,t}$= 12.26 +2.22= 14.48 Mm$^3$. **$V_{u\,in\,t}$=14.48 Mm$^3$**

$V_{NNR} = V_m + V_{u\,int}$

$V_{NNR}$ = 4.62+14.48 =19.09 Mm$^3$ **$V_{NNR}$ =19.09 Mm$^3$**

D'après la courbe Capacité hauteur (Figure III.20) : **NNR=856 mNGA.**

**III.8 Laminage des crues:**

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Qdt=qdt+Sdh \qquad \text{III.72}$$

Avec:

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant t est égale à:

$$Q-q=S.\frac{dh}{dt} \qquad \text{III.73}$$

$\frac{dh}{dt}$: Vitesse de remplissage (montée) de la retenue.

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

**III.8.1 Méthode de Muskingum (Fread & D.L, 1993) :**

- **Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière:**

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q\frac{Q}{A} \qquad \text{III.74}$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \qquad \text{III.75}$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III.75) est la suivante :

✓ Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m3 /s à 2m3 /sen une heure, ce terme vaut (1 $m^3$ /s - 2m3 /s) / 3600s =0 ,000277m3 /s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

✓ Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

✓ Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

✓ Le terme 4 exprime les forces de gravité (So) et les forces de frottement (Sf).

✓ Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation (III.75) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (III.72) devient en l'absence d'apport de débit latéral :

**S0=Sf**

L'équation de continuité peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \qquad \text{III.76}$$

Ou :

I (INPUT ou Inflow ) désigne le débit d'entée Qe .

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie QS.

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation (III.79) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

- **Méthode de Muskingum:**

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation (III.77) s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t1}^{t2} I.dt - \int_{t1}^{t2} O.dt \qquad \text{III.77}$$

Pour un petit intervalle de temps Δt = t2 -t1, on peut écrire:

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1+I_2}{2} - \frac{O_1+O_2}{2}\right)\Delta t \qquad \text{III.78}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O1 et O2, connaissant I1 et I2.
L'équation (III.78) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S1 et S2.

- **Principe de ma méthode de solution:**

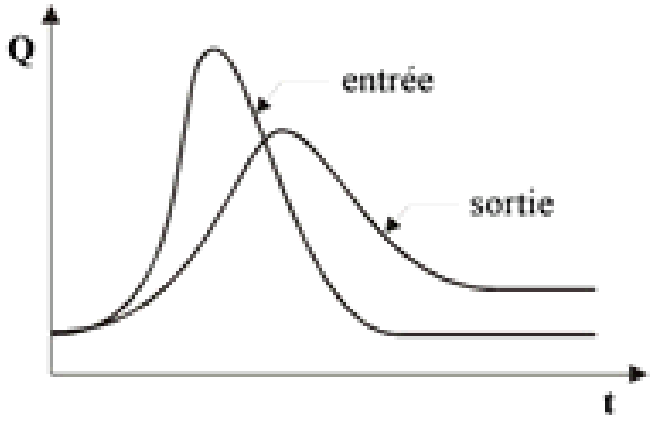



**Figure III.19** Laminage à travers un barrage.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.73 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \qquad \text{III.79}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue ($2S_2$ /Δt +O2) en fonction d'autres quantités toutes connues qui Figurent dans le membre de droite.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O2 à partir de la quantité connue ($2S_2$ /Δt +O2)?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t}$=f(O), Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue.

- **Calcul du débit de sortie:**

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.23). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

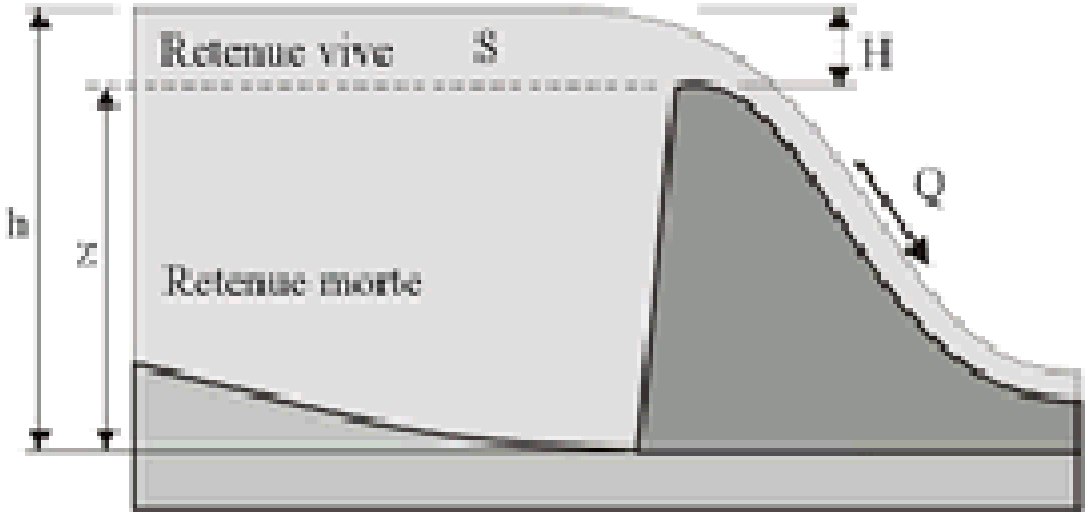



**Figure III.20** Evacuateur à surface libre.

$$Q = CBH^{\frac{3}{2}} = C.B.(H - z)^{\frac{3}{2}} \qquad \text{III.80}$$

Avec:
C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir
B :est la largeur de déversoir
H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,
h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.
2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = m.A.\sqrt{gh} \qquad \text{III.81}$$

Avec:
m : est une constante de débit
A :est la section d'écoulement
h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

- **Calcul du volume stocké:**

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = A.h \qquad \text{III.82}$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain. Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + \ldots\ldots + a_n h^n \qquad \text{III.83}$$

Les coefficients a0 ,a1 , a2,……, an qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.
Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h
Permet de déterminer le volume stocké.

- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur b=20m:**

Le débit de sortie est calculé avec la relation suivante:

$$Q = m.B.\sqrt{2g}.H^{\frac{3}{2}} \qquad \text{III.84}$$

Pour:
b=20m et m =0 .49 on aura : Q= 43.41H$^{3/2}$
La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage f(Qs) = 2S/Δt+QS .
Initialement le débit de sortie $Q_S$ = 0 m³/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké Vs=0m³.
La valeur maximale de débit d'entrée Qe =601 m³/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : 601= 43.41 H$^{3/2}$, soit Hmax =5.76m. et on prend Δt= 30mn=1800s
On illustre la modélisation de la courbe surface hauteur

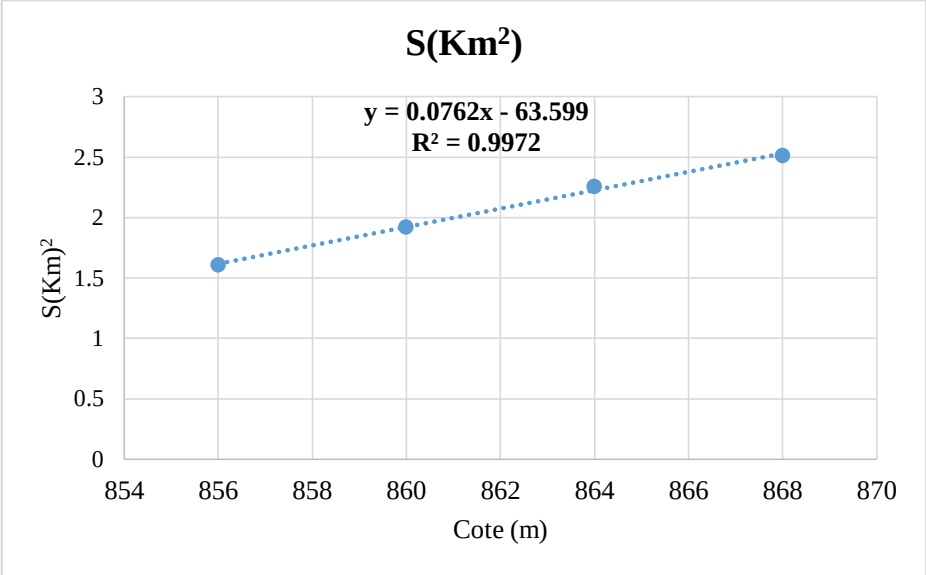



**Figure III.21** Modélisation de la courbe surface-hauteur.
Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau
**Tableau III-37** Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

| H(m) | Côte NGA(m) | A(Km²) | Q(m³/s) | S(m³) | 2S/Δt+Q |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 856 | 1.6282 | 0 | 0 | 0 |
| 0.5 | 856.5 | 1.6663 | 15.34775269 | 0.83315 | 941.0699749 |
| 1 | 857 | 1.7044 | 43.41 | 1.7044 | 1937.187778 |
| 1.5 | 857.5 | 1.7425 | 79.7492623 | 2.61375 | 2983.915929 |
| 2 | 858 | 1.7806 | 122.7820215 | 3.5612 | 4079.67091 |
| 2.5 | 858.5 | 1.8187 | 171.5930915 | 4.54675 | 5223.537536 |
| 3 | 859 | 1.8568 | 225.5649767 | 5.5704 | 6414.89831 |
| 3.5 | 859.5 | 1.8949 | 284.2443575 | 6.63215 | 7653.299913 |
| 4 | 860 | 1.933 | 347.28 | 7.732 | 8938.391111 |
| 4.5 | 860.5 | 1.9711 | 414.3893225 | 8.86995 | 10269.88932 |
| 5 | 861 | 2.0092 | 485.3385545 | 10.046 | 11647.56078 |
| 5.5 | 861.5 | 2.0473 | 559.9301074 | 11.26015 | 13071.20789 |

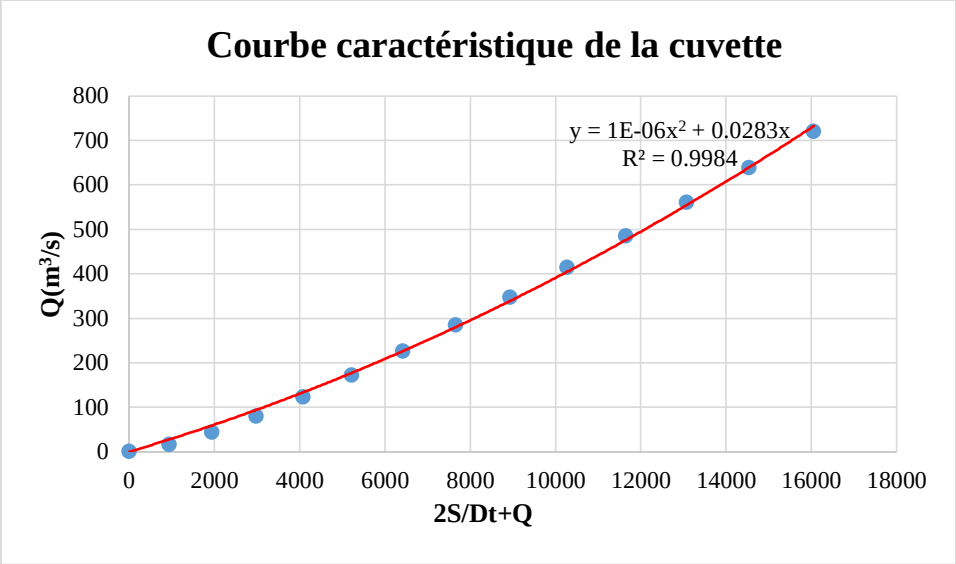



**Figure III.22** Courbe caractéristique de cuvette.

**Tableau III-38** Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=60 m.

| Temps(h) | Temps (h) | I(m3/s) | I1+I2 (m3/s) | 2S/Δt+Q (m3/s) | 2S/Δt+Q-2Q (m3/s) | Q (m3/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 | / | / | / | / |
| 0.5 | 0.5 | 2.18 | 2.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1 | 1 | 8.72 | 10.90 | 2.18 | 2.06 | 0.06 |
| 1.5 | 1.5 | 19.63 | 28.35 | 12.96 | 12.22 | 0.37 |
| 2 | 2 | 34.9 | 54.53 | 40.57 | 38.27 | 1.15 |
| 2.5 | 2.5 | 54.53 | 89.43 | 92.80 | 87.53 | 2.63 |
| 3 | 3 | 78.52 | 133.05 | 176.96 | 166.88 | 5.04 |
| 3.5 | 3.5 | 106.87 | 185.39 | 299.93 | 282.78 | 8.58 |
| 4 | 4 | 139.58 | 246.45 | 468.17 | 441.23 | 13.47 |
| 4.5 | 4.5 | 176.66 | 316.24 | 687.68 | 647.81 | 19.93 |
| 5 | 5 | 218.1 | 394.76 | 964.05 | 907.63 | 28.21 |
| 5.5 | 5.5 | 263.9 | 482.00 | 1302.39 | 1225.28 | 38.55 |
| 6 | 6 | 314.07 | 577.97 | 1707.28 | 1604.82 | 51.23 |
| 6.5 | 6.5 | 368.59 | 682.66 | 2182.79 | 2049.71 | 66.54 |
| 7 | 7 | 427.48 | 796.07 | 2732.37 | 2562.79 | 84.79 |
| 7.5 | 7.5 | 490.73 | 918.21 | 3358.86 | 3146.18 | 106.34 |
| 8 | 8 | 558.34 | 1049.07 | 4064.39 | 3801.31 | 131.54 |
| 8.3 | 0 | 601 | 1159.34 | 4850.38 | 4528.80 | 160.79 |
| 8.5 | 0.5 | 565.52 | 1166.52 | 5688.14 | 5301.48 | 193.33 |
| 9 | 1 | 531.46 | 1096.98 | 6468.00 | 6018.24 | 224.88 |
| 9.5 | 1.5 | 498.8 | 1030.26 | 7115.22 | 6611.25 | 251.99 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 | 2 | 467.5 | 966.30 | 7641.51 | 7092.21 | 274.65 |
| 10.5 | 2.5 | 437.54 | 905.04 | 8058.51 | 7472.52 | 293.00 |
| 11 | 3 | 408.89 | 846.43 | 8377.56 | 7763.02 | 307.27 |
| 11.5 | 3.5 | 381.52 | 790.41 | 8609.45 | 7973.91 | 317.77 |
| 12 | 4 | 355.4 | 736.92 | 8764.32 | 8114.64 | 324.84 |
| 12.5 | 4.5 | 330.5 | 685.90 | 8851.56 | 8193.86 | 328.85 |
| 13 | 5 | 306.79 | 637.29 | 8879.76 | 8219.46 | 330.15 |
| 13.5 | 5.5 | 284.24 | 591.03 | 8856.75 | 8198.58 | 329.09 |
| 14 | 6 | 262.82 | 547.06 | 8789.61 | 8137.60 | 326.00 |
| 14.5 | 6.5 | 242.51 | 505.33 | 8684.66 | 8042.26 | 321.20 |
| 15 | 7 | 223.27 | 465.78 | 8547.59 | 7917.68 | 314.96 |
| 15.5 | 7.5 | 205.08 | 428.35 | 8383.46 | 7768.39 | 307.53 |
| 16 | 8 | 187.9 | 392.98 | 8196.74 | 7598.43 | 299.15 |
| 16.5 | 8.5 | 171.71 | 359.61 | 7991.41 | 7411.37 | 290.02 |
| 17 | 9 | 156.48 | 328.19 | 7770.98 | 7210.37 | 280.31 |
| 17.5 | 9.5 | 142.18 | 298.66 | 7538.56 | 6998.21 | 270.17 |
| 18 | 10 | 128.78 | 270.96 | 7296.87 | 6777.38 | 259.75 |
| 18.5 | 10.5 | 116.24 | 245.02 | 7048.34 | 6550.05 | 249.15 |
| 19 | 11 | 104.55 | 220.79 | 6795.07 | 6318.12 | 238.47 |
| 19.5 | 11.5 | 93.67 | 198.22 | 6538.91 | 6083.29 | 227.81 |
| 20 | 12 | 83.57 | 177.24 | 6281.51 | 5847.07 | 217.22 |
| 20.5 | 12.5 | 74.22 | 157.79 | 6024.31 | 5610.75 | 206.78 |
| 21 | 13 | 65.6 | 139.82 | 5768.54 | 5375.48 | 196.53 |
| 21.5 | 13.5 | 57.68 | 123.28 | 5515.30 | 5142.30 | 186.50 |
| 22 | 14 | 50.41 | 108.09 | 5265.58 | 4912.10 | 176.74 |
| 22.5 | 14.5 | 43.79 | 94.20 | 5020.19 | 4685.64 | 167.27 |
| 23 | 15 | 37.77 | 81.56 | 4779.84 | 4463.61 | 158.12 |
| 23.5 | 15.5 | 32.33 | 70.10 | 4545.17 | 4246.59 | 149.29 |
| 24 | 16 | 27.44 | 59.77 | 4316.69 | 4035.10 | 140.80 |
| 24.5 | 16.5 | 23.07 | 50.51 | 4094.87 | 3829.57 | 132.65 |
| 25 | 17 | 19.19 | 42.26 | 3880.08 | 3630.35 | 124.86 |
| 25.5 | 17.5 | 15.78 | 34.97 | 3672.61 | 3437.77 | 117.42 |
| 26 | 18 | 12.79 | 28.57 | 3472.74 | 3252.06 | 110.34 |
| 26.5 | 18.5 | 10.21 | 23.00 | 3280.63 | 3073.42 | 103.60 |
| 27 | 19 | 8 | 18.21 | 3096.42 | 2901.99 | 97.22 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 27.5 | 19.5 | 6.13 | 14.13 | 2920.20 | 2737.86 | 91.17 |
| 28 | 20 | 4.58 | 10.71 | 2751.99 | 2581.08 | 85.45 |
| 28.5 | 20.5 | 3.32 | 7.90 | 2591.79 | 2431.66 | 80.07 |
| 29 | 21 | 2.31 | 5.63 | 2439.56 | 2289.58 | 74.99 |
| 29.5 | 21.5 | 1.53 | 3.84 | 2295.21 | 2154.76 | 70.22 |
| 30 | 22 | 0.95 | 2.48 | 2158.60 | 2027.11 | 65.75 |
| 30.5 | 22.5 | 0.54 | 1.49 | 2029.59 | 1906.47 | 61.56 |
| 31 | 23 | 0.27 | 0.81 | 1907.96 | 1792.69 | 57.64 |
| 31.5 | 23.5 | 0.11 | 0.38 | 1793.50 | 1685.56 | 53.97 |
| 32 | 24 | 0.03 | 0.14 | 1685.94 | 1584.83 | 50.55 |
| 32.5 | 24.5 | 0 | 0.03 | 1584.97 | 1490.24 | 47.37 |
| 33 | 25 | 0 | 0.00 | 1490.27 | 1401.47 | 44.40 |
| 33.5 | 25.5 | 0 | 0.00 | 1401.47 | 1318.22 | 41.63 |
| 34 | 26 | 0 | 0.00 | 1318.22 | 1240.14 | 39.04 |
| 34.5 | 26.5 | 0 | 0.00 | 1240.14 | 1166.87 | 36.63 |
| 35 | 27 | 0 | 0.00 | 1166.87 | 1098.10 | 34.38 |
| 35.5 | 27.5 | 0 | 0.00 | 1098.10 | 1033.54 | 32.28 |
| 36 | 28 | 0 | 0.00 | 1033.54 | 972.90 | 30.32 |
| 36.5 | 28.5 | 0 | 0.00 | 972.90 | 915.94 | 28.48 |
| 37 | 29 | 0 | 0.00 | 915.94 | 862.42 | 26.76 |
| 37.5 | 29.5 | 0 | 0.00 | 862.42 | 812.12 | 25.15 |
| 38 | 30 | 0 | 0.00 | 812.12 | 764.84 | 23.64 |
| 38.5 | 30.5 | 0 | 0.00 | 764.84 | 720.38 | 22.23 |
| 39 | 31 | 0 | 0.00 | 720.38 | 678.57 | 20.91 |
| 39.5 | 31.5 | 0 | 0.00 | 678.57 | 639.24 | 19.66 |
| 40 | 32 | 0 | 0.00 | 639.24 | 602.24 | 18.50 |
| 40.5 | 32.5 | 0 | 0.00 | 602.24 | 567.43 | 17.41 |
| 41 | 33 | 0 | 0.00 | 567.43 | 534.67 | 16.38 |
| 41.5 | 33.5 | 0 | 0.00 | 534.67 | 503.83 | 15.42 |
| 42 | 34 | 0 | 0.00 | 503.83 | 474.81 | 14.51 |
| 42.5 | 34.5 | 0 | 0.00 | 474.81 | 447.48 | 13.66 |
| 43 | 35 | 0 | 0.00 | 447.48 | 421.76 | 12.86 |
| 43.5 | 35.5 | 0 | 0.00 | 421.76 | 397.53 | 12.11 |
| 44 | 36 | 0 | 0.00 | 397.53 | 374.71 | 11.41 |
| 44.5 | 36.5 | 0 | 0.00 | 374.71 | 353.22 | 10.74 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 45 | 37 | 0 | 0.00 | 353.22 | 332.98 | 10.12 |
| 45.5 | 37.5 | 0 | 0.00 | 332.98 | 313.91 | 9.53 |
| 46 | 38 | 0 | 0.00 | 313.91 | 295.95 | 8.98 |
| 46.5 | 38.5 | 0 | 0.00 | 295.95 | 279.02 | 8.46 |
| 47 | 39 | 0 | 0.00 | 279.02 | 263.07 | 7.97 |
| 47.5 | 39.5 | 0 | 0.00 | 263.07 | 248.05 | 7.51 |
| 48 | 40 | 0 | 0.00 | 248.05 | 233.88 | 7.08 |
| 48.5 | 40.5 | 0 | 0.00 | 233.88 | 220.54 | 6.67 |
| 49 | 41 | 0 | 0.00 | 220.54 | 207.96 | 6.29 |
| 49.5 | 41.5 | 0 | 0.00 | 207.96 | 196.10 | 5.93 |
| 50 | 42 | 0 | 0.00 | 196.10 | 184.92 | 5.59 |
| 50.5 | 42.5 | 0 | 0.00 | 184.92 | 174.39 | 5.27 |
| 51 | 43 | 0 | 0.00 | 174.39 | 164.46 | 4.97 |
| 51.5 | 43.5 | 0 | 0.00 | 164.46 | 155.09 | 4.68 |
| 52 | 44 | 0 | 0.00 | 155.09 | 146.27 | 4.41 |
| 52.5 | 44.5 | 0 | 0.00 | 146.27 | 137.95 | 4.16 |
| 53 | 45 | 0 | 0.00 | 137.95 | 130.10 | 3.92 |
| 53.5 | 45.5 | 0 | 0.00 | 130.10 | 122.70 | 3.70 |
| 54 | 46 | 0 | 0.00 | 122.70 | 115.73 | 3.49 |
| 54.5 | 46.5 | 0 | 0.00 | 115.73 | 109.15 | 3.29 |
| 55 | 47 | 0 | 0.00 | 109.15 | 102.95 | 3.10 |
| 55.5 | 47.5 | 0 | 0.00 | 102.95 | 97.10 | 2.92 |
| 56 | 48 | 0 | 0.00 | 97.10 | 91.59 | 2.76 |
| 56.5 | 48.5 | 0 | 0.00 | 91.59 | 86.39 | 2.60 |
| 57 | 49 | 0 | 0.00 | 86.39 | 81.48 | 2.45 |
| 57.5 | 49.5 | 0 | 0.00 | 81.48 | 76.86 | 2.31 |
| 58 | 50 | 0 | 0.00 | 76.86 | 72.49 | 2.18 |
| 58.5 | 50.5 | 0 | 0.00 | 72.49 | 68.38 | 2.06 |
| 59 | 51 | 0 | 0.00 | 68.38 | 64.50 | 1.94 |
| 59.5 | 51.5 | 0 | 0.00 | 64.50 | 60.84 | 1.83 |
| 60 | 52 | 0 | 0.00 | 60.84 | 57.39 | 1.73 |
| 60.5 | 52.5 | 0 | 0.00 | 57.39 | 54.14 | 1.63 |
| 61 | 53 | 0 | 0.00 | 54.14 | 51.07 | 1.53 |
| 61.5 | 53.5 | 0 | 0.00 | 51.07 | 48.17 | 1.45 |
| 62 | 54 | 0 | 0.00 | 48.17 | 45.44 | 1.37 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 62.5 | 54.5 | 0 | 0.00 | 45.44 | 42.86 | 1.29 |
| 63 | 55 | 0 | 0.00 | 42.86 | 40.43 | 1.21 |
| 63.5 | 55.5 | 0 | 0.00 | 40.43 | 38.14 | 1.15 |
| 64 | 56 | 0 | 0.00 | 38.14 | 35.98 | 1.08 |
| 64.5 | 56.5 | 0 | 0.00 | 35.98 | 33.94 | 1.02 |
| 65 | 57 | 0 | 0.00 | 33.94 | 32.02 | 0.96 |
| 65.5 | 57.5 | 0 | 0.00 | 32.02 | 30.20 | 0.91 |
| 66 | 58 | 0 | 0.00 | 30.20 | 28.49 | 0.86 |
| 66.5 | 58.5 | 0 | 0.00 | 28.49 | 26.88 | 0.81 |
| 67 | 59 | 0 | 0.00 | 26.88 | 25.36 | 0.76 |
| 67.5 | 59.5 | 0 | 0.00 | 25.36 | 23.92 | 0.72 |
| 68 | 60 | 0 | 0.00 | 23.92 | 22.56 | 0.68 |
| 68.5 | 60.5 | 0 | 0.00 | 22.56 | 21.29 | 0.64 |
| 69 | 61 | 0 | 0.00 | 21.29 | 20.08 | 0.60 |
| 69.5 | 61.5 | 0 | 0.00 | 21.29 | 20.08 | 0.60 |
| 70 | 62 | 0 | 0.00 | 20.08 | 18.94 | 0.57 |
| 70.5 | 62.5 | 0 | 0.00 | 20.08 | 18.94 | 0.57 |
| 71 | 63 | 0 | 0.00 | 18.94 | 17.87 | 0.54 |
| 71.5 | 63.5 | 0 | 0.00 | 18.94 | 17.87 | 0.54 |
| 72 | 64 | 0 | 0.00 | 17.87 | 16.86 | 0.51 |
| 72.5 | 64.5 | 0 | 0.00 | 17.87 | 16.86 | 0.51 |
| 73 | 65 | 0 | 0.00 | 16.86 | 15.90 | 0.48 |
| 73.5 | 65.5 | 0 | 0.00 | 16.86 | 15.90 | 0.48 |
| 74 | 66 | 0 | 0.00 | 15.90 | 15.00 | 0.45 |

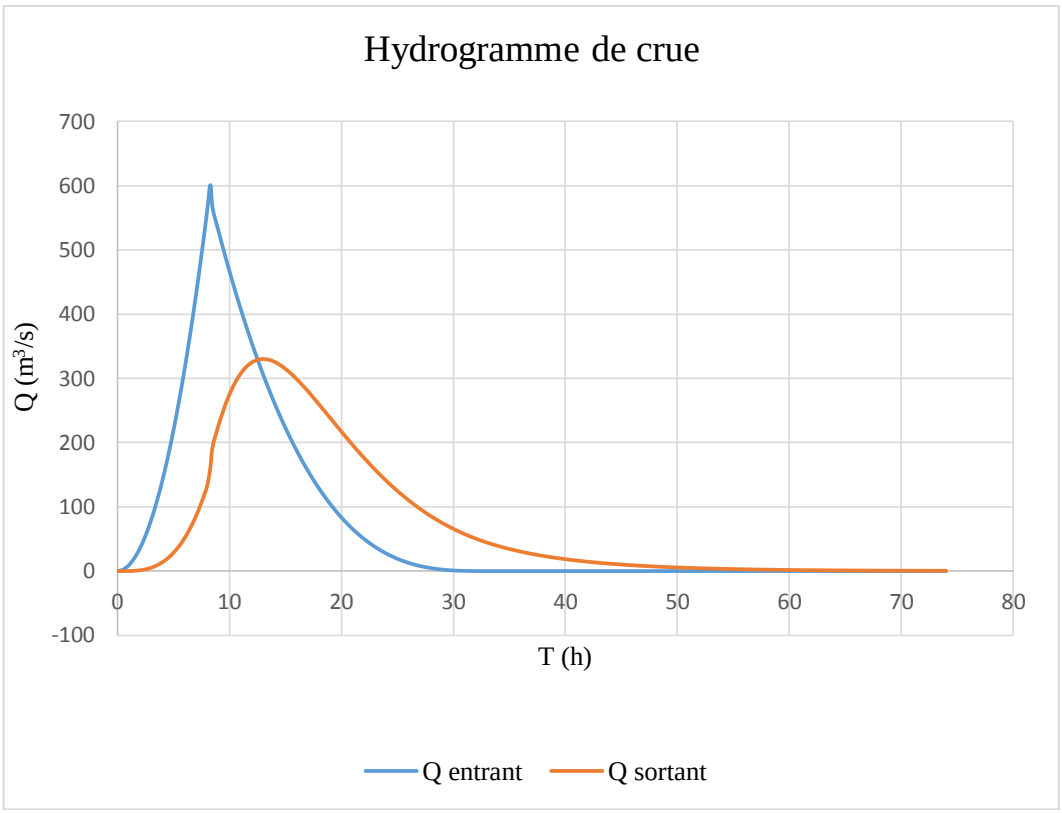



**Figure III.23** Hydrogramme de crue entrant et sortant

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b de 20 à 60 m est donné dans le tableau III.39

