

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES
DU BARRAGE DE CHERCHAR (W. SKIKDA)**

PRESENTE PAR :

MARICHE Widad

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. M.K. MIHOUBI	Professeur	Président
Mme. D. DJOUDAR	M.C.B	Examinatrice
Mr. M.D. BENSALAH	M.C.B	Examineur
Mr. I. ZAIBAK	M.A.A	Examineur
Mr. A. ZEROUAL	M.C.B	Promoteur

JANVIER 2019

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

- *A mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.*
- *A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère sans oublie sa mère ;*
- *A mon grand-père de ma mère de qui je tiens ma fierté et ma persévérance*
- *A mes sœurs et mon frères, ma richesse sur cette terre.*
- *A ma tant et mon oncle.*
- *A tous mes amis (S.S.M.M.A.Z.AI.Y.S.M.T).*
- *A tous mes collègues de L'ENSH.*
- *Et à la fine à mon promoteur qui je crois que c'est le meilleur promoteur avec tous mes respects à tous les promoteurs.*

Mariche widad.....2018.

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr ZEROUAL AYOUB** pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail. Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

Je remercie tous le personnel de l'ANBT/DET pour leurs conseils et orientations.

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2018 et sans oublié **Mr HEDRI ABDELKADE**, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.*

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو قياس ابعاد جهاز صرف الفيضانات الملائم للسماح بمرور الفيضانات من خلال سد شرشار على واد شرشار (ولاية سكيكدة) مع مراقبة اقصى حد يمكن للسد بلوغه وضمان سلامة السكان القاطنين في أسفل السد. العمل يهدف إلى تعريف المعالم الجيومورفولوجية والمناخية لحوض واد شرشار، متبوعا بدراسة جيوتقنية وهيدرولوجية لموقع السد، هذا سمح بتقدير التدفق لتصميم أبعاد جهاز صرف الفيضانات. ومن اجل ذلك قمنا بدراسة نوعين مختلفين لجهاز صرف الفيضانات وفي النهاية تم اختيار الأقل كلفة.

Résumé :

Le présent travail vise à dimensionner l'évacuateur de crue adéquat pour permettre le passage des crues à travers le barrage de Cherchar sur Oued de Cherchar (Wilaya de Skikda) cette dernier de capacité (5,15 Hm³), en contrôlant les côtes maximales atteintes : la cote au niveau normale (100.68 mNGA) et d'un cote au niveau de volume forcé (104.04 mNGA) par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval. Pour ce faire, il fallait définir l'ensemble des paramètres, géométrique, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant, suivi d'une étude géotechnique et hydrologique du site du barrage. Ceci nous a permis de dégager le débit de dimensionnement qui est égal à (945.85 m³/s). Deux variantes de l'évacuateur qui sont les suivant : la premier variant est l'évacuateur de crue latérale a entonnement frontale et une deuxième variant c'est l'évacuateur de crue latérale a entonnement latérale ont été étudiées puis nous avons opté pour la variante la moins chère en a choisi la première variant l'évacuateur de crue latérale a entonnement frontale.

Abstract:

The objective of this study is to determine the spillway size to allow the floods passage through the Cherchar dam on the Cherchar River (Skikda), whose capacity is (5.15 Hm³), by controlling the maximum level reached by the flood: the rating at the normal level (100.68 mNGA) and a forced volume level rating (104.04 mNGA), in order to assure the safety of the people living in the downstream and their properties. The work aims to define the geomorphologic and climatic parameters of the Cherchar watershed, followed by a geotechnical and hydrological study of the dam site. Accordingly, this permits the identification of the discharge dimensioning with a sizing flow of (945.85 m³/s). Two variants of the spillway, the first variant is the lateral flood spillway with a frontal entanglement and the second variant is the lateral spillway with lateral entanglement, were studied at the end the cheapest variant which is the first one was chosen.