**Tableau III-39** Calcul de l'hydrogramme entrant et sortant

| Hydrogramme entrant | | | Hydrogramme sortant | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Hd=5.76 | Hd=4.97 | Hd=4.40 | Hd=3.97 | Hd=3.63 | Hd=3.36 | Hd=3.13 | Hd=2.94 | Hd=2.77 |
| Temps (h) | I(m3/s) | I1+I2 (m3/s) | B=20m | B=25m | B=30m | B=35m | B=40m | B=45m | B=50m | B=55m | B=60m |
| 0 | 0 | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| 0.5 | 2.18 | 2.18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.17 |
| 1 | 8.72 | 10.9 | 0.06 | 0.08 | 0.09 | 0.11 | 0.12 | 0.14 | 0.15 | 0.16 | 1 |
| 1.5 | 19.63 | 28.35 | 0.37 | 0.46 | 0.54 | 0.63 | 0.71 | 0.8 | 0.88 | 0.96 | 3.08 |
| 2 | 34.9 | 54.53 | 1.15 | 1.43 | 1.69 | 1.96 | 2.21 | 2.46 | 2.71 | 2.95 | 6.91 |
| 2.5 | 54.53 | 89.43 | 2.63 | 3.26 | 3.85 | 4.45 | 5.01 | 5.56 | 6.1 | 6.62 | 12.93 |
| 3 | 78.52 | 133.05 | 5.04 | 6.21 | 7.31 | 8.43 | 9.47 | 10.47 | 11.46 | 12.39 | 21.51 |
| 3.5 | 106.87 | 185.39 | 8.58 | 10.52 | 12.36 | 14.21 | 15.92 | 17.55 | 19.13 | 20.62 | 33.02 |
| 4 | 139.58 | 246.45 | 13.47 | 16.45 | 19.24 | 22.12 | 24.68 | 27.11 | 29.46 | 31.66 | 47.78 |
| 4.5 | 176.66 | 316.24 | 19.93 | 24.23 | 28.23 | 32.45 | 36.06 | 39.47 | 42.75 | 45.81 | 66.1 |
| 5 | 218.1 | 394.76 | 28.21 | 34.11 | 39.57 | 45.52 | 50.37 | 54.93 | 59.29 | 63.34 | 88.28 |
| 5.5 | 263.9 | 482 | 38.55 | 46.36 | 53.54 | 61.64 | 67.92 | 73.79 | 79.38 | 84.52 | 114.6 |
| 6 | 314.07 | 577.97 | 51.23 | 61.24 | 70.39 | 81.17 | 89.03 | 96.35 | 103.27 | 109.62 | 145.34 |
| 6.5 | 368.59 | 682.66 | 66.54 | 79.04 | 90.4 | 104.43 | 114.01 | 122.89 | 131.24 | 138.87 | 180.76 |
| 7 | 427.48 | 796.07 | 84.79 | 100.05 | 113.83 | 131.79 | 143.19 | 153.7 | 163.55 | 172.51 | 221.1 |
| 7.5 | 490.73 | 918.21 | 106.34 | 124.58 | 140.98 | 163.62 | 176.89 | 189.07 | 200.44 | 210.75 | 266.59 |
| 8 | 558.34 | 1049.07 | 131.54 | 152.97 | 172.14 | 200.26 | 215.42 | 229.27 | 242.16 | 253.8 | 317.43 |
| 0 | 601 | 1159.34 | 160.79 | 185.56 | 207.6 | 242.09 | 259.08 | 274.57 | 288.92 | 301.85 | 370.75 |
| 0.5 | 565.52 | 1166.52 | 193.33 | 221.33 | 246.12 | 287.42 | 305.98 | 322.83 | 338.4 | 352.38 | 415.17 |
| 1 | 531.46 | 1096.98 | 224.88 | 255.27 | 281.98 | 328.64 | 347.87 | 365.21 | 381.13 | 395.32 | 443.59 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 | 498.8 | 1030.26 | 251.99 | 283.54 | 310.97 | 360.18 | 378.94 | 395.69 | 410.88 | 424.27 | 459.02 |
| 2 | 467.5 | 966.3 | 274.65 | 306.35 | 333.56 | 382.88 | 400.4 | 415.84 | 429.64 | 441.62 | 464.25 |
| 2.5 | 437.54 | 905.04 | 293 | 324.05 | 350.33 | 397.77 | 413.59 | 427.29 | 439.34 | 449.6 | 461.71 |
| 3 | 408.89 | 846.43 | 307.27 | 337.07 | 361.88 | 405.97 | 419.83 | 431.61 | 441.73 | 450.16 | 453.38 |
| 3.5 | 381.52 | 790.41 | 317.77 | 345.88 | 368.86 | 408.56 | 420.37 | 430.17 | 438.37 | 444.98 | 440.86 |
| 4 | 355.4 | 736.92 | 324.84 | 350.95 | 371.86 | 406.55 | 416.33 | 424.2 | 430.55 | 435.44 | 425.4 |
| 4.5 | 330.5 | 685.9 | 328.85 | 352.75 | 371.47 | 400.84 | 408.68 | 414.73 | 419.35 | 422.67 | 407.94 |
| 5 | 306.79 | 637.29 | 330.15 | 351.74 | 368.22 | 392.2 | 398.23 | 402.6 | 405.65 | 407.57 | 389.21 |
| 5.5 | 284.24 | 591.03 | 329.09 | 348.34 | 362.58 | 381.31 | 385.67 | 388.52 | 390.17 | 390.84 | 369.77 |
| 6 | 262.82 | 547.06 | 326 | 342.92 | 354.99 | 368.71 | 371.56 | 373.05 | 373.46 | 373.05 | 350.02 |
| 6.5 | 242.51 | 505.33 | 321.2 | 335.84 | 345.81 | 354.87 | 356.37 | 356.65 | 355.98 | 354.62 | 330.27 |
| 7 | 223.27 | 465.78 | 314.96 | 327.4 | 335.38 | 340.17 | 340.47 | 339.69 | 338.07 | 335.92 | 310.74 |
| 7.5 | 205.08 | 428.35 | 307.53 | 317.88 | 323.98 | 324.92 | 324.15 | 322.44 | 320.02 | 317.18 | 291.6 |
| 8 | 187.9 | 392.98 | 299.15 | 307.52 | 311.87 | 309.37 | 307.67 | 305.15 | 302.03 | 298.62 | 272.96 |
| 8.5 | 171.71 | 359.61 | 290.02 | 296.52 | 299.24 | 293.73 | 291.2 | 287.98 | 284.27 | 280.38 | 254.92 |
| 9 | 156.48 | 328.19 | 280.31 | 285.06 | 286.28 | 278.14 | 274.89 | 271.08 | 266.87 | 262.59 | 237.53 |
| 9.5 | 142.18 | 298.66 | 270.17 | 273.3 | 273.14 | 262.75 | 258.87 | 254.54 | 249.92 | 245.32 | 220.84 |
| 10 | 128.78 | 270.96 | 259.75 | 261.37 | 259.95 | 247.65 | 243.23 | 238.46 | 233.49 | 228.64 | 204.86 |
| 10.5 | 116.24 | 245.02 | 249.15 | 249.38 | 246.81 | 232.91 | 228.03 | 222.89 | 217.64 | 212.59 | 189.6 |
| 11 | 104.55 | 220.79 | 238.47 | 237.43 | 233.81 | 218.61 | 213.32 | 207.88 | 202.41 | 197.2 | 175.09 |
| 11.5 | 93.67 | 198.22 | 227.81 | 225.59 | 221.03 | 204.78 | 199.15 | 193.45 | 187.81 | 182.5 | 161.3 |
| 12 | 83.57 | 177.24 | 217.22 | 213.92 | 208.52 | 191.45 | 185.53 | 179.64 | 173.86 | 168.48 | 148.25 |
| 12.5 | 74.22 | 157.79 | 206.78 | 202.5 | 196.33 | 178.65 | 172.5 | 166.44 | 160.58 | 155.17 | 135.91 |
| 13 | 65.6 | 139.82 | 196.53 | 191.35 | 184.51 | 166.4 | 160.05 | 153.88 | 147.96 | 142.55 | 124.27 |
| 13.5 | 57.68 | 123.28 | 186.5 | 180.52 | 173.08 | 154.7 | 148.19 | 141.94 | 136 | 130.61 | 113.33 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 14 | 50.41 | 108.09 | 176.74 | 170.02 | 162.06 | 143.56 | 136.93 | 130.63 | 124.7 | 119.36 | 103.05 |
| 14.5 | 43.79 | 94.2 | 167.27 | 159.9 | 151.48 | 132.97 | 126.26 | 119.94 | 114.04 | 108.77 | 93.44 |
| 15 | 37.77 | 81.56 | 158.12 | 150.15 | 141.34 | 122.94 | 116.17 | 109.86 | 104.02 | 98.84 | 84.45 |
| 15.5 | 32.33 | 70.1 | 149.29 | 140.8 | 131.66 | 113.44 | 106.66 | 100.38 | 94.61 | 89.54 | 76.08 |
| 16 | 27.44 | 59.77 | 140.8 | 131.85 | 122.43 | 104.49 | 97.7 | 91.48 | 85.81 | 80.87 | 68.31 |
| 16.5 | 23.07 | 50.51 | 132.65 | 123.3 | 113.66 | 96.06 | 89.3 | 83.16 | 77.6 | 72.79 | 61.11 |
| 17 | 19.19 | 42.26 | 124.86 | 115.16 | 105.35 | 88.14 | 81.43 | 75.39 | 69.96 | 65.3 | 54.47 |
| 17.5 | 15.78 | 34.97 | 117.42 | 107.43 | 97.49 | 80.72 | 74.08 | 68.15 | 62.88 | 58.38 | 48.36 |
| 18 | 12.79 | 28.57 | 110.34 | 100.1 | 90.07 | 73.78 | 67.24 | 61.44 | 56.32 | 51.99 | 42.76 |
| 18.5 | 10.21 | 23 | 103.6 | 93.16 | 83.1 | 67.31 | 60.88 | 55.23 | 50.29 | 46.13 | 37.64 |
| 19 | 8 | 18.21 | 97.22 | 86.62 | 76.55 | 61.29 | 54.99 | 49.5 | 44.74 | 40.76 | 32.99 |
| 19.5 | 6.13 | 14.13 | 91.17 | 80.46 | 70.42 | 55.71 | 49.55 | 44.24 | 39.66 | 35.87 | 28.79 |
| 20 | 4.58 | 10.71 | 85.45 | 74.66 | 64.69 | 50.55 | 44.55 | 39.42 | 35.04 | 31.44 | 25 |
| 20.5 | 3.32 | 7.9 | 80.07 | 69.24 | 59.36 | 45.79 | 39.96 | 35.02 | 30.84 | 27.43 | 21.61 |
| 21 | 2.31 | 5.63 | 74.99 | 64.16 | 54.4 | 41.41 | 35.76 | 31.03 | 27.05 | 23.84 | 18.59 |
| 21.5 | 1.53 | 3.84 | 70.22 | 59.42 | 49.81 | 37.39 | 31.94 | 27.41 | 23.65 | 20.63 | 15.92 |
| 22 | 0.95 | 2.48 | 65.75 | 55 | 45.57 | 33.72 | 28.48 | 24.16 | 20.6 | 17.78 | 13.57 |
| 22.5 | 0.54 | 1.49 | 61.56 | 50.89 | 41.65 | 30.38 | 25.34 | 21.24 | 17.89 | 15.26 | 11.53 |
| 23 | 0.27 | 0.81 | 57.64 | 47.09 | 38.06 | 27.34 | 22.52 | 18.64 | 15.5 | 13.06 | 9.76 |
| 23.5 | 0.11 | 0.38 | 53.97 | 43.56 | 34.76 | 24.6 | 20 | 16.33 | 13.4 | 11.14 | 8.24 |
| 24 | 0.03 | 0.14 | 50.55 | 40.3 | 31.74 | 22.12 | 17.74 | 14.29 | 11.56 | 9.48 | 6.94 |
| 24.5 | 0 | 0.03 | 47.37 | 37.29 | 28.98 | 19.89 | 15.74 | 12.5 | 9.97 | 8.05 | 5.84 |
| 25 | 0 | 0 | 44.4 | 34.51 | 26.47 | 17.88 | 13.95 | 10.93 | 8.59 | 6.84 | 4.92 |
| 25.5 | 0 | 0 | 41.63 | 31.94 | 24.18 | 16.09 | 12.38 | 9.55 | 7.4 | 5.81 | 4.14 |
| 26 | 0 | 0 | 39.04 | 29.58 | 22.09 | 14.47 | 10.98 | 8.35 | 6.37 | 4.93 | 3.48 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 26.5 | 0 | 0 | 36.63 | 27.4 | 20.19 | 13.03 | 9.74 | 7.31 | 5.49 | 4.19 | 2.93 |
| 27 | 0 | 0 | 34.38 | 25.38 | 18.45 | 11.73 | 8.65 | 6.39 | 4.73 | 3.55 | 2.47 |
| 27.5 | 0 | 0 | 32.28 | 23.52 | 16.87 | 10.56 | 7.67 | 5.59 | 4.08 | 3.02 | 2.08 |
| 28 | 0 | 0 | 30.32 | 21.8 | 15.42 | 9.51 | 6.81 | 4.89 | 3.52 | 2.56 | 1.75 |
| 28.5 | 0 | 0 | 28.48 | 20.21 | 14.1 | 8.56 | 6.05 | 4.28 | 3.03 | 2.18 | 1.47 |
| 29 | 0 | 0 | 26.76 | 18.74 | 12.9 | 7.72 | 5.37 | 3.75 | 2.61 | 1.85 | 1.24 |
| 29.5 | 0 | 0 | 25.15 | 17.38 | 11.79 | 6.95 | 4.77 | 3.28 | 2.25 | 1.57 | 1.05 |
| 30 | 0 | 0 | 23.64 | 16.12 | 10.79 | 6.26 | 4.24 | 2.87 | 1.94 | 1.33 | 0.88 |
| 30.5 | 0 | 0 | 22.23 | 14.95 | 9.87 | 5.65 | 3.76 | 2.51 | 1.67 | 1.13 | 0.74 |
| 31 | 0 | 0 | 20.91 | 13.87 | 9.03 | 5.09 | 3.34 | 2.2 | 1.44 | 0.96 | 0.62 |
| 31.5 | 0 | 0 | 19.66 | 12.87 | 8.26 | 4.59 | 2.97 | 1.92 | 1.24 | 0.82 | 0.53 |
| 32 | 0 | 0 | 18.5 | 11.95 | 7.56 | 4.13 | 2.64 | 1.68 | 1.07 | 0.69 | 0.44 |
| 32.5 | 0 | 0 | 17.41 | 11.09 | 6.92 | 3.73 | 2.34 | 1.47 | 0.93 | 0.59 | 0.37 |
| 33 | 0 | 0 | 16.38 | 10.29 | 6.33 | 3.36 | 2.08 | 1.29 | 0.8 | 0.5 | 0.31 |
| 33.5 | 0 | 0 | 15.42 | 9.55 | 5.8 | 3.03 | 1.85 | 1.13 | 0.69 | 0.43 | 0.27 |
| 34 | 0 | 0 | 14.51 | 8.87 | 5.3 | 2.73 | 1.64 | 0.99 | 0.59 | 0.36 | 0.22 |
| 34.5 | 0 | 0 | 13.66 | 8.24 | 4.85 | 2.46 | 1.46 | 0.87 | 0.51 | 0.31 | 0.19 |
| 35 | 0 | 0 | 12.86 | 7.65 | 4.44 | 2.22 | 1.3 | 0.76 | 0.44 | 0.26 | 0.16 |
| 35.5 | 0 | 0 | 12.11 | 7.1 | 4.07 | 2 | 1.15 | 0.66 | 0.38 | 0.22 | 0.13 |
| 36 | 0 | 0 | 11.41 | 6.59 | 3.72 | 1.81 | 1.03 | 0.58 | 0.33 | 0.19 | 0.11 |
| 36.5 | 0 | 0 | 10.74 | 6.12 | 3.41 | 1.63 | 0.91 | 0.51 | 0.28 | 0.16 | 0.09 |
| 37 | 0 | 0 | 10.12 | 5.69 | 3.12 | 1.47 | 0.81 | 0.45 | 0.24 | 0.14 | 0.08 |
| 37.5 | 0 | 0 | 9.53 | 5.28 | 2.86 | 1.33 | 0.72 | 0.39 | 0.21 | 0.12 | 0.07 |
| 38 | 0 | 0 | 8.98 | 4.91 | 2.62 | 1.2 | 0.64 | 0.34 | 0.18 | 0.1 | 0.06 |
| 38.5 | 0 | 0 | 8.46 | 4.56 | 2.4 | 1.08 | 0.57 | 0.3 | 0.16 | 0.08 | 0.05 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 39 | 0 | 0 | 7.97 | 4.23 | 2.19 | 0.97 | 0.5 | 0.26 | 0.14 | 0.07 | 0.04 |
| 39.5 | 0 | 0 | 7.51 | 3.93 | 2.01 | 0.88 | 0.45 | 0.23 | 0.12 | 0.06 | 0.03 |
| 40 | 0 | 0 | 7.08 | 3.65 | 1.84 | 0.79 | 0.4 | 0.2 | 0.1 | 0.05 | 0.03 |
| 40.5 | 0 | 0 | 6.67 | 3.39 | 1.68 | 0.71 | 0.35 | 0.18 | 0.09 | 0.04 | 0.02 |
| 41 | 0 | 0 | 6.29 | 3.15 | 1.54 | 0.64 | 0.32 | 0.15 | 0.07 | 0.04 | 0.02 |
| 41.5 | 0 | 0 | 5.93 | 2.93 | 1.41 | 0.58 | 0.28 | 0.13 | 0.06 | 0.03 | 0.02 |
| 42 | 0 | 0 | 5.59 | 2.72 | 1.29 | 0.52 | 0.25 | 0.12 | 0.06 | 0.03 | 0.01 |
| 42.5 | 0 | 0 | 5.27 | 2.53 | 1.18 | 0.47 | 0.22 | 0.1 | 0.05 | 0.02 | 0.01 |
| 43 | 0 | 0 | 4.97 | 2.35 | 1.08 | 0.43 | 0.2 | 0.09 | 0.04 | 0.02 | 0.01 |
| 43.5 | 0 | 0 | 4.68 | 2.18 | 0.99 | 0.39 | 0.17 | 0.08 | 0.04 | 0.02 | 0.01 |
| 44 | 0 | 0 | 4.41 | 2.03 | 0.91 | 0.35 | 0.16 | 0.07 | 0.03 | 0.01 | 0.01 |
| 44.5 | 0 | 0 | 4.16 | 1.88 | 0.83 | 0.31 | 0.14 | 0.06 | 0.03 | 0.01 | 0.01 |
| 45 | 0 | 0 | 3.92 | 1.75 | 0.76 | 0.28 | 0.12 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0.01 |
| 45.5 | 0 | 0 | 3.7 | 1.63 | 0.7 | 0.26 | 0.11 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0 |
| 46 | 0 | 0 | 3.49 | 1.51 | 0.64 | 0.23 | 0.1 | 0.04 | 0.02 | 0.01 | 0 |
| 46.5 | 0 | 0 | 3.29 | 1.4 | 0.59 | 0.21 | 0.09 | 0.04 | 0.01 | 0.01 | 0 |
| 47 | 0 | 0 | 3.1 | 1.31 | 0.54 | 0.19 | 0.08 | 0.03 | 0.01 | 0.01 | 0 |
| 47.5 | 0 | 0 | 2.92 | 1.21 | 0.49 | 0.17 | 0.07 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 |
| 48 | 0 | 0 | 2.76 | 1.13 | 0.45 | 0.15 | 0.06 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 |
| 48.5 | 0 | 0 | 2.6 | 1.05 | 0.41 | 0.14 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 |
| 49 | 0 | 0 | 2.45 | 0.97 | 0.38 | 0.12 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 |
| 49.5 | 0 | 0 | 2.31 | 0.9 | 0.35 | 0.11 | 0.04 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 |
| 50 | 0 | 0 | 2.18 | 0.84 | 0.32 | 0.1 | 0.04 | 0.01 | 0.01 | 0 | 0 |
| 50.5 | 0 | 0 | 2.06 | 0.78 | 0.29 | 0.09 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| 51 | 0 | 0 | 1.94 | 0.73 | 0.27 | 0.08 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 51.5 | 0 | 0 | 1.83 | 0.67 | 0.24 | 0.07 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| 52 | 0 | 0 | 1.73 | 0.63 | 0.22 | 0.07 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| 52.5 | 0 | 0 | 1.63 | 0.58 | 0.2 | 0.06 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| 53 | 0 | 0 | 1.53 | 0.54 | 0.19 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| 53.5 | 0 | 0 | 1.45 | 0.5 | 0.17 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| 54 | 0 | 0 | 1.37 | 0.47 | 0.16 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 54.5 | 0 | 0 | 1.29 | 0.43 | 0.14 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 55 | 0 | 0 | 1.21 | 0.4 | 0.13 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 55.5 | 0 | 0 | 1.15 | 0.38 | 0.12 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 56 | 0 | 0 | 1.08 | 0.35 | 0.11 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 56.5 | 0 | 0 | 1.02 | 0.32 | 0.1 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 57 | 0 | 0 | 0.96 | 0.3 | 0.09 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 57.5 | 0 | 0 | 0.91 | 0.28 | 0.08 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 58 | 0 | 0 | 0.86 | 0.26 | 0.08 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 58.5 | 0 | 0 | 0.81 | 0.24 | 0.07 | 0.02 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 59 | 0 | 0 | 0.76 | 0.22 | 0.06 | 0.02 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 59.5 | 0 | 0 | 0.72 | 0.21 | 0.06 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 60 | 0 | 0 | 0.68 | 0.19 | 0.05 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 60.5 | 0 | 0 | 0.64 | 0.18 | 0.05 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 61 | 0 | 0 | 0.6 | 0.17 | 0.05 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 61.5 | 0 | 0 | 0.6 | 0.17 | 0.05 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 62 | 0 | 0 | 0.57 | 0.16 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 62.5 | 0 | 0 | 0.57 | 0.16 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 63 | 0 | 0 | 0.54 | 0.14 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 63.5 | 0 | 0 | 0.54 | 0.14 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 64 | 0 | 0 | 0.51 | 0.13 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 64.5 | 0 | 0 | 0.51 | 0.13 | 0.04 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 65 | 0 | 0 | 0.48 | 0.13 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 65.5 | 0 | 0 | 0.48 | 0.13 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 66 | 0 | 0 | 0.45 | 0.12 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

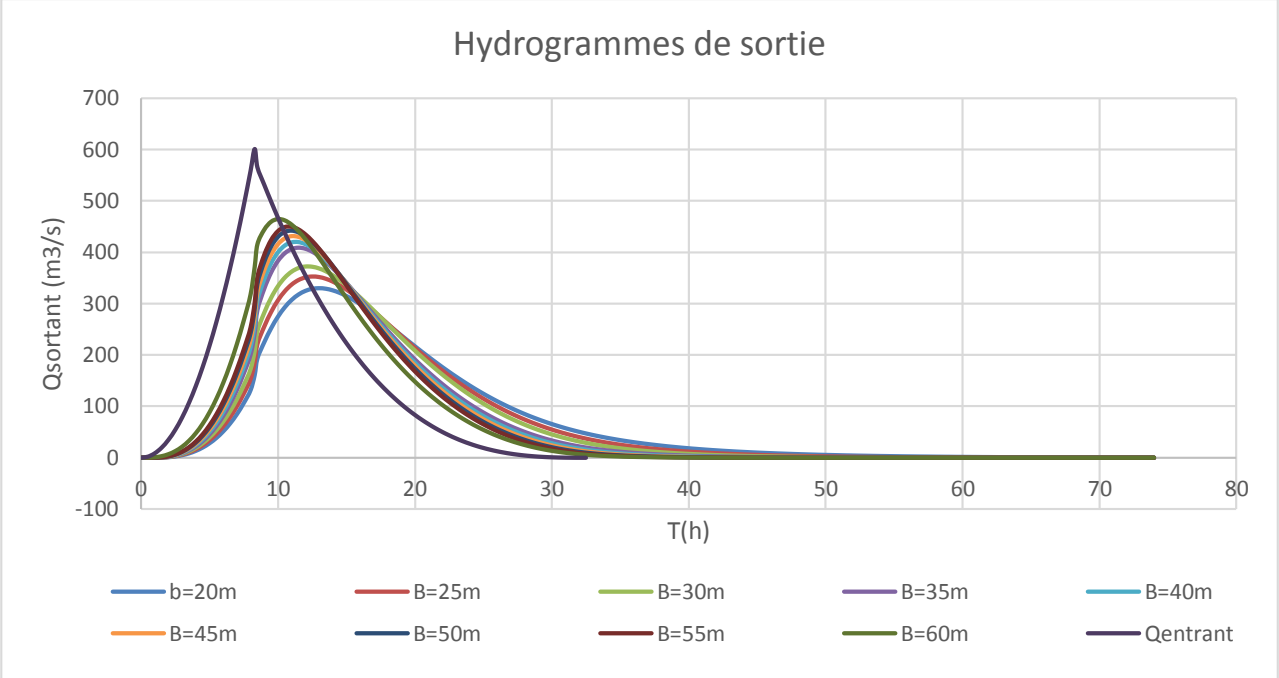



**Figure III.24** Hydrogrammes de sorties.

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III-40** Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.

| B(m) | H(m) | NPHE | $Q_{laminé}(m^3/s)$ | $V_f(Mm^3)$ |
|---|---|---|---|---|
| 20 | 5.76 | 861.76 | 330.82 | 10.73 |
| 25 | 4.97 | 860.97 | 352.95 | 9.65 |
| 30 | 4.40 | 860.4 | 360.33 | 9.29 |
| 35 | 3.97 | 859.97 | 375.09 | 8.57 |
| 40 | 3.63 | 859.63 | 419.35 | 6.40 |
| 45 | 3.36 | 859.36 | 424.72 | 6.02 |
| 50 | 3.13 | 859.13 | 426.52 | 5.89 |
| 55 | 2.94 | 858.94 | 430.10 | 5.64 |
| 60 | 2.77 | 858.77 | 440.847 | 4.88 |

## III.9 Etude d'optimisation

Cette étude consiste à déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Pour faire il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.

### III.9.1 Calcul de la revanche:

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues h, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

#### III.9.1.1 Hauteur des vents :

**-Formule de Molitor :**

Dans cette formule empirique, l'auteur fait intervenir la vitesse du vent "U" exprimée en (km/h) et la longueur du Fesch:
Pour F<30km :

$$H_v = 0.76 + 0.032 * \sqrt{U_F} - 0.27 * \sqrt[4]{F} \quad \text{III.85}$$

Pour F>30 Km :

$$H_v = 0.032 * \sqrt{U_F} \quad \text{III.86}$$

Avec :

$U_F$ : vitesse du vent en Km/h.

III.9.1.2 **Vitesse des vagues** :

La vitesse des vagues est donnée par la relation de Gaillard, v en (m/s).

$$V = 1.5 + 2 * H_v \quad \text{III.87}$$

Avec :

$H_v$ : hauteur des vagues (m).

**III.9.1.3 Revanche du aux vagues :**

La revanche est donnée par deux formules :

**-Formule de Davis :**

La revanche minimale est mesurée au-dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum, selon Davis :

$$R = 0.75 H_v + \frac{V^2}{2g} \quad \text{III.88}$$

Avec:

$H_v$: Hauteur des vagues (m).

V:Vitesse des vagues (m/s).

**-Formule de Mallet et Pacquant :**

Mallet et Paquant, considère que pour des petits barrages et retenues collinaires la revanche ne dépasse pas 1m.

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} \quad \text{III.89}$$

**-Formule simplifié :**

Il est possible d'utiliser la formule qui combine simultanément l'effet de la hauteur et la vitesse des vagues.

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad \text{III.90}$$

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Tableau III-41** Résultats de calcul de la revanche

| Formule | F. Molitor $H_v$(m) | Vitesse des vagues (m/s) | F. Davis R (m) | F. Simplifié R (m) |
|---|---|---|---|---|
| Valeur | 0.99 | 3.48 | 1.36 | 1.40 |

Pour des raisons de sécurité, on prend comme valeur de la revanche :

**R=1.50 m.**

### III.9.2 Calcul du tassement

Le tassement est calculé grâce à la formule de Mihoubi (2019) suivantes :

$$T = 0.1\sqrt{Hb} \qquad \text{III.91}$$

A.N : **T = 0.60 m**

### III.9.3 Largueur en crête :

Le calcul du largueur de la crête peut être déterminé par les formules ci-après :

**Formule** de **Knappen** : $B\ crête = 1.65 \sqrt{H_b}$ III.92

**Formule de Preece :** $B\ crête = 1.10\sqrt{H_b} + 1$ III.93

**US bureau of Reclamation (USBR)** : $B\ crête = 5/3 * \sqrt{Hb}$ III.94

**Formule SIMPLIFIEE (Anonyme)** : $B\ crête = 3.6\ H_b^{1/3} - 3$ III.95

Et:

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T \qquad \text{III.96}$$

Avec:

NNR : niveau normal de la retenue (856 m)

$C_f$ : Côte du fond (823m)

$h_{dév}$ : hauteur déversante varie selon la largueur déversante (m)

T : tassement (m)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

**Tableau III-42** Résultats de calcul de la longueur en crête

| B (m) | H (m) | NPHE (m) | q laminé ($m^3/s$) | V forcé ($Mm^3$) | Côte de crête (m NGA) | $H_b$ (m) | Largueur en crête (m) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | Knap | Pree | USBR | SIMP | Moy |
| 20 | 5.76 | 861.76 | 330.82 | 10.73 | 863.86 | 40.86 | 10.55 | 8.03 | 10.65 | 9.40 | 9.66 |
| 25 | 5.23 | 861.23 | 352.95 | 9.65 | 863.33 | 40.33 | 10.48 | 7.99 | 10.58 | 9.35 | 9.60 |
| 30 | 5.05 | 861.05 | 360.33 | 9.29 | 863.15 | 40.15 | 10.46 | 7.97 | 10.56 | 9.33 | 9.58 |
| 35 | 4.70 | 860.70 | 375.09 | 8.57 | 862.80 | 39.80 | 10.41 | 7.94 | 10.51 | 9.29 | 9.54 |
| 40 | 3.63 | 859.63 | 419.35 | 6.40 | 861.73 | 38.73 | 10.27 | 7.85 | 10.37 | 9.18 | 9.42 |
| 45 | 3.42 | 859.42 | 424.72 | 6.02 | 861.52 | 38.52 | 10.24 | 7.83 | 10.34 | 9.16 | 9.39 |
| 50 | 3.34 | 859.34 | 426.52 | 5.89 | 861.44 | 38.44 | 10.23 | 7.82 | 10.33 | 9.15 | 9.38 |
| 55 | 3.20 | 859.20 | 430.10 | 5.64 | 861.30 | 38.30 | 10.21 | 7.81 | 10.31 | 9.13 | 9.37 |
| 60 | 2.77 | 858.77 | 440.847 | 4.88 | 860.87 | 37.87 | 10.15 | 7.77 | 10.26 | 9.09 | 9.32 |

On opte pour une largeur en crête de $b_{cr}$= 10m.

### III.9.4 Calcul des coûts

#### III.9.4.1 Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum_{i=1}^{n} V_i \qquad \text{III.97}$$

Tels que :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} . L \qquad \text{III.98}$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la Côte i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$S = \frac{b_{cr} + B_i}{2} . H_I \qquad \text{III.99}$$

Avec :

$B_i$ : Largeur de base ; $B_i = (m_1+m_2).H_i+b_i$.

m1, m2 : Les fruits des talus. ($m_1=3$ ; $m_2=2.5$)

$b_{cr}$ : Largeur en crête (m).

$H_i$ : Hauteur de la tranche au point i ; $H_b = NNR - C_f + H_d + R + T$

R : Revanche en (m).

T : Tassement en (m).

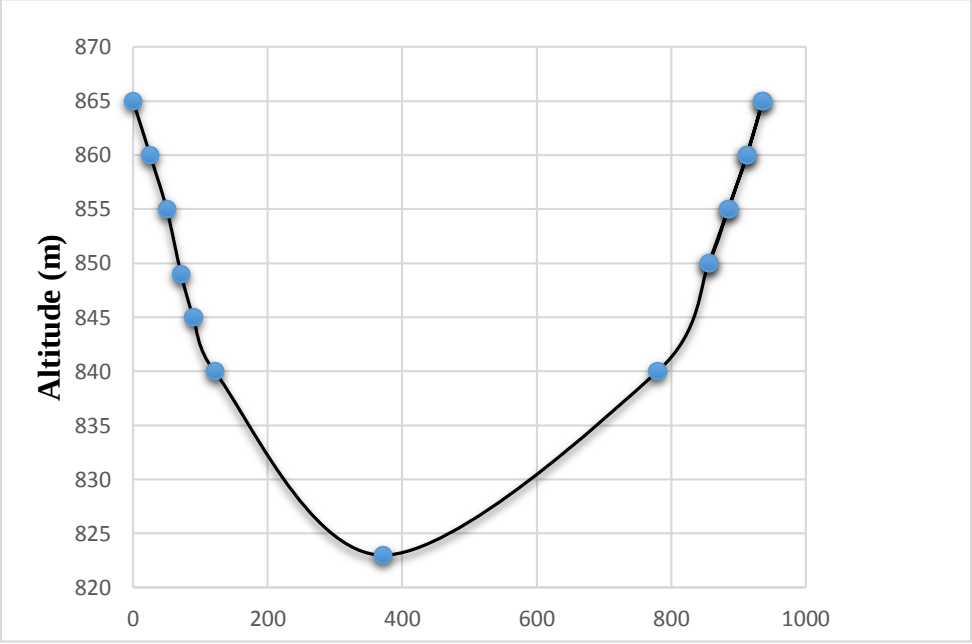



**Figure III.25** Profile longitudinale de l'axe du barrage.

**Tableau III-43** Calcul de Coût de la digue

| Digue | Hauteur de barrage (m) | Volume d'enrochement ($m^3$) | Volume de noyau argileux ($m^3$) | Montant (DA) |
|---|---|---|---|---|
| 20 | 40.86 | 2 015 510,75 | 546 003,25 | 409 502 436,90 |
| 25 | 40.33 | 1 957 008,15 | 526 222,36 | 394 666 770,38 |
| 30 | 40.15 | 1 934 640,41 | 520 307,80 | 390 230 848,13 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 35 | 39.80 | 1 894 099,08 | 508 819,58 | 381 614 682,38 |
| 40 | 38.73 | 1 770 175,88 | 474 510,30 | 355 882 726,43 |
| 45 | 38.52 | 1 773 914,90 | 467 792,83 | 350 844 622,65 |
| 50 | 38.44 | 1 740 109,34 | 464 571,70 | 348 428 771,40 |
| 55 | 38.30 | 1 725 794,94 | 459 886,86 | 344 915 145,00 |
| 60 | 37.87 | 1 524 593,16 | 446 871,38 | 335 153 533,43 |

Le prix unitaire pour les enrochements est estimé à 4000 DA pour le $m^3$.

Le prix unitaire pour les argiles est estimé à 750 DA pour le $m^3$.

### III.9.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

#### a)Déversoir

Le type déversoir est de « Creager », il s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \qquad \text{III.103}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_{dév} = S.B \qquad \text{III.104}$$

Avec :
S : Section transversale ($m^2$).
B : Largeur de déversoir (m).

Selon (*Générateur de Prix de La Construction. CYPE Ingenieros, S.A.*, 2021), le mètre cube du béton armé vaut 38 000DA .

**Tableau III-44** Résultats de calcul de Coût de déversoir

| B (m) | Lame déversante H(m) | S ($m^2$) | V ($m^3$) | Coût (DA) |
|---|---|---|---|---|
| 20 | 5.76 | 45 | 900 | 34200000 |
| 25 | 5.23 | 37 | 925 | 35150000 |
| 30 | 5.05 | 31.5 | 945 | 35910000 |
| 35 | 4.7 | 30.5 | 1067.5 | 40565000 |
| 40 | 3.63 | 27 | 1080 | 41040000 |
| 45 | 3.42 | 25 | 1125 | 42750000 |
| 50 | 3.34 | 22.6 | 1130 | 42940000 |
| 55 | 3.2 | 20.8 | 1144 | 43472000 |
| 60 | 2.77 | 19.1 | 1146 | 43548000 |

**b) Coursier**

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. D'après le plan d'aménagement la longueur de coursier est égale =316.24m

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton}.L_{cou} \quad \text{III.105}$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = (q_{laminé})^{0.4} \quad \text{III.106}$$

$S_{radier}$ = b Coursier * e avec e=1m

$H_{mur}=H_{critique} + R$

$$Hcritique=\sqrt[3]{\frac{q^2}{b_{cr}^2 * g}}$$

$S_{mur}= H_{mur} * e * 2$ avec e=0,7

Volume du coursier = ($S_{radier}$ + $S_{mur}$) * L

**Tableau III-45** Résultats de calcul de Coût de coursier.

| B(m) | H(m) | q laminé ($m^3/s$) | $b_{cour}$ (m) | S radier ($m^2$) | H cr (m) | $H_{murs}$ | $S_{murs}$ ($m^2$) | $S_{tot}$ ($m^2$) | $V_{béton}$ | Coût de coursier. (DA) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 5.76 | 330.82 | 10.18 | 10.18 | 4.76 | 6.26 | 8.76 | 18.94 | 5989.93 | 227617174.3 |
| 25 | 5.23 | 352.95 | 10.45 | 10.45 | 4.88 | 6.38 | 8.93 | 19.38 | 6129.67 | 232927482.2 |
| 30 | 5.05 | 360.33 | 10.54 | 10.54 | 4.92 | 6.42 | 8.99 | 19.53 | 6175.1 | 234653794.1 |
| 35 | 4.7 | 375.09 | 10.71 | 10.71 | 5.001 | 6.50 | 9.10 | 19.81 | 6264.31 | 238043832.3 |
| 40 | 3.63 | 419.35 | 11.20 | 11.19 | 5.23 | 6.73 | 9.42 | 20.62 | 6519.83 | 247753451.3 |
| 45 | 3.42 | 424.72 | 11.25 | 11.25 | 5.26 | 6.76 | 9.46 | 20.71 | 6549.71 | 248888884.3 |
| 50 | 3.34 | 426.52 | 11.27 | 11.27 | 5.26 | 6.76 | 9.47 | 20.74 | 6559.67 | 249267547.5 |
| 55 | 3.2 | 430.10 | 11.31 | 11.31 | 5.28 | 6.78 | 9.50 | 20.80 | 6579.42 | 250017826.5 |
| 60 | 2.77 | 440.847 | 11.42 | 11.42 | 5.33 | 6.83 | 9.57 | 20.99 | 6638.10 | 252247875 |

**c) Calcul du Coût du canal d'approche:**

Le canal d'approche est un dispositif qui permit de réduire au minimum les pertes D'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.50, et la pelle est supposé 2.5 m.

$$H_m = h_{dév} + R + P \quad \text{III.107}$$

Le volume du canal est déterminé par:

$$V = S.Lc = Hm.e.2.Lc \quad \text{III.108}$$

Avec:

$L_c$: Longueur du canal (déterminée par la topographie). L=50m
e: Epaisseur du canal (e=0.6m).

**Tableau III-46** Résultats de calcul de Coût de canal d'approche.

| B (m) | $H_d$(m) | $H_{ca}$ (m) | S ($m^2$) | V ($m^3$) | Coût (DA) |
|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 5.76 | 9.76 | 11.712 | 585.6 | 22252800 |
| 25 | 5.23 | 9.23 | 11.076 | 553.8 | 21044400 |
| 30 | 5.05 | 9.05 | 10.86 | 543 | 20634000 |
| 35 | 4.7 | 8.7 | 10.44 | 522 | 19836000 |
| 40 | 3.63 | 7.63 | 9.156 | 457.8 | 17396400 |
| 45 | 3.42 | 7.42 | 8.904 | 445.2 | 16917600 |
| 50 | 3.34 | 7.34 | 8.808 | 440.4 | 16735200 |
| 55 | 3.2 | 7.2 | 8.64 | 432 | 16416000 |
| 60 | 2.77 | 6.77 | 8.124 | 406.2 | 15435600 |

### III.9.4.3 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

**Tableau III-47** Résultats de calcul de Coût totale du barrage.

| B(m) | Coût d'évacuateur de crue (DA) | Coût de la digue (DA) | Coût totale (DA) |
|---|---|---|---|
| 20 | 284 055 847,00 | 409 502 436,90 | 693 558 283,90 |
| 25 | 289 126 940.5 | 394 666 770,38 | 683 793 710,88 |
| 30 | 291 224 186.7 | 390 230 848,13 | 681 455 034,83 |
| 35 | 298 467 443.9 | 381 614 682,38 | 680 082 126,28 |
| 40 | 306 222 602.7 | 355 882 726,43 | 662 105 329,13 |
| 45 | 308 540 935.8 | 350 844 622,65 | 659 385 558,45 |
| 50 | 308 933 629.1 | 348 428 771,40 | 657 362 400,50 |
| 55 | 309 911 974,00 | 344 915 145,00 | 654 827 119,00 |
| 60 | 311 222 732.9 | 335 153 533,43 | 646 376 266,33 |

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants :

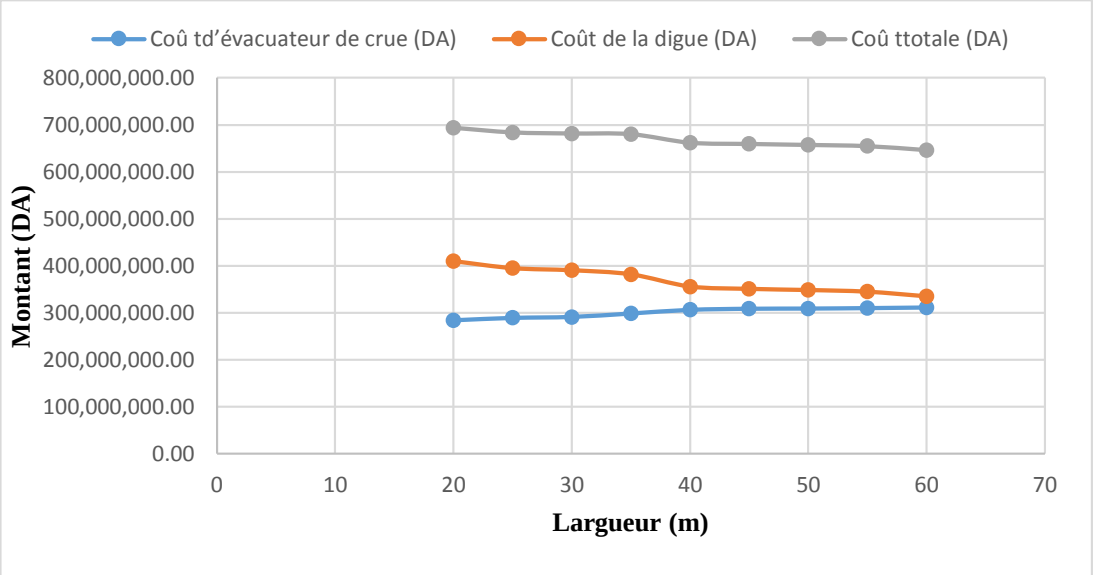



**Figure III.26** Courbe d'optimisation

**Tableau III-48** Résultats de l'étude d'optimisation.

| Largueur déversante (m) | Lame déversante (m) | Débit laminé ($m^3/s$) | Hauteur du barrage (m) | Côte de crête (m NGA) |
|---|---|---|---|---|
| 60 | 2.77 | 440.847 | 38 | 860.87 |

Ce qui nous donne un coefficient d'amortissement :

$F=\frac{Q\ lamin\acute{e}}{Qcrue}=\frac{440.85}{690.98}=73.4\%$

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III-49** Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

| Dénominations | Unités | Valeurs |
|---|---|---|
| Volume mort | $Mm^3$ | 4.62 |
| Volume utile | Mm3 | 14.48 |
| Volume en NNR | Mm3 | 19.09 |
| Côte du fond | m NGA | 823 |
| Côte NNR | m NGA | 856 |
| Côte NPHE | m NGA | 858.77 |
| Tassement | m | 0.6 |
| Ravanche | m | 1.50 |
| Côte en crête | m NGA | 860.87 |
| Largueur en crête | m | 10 |
| Débit laminé | $m^3/s$ | 440.847 |
| Largueur de déversoir | m | 60 |
| Charge déversée | m | 2.77 |

## III.10 Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du future barrage.

# IV. Etude des variantes de l'évacuateur de crues

**Introduction**

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage. La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

**1. Le type de fonctionnement hydraulique**

- *Evacuateur de surface*
- *Evacuateur en charge :*
    a. Evacuateur de crues en puits.
    b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
    c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

**2. L'emplacement par rapport à la digue**

- *Evacuateur central.*
- *Evacuateur latéral :*
    a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
    b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Le choix du type d'évacuateur de crue et son dimensionnement intègrent également de nombreux éléments dont un des premiers est la sensibilité de la structure choisie à un exhaussement de la retenue mais interviennent également les caractéristiques hydrologiques du site, les possibilités topographiques, les caractéristiques du bassin versant en termes de corps flottants ou de transports de sédiment. De ces différents éléments, il résulte une grande variabilité dans le choix du type d'évacuateur.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondus aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues :

- Le débit maximal à évacuer pour une période de retour égal à 10000 ans :

**$Q_{laminé\ max\ 0.01\%}$ =440.847m$^3$/s.**

- La charge maximale déversant : **$H_d$= 2.77$m$.**
- La largeur du déversoir : **b= 60m**.

## IV.1 Choix du type de l'évacuateur de crues

Les critères intervenants dans le choix du type sont :

- La qualité des prévisions des crues.
- La séismicité de la zone d'étude.
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site.
- Le type de barrage.

Parmi les critères de choix du tracé de l'évacuateur :

- Le plus court possible.
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- Rectiligne si possible.

Le débit maximum à évacuer est relativement important $Q_{laminé\ max}$=440.847 m$^3$/s alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation.
- Capacité de débit limité pour cette variante.

- La rive doit être rocheuse ou bien la digue en béton et ce n'est pas le cas de notre barrage.
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

Vu que la digue est en terre, on ne peut pas mettre un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier.

- Un ouvrage Coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage.

- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 53m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (Profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type auge déviateur ou bassin. Cette solution est Coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.
La variante de l'évacuateur latéral sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace.
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue.
- Moins Coûteux qu'un barrage déversoir en béton.
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue).

***Remarque :***

Les deux types latéral à entonnement latéral, et le déversoir polygonal (labyrinthe) sont possibles de point de vue géologique et technique, pour cela on va faire le calcul hydraulique des deux variantes pour pouvoir décider de la variante la plus favorable.

## IV.2 Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive gauche est mieux favorable que la rive droite parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

## IV.3 Evacuateur latérale à entonnement latérale :

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

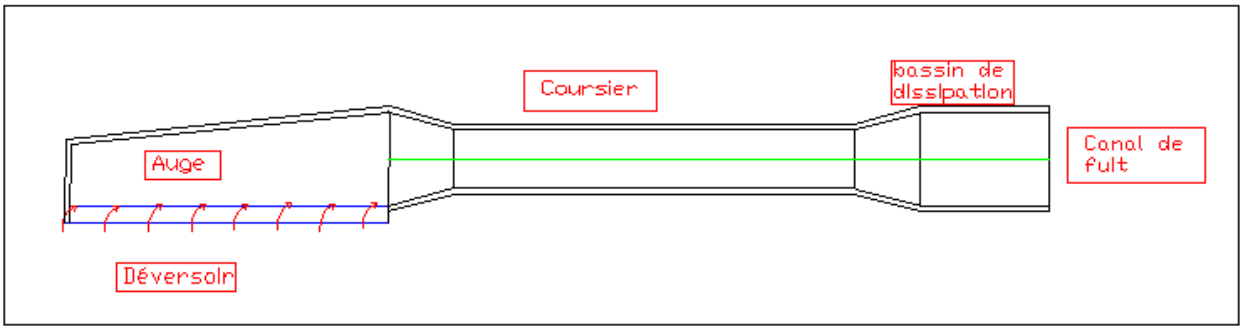



**Figure IV.1** description de l'évacuateur de crue latéral.

### IV.3.1 Canal d'approche

✓ **La vitesse d'approche**

La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{S} \qquad \text{IV.01}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer ($m^3/s$).

S : section mouillée (section rectangulaire en $m^2$).

$$S = (H + P).B \qquad \text{IV.02}$$

H : Charge déversant. On la prend H=3m.

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6$, on prend P=3.5 m.

Donc : V=$\frac{440.847}{(3+3.5)*60} = 1.13 \frac{m}{s}$ ; **V=1.13m/s.**

V < $V_{adm}$=3.10 m/s. Alors pas de risque d'érosion.

✓ **Pente du canal d'approche**

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n}.S.R^{\frac{2}{3}}.\sqrt{I} \qquad \text{IV.03}$$

Alors : $I = \left(\frac{Va.n}{.R^{\frac{2}{3}}}\right)^2$

Avec :

Q : Débit évacué en ($m^3/s$).

$V_a$ : Vitesse d'approche m/s

S : section mouillé rectangulaire en ($m^2$), S= hx b.

I: Pente du fond.

R : rayon hydraulique en (m) tel que : R=S/P.

P : Périmètre de section mouillé en (m) tel que: P= (h x 2) +b.

n: Coefficient de Manning en ($s/m^{1/2}$).

Application Numérique :

S=6.27*60=376.2 $m^2$.

P=6.27*2+60=72.54 m.

R=5.19 m.

n=0.025 et V=1.17m/s

Donc : **I= 2.80*10$^{-5}$ m/m.**

- ✓ **Hauteur du mur du canal d'approche**

La hauteur du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$H_m = H + P + R \qquad \text{IV.04}$$

Et la revanche du canal est : $Re = 0.6 + 0.05V\,(H)^{1/3}$ IV.05

$R_e$=0.68 m

D'où la hauteur de mur est :

$H_m$= 3.5 +3 +0.68 = 7.18 m. On prend: **$H_m$ =7.2m**.

- ✓ **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à

**L=50m.**

### IV.3.2 Déversoir et canal latéral

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

#### IV.3.2.1 Quadrant aval

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = 0.47 * \left(\frac{X}{H_0}\right)^{1.85} \qquad \text{IV.06}$$

**Tableau IV-1** Coordonnées du quadrant aval de déversoir.

| H0(m) | X/H | Y/H | Y'/H |
|---|---|---|---|
| 3.000 | 0.000 | 0.378 | -2.493 |
| | 0.300 | 0.108 | -2.409 |
| | 0.600 | 0.021 | -2.316 |
| | 0.900 | 0.000 | -2.220 |
| | 1.200 | 0.021 | -2.106 |
| | 1.800 | 0.180 | -1.860 |
| | 2.400 | 0.441 | -1.533 |
| | 3.000 | 0.768 | -1.140 |
| | 3.600 | 1.179 | -0.657 |
| | 4.200 | 1.695 | -0.090 |
| | 5.100 | 2.619 | 0.915 |
| | 6.000 | 3.705 | 2.079 |
| | 7.500 | 5.880 | 4.500 |
| | 9.000 | 8.472 | 7.500 |
| | 10.500 | 11.454 | 10.980 |

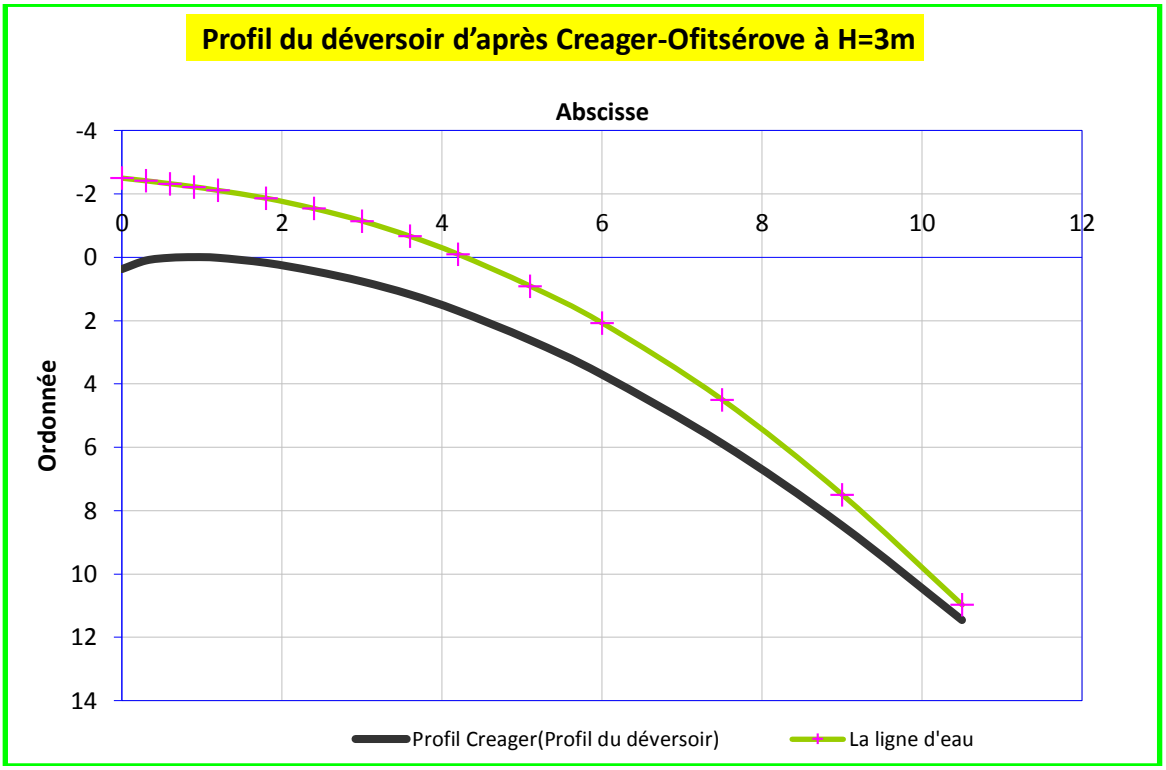



**Figure IV.2** Profil déversoir type Creager (H= 3m).

### IV.3.2.2 Calcul hydraulique

Au point du vue hydraulique des auges prismatiques sont préférables, mais pour des raisons économiques on a choisie de dimensionner une auge divergente en direction de l'écoulement.

Pour un terrain en marnes on prend la vitesse admissible d'écoulement V= 3.1 m/s et le coefficient de rugosité de manning pour un canal en béton est n= 0,016 s/ m $^{1/3}$. Le coefficient de débit du seuil déversoir est m= 0,36.

-on calcule la longueur du seuil déversoir

$$l = \frac{Q}{m.H^{3/2}.\sqrt{2g}} \qquad \text{IV.07}$$

$$l = \frac{440.847}{0.36.3^{3/2}.\sqrt{2*9.81}} = 53.2m$$

On prend l=53 m.

❖ **Méthode Manuel :**

**Etapes du calcul :**

- On divise la largeur déversante en 6 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site Xi.
- On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin.
- On fixe les largeurs à partir de la topographie.
- On calcule la profondeur d'eau au site tel que:

$$h = \frac{Q}{b.V} \qquad \text{IV.08}$$

- On détermine le coefficient de Chezy par la formule de Manning:

$$V = C.\sqrt{R.I} \qquad \text{IV.09}$$

Avec:

$$R = \frac{S}{P} \qquad \text{IV.10}$$

S=b* h.

P=2h+b.

- On calcul la pente moyenne tel que :

$$I_{moy} = \frac{V^2}{C^2}.R \qquad \text{IV.11}$$

$$\text{Et : } C = \frac{1}{n}.R^{1/6} \qquad \text{IV.12}$$

- Calcul de la perte de charge:

$$\Delta h = I_{moy}.(X_2 - X_1) \qquad \text{IV.13}$$

**Tableau IV-2** Calcul de l'auge de réception.

| section | $X_i$ (m) | $Q_i$ ($m^3/s$) | V (m/s) | $b_i$ (m) | $h_i$ (m) | S ($m^2$) | P (m) | R (m) | C | I | $I_{moy}$ | Δh (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 53 | 440.85 | 6.00 | 26.00 | 2.83 | 73.48 | 31.65 | 2.32 | 71.92 | 0.02 | 0.02 | 0.14 |
| 5 | 44 | 364.57 | 6.00 | 24.45 | 2.49 | 60.76 | 29.42 | 2.07 | 70.53 | 0.01 | 0.01 | 0.13 |
| 4 | 35 | 290.00 | 6.00 | 23.60 | 2.05 | 48.33 | 27.70 | 1.75 | 68.58 | 0.01 | 0.01 | 0.11 |
| 3 | 26 | 215.43 | 6.00 | 22.70 | 1.58 | 35.91 | 25.86 | 1.39 | 66.01 | 0.01 | 0.01 | 0.08 |
| 2 | 17 | 140.86 | 4.50 | 21.82 | 1.43 | 31.30 | 24.69 | 1.27 | 65.02 | 0.01 | 0.01 | 0.05 |
| 1 | 8 | 66.29 | 4.50 | 20.00 | 0.74 | 14.73 | 21.47 | 0.69 | 58.69 | 0.00 | | |

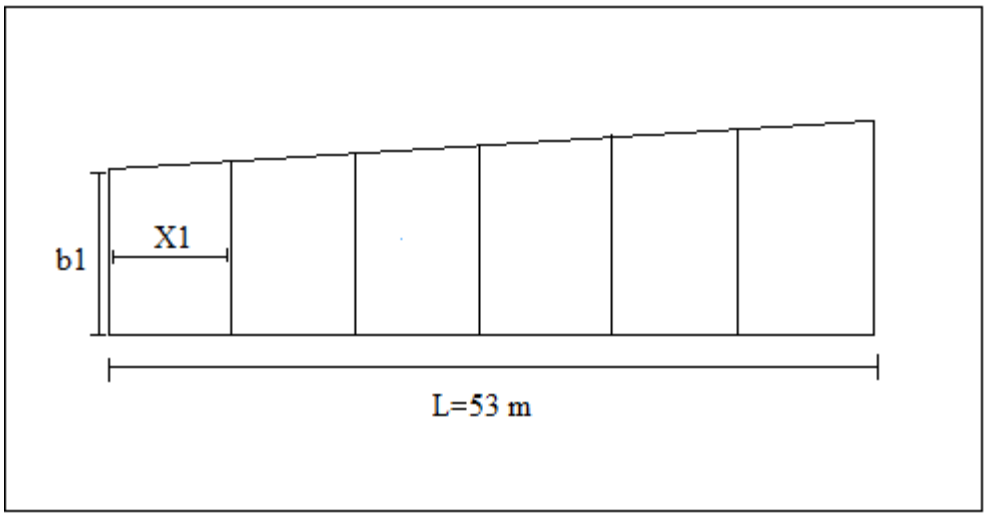



**Figure IV.3** Schématisation de l'auge de réception.

Considérons la côte de fond dans la première section c.-à-d. Au début de l'auge égale a la Côte du seuil déversoir soit 856 m, la côte initiale de la ligne d'eau dans l'auge est : 856+H= 856.74m.

Dans la 2éme section la côte de la ligne d'eau est diminuée de la valeur de perte de charge et la côte de fond de l'auge est égale à la côte de la ligne d'eau diminuée de la profondeur d'eau dans cette section.

Les résultats de calcul pour les autres sections sont obtenus dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau IV-3** Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.

| section | Hi (m) | ΔH (m) | Côte de l'auge (m) | Côte de ligne d'eau (m) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.74 | | 856.00 | 856.74 |
| 2 | 1.43 | 0.05 | 855.26 | 856.69 |
| 3 | 1.58 | 0.08 | 855.03 | 856.61 |
| 4 | 2.05 | 0.11 | 854.45 | 856.50 |
| 5 | 2.49 | 0.13 | 853.88 | 856.37 |
| 6 | 2.83 | 0.14 | 853.40 | 856.23 |
| | Somme | 0.51 | | |

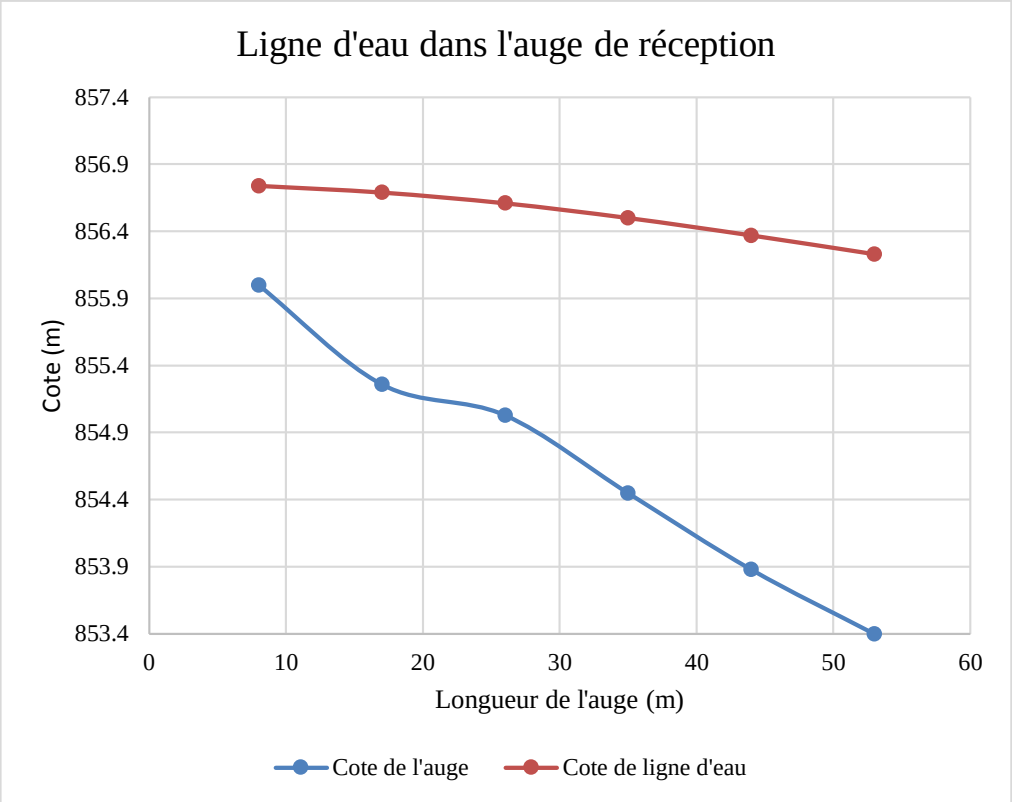



**Figure IV.4** Profil en long de l'auge de réception.

❖ **Méthode USBR2**

L'écoulement est graduellement varié contrairement à la méthode manuelle et on suppose qu'il n'y a pas une relation entre la vitesse et x.