SOMMAIR

Introduction générale

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I.1 Situation géographique	1
I.2 Géologie régionale	1
I.3 Tectonique.....	2
I.4 Géologie du site du barrage	5
I.4.1 Les formations cristallines.....	5
I.4.2 Les formations de couverture	5
I.4.3 Géomorphologie	6
I.4.4 Analyse structurale	6
I.5 Géologie de la cuvette et digue de col du barrage	7
I.5.1 Géologie	7
I.5.2 Géomorphologie	7
I.6 Hydrogéologie.....	8
I.6.1 Site du barrage principal.....	8
I.6.2 Site de la cuvette et la digue de col	8
I.7 Études sismologiques	8
I.7.1 Approche déterministe.....	8
I.7.2 Approche probabiliste	9
I.7.3 Actions sismiques de projet.....	9
I.7.4 Reglument Para Sismique Algerian.....	10
I.8 Campagnes de reconnaissances	10
I.8.1 Fondation du barrage et ouvrage annexe	10
I.9 Carrières	27
I.9.1 Carrières de gneiss schisteux.....	27
I.9.2 Sondages carottés horizontaux (troisième carrière)	29
I.9.3 Essais de laboratoire	29
I.9.4 Matériaux pour les filtres, drains et agrégats pour le béton et enrochement de protection.....	30
I.9.5 Volumes disponibles	30
I.10 Considérations géotechniques	31

I.10.1	Types Lithologiques	31
I.10.2	Zonage géotechnique	32
I.11	Conditions de fondation et analyse de traitement	34
I.11.1	Fouilles du barrage :	34
I.11.2	Fondation (Soutènement des ouvrages annexes) :	34
I.12	Traitement de la fondation	35
I.12.1	Barrage	35
I.12.2	Digue de col.....	36
I.12.3	Evacuateur de crues	36
I.12.4	Réservoir.....	37
	Conclusion.....	37

Chapitre II : Etude hydrologique

	Introduction	37
II.1	Bassin versant.....	37
II.1.1	Les caractéristiques du bassin versant	37
II.1.1.2	les caractéristiques géométrique	37
II.1.2	les caractéristiques géomorphologique	37
II.1.2.1	Indice de compacité de Gravelius 'Kc'	37
II.1.3	Hypsométries de bassin versant.....	38
II.1.3.1	Reliefs	38
II.1.3.2	Courbe de niveau et hypsométrie	38
II.1.3.3	détermination des altitudes	41
II.1.3.4	détermination des indices	42
II.1.3.4.2	Indice de pente de roche	42
II.1.4	Les caractéristiques hydrographique de bassin versant	43
II.1.4.1	Le réseau hydrographique	43
II.1.4.1.1	La densité de drain.....	44
II.1.4.1.2	la densité de talweg élémentaire	45
II.1.4.1.3	coefficient de torrentialité.....	45
II.1.4.1.4	Temps de concentration Tc.....	45
II.1.4.1.5	Vitesse de ruissellement Vr	45
II.1.4.2	profile longitudinale de le oued	45

II.2	Climatologie de bassin versant.....	46
II.2.1	températures.....	46
II.2.2	Le vent.....	47
II.2.3	Précipitation.....	47
II.3	Étude des précipitations.....	49
II.3.1	homogénéisations des donnée.....	49
II.3.2.1	L'ajustement par la loi de Gumbel (Méthode des moments).....	51
II.3.2.2	L'ajustement par la loi de log normal (maximum de vraisemblance).....	52
II.4	Les pluies de courtes durées de déférentes fréquences et leurs intensités.....	54
II.5	Etude des apports.....	57
II.5.1	estimation de l'apport moyenne annuel A_0	57
II.5.2.1	Module d'écoulement M_e	58
II.5.2.2	Module d'écoulement relatif M_0	58
II.5.2.4	Coefficient de l'écoulement C_e	58
II.5.2.5	Coefficient de variation C_v	59
II.5.3	Les apports fréquentiels.....	59
II.5.3.1	Ajustement de la série des apports à la loi log-normale.....	59
II.5.4	Apport solide et l'estimation du volume mort.....	60
II.5.4.1	Apport solide en suspension :.....	60
II.6	Etude de crue.....	61
II.6.2	Choix de la crue de projet :.....	63
II.6.3	Choix de la crue de chantier :.....	64
II.7	Régularisation.....	65
II.7.1	Régularisation saisonnière.....	65
II.8	Laminage des crues :.....	72
II.8.1	Méthode de MESKINGAM.....	72
II.9	Etude d'optimisation.....	78
II.9.1	La hauteur du barrage et sa largeur en crête :.....	78
	Conclusion.....	84

Chapitre III : Etude des variantes

Introduction	85
III.1 Type d'évacuateur de crue selon leur classification.....	85
III.2 Les critères de choix d'évacuateur de crue	85
III.3 Choix de de l'évacuateur de crues.....	86
III.4 Dimensionnement hydraulique	86
III.4.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue	87
III.4.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue	87
III.4.2.1 Evacuateur de crue latérale a entonnement frontale	87
III.4.2.2. Evacuateur latéral à entonnement latéral	102
Conclusion.....	115

Chapitre IV : Etude génie civil

Introduction :.....	116
IV.1 Etude de stabilité	116
IV.1.1 Stabilité de déversoir	116
IV.2 Calcul de ferrailage	124
IV.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	124
IV.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier	126
Conclusion.....	131

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction :.....	133
VI.1. Les Principaux Intervenants Sur Chantier	134
VI. 3 Travaux De Realisation.....	134
VI. 3.1 Travaux De Préparation :.....	134
VI. 3.2 Réalisation De L'évacuateur De Crue :.....	135
VI.4 Les Moyens De Chantier.....	136
VI.4.1 Les Moyens Humains.....	136
VI.4.2 Les Engins De Terrassement.....	137
VI.4.3 Le Materiel Des Betonrages	138

VI.5 Planification	138
VI.5.1 Attribution Des Durees De Chaque Operation	138
VI.5.2 Delai De Construction Et Programme Des Travaux	139
VI.5.3 Techniques De La Planification	140
VI.5.3.1 Méthodes Basées Sur Le Réseau :	140
Conclusion.....	142

Chapitre VI : Sécurité et poste de travail

VI.1. Introduction :	143
VI.2. Protection physique :	143
VI.2.1 Les équipements de protection collective :	143
VI.2.2 Des Équipements de Protection Individuels (EPI) :	144
VI.2.2.1. Information et formation :	146
VI.3. Protection psychique :	147
Conclusion :	147

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n°I. 1: Accélération maximale.	9
Tableau n°I. 2: Les valeurs de l'accélération maximale à adopter.	9
Tableau n°I. 3: Analyse des résultats et identification des horizons sismiques dans le massif crystallofillien (Barrage).	11
Tableau n°I. 4: Synthèse des profils sismiques réfraction (Ouvrages hydrauliques).....	12
Tableau n°I. 5: Relation entre les résultats des essais NSPT et la profondeur (N=105).	16
Tableau n°I. 6: Relation entre les résultats des essais NSPT et la lithologie (N=105).	17
Tableau n°I. 7: schistes du site du barrage principal: régimes d'écoulement par localisation (N=61).	19
Tableau n°I. 8: Résumé des résultats des essais d'identification sur Fondation du barrage (Matériaux meubles).	20
Tableau n°I. 9: Résumé des résultats de poids spécifique de particules et essai de compactage sur Fondation du barrage (matériaux meubles).	20
Tableau n°I. 10: Analyse des résultats des essais d'identification obtenus sur fondation (les matériaux rocheux).	22
Tableau n°I. 11: Courbes de compactage des essais Proctor normal (Évacuateur de crues). (Source ANBT)	27
Tableau n°I. 12: Principales caractéristiques des sondages réalisés au niveau de la troisième carrière..	28
Tableau n°I. 13: Synthèse du volume de matériau rocheux estimé pour chaque carrière.	30
Tableau n°II. 1: Répartition des surfaces cumulée en fonction d'altitude.....	41
Tableau n°II. 2: classification de l'O.R.S.T.O.M.....	42
Tableau n°II. 3: Tableau d'évaluation de la pente moyenne	43
Tableau n°II. 4: Les longueurs et l'ordre des talwegs de bassin versant.	44
Tableau n°II. 5: Les températures maximales, minimales et moyennes à Skikda	46
Tableau n°II. 6: La répartition de la vitesse moyenne de vent en m/s à Skikda.	47
Tableau n°II. 7: La répartition de précipitation mensuelle à Skikda.	47
Tableau n°II. 8: La repartition de l'humidités de skikda.	48
Tableau n°II. 9: Tableau de calcule de teste de WILCOXON.	49
Tableau n°II. 10: Tableau de calcule des borne.	50
Tableau n°II. 11: résultat d'ajustement à la loi de Gumbel	51
Tableau n°II. 12: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	52
Tableau n°II. 13: les résultats d'ajustement par la loi log normal.	52
Tableau n°II. 14: tableau de comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	53
Tableau n°II. 15: Tableau de calcule des pluies a courtes durée et leur intensité.....	55
Tableau n°II. 16: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.	57
Tableau n°II. 17: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.	58
Tableau n°II. 18: Résultats de calcule de Cv.	59