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g}\left(\frac{V_1+V_2}{Q_1+Q_2}\right)\left[(V_2 - V_1) + \frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}\right] \qquad \text{IV.14}$$

**Tableau IV-4** Calcul de Δy par la méthode USBR2

| X (m) | Δx (m) | Côte fond (m) | Δy sup (m) | Côte d'eau (m) | b (m) | h (m) | S ($m^2$) | Q ($m^3/s$) | V (m/s) | $Q_1+Q_2$ ($m^3/s$) | $Q_1/(g*(Q_1+Q_2))$ | $V_2+V_1$ | $V_2-V_1$ | $Q_2-Q_1$ | $(Q_1-Q_2)/Q_1$ | $V_1((Q1-Q_2)/Q_1)$ | (17)+(13) | Δy (m) calc | difference (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) | (15) | (16) | (17) | (18) | (19) | (20) |
| 53 | 0 | 853.4 | / | 856.23 | 26 | 2.83 | 73.58 | 440.85 | 5.99 | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| 44 | 9 | 853.88 | 0.50 | 856.37 | 24.45 | 2.49 | 60.88 | 364.57 | 5.99 | 805.42 | 0.056 | 11.98 | 0.00 | 76.28 | 0.17 | 1.04 | 1.04 | 0.70 | 19.50 |
| 44 | 9 | 853.88 | 0.70 | 856.37 | 24.45 | 2.49 | 60.88 | 364.57 | 5.99 | 729.14 | 0.051 | 11.98 | 0.00 | 76.28 | 0.17 | 1.04 | 1.04 | 0.63 | 6.03 |
| 44 | 9 | 853.88 | 0.63 | 856.37 | 24.45 | 2.49 | 60.88 | 364.57 | 5.99 | 729.14 | 0.051 | 11.98 | 0.00 | 76.28 | 0.17 | 1.04 | 1.04 | 0.63 | 0.03 |
| 35 | 9 | 854.45 | 0.63 | 856.5 | 23.6 | 2.05 | 48.38 | 290 | 5.99 | 654.57 | 0.057 | 11.98 | 0.01 | 74.57 | 0.20 | 1.22 | 1.23 | 0.84 | 20.29 |
| 35 | 9 | 854.45 | 0.84 | 856.5 | 23.6 | 2.05 | 48.38 | 290 | 5.99 | 654.57 | 0.057 | 11.98 | 0.01 | 74.57 | 0.20 | 1.23 | 1.23 | 0.84 | 0.08 |
| 26 | 9 | 855.03 | 0.84 | 856.61 | 22.7 | 1.58 | 35.87 | 215.43 | 6.01 | 505.43 | 0.058 | 12.00 | 0.01 | 74.57 | 0.26 | 1.54 | 1.55 | 1.09 | 25.24 |
| 26 | 9 | 855.03 | 1.09 | 856.61 | 22.7 | 1.58 | 35.87 | 215.43 | 6.01 | 505.43 | 0.058 | 12.00 | 0.01 | 74.57 | 0.35 | 2.08 | 2.09 | 1.47 | 37.75 |
| 26 | 9 | 855.03 | 1.47 | 856.61 | 22.7 | 1.58 | 35.87 | 215.43 | 6.01 | 505.43 | 0.058 | 12.00 | 0.01 | 74.57 | 0.35 | 2.08 | 2.09 | 1.47 | 0.00 |
| 17 | 9 | 855.26 | 1.47 | 856.69 | 21.8 | 1.43 | 31.17 | 140.86 | 4.52 | 356.29 | 0.062 | 10.53 | 1.49 | 74.57 | 0.35 | 2.08 | 3.57 | 2.31 | 84.61 |
| 17 | 9 | 855.26 | 2.31 | 856.69 | 21.8 | 1.43 | 31.17 | 140.86 | 4.52 | 356.29 | 0.062 | 10.53 | 1.49 | 74.57 | 0.35 | 1.56 | 3.05 | 1.98 | 33.41 |
| 17 | 9 | 855.26 | 1.98 | 856.69 | 21.8 | 1.43 | 31.17 | 140.86 | 4.52 | 356.29 | 0.062 | 10.53 | 1.49 | 74.57 | 0.35 | 1.56 | 3.05 | 1.98 | 0.00 |
| 8 | 9 | 856 | 1.98 | 856.74 | 20 | 0.74 | 14.80 | 66.29 | 4.48 | 207.15 | 0.069 | 9.00 | 0.04 | 74.57 | 0.53 | 2.39 | 2.43 | 1.52 | 46.35 |
| 8 | 9 | 856 | 1.52 | 856.74 | 20 | 0.74 | 14.80 | 66.29 | 4.48 | 207.15 | 0.069 | 9.00 | 0.04 | 74.57 | 0.53 | 2.37 | 2.41 | 1.50 | 1.30 |

### IV.3.2.3 Détermination des hauteurs des murs bajoyers

Pour le déversoir est le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (860.87m).

### IV.3.3 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui Suit directement l'auge de réception, ce dernier est de forme rectangulaire de longueur de 24m, et une pente de 0.1%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

### IV.3.3.1 Calcul de la profondeur critique:

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2.B}{g.S^3} = 1 \qquad \text{IV.15}$$

Avec:

B:largeur du chenal (m).

S: Section S=B.hc

Q: Débit évacué ($m^3/s$).

g: Accélération de la pesanteur (9.81 $m^2/s$).

Donc : $$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}} \qquad \text{IV.16}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{440.85^2}{9.81\times 26^2}} = 3.083 \text{ m} \quad ; \quad \mathbf{h_c = 3.083 m}$$

### IV.3.3.2 Pente critique

La pente critique pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q*(b+2h_c)^{3/2}}{K(b*h_c)^{5/3}}\right)^2 \qquad \text{IV.16}$$

Avec:

$R_H$ : rayon hydraulique en (m).

I : pente en m/m.

S : section mouillée en $m^2$.

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

K=20 à 40 pour des canaux rocheux en mauvais état.

K=80 à 100 pour le béton lisse et fonte revêtue. On prend K=80.

AN: $$\mathbf{I_{cr} = 1.37*10^{-3} \text{ m/m} = 0.137\%}$$

### IV.3.3.3 Calcul de la profondeur normale:

La profondeur normale $h_n$ est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \qquad \text{IV.17}$$

Par le calcul des itérations successives on trouve :

**$h_n$=4.047 m.**

**hn> $hc$** ⇒ La condition pour la hauteur normale est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

### IV.3.3.4 Dimensionnement des murs bajoyers :

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue (Ncr=860.87m).

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R \qquad \text{IV.18}$$

Avec : $Y_{av}$= $H_c$=3.083 m.

Et : $R=0.06+0.05*V_{av}*Y_{av}^{1/3}$

**Application numérique** : $V_{av}=\frac{Q}{b.hc}$=5.49 m/s ⇒ R=0.46 m

$H_{baj}$=3.083+0.46=3.543=4m

**$H_{baj}$=4m.**

### IV.3.4 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assuré de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier, il est d'une largeur de 26m de longueur de 316,24m et n =0.013 et I=25%.

#### IV.3.4.1 Largeur du coursier :

On garde la même largeur que le chenal d'écoulement : $B_c$ =26m.

#### IV.3.4.2 Profondeur critique :

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}} \qquad \text{IV.19}$$

Alors : $h_c$= 3.083m.

#### IV.3.4.3 Pente critique :

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q*(b+2h_c)^{2/3}}{K(b*h_c)^{5/3}}\right)^2 \qquad \text{IV.20}$$

Avec : K = 1/n = 1/0,013 = 76,92

**$I_{cr}$=1.48*10$^{-3}$**

#### IV.3.4.4 Profondeur normal :

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Manning strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{I_0} \qquad \text{IV.21}$$

$I_0$=25%

Par itération on trouve : **$h_n$=0.639m.**

On à :

$h_n < h_c$

$I_c < I_n$, Le régime d'écoulement est torrentiel (La courbe de remous est de type $S_2$).

#### IV.3.4.5 Calcul de la ligne d'eau

- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour le canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant dQ/dx=0 est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{1 - Fr^2} \qquad \text{IV.22}$$

Avec : $S_0$ : pente du fond.

$S_f$ : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie $S_f$ peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2Q^2)/(A^2R^{4/3})}{1-(Q^2B)/(gA^3)} \qquad \text{IV.23}$$

On donne des valeurs arbitraires à yi et on calcul la distance $\Delta x$ correspondante aux profondeurs yi, et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul $\Delta x$ à chaque valeur de $y_i$, utilisant $y_{moy}$, et en l'ajoute à $\Delta x$ cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_{i'} < y_i$ jusqu'à trouver la somme de égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type **S2**).
Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-5** Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode d'intégration indirecte.

| Y (m) | $y_{moy}$ (m) | $S_{moy}$ (m) | $P_{moy}$ (m) | $R_{moy}$ (m) | $Fr^2$ | $1-Fr^2$ | $(n^2Q^2)/(S^2R^{4/3})$ | $S_0-(n^2Q^2)/(S^2R^{4/3})$ | Δx (m) | L (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.10 | | | | | | | | | | 0.00 |
| 2.80 | 2.95 | 76.70 | 31.90 | 2.40 | 1.14 | -0.14 | 0.02 | 0.23 | -0.18 | 0.18 |
| 2.70 | 2.75 | 71.50 | 31.50 | 2.27 | 1.41 | -0.41 | 0.02 | 0.23 | -0.53 | 0.71 |
| 2.60 | 2.65 | 68.90 | 31.30 | 2.20 | 1.57 | -0.57 | 0.02 | 0.23 | -0.75 | 1.46 |
| 2.50 | 2.55 | 66.30 | 31.10 | 2.13 | 1.77 | -0.77 | 0.02 | 0.23 | -1.00 | 2.46 |
| 2.40 | 2.45 | 63.70 | 30.90 | 2.06 | 1.99 | -0.99 | 0.02 | 0.23 | -1.30 | 3.77 |
| 2.30 | 2.35 | 61.10 | 30.70 | 1.99 | 2.26 | -1.26 | 0.02 | 0.23 | -1.66 | 5.42 |
| 2.20 | 2.25 | 58.50 | 30.50 | 1.92 | 2.57 | -1.57 | 0.02 | 0.23 | -2.08 | 7.50 |
| 2.10 | 2.15 | 55.90 | 30.30 | 1.84 | 2.95 | -1.95 | 0.02 | 0.23 | -2.58 | 10.08 |
| 2.00 | 2.05 | 53.30 | 30.10 | 1.77 | 3.40 | -2.40 | 0.02 | 0.23 | -3.20 | 13.28 |
| 1.90 | 1.95 | 50.70 | 29.90 | 1.70 | 3.95 | -2.95 | 0.03 | 0.22 | -3.95 | 17.23 |
| 1.80 | 1.85 | 48.10 | 29.70 | 1.62 | 4.63 | -3.63 | 0.03 | 0.22 | -4.88 | 22.12 |
| 1.70 | 1.75 | 45.50 | 29.50 | 1.54 | 5.47 | -4.47 | 0.03 | 0.22 | -6.05 | 28.16 |
| 1.60 | 1.65 | 42.90 | 29.30 | 1.46 | 6.52 | -5.52 | 0.03 | 0.22 | -7.52 | 35.68 |
| 1.50 | 1.55 | 40.30 | 29.10 | 1.38 | 7.87 | -6.87 | 0.03 | 0.22 | -9.42 | 45.10 |
| 1.40 | 1.45 | 37.70 | 28.90 | 1.30 | 9.61 | -8.61 | 0.03 | 0.22 | -11.90 | 57.01 |
| 1.30 | 1.35 | 35.10 | 28.70 | 1.22 | 11.91 | -10.91 | 0.03 | 0.22 | -15.22 | 72.22 |
| 1.20 | 1.25 | 32.50 | 28.50 | 1.14 | 15.00 | -14.00 | 0.04 | 0.21 | -19.73 | 91.95 |
| 1.10 | 1.15 | 29.90 | 28.30 | 1.06 | 19.27 | -18.27 | 0.04 | 0.21 | -26.04 | 117.99 |
| 1.00 | 1.05 | 27.30 | 28.10 | 0.97 | 25.32 | -24.32 | 0.04 | 0.21 | -35.14 | 153.13 |
| 0.90 | 0.95 | 24.70 | 27.90 | 0.89 | 34.18 | -33.18 | 0.05 | 0.20 | -48.74 | 201.87 |
| 0.80 | 0.85 | 22.10 | 27.70 | 0.80 | 47.72 | -46.72 | 0.05 | 0.20 | -70.00 | 271.87 |
| 0.799 | 0.80 | 20.80 | 27.60 | 0.75 | 57.24 | -56.24 | 0.05 | 0.20 | -85.24 | 320 |

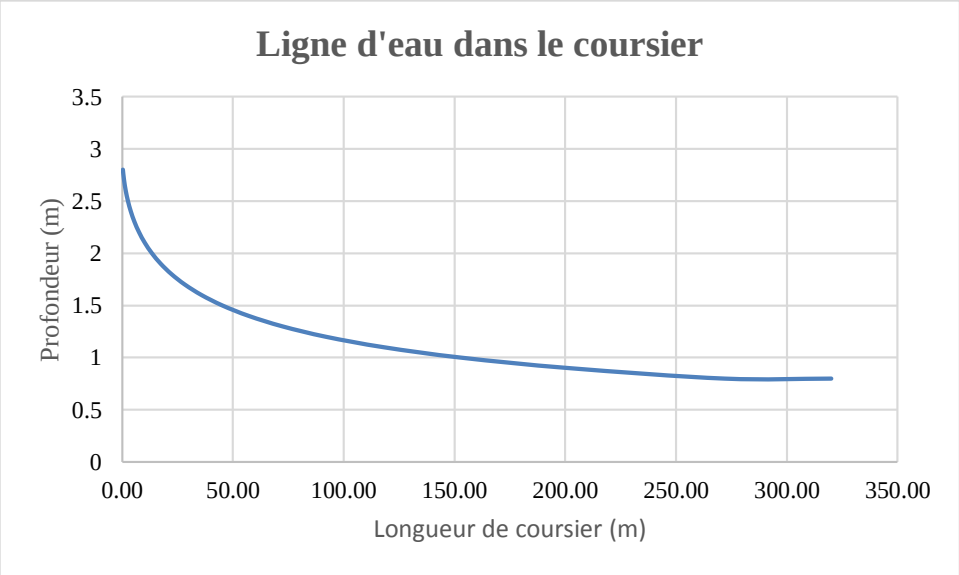



**Figure IV.5** Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

### IV.3.4.6 Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

$$H_{baj} = H + R \qquad \text{IV.24}$$

Avec : R : Revanche (m).

$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{1/3}$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-6** Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

| L(m) | Y(m) | V(m/s) | R (m) | $H_{baj}$ (m) |
|---|---|---|---|---|
| 0 | 3.083 | 5.5 | 0.46 | 3.54 |
| 22 | 1.8 | 9.41 | 0.63 | 2.43 |
| 57 | 1.4 | 12.11 | 0.74 | 2.14 |
| 72 | 1.3 | 13.04 | 0.772 | 2.07 |
| 117 | 1.1 | 15.41 | 0.85 | 1.95 |
| 153 | 1 | 16.95 | 0.91 | 1.91 |
| 200 | 0.9 | 18.84 | 0.97 | 1.87 |
| 272 | 0.8 | 21.19 | 1.044 | 1.84 |
| 320 | 0.799 | 21.22 | 1.044 | 1.84 |

### IV.3.4.7 Aération de coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{adm}$.

$V_{adm}$ est donnée par la formule:

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{R.I}}{K} \qquad \text{IV.25}$$

Avec: $V_{adm}$ : La vitesse admissible (m/s)

K : Un paramètre tels que : $K=\frac{n}{R^{1/6}}$

I = 25%

R: Rayon hydraulique (m).

n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

Le calcul de $V_{adm}$ pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV-7** Vérification de phénomène d'aération du coursier.

| Section | Y (m) | S ($m^2$) | P (m) | R (m) | V (m/s) | K | $V_{adm}$ (m/s) | Condition |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | **3.1** | 80.6 | 32.2 | 2.503106 | 5.469603 | 0.011157 | 70.90542 | Vérifié |
| 1 | **2.8** | 72.8 | 31.6 | 2.303797 | 6.055632 | 0.011312 | 67.08975 | Vérifié |
| 2 | **2.7** | 70.2 | 31.4 | 2.235669 | 6.279915 | 0.011369 | 65.76048 | Vérifié |
| 3 | **2.6** | 67.6 | 31.2 | 2.166667 | 6.52145 | 0.011428 | 64.40032 | Vérifié |
| 4 | **2.5** | 65 | 31 | 2.096774 | 6.782308 | 0.011491 | 63.00782 | Vérifié |
| 5 | **2.4** | 62.4 | 30.8 | 2.025974 | 7.064904 | 0.011557 | 61.58135 | Vérifié |
| 6 | **2.3** | 59.8 | 30.6 | 1.954248 | 7.372074 | 0.011626 | 60.1192 | Vérifié |
| 7 | **2.2** | 57.2 | 30.4 | 1.881579 | 7.707168 | 0.0117 | 58.61943 | Vérifié |
| 8 | **2.1** | 54.6 | 30.2 | 1.807947 | 8.074176 | 0.011778 | 57.07998 | Vérifié |
| 9 | **2** | 52 | 30 | 1.733333 | 8.477885 | 0.011861 | 55.49852 | Vérifié |
| 10 | **1.9** | 49.4 | 29.8 | 1.657718 | 8.924089 | 0.01195 | 53.8725 | Vérifié |
| 11 | **1.8** | 46.8 | 29.6 | 1.581081 | 9.419872 | 0.012044 | 52.19907 | Vérifié |
| 12 | **1.7** | 44.2 | 29.4 | 1.503401 | 9.973982 | 0.012146 | 50.47503 | Vérifié |
| 13 | **1.6** | 41.6 | 29.2 | 1.424658 | 10.59736 | 0.012255 | 48.69679 | Vérifié |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 14 | **1.5** | 39 | 29 | 1.344828 | 11.30385 | 0.012374 | 46.86023 | Vérifié |
| 15 | **1.4** | 36.4 | 28.8 | 1.263889 | 12.11126 | 0.012502 | 44.96065 | Vérifié |
| 16 | **1.3** | 33.8 | 28.6 | 1.181818 | 13.0429 | 0.012643 | 42.99261 | Vérifié |
| 17 | **1.2** | 31.2 | 28.4 | 1.098592 | 14.12981 | 0.012798 | 40.94971 | Vérifié |
| 18 | **1.1** | 28.6 | 28.2 | 1.014184 | 15.41434 | 0.01297 | 38.82439 | Vérifié |
| 19 | **1** | 26 | 28 | 0.928571 | 16.95577 | 0.013162 | 36.60751 | Vérifié |
| 20 | **0.9** | 23.4 | 27.8 | 0.841727 | 18.83974 | 0.013379 | 34.28788 | Vérifié |
| 21 | **0.8** | 20.8 | 27.6 | 0.753623 | 21.19471 | 0.013628 | 31.85147 | Vérifié |
| 22 | **0.799** | 20.774 | 27.598 | 0.752736 | 21.22124 | 0.01363 | 31.82646 | Vérifié |

La condition de non aération est vérifié tous le long de coursier.

### IV.3.5 Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seul manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

**Tableau IV-8** Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

| Nombre de fraude | Type de ressaut hydraulique |
|---|---|
| $1 \leq \boldsymbol{Fr} \leq 1.7$ | Ressaut ondulé |
| $1.\mathbf{7} \leq \boldsymbol{Fr} \leq 2.5$ | Ressaut faible de petites apparitions en surface |
| $\mathbf{2.5} \leq \boldsymbol{Fr} \leq 4.5$ | Ressaut oscillant |
| $4.5 \leq \boldsymbol{Fr} \leq 9$ | Ressaut stable |
| Fr≥9 | Ressaut fort (écoulement très turbulent). |

**$Y_1$ = 0,799 m** (la fin du coursier).

Dans la pratique, il existe trois types de ressauts:

- Bassin type I: $2.5<F_1<4,5$.
- Bassin type II: $F_1>4.5$ et $V_1<15$ m/s.
- Bassin type III:$F_1>4.5$ et $V_1>15$ m/s.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est 21.22 m/s >15m/s, et le nombre de Froude est de 7.56 >4.5. Donc, d'après l'USBR ; le ressaut est stable et le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III.

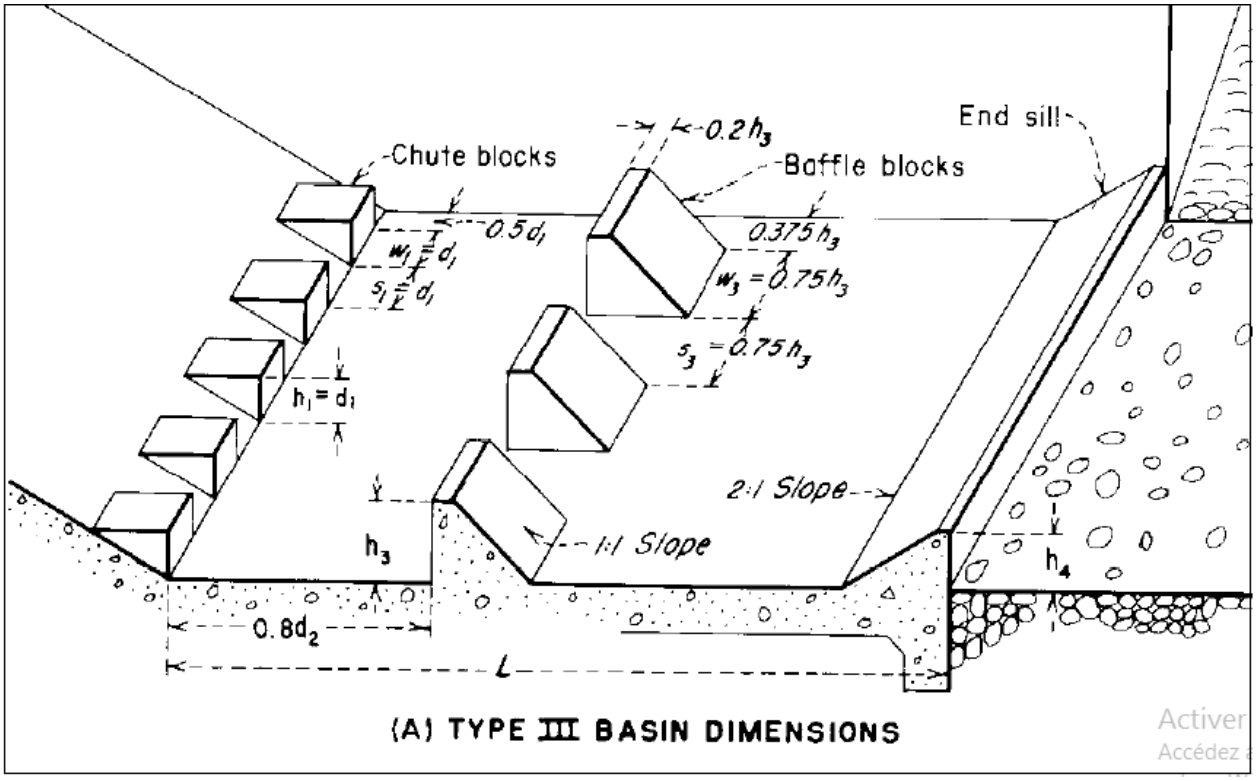



**Figure IV.6** Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

**IV.3.5.1 Conception d'un dissipateur de Type III ($F_{r1}$> 4.5 ; V1 > 15 m/s)**

La hauteur conjuguée de ($Y_2$)

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5\sqrt{8.F_{r1}^2 + 1}\text{-}1 \qquad \text{IV.26}$$

AN : **$Y_2$=7.64m.**

La longueur des dissipateurs ($L_{III}$) :

$$L_{III} = Y_2\,(1.62 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2) \qquad \text{IV.27}$$

AN : **$L_{III}$ = 25.76 m, on prend L=26 m.**

**IV.3.5.2 Les dimensions des dents déflectrices (ou bloc de chute)**

**Tableau IV-9** Dimensions des dents déflectrices

| Grandeur | Formule Valeur (m) | Formule | Valeur |
|---|---|---|---|
| Hauteur h | | Y1 | 0.8 |
| Epaisseur W | | Y1 | 0.8 |
| Espace entre les dents S | | Y1 | 0.8 |

Le nombre de dents déflectrices (n) : $n=\frac{b}{2*Y_1}=\frac{26}{2*0.8}$

n=16.25 on prend **n=16**.

**IV.3.5.3 Les dimensions des blocs de chicane :**

$$h_3 = Y_1\,(0.545 + 0.175F_{r1}) \qquad \text{IV.28}$$

AN : **$h_3$=1,49 m**.

**Tableau IV-10** Dimensions des blocs de chicane

| Grandeur | Formule | Valeur (m) |
|---|---|---|
| Hauteur | $h_3$ | 1.49 |
| Epaisseur | $0.75h_3$ | 1.12 |
| Epaisseur supérieur | $0.2h_3$ | 0.298 |
| Espace entre les blocs | $0.75h_3$ | 1.12 |

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes : $d=0,8.d_2$ avec :

$$d_2 = \frac{L_{III}}{1.071+0.358Fr_1-0.025Fr_1^2+0.00055Fr_1^3} \quad \text{IV.29}$$

AN : **$d_2$=10.053m , d=8.042m** on prend **d=8.1m.**

- ✓ **Les dimensions du seuil terminal**

$$h_4 = Y_1(0.956 + 0.063F_{r1}) \quad \text{IV.30}$$

AN : **$h_4$=1.145m** on prend **$h_4$=1.15m.**

Epaisseur de la face supérieure du seuil= 0,04.$h_4$= **0,046 m**.

### IV.3.6 Canal de fuite

A la sortie du bassin d'amortissement, un canal de fuite a été projeté pour restituer les eaux de crues au cours d'eau original. Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur b=20m, fruits des talus m=1 et une pente de i=0.1%.

#### IV.3.6.1 Profondeur critique:

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \quad \text{IV.31}$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad \text{IV.32}$$

$$\sigma = \frac{K \times m}{b} \quad \text{IV.33}$$

AN : **K=3.67** ; $\boldsymbol{\sigma}$ **=0.18**

D'où : **$h_{cr}$=3.45m.**

#### IV.3.6.2 Pente critique:

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad \text{IV.34}$$

Avec :

$S_{cr}$= b.$h_{cr}$ =20*3.45=69$m^2$

$P_{cr}$=b+2*$h_{cr}$=26.9m

$R_{cr}$=$\frac{S_{cr}}{P_{cr}}$=2.56m

$C_{cr}$=K.$R^{1/6}$ =76.92*$2.56^{1/6}$=89.97

$I_{cr}$=0.00197 m/m=0.12% ; **$I_{cr}$=0.197%.**

#### IV.3.6.3 Profondeur normal:

La profondeur normale est calculée de la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) et on trouve par itération :

$H_n$=4.335 m.

#### IV.3.6.4 Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b.h_n} \quad \text{IV.35}$$

AN : **V=5.08 m/s.**

#### IV.3.6.5 Nombre de Froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g.h}} \quad \text{IV.36}$$

AN**:** **Fr= 0.78**<1 Donc le régime est fluviale.

## IV.4 Evacuateur à surface libre à déversoir labyrinthe

L'évacuateur à déversoir labyrinthe est souvent une solution efficace pour augmenter la capacité de l'évacuation d'eau. Néanmoins, l'emplacement du labyrinthe est soumis aux conditions particulières du site. Ce type de déversoir a une forme en plan non linéaire connue par la répétition de multiples formes en plan le plus souvent rectangulaire, triangulaire ou trapézoïdale.

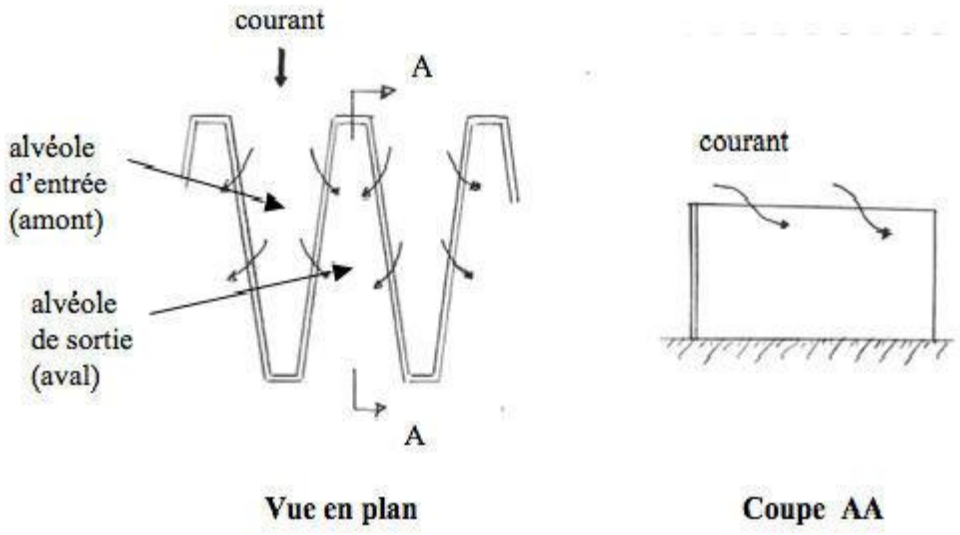



**Figure IV.7** Principe et forme du déversoir labyrinthe.

L'avantage du déversoir labyrinthe, comparé au déversoir à crête rectiligne, est une capacité de débit augmenté pour les charges faibles, de l'ordre de 1 à 2m. Cette structure est cependant inappropriée pour les débits importants.

### IV.4.1 Dimensionnement du déversoir labyrinthe

L'étude d'optimisation a abouti à choisir une longueur déversant de 60 mètre, Ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne. Mais notre variante "Seuil en labyrinthe" a été choisi de façon à avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 30 m (la même largeur du coursier obtenue dans la première variante).

Pour un évacuateur différent d'un déversoir rectilignes le régime d'évacuation varie pour cela nous allons maintenir le débit et la charge et chercher la longueur déversant sous forme de labyrinthe (plusieurs becs de canards).

Du point de vue performance et construction, le déversoir labyrinthe à crête trapézoïdale en plan est un optimum (Hay et Taylor 1970).

- **Données de départ :**

W : largeur représentée sur la **Figure IV.08** W = 30 m
QL : Débit évacué détermine par laminage : QL = 440.85 $m^3/s$
H : Charge hydraulique : H = 2.77 m
P : hauteur de la pelle : P = 5 m.