Tableau n°II. 19: Les débits des crues après l'estimation.	59
Tableau n°II. 20: Résultat de calcul de taux d'abrasion et volume solide annuel moyen.	61
Tableau n°II. 21: les résultats de calcul de volume mort estimé.	61
Tableau n°II. 22: Coefficient de forme de l'Hydro-gramme de crue δ	62
Tableau n°II. 23: Tableau de calcul de l'hydro-gramme de crue.	62
Tableau n°II. 24: Crue de projet recommandée.	64
Tableau n°II. 25 : Les apports 80% de station hydrométrique	65
Tableau n°II. 26: la répartition des apports (80%) de site de barrage.....	66
Tableau n°II. 27: Répartition mensuelle des besoins en eau.	66
Tableau n°II. 28: Courbe topographiques et volumétriques.	67
Tableau n°II. 29: Tableau de calcul de régularisation sans tenir compte les pertes.	69
Tableau n°II. 30: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.	70
Tableau n°II. 31: tableau de calcul des pertes.	70
Tableau n°II. 32: Tableau de calcul de régularisation sans tenir compte les pertes.	71
Tableau n°II. 33: Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=50$ m.	74
Tableau n°II. 34: Calcul de l'hydro-gramme de sortie pour $b=50$ m.	75
Tableau n°II. 35: Hydro-gramme d'entrée et les hydro-grammes de sorties.	76
Tableau n°II. 36: Tableau récapitulatif des résultats de laminage.	77
Tableau n°II. 37: Résultats de calcul de hauteur des vagues.	78
Tableau n°II. 38: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.	79
Tableau n°II. 39: Cout de la digue.	80
Tableau n°II. 40: Coût de déversoir.	81
Tableau n°II. 41: Cout de coursier.	82
Tableau n°II. 42: Coût du canal d'approche.	83
Tableau n°II. 43: Coût total du barrage.	83
Tableau n°II. 44: Résultats de l'étude d'optimisation.	84
Tableau n°II. 45: Tableau des résultats de l'étude de la régularisation et du laminage.	84
Tableau n°III. 1: Les valeurs des paramètres K et n en fonction d'inclinaison.	90
Tableau n°III. 2: Résultats de Calcul des paramètres et coordonnées des points A, B et C.	91
Tableau n°III. 3: Résultats de calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).....	92
Tableau n°III. 4: Résultat de calcul de la ligne d'eau.	96
Tableau n°III. 5: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.	97
Tableau n°III. 6: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier	98
Tableau n°III. 7: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.	99
Tableau n°III. 8: Dimensions des dents défectrices.	100
Tableau n°III. 9: Dimensions des blocs de chicane.	101
Tableau n°III. 10: Résultats de calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).....	104
Tableau n°III. 11 : Calcul de la ligne d'eau dans la première tranche $x=110$ à 116 m).	107

Tableau n°III. 12: Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.	108
Tableau n°III. 13: Calcul de ligne d'eau dans le coursier (2ème variante).	111
Tableau n°III. 14: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier (2ème variante).	112
Tableau n°III. 15 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (2ème variante).	112
Tableau n°III. 16: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.	113
Tableau n° VI. 1: les équipements de protection individuels en fonction des risques.	145

LISTE DES FIGURES

Figure n°I. 1: Vue d'ensemble de la région abritant le barrage. (Source ANBT)	2
Figure n°I. 2: Fréquence relative des valeurs de NSPT en fonction de la profondeur.	16
Figure n°I. 3: Fréquence relative des valeurs de NSPT en fonction de la lithologie.	17
Figure n°I. 4: Schistes du site du barrage principal: tendance des fissures/fractures par trou d'essai	18
Figure n°I. 5: Analyses granulométriques des échantillons des colluvions, des dépôts de terrasse, des sols résiduels et des marnes. (Source ANBT)	21
Figure n°I. 6: Diagramme de Plasticité. Échantillons des colluvions, des dépôts de terrasse, des sols résiduels et des marnes. (Source ANBT)	21
Figure n°I. 7: Schistes : Résistance à la compression uniaxiale en fonction de la profondeur et de l'état	23
Figure n°I. 8: Analyses granulométriques (Évacuateur de crues). (Source ANBT)	24
Figure n°I. 9: Diagramme de Plasticité (Évacuateur de crues). (Source ANBT)	25
Figure n°I. 10: Courbes de compactage des essais Proctor normal (Évacuateur de crues). (Source ANBT)	26
Figure n°II. 1: Bassin versant du barrage avec la représentation des courbes de niveau..	39
Figure n°II. 2: Courbes hypsométriques du barrage.	40
Figure n°II. 3: représentation graphique des altitudes en fonction de la surface cumulée.	41
Figure n°II. 4: Réseau hydrographique.	44
Figure n°II. 5: les répartitions des températures	46
Figure n°II. 6: la répartition de vitesse moyenne de vent.	47
Figure n°II. 7: la répartition de précipitation.	48
Figure n°II. 8: La répartition d'humidité.	48
Figure n°II. 9: Répartition graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	52
Figure n°II. 10: Répartition graphique de l'ajustement à la loi de log normal	54
Figure n°II. 11: Répartition des pluies a courtes durée	56
Figure n°II. 12: Répartition des intensités	56
Figure n°II. 13: Diagramme de répartition des apports.	57
Figure n°II. 14: Hydro-gramme de crue.	63
Figure n°II. 15: Hydro-gramme de crue de projet a une période de retour 1 000 ans.	64
Figure n°II. 16: Hydro-gramme de crue de chantier a une période de retour	65
Figure n°II. 17: Courbe hauteur-capacité-surface.	68
Figure n°II. 18: Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	73
Figure n°II. 19: Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	73
Figure n°II. 20: Courbe caractéristique du barrage pour b=50 m.....	74
Figure n°II. 21: Hydro grammes de sorties.....	77
Figure n°II. 22: Le coût de la digue, l'évacuateur et total du barrage.....	83

Figure n°III. 1: les composant évacuateurs de crue à surface libre .	87
Figure n°III. 2: Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR	89
Figure n°III. 3: Profil Creager du déversoir au parement aval.	92
Figure n°III. 4: chemin représentatif du convergent.	94
Figure n°III. 5 : Graphique de la ligne d'eau dans la de coursier	96
Figure n°III. 6: Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987).	100
Figure n°III. 7 : Profil Creager du déversoir au parement aval.	105
Figure n°III. 8: détail du quadrant amont. (Design of small dams, 1987)	106
Figure n°III. 9: Profil en longe du canal latéral (l'auge de réception).	108
Figure n°III. 10: Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches.	109
Figure n°III. 11: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier (2eme variante).	111
Figure n° IV. 1: Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.	116
Figure n° IV. 2: Pré dimensionnement du déversoir.	117
Figure n° IV. 3: Epure des sous pressions dynamiques.	119
Figure n° IV. 4: Les forces agissantes sur le mur des bajoyers.	122
Figure n° IV. 5: Calcul de ferrailage du coursier.	125

Introduction générale

La région du Skikda située au Nord-Est de l'Algérie englobe des richesses importantes notamment sur les plans agricoles, culturels et touristiques. Cette région a enregistré une des plus importantes pluviométries dans le pays, la première à l'échelle nationale avec quelque 1300 mm par an (2017), ne boit pas, pour autant, à sa soif.