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant : L= 4a + 2b (**figure IV.08**)

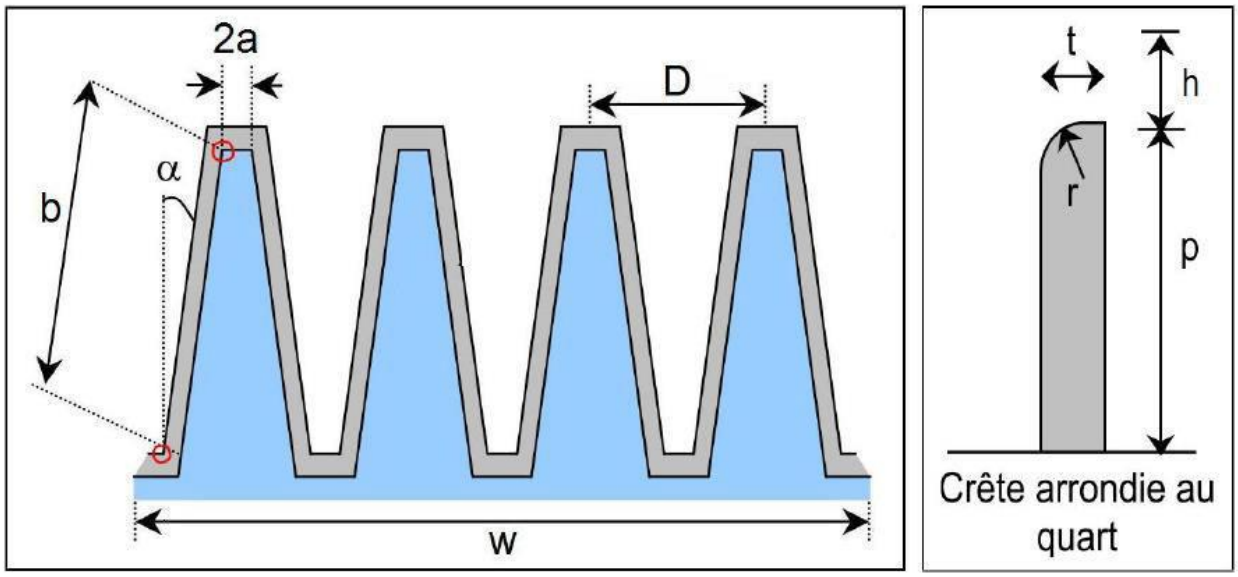



**Figure IV.8** Géométrie du déversoir labyrinthe

**IV.4.1.1 Calcul de débit rectiligne**

C'est le débit à charge égale à celle du labyrinthe et de même largeur, On a la formule de débit normal suivante :

$$Q_R = \mu . b . \sqrt{2g} . H^{\frac{3}{2}} \qquad \text{IV.37}$$

Avec μ : coefficient de débit **μ = 0,49.**
b =30 m et H=2.77 m ;
Donc : **$Q_R$ = 300.18 $m^3$/s.**

**IV.4.1.2 Calcul de géométrie de déversoir**

La géométrie de déversoir est complètement définie par le rapport caractérisant l'augmentation de la largeur L/D, l'angle α, le nombre d'élément de base n, et la hauteur relative du déversoir D/P.
Donc : La performance q* du déversoir défini comme le rapport entre le débit du déversoir labyrinthe du projet) et celui du déversoir rectiligne : q* = $Q_L/Q_R$ ; q =440.85 / 300.18=1.47 ; **q*=1.47**
Et : H/P = 2.77 /3.5= 0,791 ; **H/P = 0.554.**
Avec (H/P, q*) = (0,554, 1.47) l'abaque 01 – Annexe III b trapézoïdale en plan donne l'augmentation de largeur : L/D = 1.8.
On propose une largeur d'un élément de base : **D = 10 m** donc **L = 18 m, et n=b/10=3.**
On calcule les détails de déversoir :
• L = 4a + 2b = 18 donc on pose **a = 2m** et on trouve : **b =5 m**
• t = P/6 ; **t ≈ 0,8 m.**
• r = P/12 ; **r ≈ 0,5 m.**

**Calcul de l'angle α**

D=4a + 2b*sin α => 2a + b*sin α = D/2 => sin α = (D/2 – 2a ) / b=0.2

**α=11.54°**

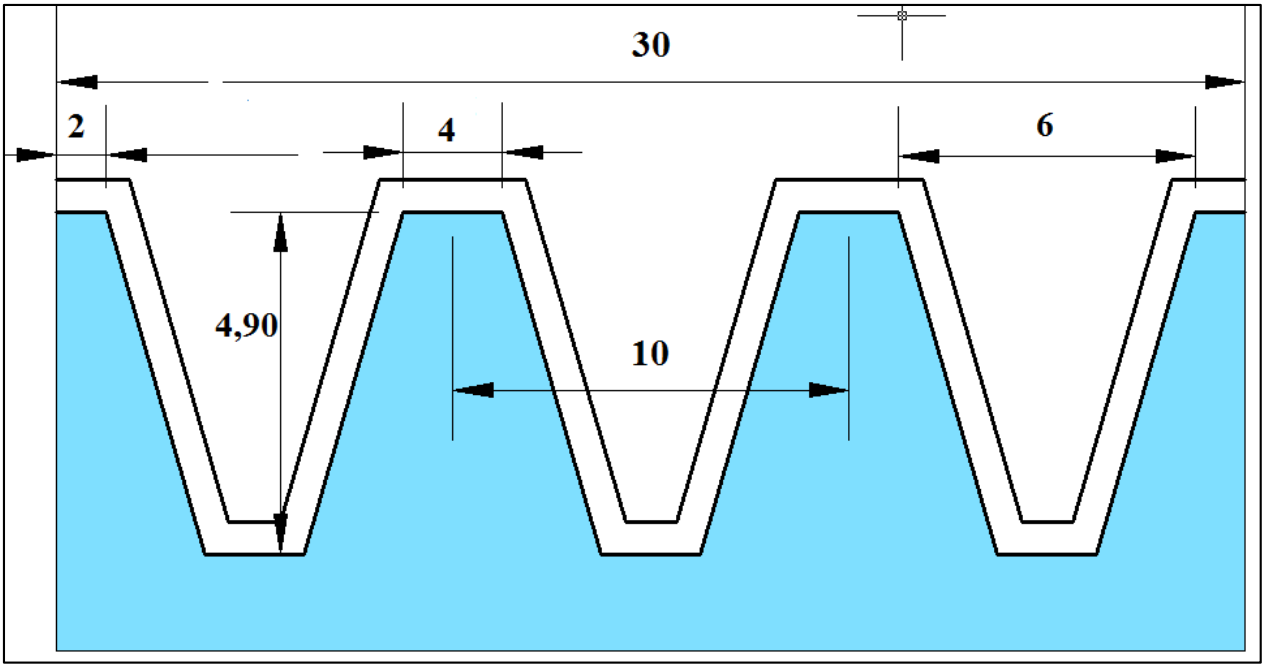



**Figure IV.9** Dimensions du déversoir labyrinthe.

### IV.4.2 Calcul hydraulique du déversoir

Notre déversoir labyrinthe est formé par trois becs de canard, il très difficile de déterminé la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec car il y a l'influence de deux Côte pour cela nous allons considérer une hauteur égale à $Y_{amont}$ du coursier parce que ce tronçon est formé d'une faible pente.

### IV.4.3 Le coursier

Dans cette variante, le coursier suit directement le déversoir.

Les données de base de calcul de la ligne d'eau sont :

L=316.24m

I=30%

n=0,013

B=30 m,

On applique la méthode indirecte d'intégration numérique : elle est régie par l'équation suivante :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B)/(gA^3)}$$

**Tableau IV-11** Calcul de ligne d'eau dans le coursier (3ème variante)

| Y (m) | $Y_{moy}$ (m) | $S_{moy}$ (m) | $P_{moy}$ (m) | $R_{moy}$ (m) | $Fr^2$ | $1-Fr^2$ | $(n^2Q^2)/(A^2R^{4/3})$ | $S_0-(n^2Q^2)/(A^2R^{4/3})$ | Δx(m) | L (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.10 | | | | | | | | | | |
| 2.80 | 2.95 | 76.70 | 31.90 | 2.40 | 1.14 | -0.14 | 0.02 | 0.28 | -0.15 | 0.18 |
| | | | | | | | | | | |
| 2.70 | 2.75 | 71.50 | 31.50 | 2.27 | 1.41 | -0.41 | 0.02 | 0.28 | -0.44 | 0.62 |
| 2.60 | 2.65 | 68.90 | 31.30 | 2.20 | 1.57 | -0.57 | 0.02 | 0.28 | -0.62 | 1.23 |
| 2.50 | 2.55 | 66.30 | 31.10 | 2.13 | 1.77 | -0.77 | 0.02 | 0.28 | -0.82 | 2.06 |
| 2.40 | 2.45 | 63.70 | 30.90 | 2.06 | 1.99 | -0.99 | 0.02 | 0.28 | -1.07 | 3.12 |
| 2.30 | 2.35 | 61.10 | 30.70 | 1.99 | 2.26 | -1.26 | 0.02 | 0.28 | -1.36 | 4.48 |
| 2.20 | 2.25 | 58.50 | 30.50 | 1.92 | 2.57 | -1.57 | 0.02 | 0.28 | -1.70 | 6.19 |
| 2.10 | 2.15 | 55.90 | 30.30 | 1.84 | 2.95 | -1.95 | 0.02 | 0.28 | -2.12 | 8.30 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.00 | 2.05 | 53.30 | 30.10 | 1.77 | 3.40 | -2.40 | 0.02 | 0.28 | -2.62 | 10.92 |
| 1.90 | 1.95 | 50.70 | 29.90 | 1.70 | 3.95 | -2.95 | 0.03 | 0.27 | -3.23 | 14.15 |
| 1.80 | 1.85 | 48.10 | 29.70 | 1.62 | 4.63 | -3.63 | 0.03 | 0.27 | -3.99 | 18.14 |
| 1.70 | 1.75 | 45.50 | 29.50 | 1.54 | 5.47 | -4.47 | 0.03 | 0.27 | -4.93 | 23.07 |
| 1.60 | 1.65 | 42.90 | 29.30 | 1.46 | 6.52 | -5.52 | 0.03 | 0.27 | -6.13 | 29.20 |
| 1.50 | 1.55 | 40.30 | 29.10 | 1.38 | 7.87 | -6.87 | 0.03 | 0.27 | -7.67 | 36.87 |
| 1.40 | 1.45 | 37.70 | 28.90 | 1.30 | 9.61 | -8.61 | 0.03 | 0.27 | -9.68 | 46.54 |
| 1.30 | 1.35 | 35.10 | 28.70 | 1.22 | 11.91 | -10.91 | 0.03 | 0.27 | -12.35 | 58.89 |
| 1.20 | 1.25 | 32.50 | 28.50 | 1.14 | 15.00 | -14.00 | 0.04 | 0.26 | -15.98 | 74.87 |
| 1.10 | 1.15 | 29.90 | 28.30 | 1.06 | 19.27 | -18.27 | 0.04 | 0.26 | -21.04 | 95.91 |
| 1.00 | 1.05 | 27.30 | 28.10 | 0.97 | 25.32 | -24.32 | 0.04 | 0.26 | -28.32 | 124.23 |
| 0.90 | 0.95 | 24.70 | 27.90 | 0.89 | 34.18 | -33.18 | 0.05 | 0.25 | -39.15 | 163.39 |
| 0.80 | 0.85 | 22.10 | 27.70 | 0.80 | 47.72 | -46.72 | 0.05 | 0.25 | -56.01 | 219.40 |
| 0.78 | 0.80 | 20.80 | 27.60 | 0.75 | 57.24 | -56.24 | 0.05 | 0.25 | -68.05 | 316.00 |

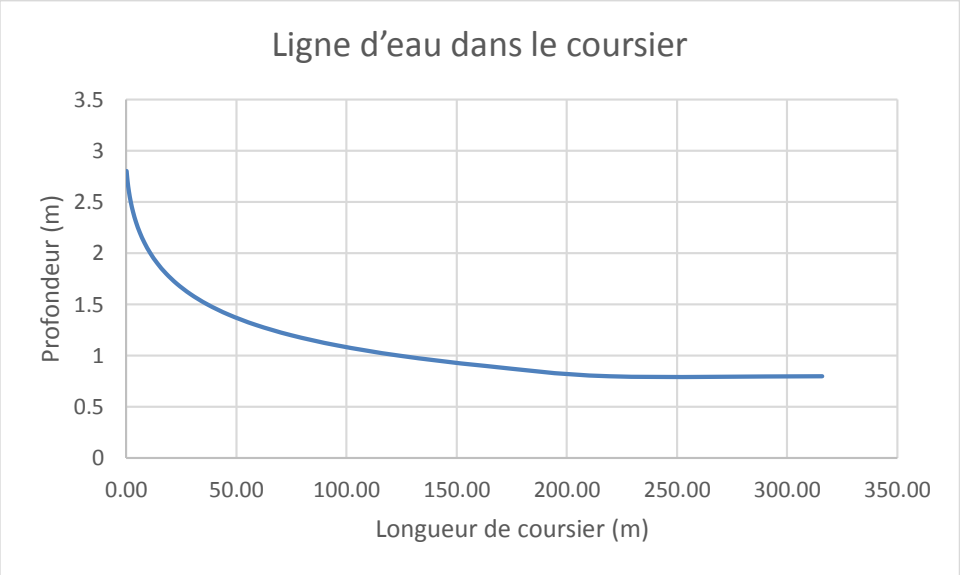



**Figure IV.10** Graphique de la ligne d'eau dans le coursier de la 3eme variante.

$H_2$=0,78 m.

### IV.4.4 Dissipateur d'énergie

Pour cette variante, *un saut de ski* s'avéré intéressant afin d'éviter des quantités énorme d'excavation, et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement (en comparant avec bassin de type USBR).

Le principe consiste à installer, en bas du coursier, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ.

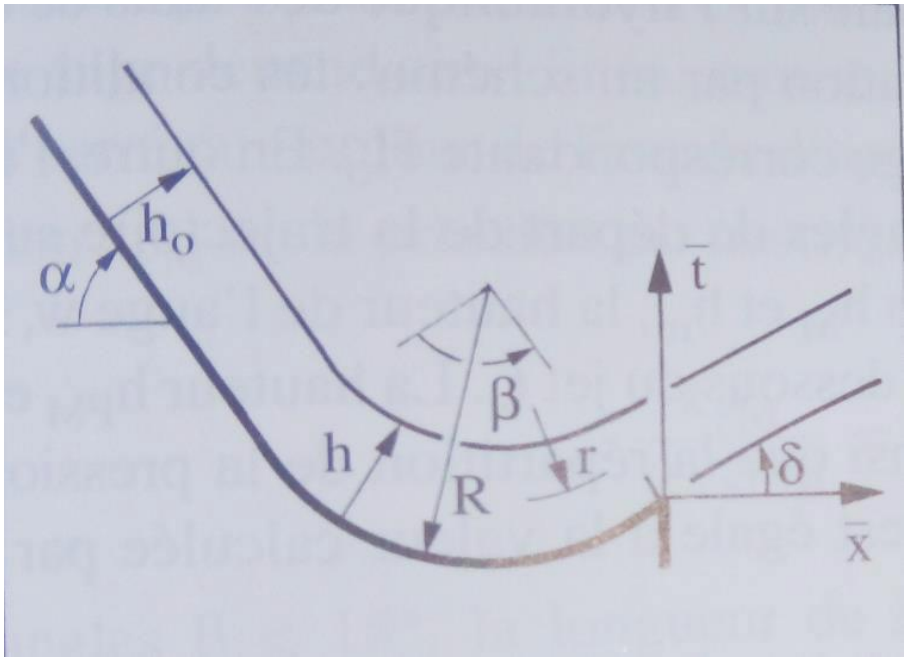



**Figure IV.11** Auge de dissipation (saut de ski) (Willi H & Aniton J, 2009)

**IV.4.4.1 Type de l'écoulement**

Le saut de ski est composé d'un canal amont de pente d'une partie courbe avec un rayon de courbure R dans la coupe à l'aval (NAIT CHERIF & BRAHIMI, 2020). On distingue deux cas d'écoulement ;

a) Le premier cas apparait pour des débits Q beaucoup plus petit que le débit de dimensionnement $Q_d$ et se manifeste par un ressaut hydraulique dans l'auge et un déversement à son extrémité aval.

b) Le second cas est celui bien connu du jet libre qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

**IV.4.4.2 Dimensionnement du dissipateur**

Le dimensionnement du dissipateur consiste à répondre aux questions suivantes :

- ✓ Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- ✓ Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire) ?

Le $R_{min}$ dépend de la charge $H_1$ et de nombre de Froude.

- **Caractéristique de l'écoulement**

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à L'amont (au niveau de l'auge).

- ✓ le débit unitaire :**$q_1$ = 14.69 $m^3$/s/m.**
- ✓ la hauteur d'eau à l'amont :**$h_1$ = 0,78 m.**
- ✓ La vitesse : V=Q/(B*h1) :**V=18.84m/s.**
- ✓ Le nombre de Froude :**F=7.56.**
- ✓ La charge d'eau : H1=h1+V2/2g **$H_1$=18.87 m.**

La répartition des vitesses V = V(r) à travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi

**V . r = constante**

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\Delta P_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} \qquad \text{IV.38}$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude

F = 7.56, l'abaque 02 – Annexe III donne :

$\frac{R_{min}}{H_1}$ =0.19. Donc : $R_{min}$ = $H_1$*0,19 = 18.87*0,19 = 3,58 m. On prend **R=4 m.**
D'où : $\Delta P_f = 85.28\ KN/m^2$.
L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents :

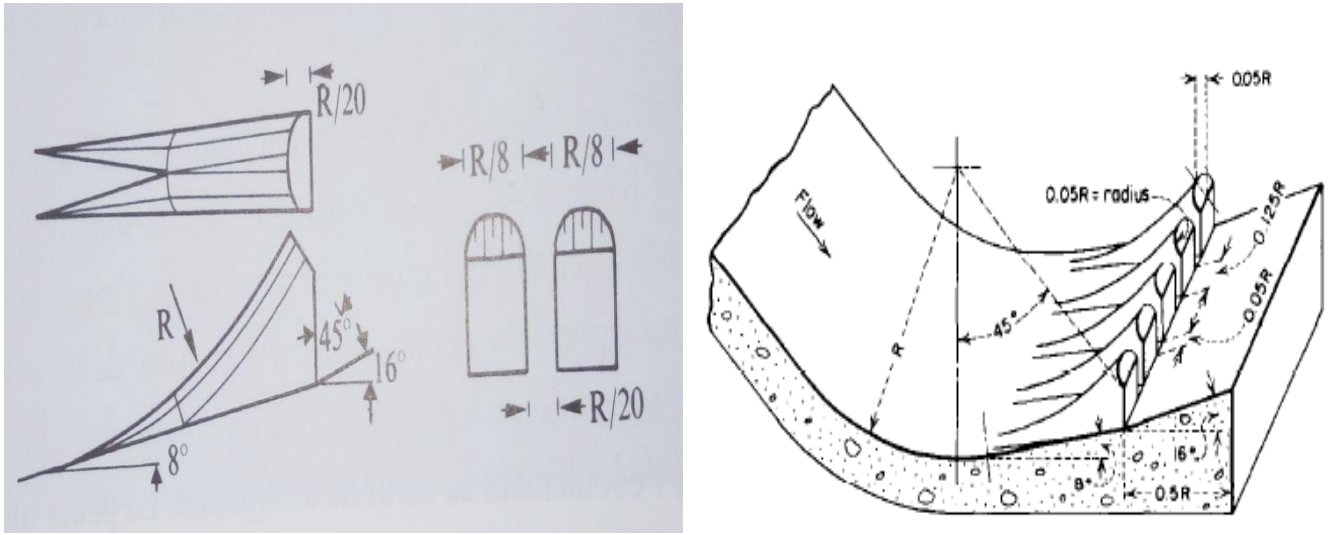



**Figure IV.12** dent du dissipateur à auge USBR (Willi H & Aniton J, 2009)

La largeur d'une dent est : R / 8 = 0,5 m
L'espace libre entre les dents est : R/ 20 = 0,2 m
Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier à une longueur de R / 2 = 2m à l'aval des dents, sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

- ✓ **Détermination des longueurs de trajectoire de jet**

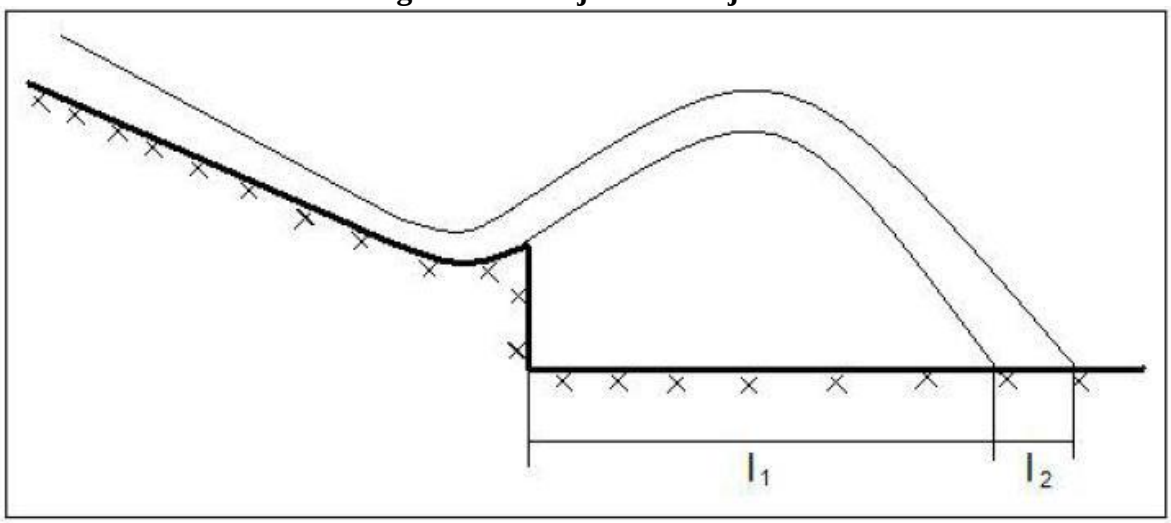



**Figure IV.13** Schéma explicatif des longueurs de trajectoire

$$l_1 = \frac{V_1^2}{2g}.\cos\alpha.\left(\sin\alpha + \sqrt{\frac{2g.\left(p+\frac{h}{2}\right)}{V_1^2} + \sin\alpha}\right) \qquad \text{IV.39}$$

On prend : p = 1 m ;
α = 16° (voir Figure IV.24**)**
$V_1$: La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).
A.N : $l_1$=15.12 m.

$$l_2 = L.\cos\theta \qquad \text{IV.40}$$

Avec :

$$L = 1.4\ q \log \frac{V_1}{V_x * a} \qquad \text{IV.41}$$

Avec : $V_1$: La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).

$V_x$: la composante horizontale de la vitesse d'entrée de l'auge (m/s).

q : Débit spécifique =14.69 $m^2$/s.

a : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \qquad \text{IV.42}$$

Avec $V_X = V_1 . \Psi$

Ou : $\Psi$ : coefficient de vitesse : $\Psi$ = 0,95 $V_1$=18.84 m/s.

Ce qui donne : $\mathbf{V_x = 17.90\ m/s}$.

A.N : **L=3.03m.**

$$\tan\theta = \sqrt{\frac{2g.\left(p+\frac{h}{2}\right)}{V_1^2.\cos\alpha} + \tan\alpha^2} \qquad \text{IV.43}$$

A.N: Θ=21.93°

D'où : $\mathbf{l_2 = 2{,}81\ m.}$

Donc : $l = l_1 + l_2 = 17.93\text{m} \approx 18\ m$.

- ✓ **Détermination des profondeurs à l'aval**

$F_1$=7.56 et $\frac{R_{min}}{H} = 0.19$ ; D'après l'abaque 03 – Annexe III

$Y_{min}$=10.5m , $Y_{min} = h_{2min}/h_1 \Longrightarrow h_{2min}$=10.5*0.78=8.19m

$Y_{max}$=14m , $Y_{max} = h_{2max}/h_1 \Longrightarrow h_{2max}$=14*0.78=10.92m.

Les hauteurs aval peuvent varier entre 8.19 et 10.92 m, mesuré à partir du point le plus bas de l'auge.

- ✓ **Dimensionnement du bassin de restitution**

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR

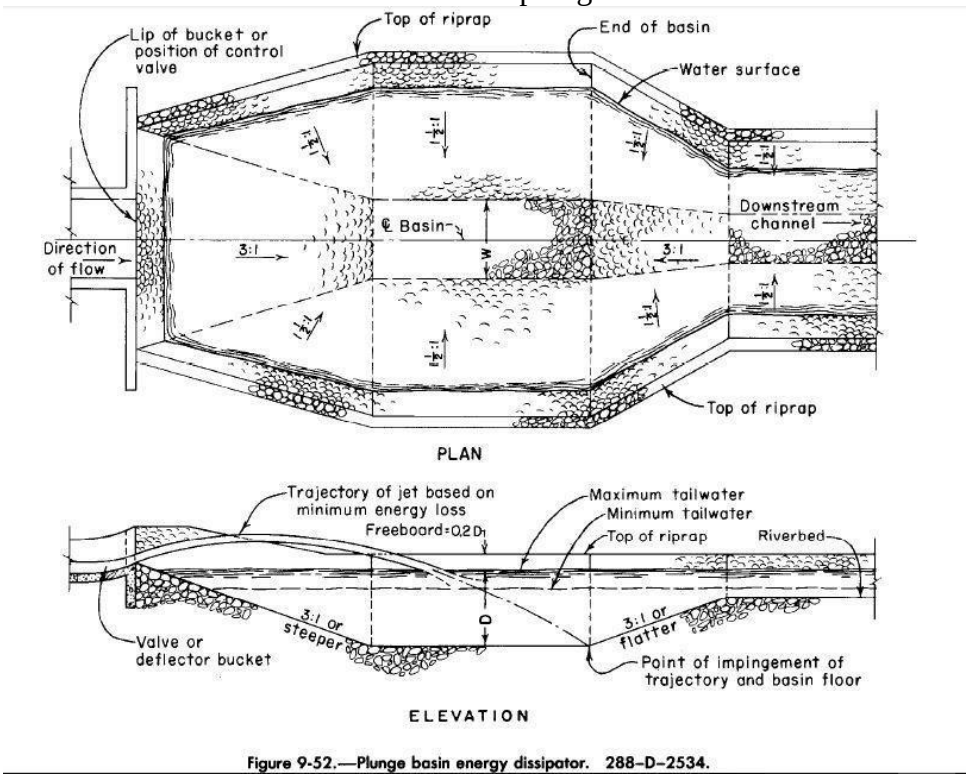



Figure 9-52.—Plunge basin energy dissipator. 288–D–2534.

**Figure IV.14** Bassin plongé de type USBR (*Design of Small Dams.*, 1987)

- ✓ **Détermination de la profondeur de la fosse d'amortissement**

$$D = 1.32H^{0.225}q^{0.54} \quad \text{IV.44}$$

Avec : q : débit spécifique (m2/s)

H : différence de Côte entre NPHE et Côte d'eau aval = 2.77 + 5 + 29 + 2,1 = 38.87 m.

A.N : **D=12.84 m.**

## IV.5 Etude comparatif des trois variantes

La variante de l'évacuateur de crues qu'on va adopter est celle qui correspondrait aux volumes des travaux minimum, alors on doit calculée le volume d'excavation et celui de bétonnage et on déterminera les coûts de chaque une de ces variantes.

Le tableau suivant récapitule les coûts et les volumes des travaux des trois variantes :

**Tableau IV-12** Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues.

| **Variante 01 Evacuateur Latérale à entonnement latérale** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Excavation | | | Béton | | Coût totale DA |
| | Volume $m^3$ | Coût DA | Volume $m^3$ | Coût DA | / |
| Canal d'approche | 6000 | 1097700 | 18810 | 1004650565 | 1005748265 |
| Déversoir | 8052 | 1473113 | 14403 | 769270711 | 770743825 |
| Coursier et bassin dissipation | 17641 | 3227421 | 19913.88 | 1063609207 | 1066836628 |
| **Variante 02 Evacuateur à surface libre à déversoir labyrinthe** | | | | | |
| Excavation | | | Béton | | Coût totale DA |
| | Volume $m^3$ | Coût DA | Volume $m^3$ | Coût DA | / |
| Canal d'approche | 6000 | 1097700 | 21000 | 1121619450 | 1122717150 |
| Déversoir | 8304 | 1519217 | 14000 | 747746300 | 749265517 |
| Coursier et bassin dissipation | 31587.4 | 5778915 | 18000 | 961388100 | 967167015 |

**Conclusion**

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de côté technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante de l'évacuateur de crues latérale à entonnement latérale présente le Coût minimale donc on opte pour évacuateur latérale à entonnement latérale.

# V. Étude de la variante choisis

## Introduction

L'évacuateur de crues est soumis aux différentes charges et sollicitations qu'il doit les résister comme : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure,…etc. Dans ce chapitre on va entamer le calcul de stabilité et de ferraillage pour les différentes parties de notre ouvrage pour assurer la résistance.

## V.1 Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité est une étape nécessaire pour connaitre (proposer puis confirmer) les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant au différents charges, et qu'il vérifie les conditions de stabilité au reversement, au glissement et au poinçonnement.

### V.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteur déversante maximale $H_d$=3 m.

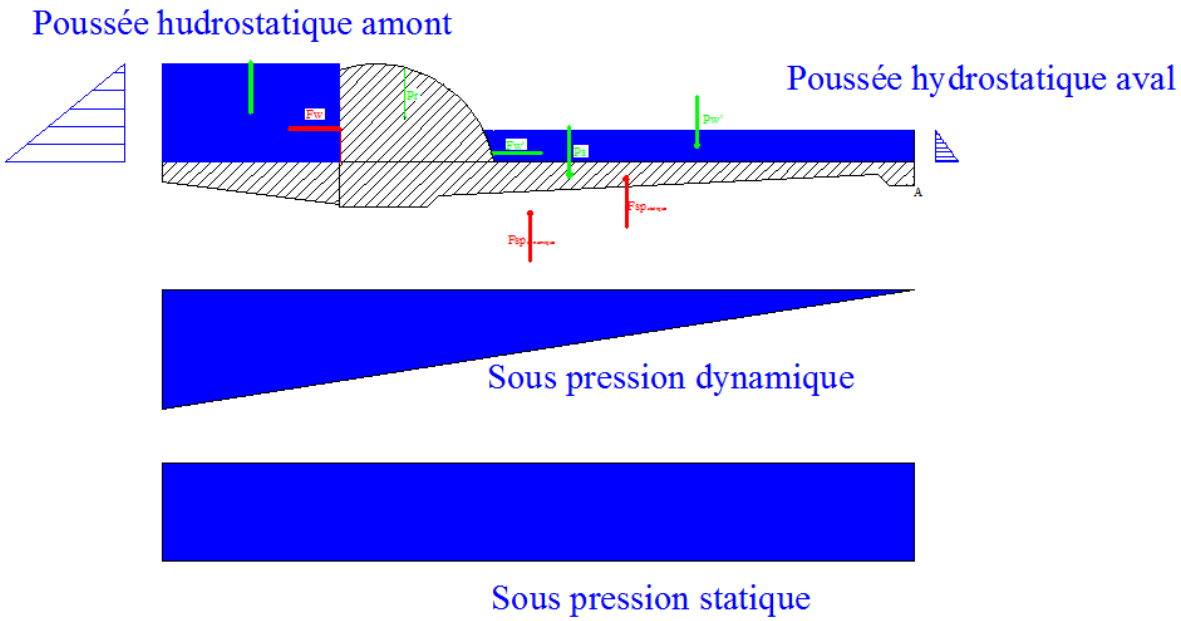



**Figure V.1** Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

#### V.1.1.1 Calcul des forces

Avant le calcul des forces on doit pré dimensionner le radier du déversoir et vérifiant l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

✓ **Pré-dimensionnent de l'ouvrage**

$H_1$= $H_{dev}$+P=3+3.5=6.5 m.