L'important développement des activités économiques, d'une part, et la poussée démographique conjuguée à l'amélioration des conditions de vie des habitants, d'autre part, ont engendré une forte croissance de la demande en eau potable et industrielle de la région.

L'alimentation en eau potable de la région est actuellement assurée à hauteur de 20% par les eaux souterraines, le complément est fourni par les eaux de surface de quatre barrages à savoir : le barrage de Béni Zid d'une capacité théorique de 39,39 millions m³, le barrage El Anba, d'une capacité de stockage de 116 millions m³, le barrage d'El Kenitra dont la capacité de stockage avoisine les 117 millions m³ et le barrage Zerdazal d'une capacité de 16 millions m³. L'étude des besoins en eau de la Wilaya de Skikda a montré que les ressources mobilisées sont encore insuffisantes. Pour faire face aux besoins futurs, le plan directeur d'aménagement intégré des ressources en eau de la direction de l'hydraulique de la Wilaya a recommandé la réalisation du barrage de Cherchar sur Oued de Cherchar (Wilaya de Skikda).

Ce barrage, avec une retenue de 5,15 Hm³, permettra de régler le problème d'alimentation en eau potable des communes de Ain Cherchar, EsSabt, Azzaba et Djandel Saadi Mohamed, partant, de renforcer la capacité de l'irrigation et industrielle de la ville de Azzaba.

Pour des raisons techniques et de sécurité des agglomérations, ce barrage nécessite l'installation d'un organe d'évacuation et de contrôle dit évacuateur de crue, son rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité. Ce dernier représente une partie considérable du coût globale du barrage. Ce coût serait important si la crue choisie est à grande période de retour, par conséquent les dimensions de l'évacuateur de crues seraient importantes. Il est possible de réduire les dimensions globales de l'évacuateur de crues ; ceci est réalisable en adoptant une forme non rectiligne de la crête du déversoir.

Le présent travail vise à dimensionner l'évacuateur de crue adéquat pour permettre le transit des crues à travers le barrage de Cherchar 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. Le travail a consisté à définir l'ensemble des paramètres, géomorphologique, et climatique du bassin versant d'Oued de Cherchar, suivi d'une étude géotechnique et hydrologique du site du barrage. Ceci a permis de dégager les débits de différentes périodes de retour et choisir le débit de dimensionnement de l'évacuateur de crue. Deux variantes de l'évacuateur ont été étudiées à la fin la variante la moins chère a été retenue.



Chapitre I
Présentation de la
zone d'étude

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction

L'étude de variante de l'évacuateur de crue de barrage de Charchar wilaya de Skikda nécessite une bonne reconnaissance de site de barrage de tout cote du la géologie, la géotechnique, hydrogéologie et la sismicité jusqu'à les essai in situ et les essai de laboratoire qui sont fait à partir des échantillons des sondages carotté et électrique, ces essai permette de déterminer les défèrent paramètre de sol comme la perméabilité élasticité, la densité, poids volumique....ex, sans oublie le type de sole et mâtereaux de construction de barrage tant que le barrage en terre à cause de sa en va réaliser des carrier .

A la fine une localisation de site barrage a été bien déterminer qui est joue sur l'économie, un volume resservie très grande et une meilleure condition de réalisation, et aussi les déférentes formations a été traitiez, ces résultat permette de facilite l'étude des variant de l'évacuateur de crue et le choix de type de ce dernier.