**-Avant radier :**

- Longueur : $l_{ar}$ = (0:2)*$H_1$.
- Epaisseurs :

$$H_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)m$$
$$5 < H_1 \leq 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)m$$
$$H_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75\ m$$

Et :

$$T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$$

AN : $l_{ar}$= 6 m

$T_{ar1}$=0.5m
$T_{ar2}$=1.075m

**–Radier :**

- Longueur : $l_r$ = (2:5)*$H_1$.
- Epaisseurs :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.3)H1m$$
$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15)H1m$$
$$S_1 = (2 \div 7)m$$
$$S_2 = T_{r2}$$
$$S_P = (0.02 \div 0.05)L_r$$

AN : $l_r$= 13 m
$T_{r1}$=1.6 m
$T_{r2}$=0.9m
$S_1$=5m
$S_2$=0.9
$S_p$=0.5m

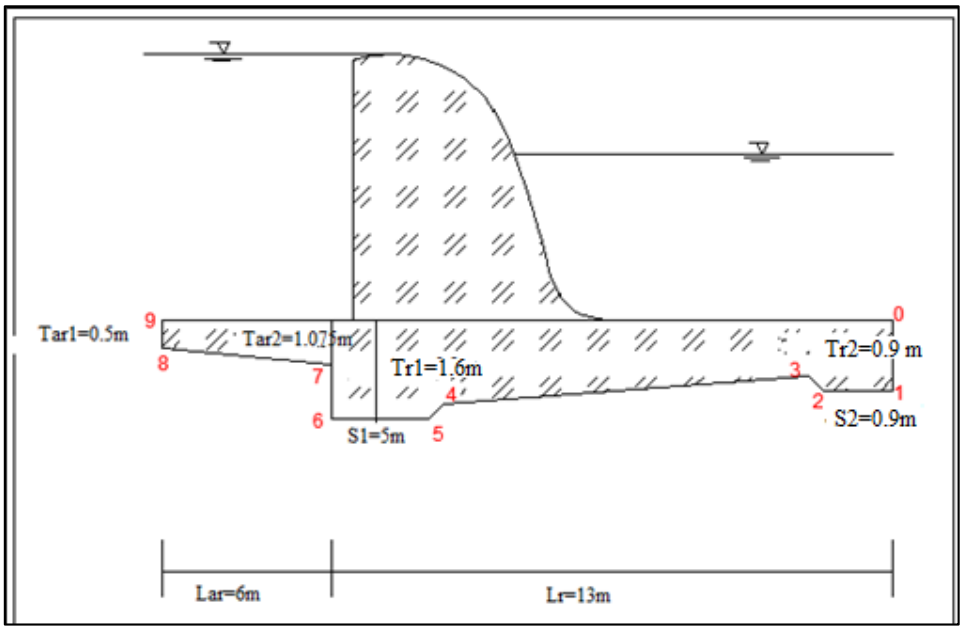



**Figure V.2** Pré dimensionnement du déversoir.

✓ **Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh).**

L'hypothèse de cette méthode : le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée. Dans cette méthode la répartition des sous pression est considérer linéaire. Et la condition à vérifier est que la longueur de conteur déployé ($L_{CD}$) est supérieure à la longueur de conteur théorique de Bligh ($LC_{Théorique}$).

Avec : $$L_{cth} = \Delta H * C$$ V.01

(C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$\Delta H$ = $H_1$-$H_2$= 6.5-2.03 = 4.47 m.

On trouve : **$L_{cth}$=13.41m.**

Et **:** $L_{cd}$=1.4+0.9+0.71+6.43+0.71+5+0.525+6.027+0.5=22.20m

$L_{CD}$ >$L_{Cthéorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Apres avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \quad \text{V.02}$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right) h_x \quad \text{V.03}$$

Avec :-$t_x$ : épaisseur de radier (de Bligh).
-$\gamma_w$: Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w$=1000Kgf/m3).
- $\gamma_b$: Poids spécifique de béton.( $\gamma_b$=2400Kgf/m3).
-n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;(n=0.85 :1.25)
On prend : n = 1

**Tableau V-1** Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

| Point | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $l_x$ (m) | 0 | 1.4 | 2.3 | 3.01 | 9.44 | 10.15 | 15.15 | 15.675 | 21.702 | 22.2 |
| $h_x$ (m) | 0 | 0.28 | 0.46 | 0.61 | 1.90 | 2.043 | 3.05 | 3.16 | 4.37 | 4.47 |
| T bligh (m) | 0 | 0.2 | 0.33 | 0.436 | 1.36 | 1.46 | 2.18 | 2.26 | 3.12 | 3.19 |
| T préalable (m) | 0 | 1.4 | 1.4 | 0.9 | 1.1 | 1.6 | 1.6 | 1.0725 | 0.5 | 0 |
| $T_d$ (m) | 0 | 1.4 | 1.4 | 0.9 | 1.2 | 1.3 | 1.6 | 1.1 | 0.5 | 0 |

**a) Forces verticales**

- **Sous pressions dynamiques :** qui agit sur toute la fondation (radier + avant radier) :

$$Fsp^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l \quad \text{V.04}$$

Avec :
$S_{sp}^h$: Epure des sous pressions= $\frac{22.2*4.47}{2} = 46.62\ m^2$
Et : largeur de déversoir.
Alors **:** $\boldsymbol{Fsp^h = 46.62t}$

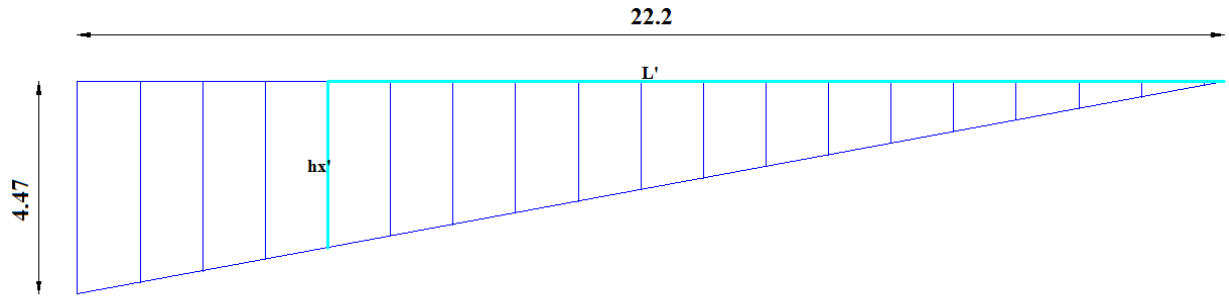



**Figure V.3** Epure des sous pressions dynamiques.

- **Sous pressions statiques :**

$$Fsp^s = \gamma_w * S_{sp}^s * l \quad \text{V.05}$$

Avec :
$S_{sp}^s$: Epure des sous pressions statique.
$S_{sp}^s$= $L_{radier}$* $h_{aval}$ = 13*2.03 = 26.39 m².
Alors : $Fsp^s$ =26.39t.

- **Poids de rideau :**

$$P_r = \gamma_b * S_d * l \quad \text{V.06}$$

Avec : $S_d$ : section transversale du déversoir = 9.75 $m^2$
$Pr$ = 23.4 t.

- **Poids de la semelle**

$$P_s = \gamma_b * S_s * l \quad \text{V.07}$$

Avec : $S_S$ : Surface de la semelle ; ($S_S$ =19m²).
Alors $P_s$ =45.6t.

**- Poids de l'eau amont**

$$P_w = \gamma_w * S_w * l \qquad \text{V.08}$$

Avec :$S_W$: Surface de l'eau en amont. ($S_w$=3*6 = 18 m²) ;
$P_w$=18t.

**- Poids de l'eau aval**

$$P_w{}' = \gamma_w * S_w{}' * l \qquad \text{V.09}$$

Avec :$S_W$': Surface de l'eau en aval. ($S_w$'=2.03*6.5 = 13.19 m²) ;
$P_w$'=13.19t.

**b) Forces horizontales**

**- Poussée de l'eau amont :**

$$F_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{am}^2 \qquad \text{V.10}$$

$F_w = \frac{1}{2} * 1 * 3^2 = 4.5t$

**- Poussée de l'eau aval :**

$$F'_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{av}^2 \qquad \text{V.11}$$

$F_w{}' = \frac{1}{2} * 1 * 2.03 = 2.06t$

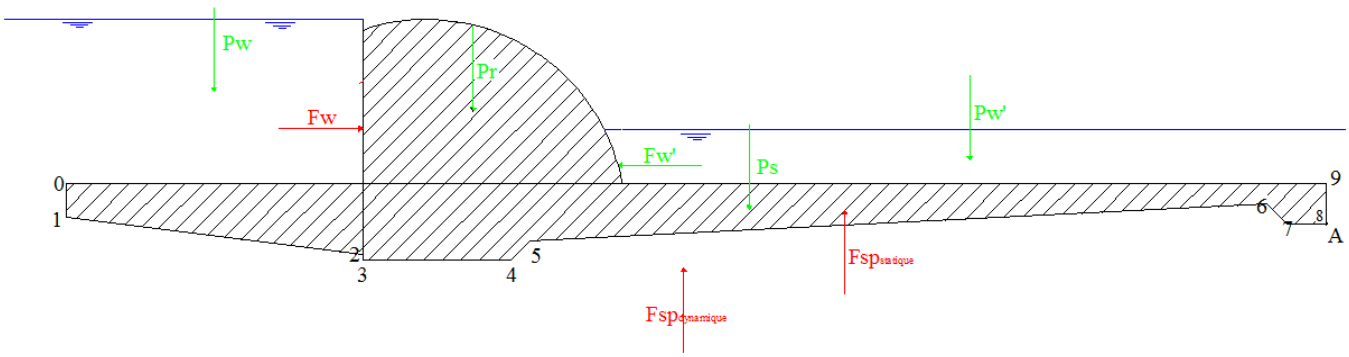



**Figure V.4** Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle

### V.1.1.2 Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la stabilité soit vérifier : $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$ V.12

Avec : Ms : Somme des moments des forces stabilisatrices.
Mr : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = (P_r.9.75 + P_s.9.5). + P_w.16 + P'_w.3.25 + F'_w.1.015 = 994.31t.m$$

$$M_r = F^s_{sp}.6.5 + F^d_{sp}.8.67 + F_w.2.33 = 586.21t.m$$

$\frac{M_s}{M_r} = 1.69$ ; Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.

### V.1.1.3 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\tan\emptyset \sum Forces\ verticales + C.S}{\sum Forces\ horizontales} \geq 1.2 \qquad \text{V.13}$$

C : cohésion ( C=30 KPa =30KN/m² )
θ : angle de frottement (θ= 30°)
$\sum Fv$=50.58t=505.8KN ; $\sum Fh$=2.44t=24.4KN

$\frac{\tan 30*505.8+30*7.5}{24.4}$=21.18≥ 1.2

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieur à la contrainte de sol.

On prend $\sigma_{sol} = 1.50 bars$ (en effet la contrainte admissible est déterminée à partir des essais au laboratoire).

- La capacité portante du sol :

$$\sigma_{portante} = 0{,}5 * b * \gamma * N_\gamma + C*N_C + \gamma*D*N_q \qquad \text{V.14}$$

Avec : b= la largeur du radier = 16 m, $\gamma$ : poids volumique du sol = 2t/m3

C= la cohésion=30 KN/m$^2$ D : l'ancrage = $t_{ar1}$=0.5 m.

$N_\gamma$,$N_C$,$N_q$ : Facteurs de portance de TERZAGUI dépendent de l'angle de frottement,

Pour θ = 30° : $N_\gamma$ = 18.1 , $N_C$ = 30.1 , $N_q$=18.4

$$\sigma_{portante}=0.5*13*2*18.1/1000 + 30*30.1 + 2*0.5*18.4/1000$$

$$\boldsymbol{\sigma_{portante}=90.32\ bars}$$

Contraintes maximales et minimales de radier :

- $\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$ V.15
- $\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$ V.16

Avec : $N = \sum F$ : Somme des forces verticales=50.58t

$Mg$ : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier=249.48t.m

β : Largeur de radier de déversoir.

On trouve : $\sigma_1$ =3.33bars< $\boldsymbol{\sigma}$ **portante**

$\sigma_2$ =-1.99bars< $\boldsymbol{\sigma}$ **portante**

Et $\sigma_{moy} = 2bars <$ $\boldsymbol{\sigma}$ **portante**.Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

**N.B :** Puisque la stabilité du déversoir est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

### V.1.2 Stabilité des murs bajoyers

-Pré dimensionnement :

H=3.54m.

$B_1$(semelle arrière)=H/3 =1.2m.

$B_2$ (semelle avant) =$B_{coursier}$/2 On prend $B_2$=13m.

Les épaisseurs des murs :

$e_1$= H/10 =36 cm

$e_2$ = 15 à 30 cm, on prend : $e_2$ =20 cm

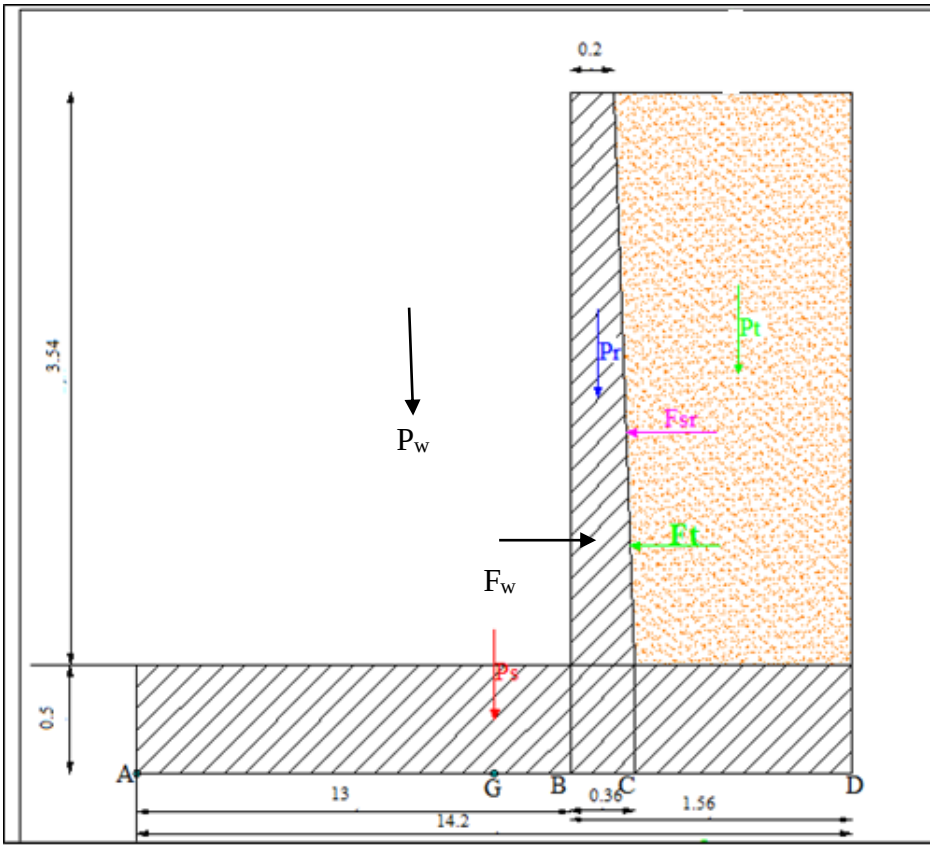



**Figure V.5** Les forces agissantes sur le mur des bajoyers.

### V.1.2.1 Calcul des forces:

#### a) Forces verticales

- Poids du rideau : Pr =$\gamma_b * V_r$; V.17

avec : $V_r$ : Volume du rideau pour 1 m,
$V_r$ = 0,28*3.54*1=0,9912 $m^3$.

$P_r$=0,9912*2,4=**2.38t.**

- Poids de la semelle : Ps=$\gamma_b * Vs$ V.18

avec : Vs : volume de la semelle pour 1 m
$V_s$ = 14.2*0,5*1=7.1 $m^3$.

$P_s$=7.1*2,4=**17.04 t.**

- Poids des terres sur la semelle: Pt =$\gamma_t * V_t$ V.19

$V_t$=1,2*2,65*1= 3.18 $m^3$. $\gamma$s : Poids volumique du sol $\gamma$s = 1,6 t/$m^3$

$P_t$=3.18*1,6=**6.36t.**

- Poids de l'eau : $P_w$=$\gamma_w * Vw$ V.20

$P_w$=1*25.13*1**= 25.13 t**

#### b) Forces horizontales

- Poussée des terres : Ft = $Ap\ .\gamma t.H^2/2\ .1$ V.21

Avec : $A_p$ = tg² (π/4 – φ/2) ; φ = 30 ° => $A_p$=0,333
H : hauteur des terres = 3.54 +0,5=4.04m

$F_t$=**5.43 t.**

- Poussée de l'eau : $F_w$ = $\gamma_w$ . $S_w$ . l V.22

$F_w$=**9.06 t.**

### V.1.2.2 Stabilité au renversement

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit Vérifiée : **$M_s/M_d$ > 1,5**
Les 2 moments sont calculés par rapport au point A.

- Les moments stabilisateurs :

Ms =Pr*13.18+Ps*7.1+Pt*13.6+Pw*6.5

**Ms =402.2 t.m**

- Les moments déstabilisateurs :

Md = Ft . 1.68 + Fw . 1.68

**$M_d$ = 24.34 t.m**

**Ms**>>>**Md** Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

### V.1.2.2 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\tan\emptyset \sum Forces\ verticales + C.S}{\sum Forces\ horizontales} \geq 1.2$$

C : cohésion ( C=30 kpa =30KN/m²)

θ : angle de frottement (θ= 30°)

$\sum Fv$=50.91t =509.1KN ; $\sum Fh$=14.49t=144.9KN

$\frac{\tan 30*509.1+30*7.1}{144.9}$= 3.5≥ 1.2

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### V.1.2.3 Stabilité au poinçonnement

- $\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$
- $\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$

Avec : $N = \sum F$ : Somme des forces verticales=50.91t

$Mg$ : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier=6.59t.m.

β : Largeur de radier de déversoir.

On trouve : $\sigma_1$ =0.79< **σ portante**

$\sigma_2$ =0.64bars < **σ portante**

Et $\sigma_m = 0.75 bars <$ **σ portante**

Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

## V.2 Calcul de ferraillage

### V.2.1 Ferraillage de rideau de coursier

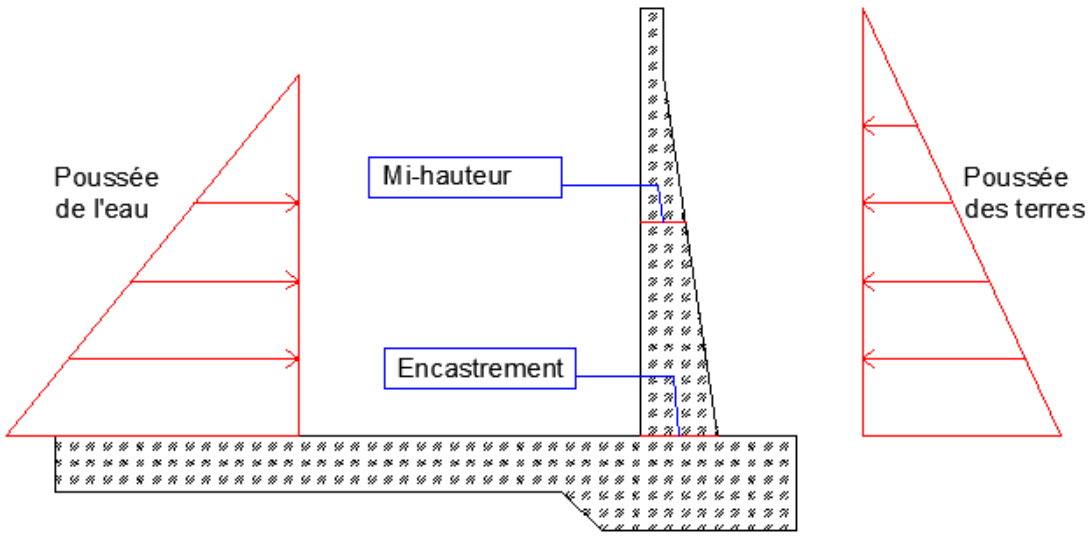



**Figure V.6** Calcul ferraillage de coursier.

**a. Calcul des moments**

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur pour les deux cas d'écoulement maximal et minimal.

- A l'encastrement :

Poussée de l'eau : $M_w = 1.5 * F_w * \frac{h_w}{3}$=16.04 t.m

Poussée des terres :$M_t$=$1.35 * F_t * \frac{ht}{3}$=9.72 t.m

$M_e$=$M_w$-$M_t$=6.32 t.m

(1.35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes et 1.5 pour les charges non permanentes).

N.B : On n'a pas besoin de calculer le moment intermédiaires (mi-hauteur) tant que la hauteur de rideau <4 m.

**b. Calcul des aciers**

On a: $\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} - b.d^2}$ V.23

Avec :- $\sigma_{bc}$ : Contrainte admissible du béton.( $_{bc}\sigma$ =142 bar).

- b ; largeur de la section ; b=100cm
- e : l'enrobage ; e= 5cm.
- d : hauteur de la section ; d=h-e=36-5=31cm.
- As : section des aciers en cm².

- Calcul à l'encastrement :

On a: $\mu = \frac{Me}{\sigma_{bc}.b.d^2}$ =$\frac{6.32*10^5}{142*100*31^2} = 0.0463$

-Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.395$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$ ; $\mu < \mu_l \Longrightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_{sb} = \frac{M_e}{B.d.\sigma_s}$$ V.24

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 bars$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.0592$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha$=0.976

$A_{sb}$=6.005 $cm^2$

On choisit 4 barres de $\phi 14$ espacés de 25 cm, et pour les aciers de répartition secondaires on choisit forfaitairement $\phi 10$ espacement 25 cm.

### V.2.2 Ferraillage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radier, sa propre poids, poids de l'eau, et les réactions de sol. Nous considérons les deux parties QP et NM des consoles encastrent respectivement aux points P et N.

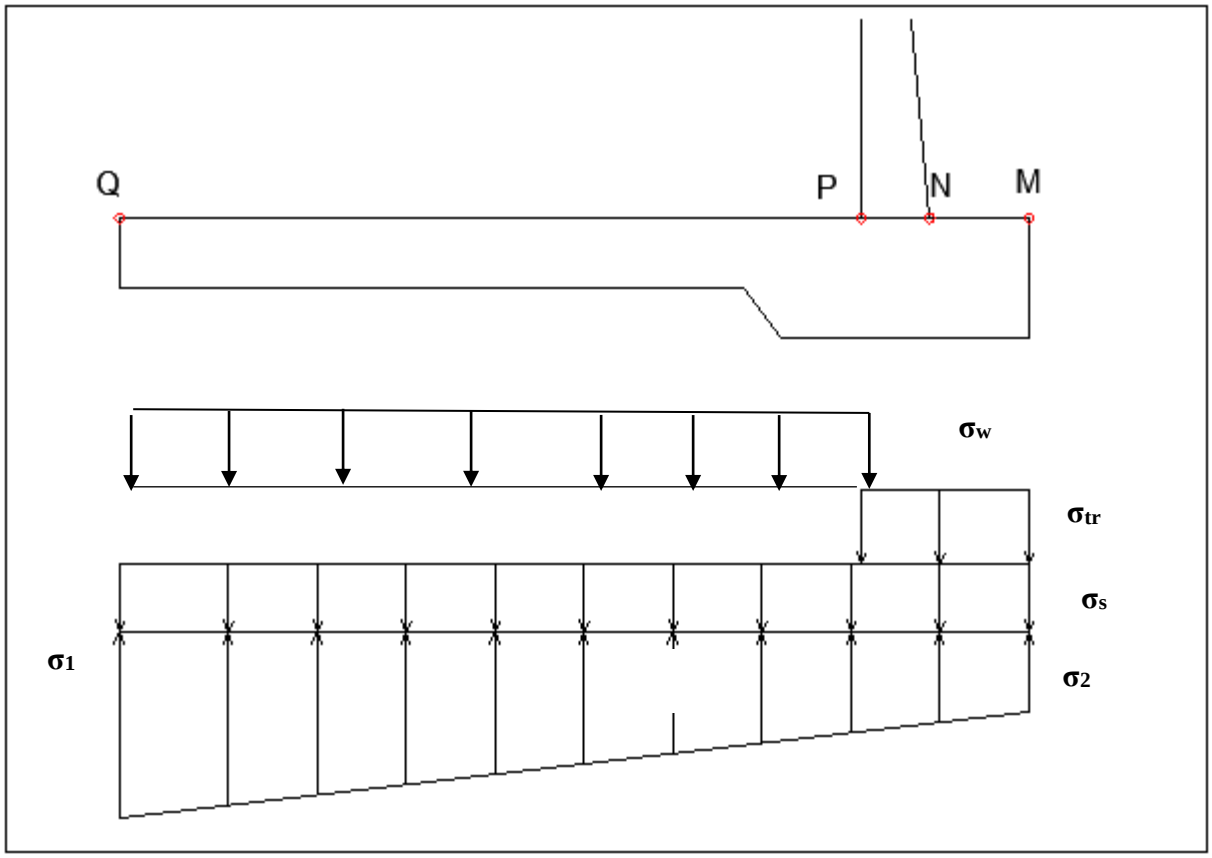



**Figure V.7** Différentes contraintes de la semelle.

**- Contrainte de radier**

$$\sigma_s = \frac{1.35*P_s}{100*QM} \qquad \text{V.25}$$

$$\sigma_s = \frac{1.35*17140}{100*1420} = 0.16bars$$

**- Contrainte de rideau, des terres**

$$\sigma_{t,r} = \frac{1.35*(P_t+P_r)}{100*NM} \qquad \text{V.26}$$

$$\sigma_{t,r} = \frac{1.35 * (8740)}{100 * 120} = 0.98\ bars$$

**- Contrainte de l'eau**

$$\sigma_w = \frac{1.5*Pw}{100*QP} \qquad \text{V.27}$$

$$\sigma_w = \frac{1.5 * 25130}{100 * 1300} = 0.29bars$$

**- Contraintes de sol**

$$\sigma_{1;2} = \frac{1.35(Pr+Ps+Pt)+1.5Pw}{100\beta} \mp \frac{6.M_g}{100.\beta^2} \qquad \text{V.28}$$

Avec : MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération)=18.75t.m

$\sigma_1$=0.57bars
$\sigma_2$=0.45bars

On calcul:

$\sigma_1'$=0.463bars
$\sigma_2'$=0.46bars
$\sigma_M = \sigma_{rt} + \sigma_s - \sigma_2$ =0.69b
$\sigma_N = \sigma_{rt} + \sigma_s - \sigma_2'$ =0.68b
$\sigma_P = \sigma_s - \sigma_1'$ =-0.303b
$\sigma_Q = \sigma_w + \sigma_s - \sigma_1$ =-0. 12b

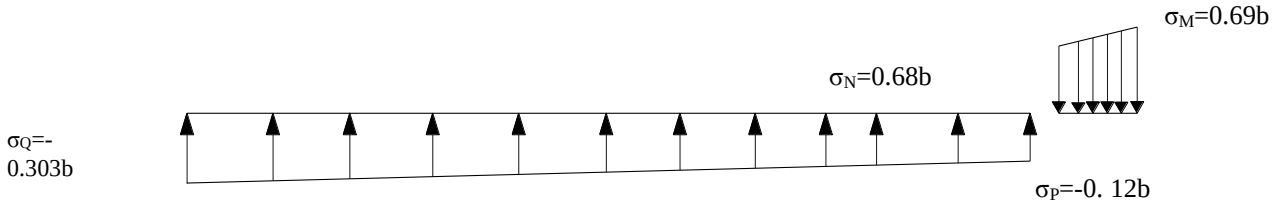



**Figure V.8**Diagramme résultantes des contraintes du radier.

- **Partie NM**

Le consol NM ferraillé avec le moment $M_N$ en flexion simple.

-Moment à l'encastrement :

$M_N = F_{NM} * X_{NM} = F_1 * 1.2 + F_2 * 0.8 = 8.16 * 1.2 + 0.06 * 0.8 = 9.84$t.m.

Tels que :

$F_1$= force de la partie rectangulaire de diagramme des contraintes

NM=0.68*1.2*1=8.16t

$F_2$= force de la partie triangulaire de diagramme des contraintes

NM=0.01*0.5*1.2*1=0.06t.

*Section à l'encastrement* : - b = 100cm.

- e = 3cm,
- d = h – e = 50 – 3 = 47 cm.

On a: $\mu = \frac{MP}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{9.84*10^5}{142*100*47^2} = 0.0313$

-Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.395$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$ ; $\mu < \mu_l \Rightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_N = \frac{M_P}{B.d.\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 bars$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.0398$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha$=0.984

$A_N$=6.11 $cm^2$

On choisit 5 barres de $\phi 14$ espacés de 20 cm, et pour les aciers de répartition secondaires on choisit forfaitairement $\phi 10$ espacement 20 cm avec des épingles. (En réalité 4 barres de $\phi 14$suffira mais il faut avoir le même nombre de barres dans les deux parties (M N et PQ) c'est pour cela qu'on choisit de faire 5 barres).

- **Partie QP**

Le consol QP ferraillé avec le moment $M_p$ en flexion simple.

-Moment à l'encastrement :

$M_p=F_{PQ}*X_{PQ}=F'_1*6.5+F'_2*8.67=1.56*6.5+1.19*8.67=20.46$t.m.

Tels que :

F1= force de la partie rectangulaire de diagramme des contraintes

PQ=0.237*13*1=1.56t

F2= force de la partie triangulaire de diagramme des contraintes

PQ=0.183*0.5*13*1=1.19t.

*Section à l'encastrement* : - b = 100cm.

- e = 3cm,
- d = h – e = 50 – 3 = 47 cm.

On a: $\mu = \frac{MP}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{20.46*10^5}{142*100*47^2} = 0.065$

-Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.395$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$ ; $\mu < \mu_l \Longrightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_P = \frac{M_P}{B.d.\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26bars$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.0843$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha$=0.966

$A_P$=12.95 cm$^2$

On choisit 5 barres de $\phi 20$ espacés de 20 cm, et pour les aciers de répartition secondaires on choisit forfaitairement $\phi 10$ espacement 20 cm avec des épingles.

N.B : -Les radiers des murs bajoyers sont lies entre aux par des joints (Water stop).

-on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations pour éliminer l'effet des sous pressions.

V.2.3 **Ferraillage de radier de déversoir** :

- ✓ **Calcul des forces :**

**- Forces verticales**

- Poids de radier : Ps=$\gamma_b * S_s * 1$=2.4*19*1=45.6t
- Poids de rideau : Pr=$\gamma_b * S_r * 1$=2.4*9.75*1=23.4t
- Poids de l'eau amont : $P_w=\gamma_w * S_w * 1$=1*18*1=18t
- Poids de l'eau aval: $P_w'=\gamma_w * S_w' * 1$=1*13.19*1=13.19t
- Sous pressions statiques: $F_{sp}{}^s = \gamma_w * S_{sp}^s * 1$=1*26.39*1=26.39t
- Sous pressions dynamiques : $F_{sp}{}^d=\gamma_w * S_{sp}^d * 1$=1*46.62*1=46.62t

**-Forces horizontales**

- Poussée de l'eau amont : $F_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{am}^2 = \frac{1}{2} * 1 * 3^2 = 4.5t$
- Poussée de l'eau aval : $F'_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{av}^2 = \frac{1}{2} * 1 * 2.03 = 2.06t$

- ✓ **Calcul des contraintes :**
  - Contrainte des forces verticales:

$$\sigma_{s,r,w,w'} = \frac{1.35*(P_s+P_r+Pw+Pw')}{100*B} = \frac{1.35(45.6+23.4+18+13.19)*10^3}{100*1900}$$=0.71bars

  - Contraintes de sol

- $\sigma_1 = \frac{1.35N}{100\beta} + \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$
- $\sigma_2 = \frac{1.35N}{100\beta} - \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$

N=27.18t et $M_G$=1.35($P_w$*6.5-$F_w$*2.17+$P_r$*1.75-$F_s^d$*0.83+$F_w$'*0.67-$P_w$'*4.75-$F_s^s$*3)=21.77t.m
Alors : $\sigma_1 = 0.35b$et $\sigma_2$ =0.2bars

- Contraintes résultantes
  - $\sigma_M = \sigma_{srww'} - \sigma_2$ =0.51b
  - $\sigma_Q = \sigma_{srww'} - \sigma_1$ =0.36b

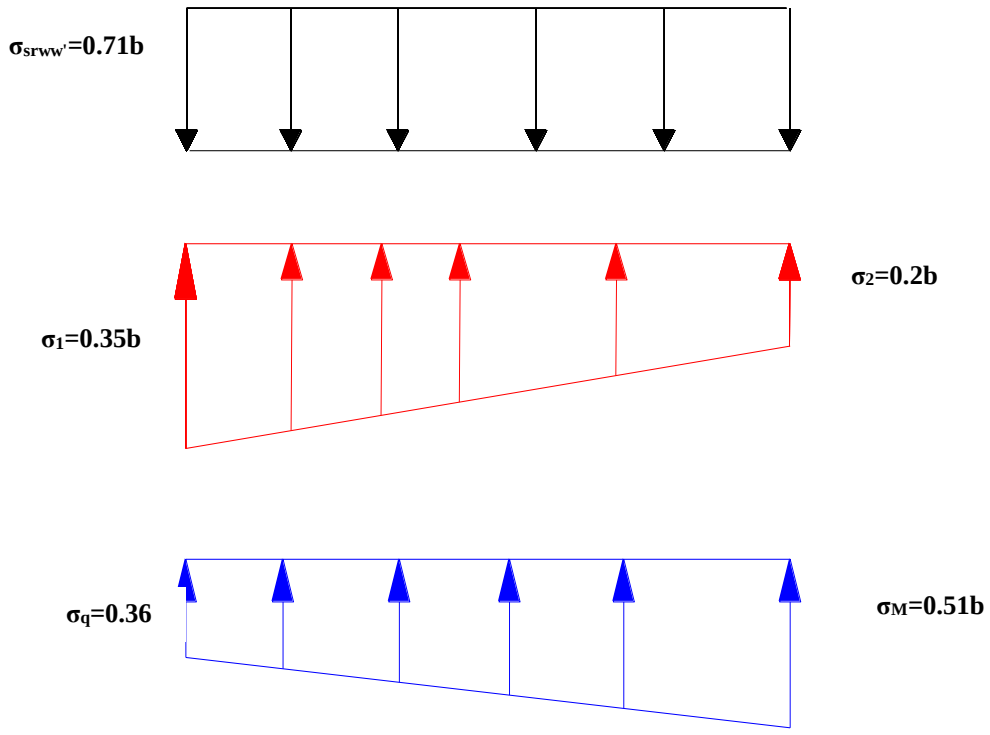



**Figure V.9** Diagramme résultantes des contraintes du radier de déversoir.

✓ **Calcul de ferraillage**

-Moment à l'encastrement :

M=$S_{QM}$*$X_G$=5.65*4.95=27.99t.m.

Tels que :

$S_{QM}$ : L'aire du diagramme résultant : S = 5.65 t.

$X_G$ : Le centre de gravité =4.95m

*Section à l'encastrement* : - b = 100cm.

- e = 3cm,
- d = h – e = 50 – 3 = 47 cm.

On a: $\mu = \frac{M}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{27.99*10^5}{142*100*47^2} = 0.0892$

-Vérification de l'existence d des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.395$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$ ; $\mu < \mu_l \Rightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_N = \frac{M_P}{B.d.\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26bars$

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.117$$
$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.95$$

$$A_N = 18.023 \text{ cm}^2$$

On choisit 6 barres de $\phi 20$ espacés de 15 cm, et pour les aciers de répartition secondaires on choisit forfaitairement $\phi 10$ espacement 20 cm.

## V.3 Conclusion

A partir des résultats obtenus du calcul de la stabilité et du ferraillage des différents éléments du déversoir et du coursier, on peut dire que les dimensions choisis sont fiables et ne présentent aucun risque de défaillance de ces dernières et que l'évacuateur est stable.

# VI. Organisation de chantier.

## VI.1 Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier dans un projet de réalisation d'un barrage est de faire un plan de travail détaillé contient le planning des différents travaux pour avoir une bonne gestion des ressources humains matériels et matériaux et de réaliser le projet dans un délai court et à moindre coût.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- ✓ Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Boukmouri tout en assurant:

- ✓ Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux…etc.)
- ✓ La rapidité des diverses opérations.
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- ✓ Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité
- ✓ Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

## VI.2 Organisation et techniques de préparation

La préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction. L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

## VI.3 Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux d'exécution du barrage, il est indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

**a) Le maître de l'ouvrage :**

C'est une personne physique ou morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

**b) Le maître d'œuvre :**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir L'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

**c) L'entrepreneur :**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître D'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

## VI.4 Travaux d'installation du chantier:

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. , donc on peut distinguer les installations suivantes :

### VI.4.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de Chantier…etc.

### VI.4.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars afin d'éviter leur oxydation.

### VI.4.3 Installations destinées à la réparation des engins:

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### VI.4.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites…etc.

### VI.4.5 Les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- les compacteurs à pneus.
- les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins.
- les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- la décapeuse automotrice (motor scraper).
- la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

## VI.5 Travaux de réalisation:

### VI.5.1 Travaux de terrassements:

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

### VI.5.2 Travaux d'excavations:

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

### VI.5.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

## VI.6 Moyens du chantier

### VI.6.1 Moyens humains:

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes.

### VI.6.2 Les engins de terrassement:

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions se fait appel aux engins suivants :

- **Bulldozer :** pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- **Chargeur (à pneus et à chenilles) :** pour le chargement des déblais.
- **Camion benne :** pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- **Pelle hydraulique :** Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet)..
- **Décapeuse :** Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaisser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.
- **Pompe immergée :** pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- **Camion-citerne :** pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.

- **Grue à portique :** pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- **Camion malaxeur :** pour le transport de béton.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- **Les compacteurs à pneus :** Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol. C'est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »
- **Les compacteurs à rouleaux vibrant :** Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- **Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton)** : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

### VI.6.3 Le matériel des bétonnages:

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation…)

## VI.7 Planification :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie des moyens humains et matériels pour assurer une efficacité d'exécution. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

### VI.7.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

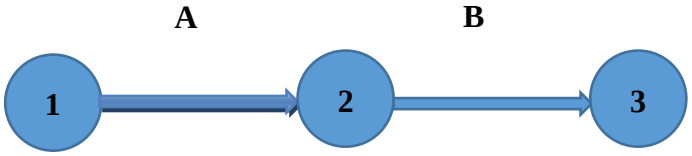
**a) Méthodes basées sur le réseau:**

**-Définition du réseau :**

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

- **Réseau à flèches**

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




L'opération **A** précède l'opération **B**.

- **Réseau à nœuds :**

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



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

- **Construction du réseau:**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (06) opérations suivantes :

- **Établissement d'une liste des tâches:**

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

- **Détermination des tâches antérieures :**

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

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

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

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

**-Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

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

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

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

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

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

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

- Collection des informations.
- Décomposition du projet.
- Définition de la relation entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du réseau.

**1- les paramètres de la méthode C.P.M:**

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

- TR: Temps de réalisation.
- DCP: Date de commencement au plus tôt.
- DCP: Date de commencement au plus tard.
- DFP: Date de finition au plus tôt.
- DFPP: Date de finition au plus tard.

- MT: Marge totale.

| | |
|---|---|
| DCP | TR |
| DFP | DCPP |
| DFPP | MT |

Avec :

**DFP = DCP+TR**

**DCPP = DFPP- TR**

**$DCP_i$+TR=$DFP_i$**

**$DFP_i$=$DCP_{i+1}$**

**2- Chemin critique (C.C):**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

MT = 0

ΣTRC.C = DTP

**3- Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

a) Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).

b) Dimensions du projet.

On applique la formule suivante: $T = \frac{Q.N}{n}$

Avec : Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : nombres d'équipes

Il existe trois types de plan de travail :

❖ **Plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

❖ **Plan de travail au Plus tard (PTPP) :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (Plus économique).

❖ **Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

## VI.8 Programme de travaux:

Le programme de travaux pour la construction du réservoir et de transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux.

Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

**Tableau VI-1** Liste, symbole et durée des opérations

| Opération | Symboles | Durée (mois) |
|---|---|---|
| Installation de chantier et accès | A | 5 |
| Route d'accès du barrage et pistes de chantier | B | 4 |

| | | |
|---|---|---|
| Installation concassage et centrale à béton | C | 4 |
| Travaux de terrassement rives et lit de l'oued. | D | 2 |
| Excavation Rive gauche (pour l'évacuateur de crue) | E | 6 |
| Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation) | F | 6 |
| Réalisation de la galerie de dérivation | G | 8 |
| Réalisation des batardeaux amont et aval | H | 14 |
| Construction de la digue | I | 18 |
| Revêtement des talus de la digue | J | 5 |
| Construction de déversoir et coursier | K | 7 |
| Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite | L | 7 |
| Réalisation de la tour de prise | M | 8 |
| Prise d'eau et Vidange de fond | N | 8 |
| Équipements hydromécaniques | O | 4 |
| Travaux de finition et mise en eau. | P | 3 |

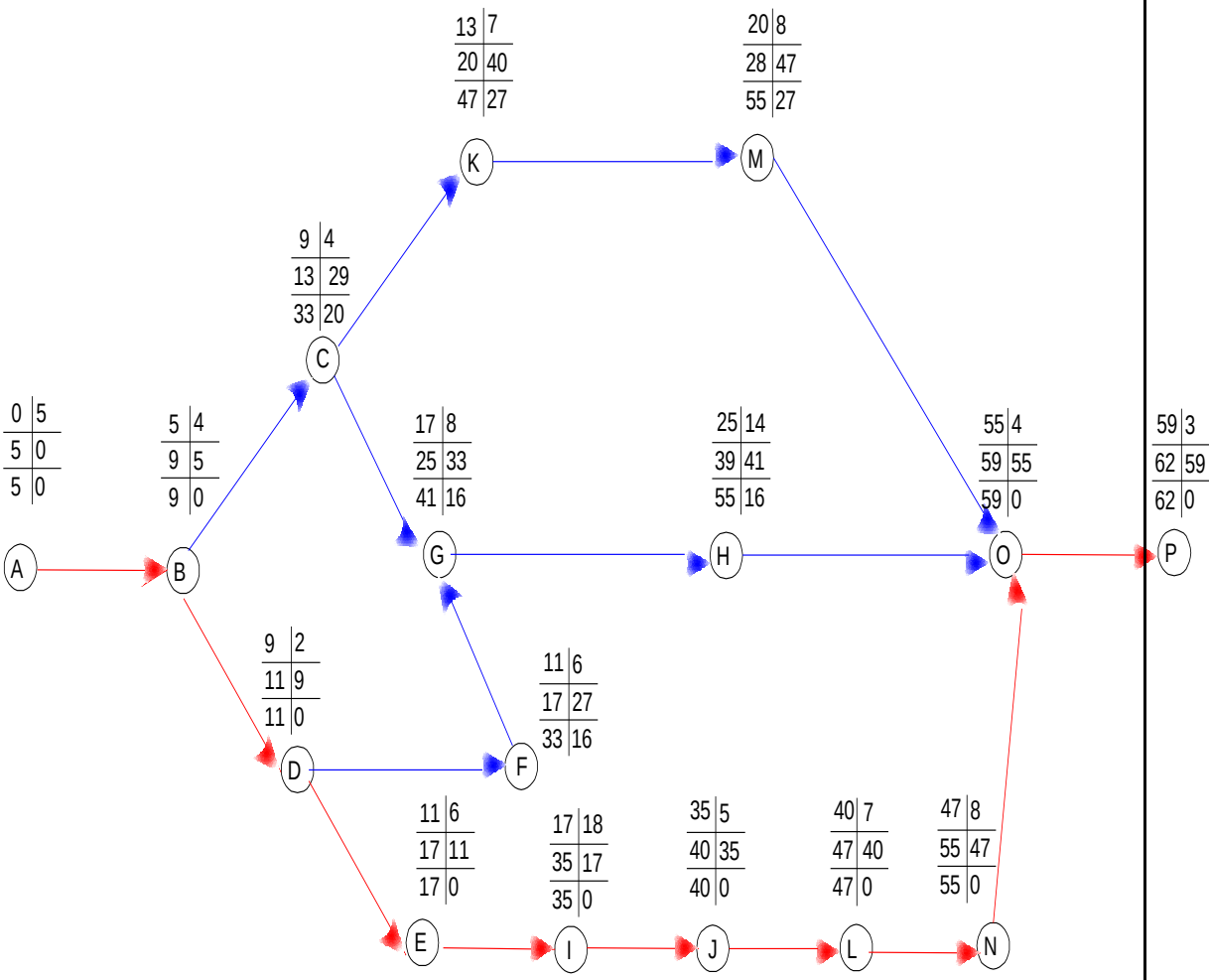
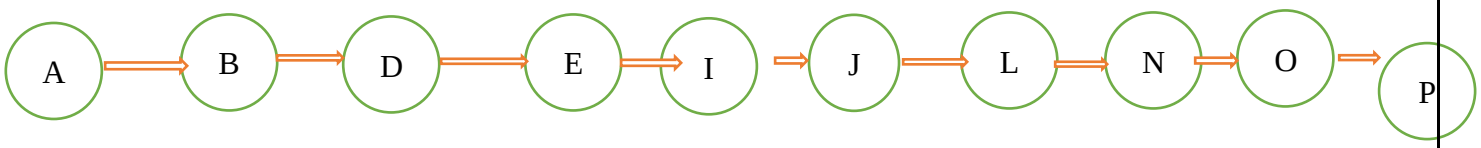



**Figure VI.1** Réseau à nœuds

### VI.8.1 Détermination des chemins critiques :

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




DTR=ΣTR =5+4+2+6+18+5+7+7+8+4+3 = 62 mois.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **62** mois.

En conclusion, la construction du barrage de Boukmouri devrait durer environ 5 années et 2 mois.

### VI.8.2 Méthode du tableau

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet et la définition du chemin critique. Elle s'applique à base du réseau à fléche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donnés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI-2** Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

| Opération | | TR (mois) | DP | | DFP | | MT |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | DCP | DFP | DCPP | DFPP | |
| A | 1-2 | 5 | 0 | 5 | 5 | 5 | **0** |
| B | 2-3 | 4 | 5 | 9 | 5 | 9 | **0** |
| C | 3-4 | 4 | 9 | 13 | 29 | 33 | 20 |
| D | 3-5 | 2 | 9 | 11 | 9 | 11 | **0** |
| K | 4-6 | 7 | 13 | 20 | 40 | 17 | 27 |
| G | 4-7 | 8 | 17 | 25 | 33 | 41 | 26 |
| F | 5-8 | 6 | 11 | 17 | 27 | 33 | 16 |
| E | 5-9 | 6 | 11 | 17 | 11 | 17 | **0** |
| M | 6-10 | 8 | 20 | 28 | 47 | 55 | 27 |
| H | 7-11 | 14 | 25 | 39 | 41 | 55 | 16 |
| I | 9-12 | 18 | 17 | 35 | 17 | 35 | **0** |
| J | 12-13 | 5 | 35 | 40 | 35 | 40 | **0** |
| L | 13-14 | 7 | 40 | 47 | 40 | 47 | **0** |
| N | 14-15 | 8 | 47 | 55 | 47 | 55 | **0** |
| O | 15-16 | 4 | 55 | 59 | 55 | 59 | **0** |
| P | 16-17 | 3 | 59 | 62 | 59 | 62 | **0** |

### VI.8.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme À barres.

Les taches sont mentionnées dans ligne, et la durée de chaque tâche est représentée par une barre (dessinée à l'échelle) tel que la longueur correspond à sa durée réelle, en respectant la date de début et de fin de cette tâche.

**Conclusion**

L'objet de ce chapitre est la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles les travaux, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier. Et nous avons estimé la durée du projet qui sera de 62 mois.

# VII. Protection de travail

**Introduction**

L'objectif de la protection de travail est en premier lieu assurer la sécurité physique et morale des employés dans le cadre du travail, c'est-à-dire fournir un cadre de travail sécurisée, fournir les équipements nécessaires à la réalisation d'une tâche sans que la santé de l'employé soit impactée, de garantir un environnement de travail sain en tout point… tout ça pour assure que l'employé reste toujours productif. En plus de cela, une entreprise qui fournit le nécessaire à la protection de ses travailleurs réduit considérablement les arrêts maladie, les accidents de travail et les différents risques.

## VII.1 LES ACCIDENTS DE TRAVAIL ET LES MALADIES PROFESSIONNELLES (KAHLERRAS, 2020)

### a) Définition de l'accident de travail :

Selon le Code de la Sécurité Sociale : «…l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail de toute personne salariée ou travaillant, à quelque titre que ce soit, pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise ».

### b) Définition de la maladie professionnelle

Une maladie est «professionnelle» si elle est la conséquence directe de l'exposition d'un travailleur à un risque physiques ; chimique, biologique ou résulte des conditions dans lesquelles il exerce son activité professionnelle

### c) Les causes des accidents de travail :

• L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité.

•Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes :

1. facteur matériel.
2. facteur humain.

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail par exemple : De la nature et de la forme des matériaux ; Des outils et machines utilisés ; éclairage, conditions climatiques, Des conditions d'hygiène et de sécurité…

Pour le facteur humain concerne les actions dangereuses comme : Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ; Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ; Travailler dans une attitude inappropriée…

### d) Les enjeux de la prévention des risques professionnels tendent à :

- Protéger la santé et la sécurité des travailleurs;
- Créer un emploi de qualité;
- Adapter au mieux le travail à l'homme;
- Répondre aux obligations de la prévention;
- Favoriser le dialogue social dans le cadre de la PRP;
- Contribuer à la performance de l'entreprise par;
- l'existence d'une ressource humaine protégée.

## VII.2 Protection collectif :

### a) Définition :

Un équipement de protection est un dispositif, un mécanisme, un appareil ou une installation qui, par sa conception, est capable d'assurer valablement la protection des salariés contre un ou plusieurs risques professionnels et d'en limiter ainsi les conséquences**.**

**b) Principes de la protection collectif :**

• la protection par éloignement (balisage, déviation...),
• la protection par obstacle (rambarde de sécurité...),
• la protection par atténuation d'une nuisance (insonorisation du local, encoffrement de la pièce usinée, aspiration de poussière, ventilation...),
• la protection par consignation d'une fonction dangereuse lors d'interventions.

Quelques exemples : pour le risque de chute sur un sol glissant : l'utilisation de revêtements de sol antidérapants, pour le bruit : l'encoffrement des machines avec des matériaux adaptés, pour le risque d'exposition à des poussières : le captage à la source et la ventilation...

## VII.3 Protection individual

**a) Définition**

Les équipements de protection individuelle (EPI) sont tous dispositifs ou moyens destinés à être portés ou tenus par une personne en vue de la protéger contre un ou plusieurs risques susceptibles de menacer sa santé ou sa sécurité .C'est à partir de l'évaluation des risques menée dans l'entreprise que doit être engagée la réflexion relative à l'utilisation des EPI.

**b) Origine des risques individuelles :**

- biologique (inhalation d'agents biologiques...),
- chimique (inhalation de poussières ou de vapeurs de solvants, contact des mains avec des produits chimiques liquides...).
- mécanique (chocs à la tête, coupures des mains, projections de particules dans les yeux...),
- électrique (contact direct avec des conducteurs nus sous tension...),
- thermique (travail en chambre froide, contact avec une flamme, projections de métal fondu...),
- rayonnements ionisants ou non ionisants (laser, ultraviolet, infrarouge...),
- bruit...

Quelques exemples sur EPI on peut citer: les casques de protection, les bouchons d'oreilles, les lunettes de protection, les gants, les chaussures de sécurité, les appareils de protection respiratoire (APR), les équipements individuels de flottaison, les systèmes d'arrêt des chutes et les vêtements de protection (contre la chaleur, les produits chimiques, le feu...).

## VII.4 Sécurité de chantier

Sur un chantier, les risques sont nombreux. Ils sont à la fois encourus par les travailleurs du BTP, mais aussi par les personnes non impliquées dans les travaux. Les accidents de travail peuvent être graves et avoir de lourdes conséquences. C'est pourquoi l'application de règles de sécurité sur un chantier est primordiale. C'est l'entreprise qui est en charge de mettre en place et de faire respecter ces mesures, mais les ouvriers ont également des devoirs en termes de sécurité.

- **Mise en place des règles de sécurité :**
  - **Le plan de prévention chantier :**

Il s'agit d'un document qui sera réalisé suite à la visite du chantier de l'ensemble des entreprises devant intervenir. Il permet de formaliser les mesures de prévention nécessaires et applicables à l'ensemble des différents intervenants.

Le plan de prévention mentionne les noms et les coordonnées de chaque entreprise, les dates de début et de fin de travaux, ainsi que leur nature. Ce document sera ensuite utilisé tout au long des travaux, et archivé par chaque entreprise.

❖ **Fiche de données de sécurité :**

La fiche de données de sécurité, ou **FDS**, a pour principal but de limiter et **prévenir les risques chimiques** sur un chantier. Elle est **obligatoire** si des substances ou mélanges dangereux pour la santé ou l'environnement sont utilisés, et doit être **remise aux salariés** amenés à manipuler ces produits.

**NB :** Les équipements de protection sur chantier sont les différents équipements collectifs et individuelles mentionné au-dessus avec autres obligations comme :

- la propreté du chantier ;
- le roulement des équipes ;
- l'aménagement des emplois du temps afin d'éviter aux employés de travailler aux heures les plus chaudes, ou les plus froides ;
- la mise en place d'une salle de pause ;
- la surveillance du chantier grâce à des dispositifs de sécurité électronique ;
- l'installation d'une clôture autour du site.

**Conclusion**

La protection de travail a une importance majeure dont :

- anticiper les situations qui risquent d'entraîner ou d'aggraver des problèmes de santé ou de sécurité au travail;
- mettre en place toutes les mesures nécessaires pour éviter les risques, les dangers susceptibles d'occasionner des accidents et des maladies du travail;
- être efficace : toute intervention vise à régler les problèmes de façon définitive, permanente. Il faut aller à la source des problèmes;
- obtenir des résultats concrets.

# VIII. Étude d'impact sur l'environnement

## Introduction

L'étude d'impact environnemental vise à faire ressortir les éléments pertinents d'appréciation des impacts (négatifs et positifs) du sous projet sur les différentes composantes de l'environnement biophysique, social et humain. La finalité est de bien prendre en compte les aspects environnementaux et sociaux au cours de la réhabilitation et de l'exploitation de notre barrage.

## VIII.1 Etat initial du site d'implantation

Le bassin versant de l'Oued Boukmouri fait partie du grand bassin hydrologique du Cheliff, de forme allongée et un relief accidenté, ce bassin versant génère une superficie de 128,7 km$^2$ pour un cours d'eau de 32,10 km, ce dernier prend ses sources à des altitudes voisines de 1706 NGA pour atteindre des valeurs proches de 805 NGA à l'aval.

Le bassin versant est caractérisé par un contour quelconque. Il se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie Sud avec un dense réseau hydrographique. Les pentes du versant et du thalweg principal sont assez importantes ce qui entraîne de vitesse de ruissellement relativement élevées.

La couverture végétale occupe 15,0% de la superficie totale et occupe les hauteurs du bassin versant. Le site du projet se trouve dans une zone relativement loin des agglomérations.On note que sur le terrain consacré pour le projet, il y a la présence de quelques fermes (trois fermes), un petit cimetière familial, une ligne électrique moyen tension, des ruches d'abeilles et des terrains agricoles (culture du blé).

### VIII.1.1 Qualité des eaux de l'oued Boukmouri

Dans le cadre de l'Etude d'Impact sur l'Environnement et Qualité des Eaux, deux compagnes de mesures en était réalisées pour la détermination de la qualité d'Oued Boukmouri qui traverse le site du projet. Les résultats des analyses sont donnés par le tableau suivant, dont les bulletins sont présentés dans le rapport de l'EIE.

**Tableau VIII-1** résultats des analyses des deux campagnes de mesures

| Paramètres | Unité | Résultats 1er campagne | Résultats 2ième campagne | Norme |
|---|---|---|---|---|
| pH | / | 7,8 | 8,1 | ≥ 6,5 et ≤ 9 |
| Conductivité spécifique | ms/cm | 2,67 | **23,8** | 2,8 |
| Saturation en O2 | mg/l | 70,8 | 71 | 30 |
| MES | | 21 | 16 | 25 |
| Azote Kjeldahl | | **7,8** | 2,8 | 3 |
| Phosphore total | | <0,05 | <0,05 | 10 |
| Indice de phénols | | <0,1 | <0,1 | 0,002 |
| DCO | | **81** | <30 | 30 |
| DBO5 | | **29** | **22** | 7 |
| Chlorures | | 410 | 330 | 600 |
| Ammonium | | <0,05 | <0,05 | 4 |
| Nitrates | | 1,4 | 0,2 | 50 |
| Hydrocarbures totaux | | 0,0046 | / | 1 |
| Sulfates | | **810** | 110 | 400 |
| Chrome | | <0,2 | <0,2 | 0,1 |
| Fer | | <0,2 | 0,53 | 1 |
| Plomb | | **0,6** | <0,2 | 0,5 |
| Zinc | | <0,03 | <0,03 | 5 |
| Cuivre | | 0,13 | <0,1 | 2 |
| Cadmium | | **0,2** | <0,03 | 0,005 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Manganèse | | <0,03 | <0,03 | 1 |

Pendant la première campagne de mesures il y avait des dépassements de la norme établit par le décret exécutif précité des paramètres suivants : conductivité spécifique, Azote Kjeldahl, DCO, DBO5, Sulfates, Plomb et Cadmium.

La deuxième campagne n'avait connu que deux dépassement de la norme des paramètres suivants : Conductivité spécifique et DBO5.

Une autre campagne de mesures a était réalisé pour déterminer les paramètres microbiologiques de l'eau. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant (le bulletin est présenté dans le rapport de l'EIE).

**Tableau VIII-2** Résultats des analyses des paramètres microbiologiques

| Paramètres | Unité | Résultats | Norme |
|---|---|---|---|
| **Bactéries coliformes** | UFC/100 ml | 1 300 | - |
| **Escherichia Coli** | UFC/100 ml | 0 | 20 000 |
| **Entérocoques intestinaux** | UFC/100 ml | 20 | 10 000 |

Les résultats des analyses des paramètres microbiologiques d'Oued Boukmouri montrent que la qualité de l'eau respect les objectifs de qualité des eaux superficielles fixés par le décret exécutif n° 11-219.

D'après les résultats des analyses la source principale de la pollution du bassin versant est le déversement des eaux usées domestiques dans les oueds par la population vue l'absence d'un réseau d'assainissement. Les terrains agricoles à proximité des oueds et du bassin versant peuvent aussi être une source de pollution. Cette pollution peut être engendrée par l'utilisation des engrais chimiques (nitrates et nitrites) qui sera transporté par les eaux pluviales vers les oueds limitrophes.

L'eau doit être traitée avant son acheminement vers la population pour la consommation humaine et les rejets des eaux usées domestiques vers el Oued Boukmouri doivent être interdits.

### VIII.1.2 Périmètres de protection des eaux

La zone où se situe le site n'appartient pas à un périmètre de protection.

### VIII.1.3 Potentialité touristique

Le site de l'implantation du barrage ne présente aucun intérêt touristique.

### VIII.1.4 Niveau acoustique du site

Une campagne de mesures de niveau de bruit aux voisinages immédiats du site a été effectuée par le BET à l'aide d'un sonomètre.

Les résultats obtenus mettent en évidence que le bruit généré n'a pas dépassé les normes admises qui sont définies par l'article 2 du décret n°93-184 du 27 juillet 1993.

## VIII.2 L'évaluation des impacts prévisibles et effets cumulatifs

**-Air:**

Les polluants atmosphériques engendrés par les activités des travaux de construction peuvent avoir un impact sur l'environnement et sur la santé humaine. Les particules fines et poussières peuvent pénétrer jusqu'aux voies respiratoires inférieures, véhiculant à leur surface, d'autres polluants pouvant être toxiques. Elles peuvent, surtout chez l'enfant, irriter les voies respiratoires inférieures et altérer la fonction respiratoire dans son ensemble.

Les poussières émissent lors de la phase de construction peuvent avoir un impact sur la population et les fermes limitrophe au projet ainsi qu'aux utilisateurs de la CW19.

Pendant la phase d'exploitation, les quantités émises par les véhicules allons vers le barrage n'est pas significatif vue leur nombre réduit.

**-Eau**

Les effluents liquides générés pendant les travaux de construction seront acheminés obligatoirement vers une fosse septique.

Lors de vidage périodique de cette fausse, il faut faire des analyses pour la caractérisation de la qualité des effluents liquides. Si ces effluents dépassent la norme algérienne de rejets, elles doivent obligatoirement acheminé vers une station de traitement des effluents liquides.

Les effluents liquides du projet du barrage n'auront aucun effet direct sur l'environnement.

**-Déchets**

Les déchets ménagers et assimilés sont transportés vers la décharge contrôlée par l'entreprise chargée par la réalisation du barrage où ils doivent être acheminés vers un lieu de stockage des déchets inertes. Le rejet des déchets dans la nature est strictement interdit.

**-Bruit**

Les activités de constructions du barrage vont engendrer de grand niveau des émissions sonore. L'agglomération la plus proche se trouve à environ 10 km. La population de cette agglomération ne va subir aucune gêne à cause de :

-La grande distance qui la sépare du projet ;

-Les écrans naturels de protection contre le bruit (les montagnes).

Les travaux de construction vont générer du bruit qui ne va pas dépassés les seuils de 90db sur le site. Ces niveaux de bruit ne vont pas gênés la population la plus proche (environ 2 km du site) puisque le bruit transmit par l'air va subir des pertes sur cette distance (à cause de la résistance de l'air et les écrans naturels).

On peut dire que les impacts les plus importants sont :

- Impact direct du barrage (génie civil) sur la qualité des eaux de surfaces ;
- Risque d'accident au niveau du barrage qui a une amplitude faible mais une gravité max. Pour minimiser les risques de rupture du barrage, il a été objet d'une étude hydrologique détaillé. Ce barrage sera équipé d'un évacuateur de crues avec une capacité adéquate ;
- Impact d'accumulation de lac sur la qualité des eaux de surface et sur la faune.

## VIII.3 Les mesures envisagées

**-Air**

Malgré que l'agglomération est relativement loin du projet, des grands vents peuvent transportés les poussières. Les fermes limitrophes peuvent être touchées directement par ces travaux et le rendement de leurs terres sera menacé.

L'arrosage des poussières aux niveaux du site sera indispensable pour réduire les quantités des poussières émises dans l'air surtout pendant les journées où il y a de grands vents.

**-Eau**

Les eaux de la fausse septique doivent obligatoirement passer par des analyses avant leurs rejets.

Une convention avec une station d'épuration doit être signée pour assurer le traitement de ces eaux s'ils dépassent les normes de rejets.

**-Déchets**

Un plan d'évacuation de collecte doit être établit pour assurer leurs acheminements vers les lieux d'élimination périodiquement surtout pendant la phase de construction où il y aura la génération de grandes quantités de déchets inertes (déblais, gravât, etc.).

Une convention avec un centre d'enfouissement technique doit être établit pour la bonne gestion des déchets ménagers.

**-Bruit**

Des écrans de protection contre le bruit peuvent être installés du côté où il y a de la population limitrophe. La terre et les déblais issus du chantier de construction peuvent être posés du côté ou il y a des émissions sonores formant ainsi une barrière naturelle contre la propagation du bruit vers la population.

**VIII.4 Conclusions**

D'après l'étude d'impact sur l'environnement le fonctionnement du barrage Boukmouri :

- n'aura aucun effet dommageable directe sensible sur l'environnement ;
- et en particulier sur les sites et paysages, la faune, la flore, les milieux naturels et les équilibres biologiques, sur la commodité du voisinage (bruits, vibrations, fumées, émissions lumineuses....) ;
- ou sur l'hygiène et la salubrité publique

# CONCLUSION GENERALE

Le site du barrage de Boukmouri wilaya de Médéa est un très bon site potentiel, qu'on doit l'exploiter afin de régler le problème des ressources en eau. La construction du barrage de Boukmouri est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. Le type et l'emplacement du barrage offrent la possibilité de projeter plusieurs variantes de l'évacuateur de crue, où nous étudié trois variantes.

L'étude des variantes de l'évacuateur de crues du barrage Boukmouri wilaya de Médéa peut être synthétisée comme suit :

- Volume de réservoir de 24 $Mm^3$.
- Le débit de dimensionnement de période de retour de 1000 ans = 440.847 m3/s
- La largeur optimale du déversoir = 60 m avec un charge déversant de 2.77 m.

Les trois variantes étudiées sont :

- Evacuateur latéral à entonnement frontal
- Evacuateur latéral à entonnement latéral
- Evacuateur à déversoir labyrinthe et dissipateur en saut de ski

Ces trois variantes sont adéquates au barrage, elles sont réalisables.

- Le choix est basé sur les conditions topographiques et économiques. La variante optée : Evacuateur latéral à entonnement latérale, qui se compose de :

- Déversoir de type Creager, à parois mince
- Chenal d'écoulement de 24 m.
- Coursier est d'une largeur de 26m de longueur de 316,24m et n =0.013 et I=25%.
- Bassin de dissipation de type USBR III.
- Du point de vue génie civil, le déversoir et les murs bajoyers sont stables, et un plan de ferraillage a été établi.
- La durée totale de réalisation du barrage est de 5 ans et 2mois.

Finalement, nous pouvons conclure que la construction de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latérale ne pose aucun problème technique particulier.

## Références bibliographiques


- CIGB. (1994). *Méthode GRADEX*.
- Cox, & R.G. (1973a). *Coordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR*.
- Cox, & R.G. (1973b). *Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement.*
- *Design of small dams.* (Publication gouvernementale nationale : Anglais : 3rd ed). (1987).
- Fread, & D.L. (1993). *Muskingum*.
- KAHLERRAS, D. (2020). *Cours de Protection de travail*.
- KHATSURIA, & R. M. (2005). *Fan-shaped contraction*.
- KHATSURIA, & R.M. (2005a). *Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR*.
- KHATSURIA, & R.M. (2005b). *Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR*.
- MEDDI M. (n.d.). *CONTRIBUTION A L'ETUDE DU TRANSPORT SOLIDE EN ALGERIE DU NORD*.
- NAIT CHERIF, K., & BRAHIMI, M. I. (2020). *ETUDE EXPERIMENTALE ET THEORIQUE D'EVACUATEUR DE CRUE EN SAUT DE SKI* [Mémoire de Master en Hydaulique]. Université de Béjaia.
- *Prix en Algérie de $m^3$ de Poutre en béton armé. Générateur de prix de la construction. CYPE Ingenieros, S.A.* (2021). http://www.algerie.prix-construction.info/renovation/Structure_et_gros_oeuvre/Poteaux__poutres_et_ossatures/Beton_coule_en_place/Poutre_en_beton_arme.html
- Prof. Mme TOUAIBIA, B. (2015). *MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE* (Les presses Madani Frères Guerrouaou.Blida.).
- Willi H, H., & Aniton J, S. (2009). *CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES Ecoulements Stationnaires* (2éme édition). PPUR.

# Annexe I : Etude géotechnique

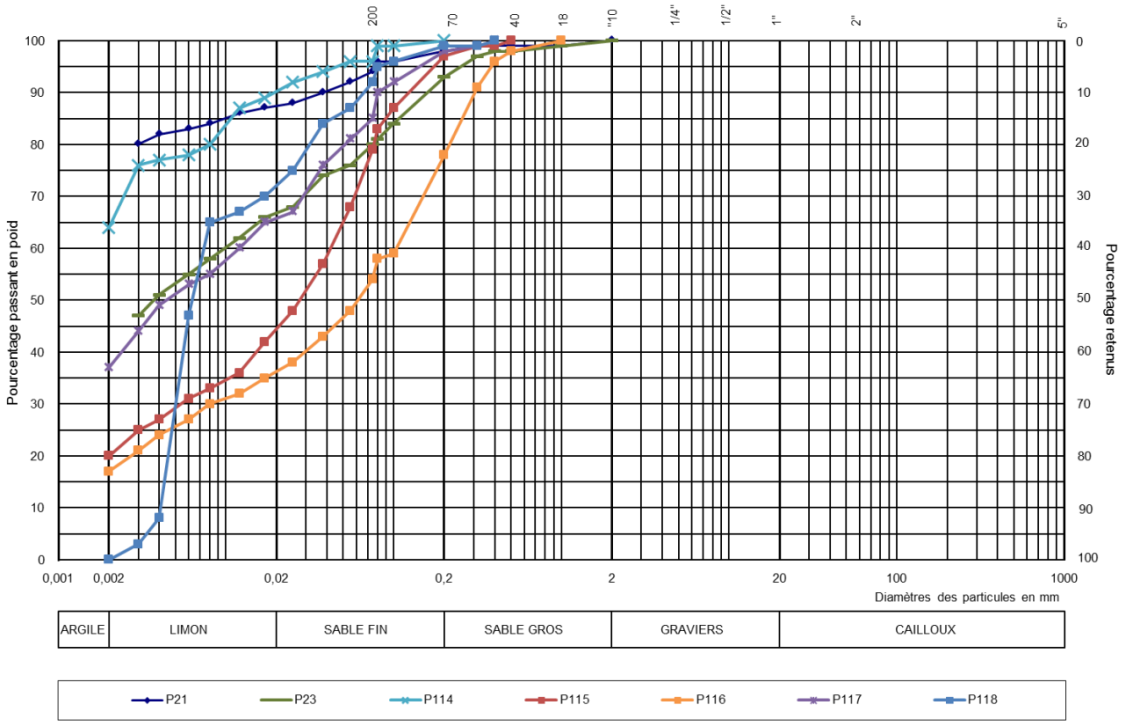



**Figure 01 – Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA1**

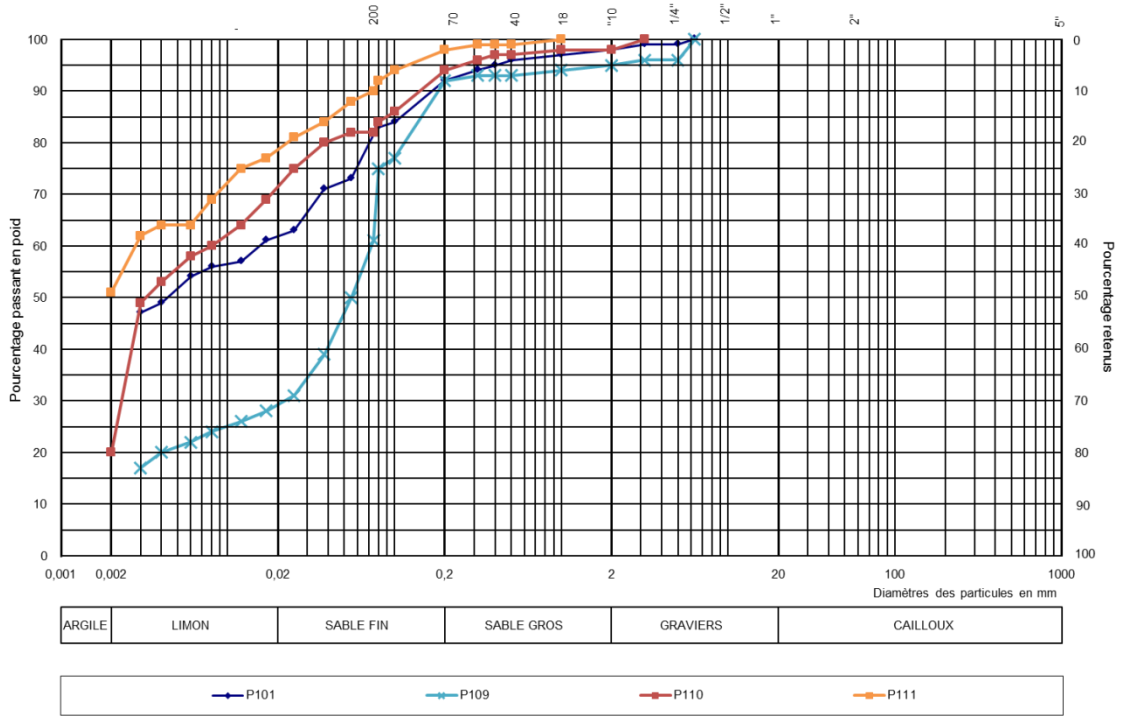



**Figure 02– Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA2**

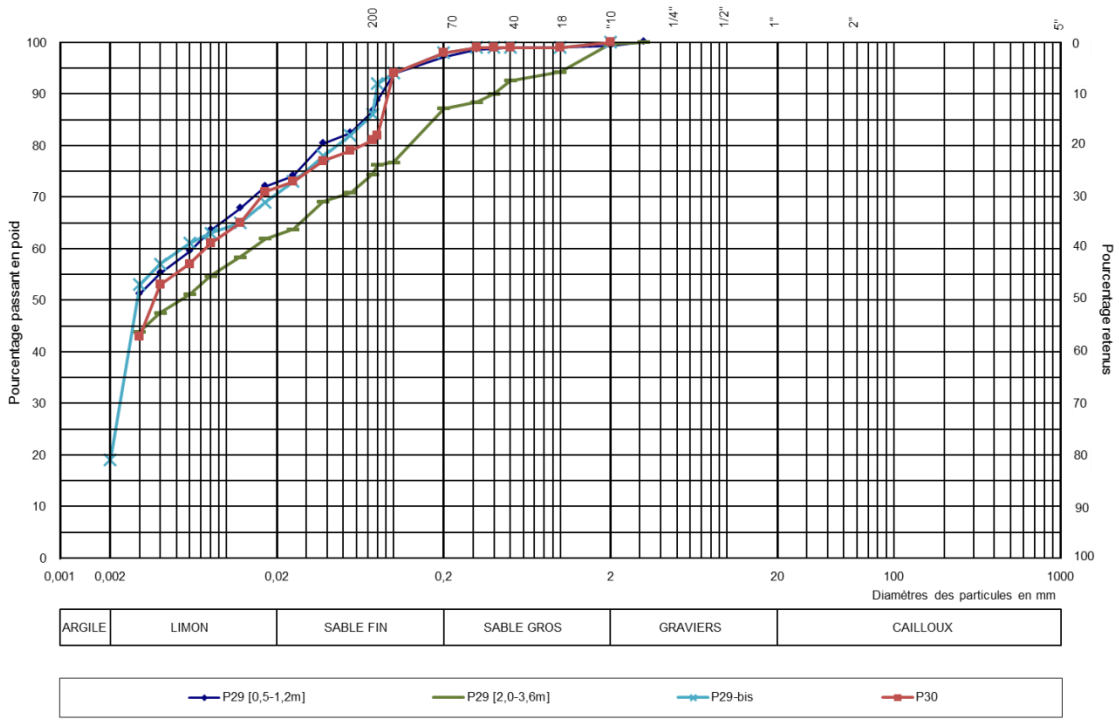



**Figure 03 – Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA3**

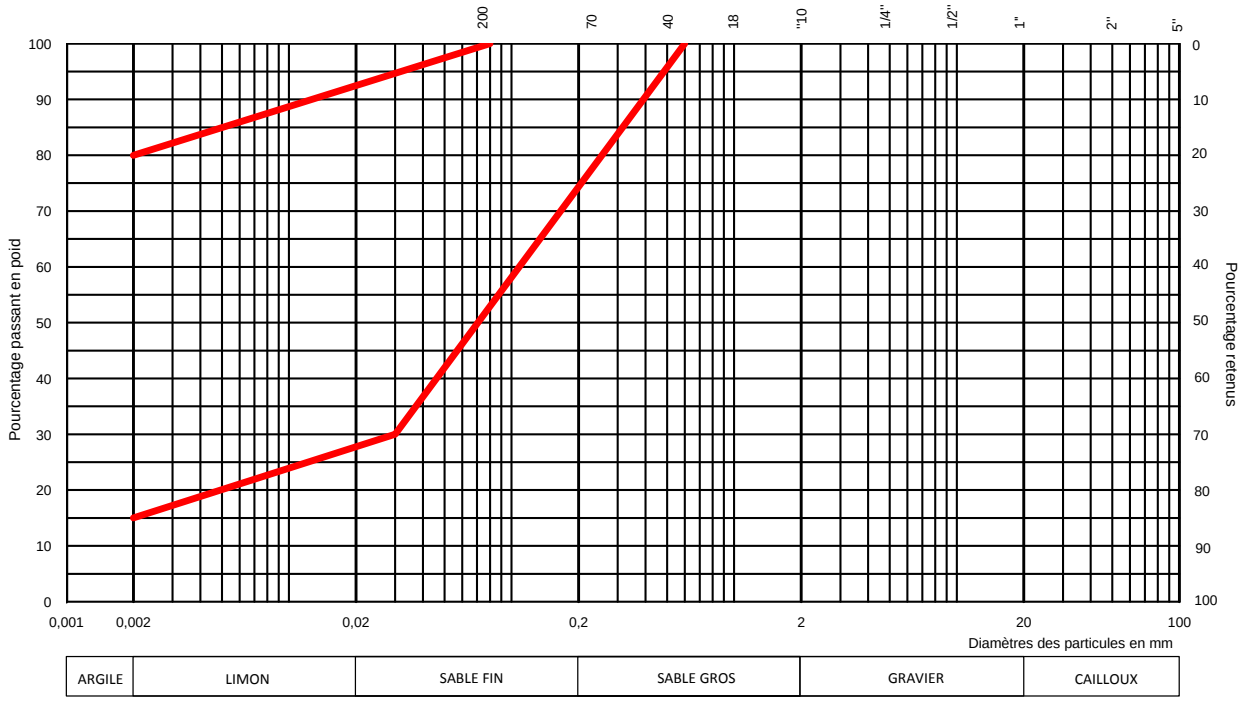



**Figure 04 – Fuseau granulométrique des matériaux pour le noyau**

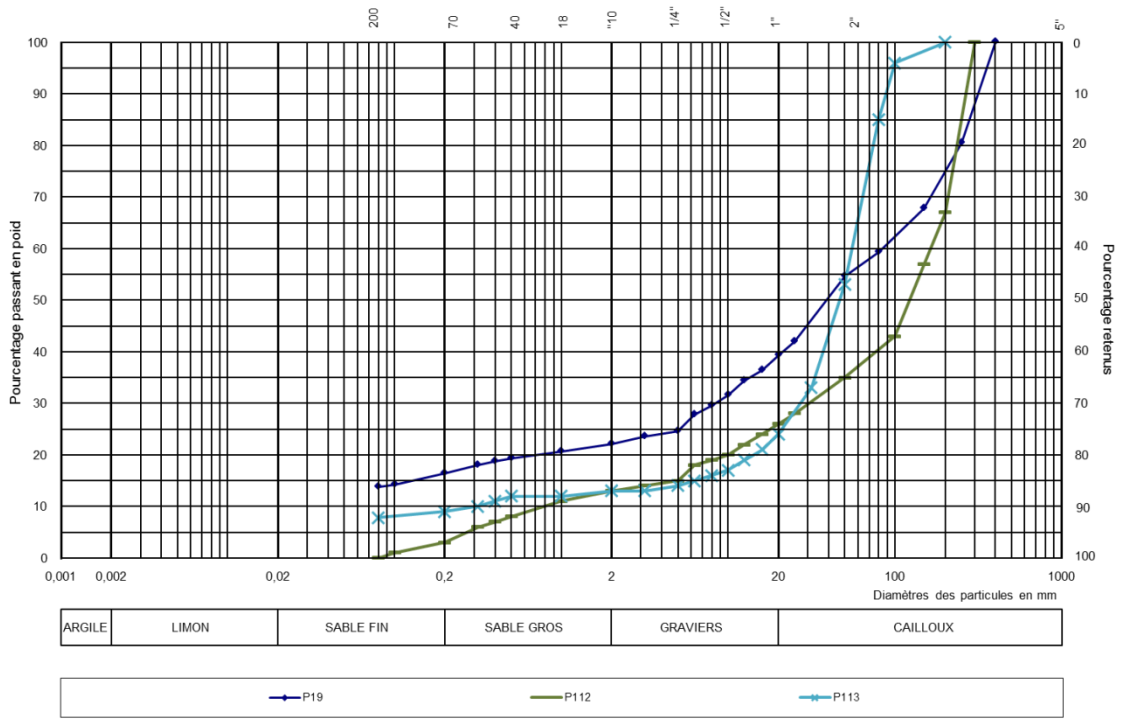



**Figure 05 – Courbes granulométriques des échantillons de la zone d'emprunt ER1**

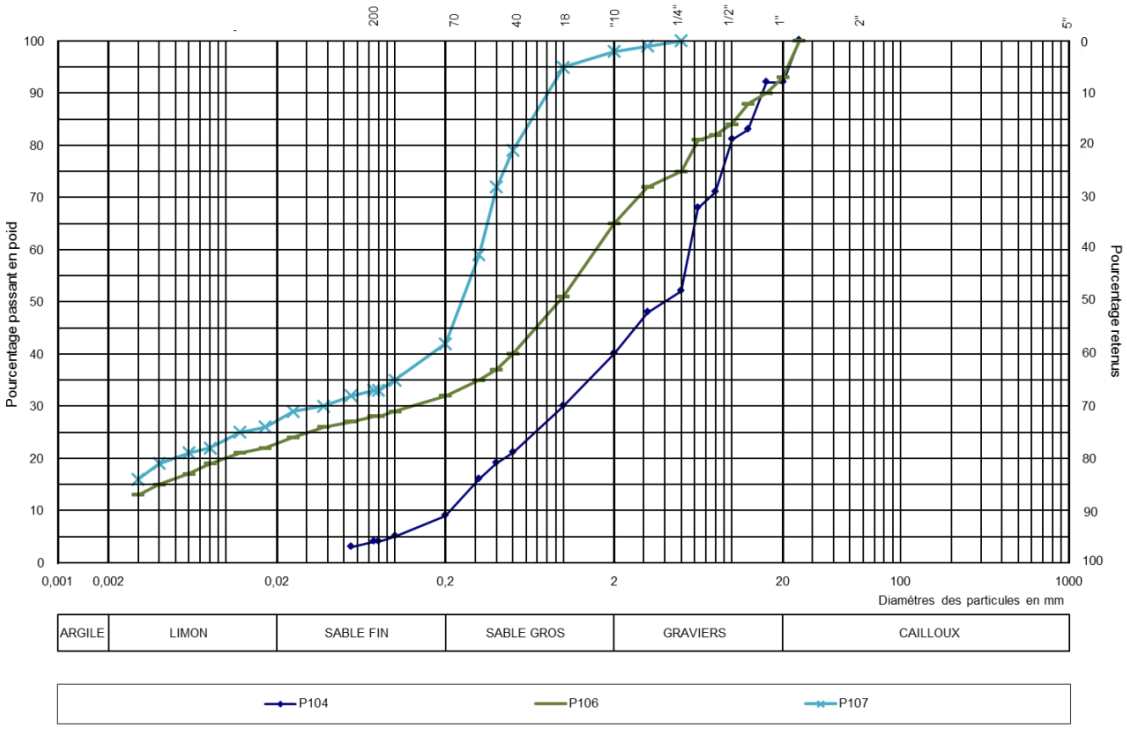



**Figure 06 – Courbes granulométriques des échantillons de la zone d'emprunt ES1**

# Annexe II : Etude hydrologique

**Tableau 01: Apports annuels du barrage Deurdeur**

| Année | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Moyenne |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1995-1996 | 0.187 | 0.813 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 6.618 | 8.23 | 5.521 | 7.895 | 1.807 | 0.000 | 0.025 | 31.19 |
| 1996-1997 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.533 | 0.028 | 0 | 2.511 | 0.338 | 0 | 0 | 0 | 3.41 |
| 1997-1998 | 1.654 | 1.004 | 4.578 | 2.929 | 0.194 | 0.028 | 0.031 | 0.394 | 4.323 | 3.796 | 6.417 | 11.131 | 36.48 |
| 1998-1999 | 12.974 | 4.058 | 3.189 | 0.144 | 5.085 | 6.184 | 14.844 | 2.322 | 7.679 | 10.5 | 9.385 | 9.46 | 85.82 |
| 1999-2000 | 4.331 | 5.106 | 2.671 | 4.281 | 0.893 | 0.6 | 2.6 | 1.76 | 4.029 | 1.422 | 0.297 | 5.777 | 33.77 |
| 2000-2001 | 1.872 | 3.996 | 6.404 | 1.192 | 11.857 | 4.117 | 1.648 | 3.777 | 2.699 | 2.002 | 1.742 | 2.402 | 43.71 |
| 2001-2002 | 2.396 | 4.39 | 1.41 | 0 | 0.213 | 0.369 | 0.369 | 0.679 | 3.446 | 4.455 | 2.275 | 0.415 | 20.42 |
| 2002-2003 | 1.01 | 0.227 | 1.548 | 0.906 | 9.97 | 16.589 | 5.875 | 3.867 | 2.171 | 1.958 | 2.433 | 4.668 | 51.22 |
| 2010-2011 | 0.034 | 0.513 | 0.549 | 0.999 | 1.109 | 6.56 | 3.833 | 0.32 | 4.311 | 0.867 | 0.419 | 0.102 | 19.62 |
| 2011-2012 | 0.083 | 0.213 | 0.871 | 0.586 | 0.711 | 5.702 | 6.934 | 19.225 | 2.192 | 1.542 | 0.027 | 1.239 | 39.33 |
| 2012-2013 | 1.033 | 0.875 | 1.691 | 1.177 | 3.157 | 6.829 | 5.182 | 4.471 | 4.164 | 0.908 | 0.276 | 1.294 | 31.06 |
| 2013-2014 | 1.158 | 4.33 | 1.775 | 1.026 | 2.337 | 2.042 | 19.061 | 2.167 | 0.803 | 2.321 | 1.626 | 1.72 | 40.37 |
| Moyenne | 2.23 | 2.13 | 2.06 | 1.11 | 3.01 | 4.64 | 5.72 | 3.92 | 3.67 | 2.63 | 2.07 | 3.19 | 36.40 |

# Annexe III : Etude des variantes

**Tableau 01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol et H+P.**

**Types de sol** **$V_{adm}$ (m/s) pour différents hauteurs (m)**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Roches sédimentaires, conglomérats, marnes** | **(H+P)=0.4** | **(H+P)=1.0** | **(H+P)=2.0** | **(H+P)=3.0** | **(H+P) > 5.0** |
| | **2.1** | **2.5** | **2.9** | **3.10** | |

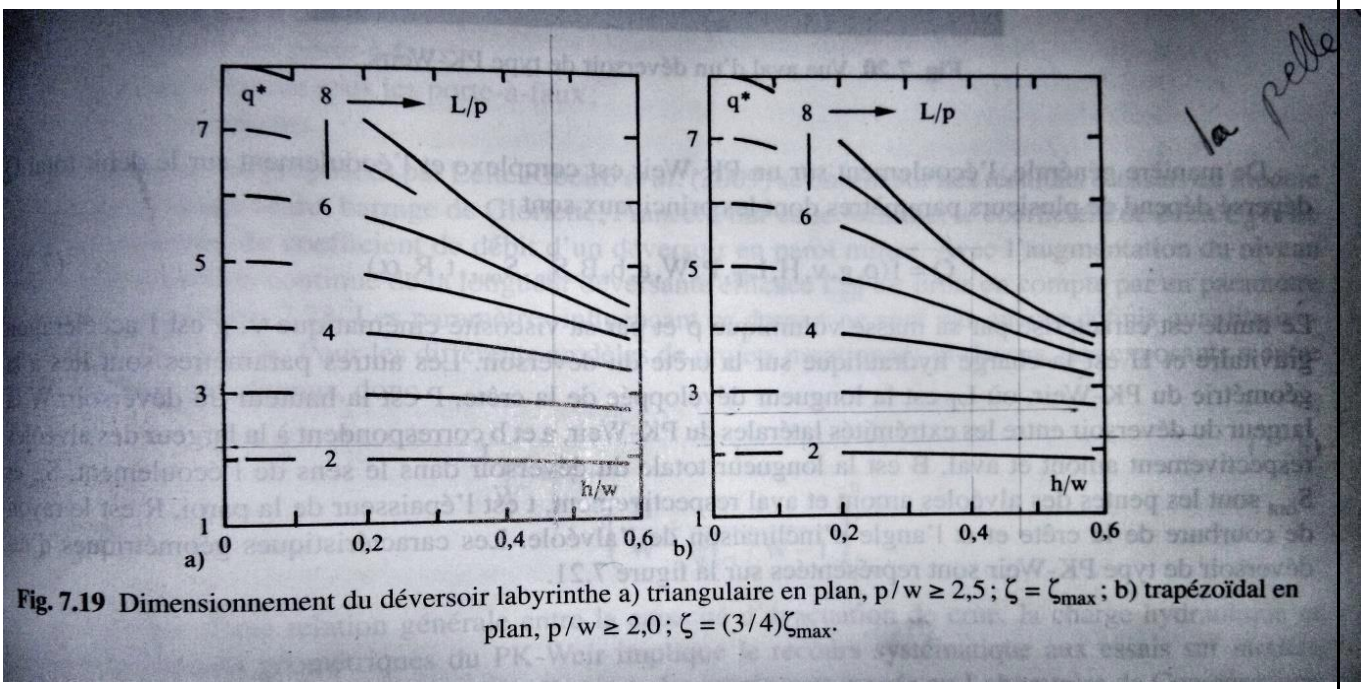
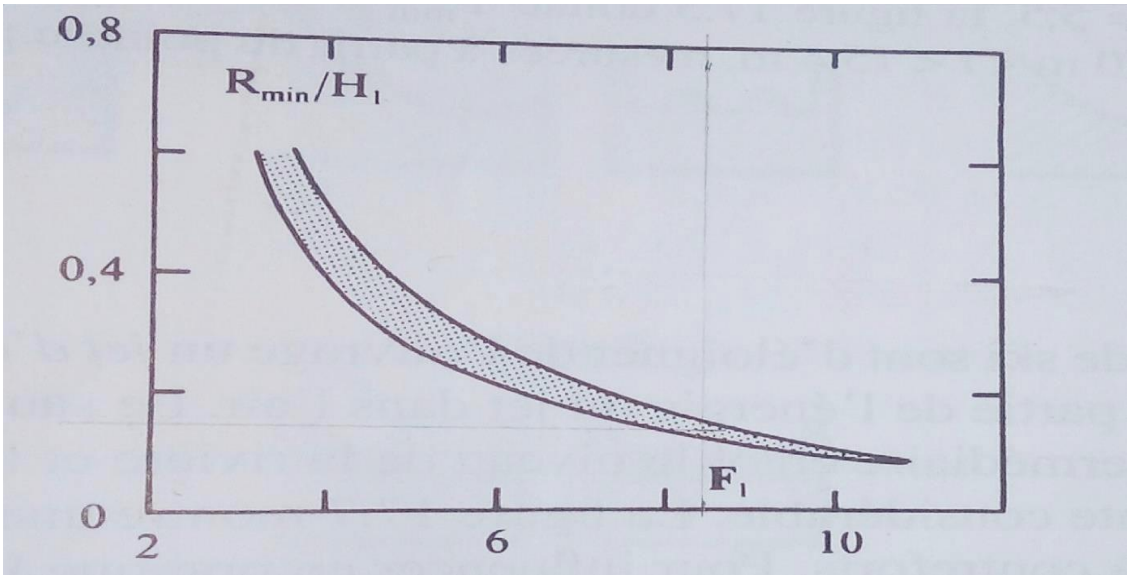



**Fig. 7.19** Dimensionnement du déversoir labyrinthe a) triangulaire en plan, $p/w \geq 2{,}5$ ; $\zeta = \zeta_{max}$ ; b) trapézoïdal en plan, $p/w \geq 2{,}0$ ; $\zeta = (3/4)\zeta_{max}$.

**Abaque 01: Dimensionnement du déversoir labyrinthe**




**Abaque 02 : rayon minimal relatif Rmin/H1 en fonction de F1 (saut de ski)**

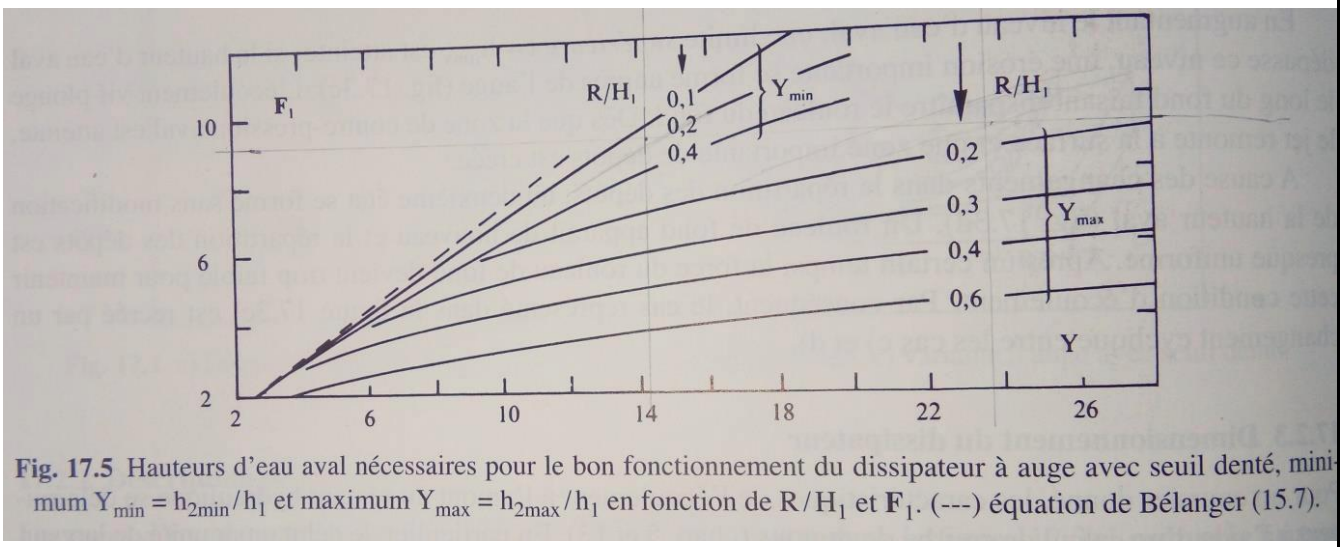



**Fig. 17.5** Hauteurs d'eau aval nécessaires pour le bon fonctionnement du dissipateur à auge avec seuil denté, minimum $Y_{min} = h_{2min}/h_1$ et maximum $Y_{max} = h_{2max}/h_1$ en fonction de $R/H_1$ et $F_1$. (---) équation de Bélanger (15.7).

**Abaque 03 : Hauteur d'eau aval (saut de ski)**