I.1 Situation géographique

Le site du barrage se trouve sud-ouest de Skikda, juste en aval de la confluence de l'oued Charchar avec l'oued Frira, entre le koudiet Charchar et le piton de Bouchtata la vallée de l'oued Charchar et les coordonne en système de projection projetée (UTM) sont les suivent^[1] :

X=302562.87 m

Y=.4074519.07m

Z=80m

I.2 Géologie régionale

Le nord de l'Algérie est un tronçon de la chaîne alpine des Maghrébides dont la nature et la structure du substratum sont peu connues par suite de la complexité de sa géologie. La chaîne atlasique est le produit d'une inversion tectonique d'âge fini- éocène. Elle s'est édifiée sur un bassin mésozoïque très subsidient (5000 à 10 000 m), structuré en blocs basculés. . D'après l'aéromagnétisme et la gravimétrie, il s'agirait d'un substratum situé sous le Mésozoïque, structuré en lanières longitudinales ENE-OSO et découpé par des accidents transverses. Ceci implique soit l'absence de Paléozoïque, soit une nature métamorphique de celui-ci. Dans ce dernier cas, il serait semblable au socle hercynien européen. L'Algérie est naturellement subdivisée en deux principaux ensembles.

-Au sud : un domaine méridional, le Sahara où affleurent les socles précambriens du Hoggar et des Eglab sur lesquels viennent en discordance les formations paléozoïques de la plateforme saharienne. Le Sahara, qui recèle l'essentiel des ressources en hydrocarbures, est un désert formé de grandes étendues de dunes, de plaines caillouteuses et parsemé d'oasis, qui sont autant de centres urbains.

-Au Nord : l'Algérie septentrionale très complexe et qui correspond à une zone mobile très plissée structurée par l'orogénèse alpine englobant le domaine Tellien(l'Atlas tellien ou le Tell), constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales, les Hautes Plaines et l'Atlas Saharien qui forme une longue suite de reliefs orientés NE-SO s'étendant de la frontière marocaine à celle de la Tunisie.

La carte géologique de St. Chartes, montre dans son quart nord-est, l'existence d'un massif constitué essentiellement de schistes cristallins (annexe A), qui forment un

complexe assez touffu, recouvert par les forêts de Medjajda et l'Estaia et à l'intérieur duquel, il n'est pas toujours aisé de faire des distinctions nettes.

Dans les **terrains métamorphiques**, les différentes formations rencontrées, sont:

- ✓ Schistes satinés (schistes à séricite; schistes à chlorite; schistes micacés où micaschistes; micaschistes à feldspaths; micaschistes granulitisés).
- ✓ Schistes et Phyllades.
- ✓ Calcaires.
- ✓ Granulites gneissiques.
- ✓ Calcaires cristallins ou cipolins.

Dans les **terrains sédimentaires**, l'Eocène constitue l'essentiel des dépôts sédimentaires, qui sont représentés par des grès, des marnes et des poudingues numidiens.

Le site du barrage se trouve juste en aval de la confluence de l'oued Charchar avec l'oued Frira, et correspond à une gorge plus ou moins serrée, entre le koudiet Charchar et le piton de Bouchtata (figure n°I.1), ce dernier s'élève sur la rive droite de l'oued Charchar jusqu'à une altitude de 155 m, avec un versant assez abrupt du côté nord et un versant souple formant une large dépression jusqu'au village de Bouchtata vers le sud, cette dépression descend jusqu'à une altitude de 100 m, ce qui présente une ouverture de la cuvette que forme la large vallée de oued Frira. La vallée de l'oued Cherrioua, par contre, est étroite et d'une dénivelée plus importante. Notons que les sommets de la montagne nord culminent à 650 m et la vallée de l'oued Charchar au niveau du site de barrage est à une altitude de 80 m ^[1].



Figure n°I.1: Vue d'ensemble de la région abritant le barrage. (Source ANBT)

I.3 Tectonique

La Kabylie de Collo présente un édifice structural très complexe par sa morphologie et sa lithologie très variée. C'est donc le résultat d'une tectonique tangentielle de serrage d'âge fini-Lutétien (Bouillin 1977), phase datée par J.F. Raoult en 1969 dans la chaîne calcaire (ou bien encore d'âge fini-oligocène), engendrant ainsi des phénomènes de décollement et réalisant un empilement d'un grand nombre de nappes dont le plus spectaculaire serait celui du socle kabyle (Figure n°I.2).

Dans cet édifice nous dénombrons:

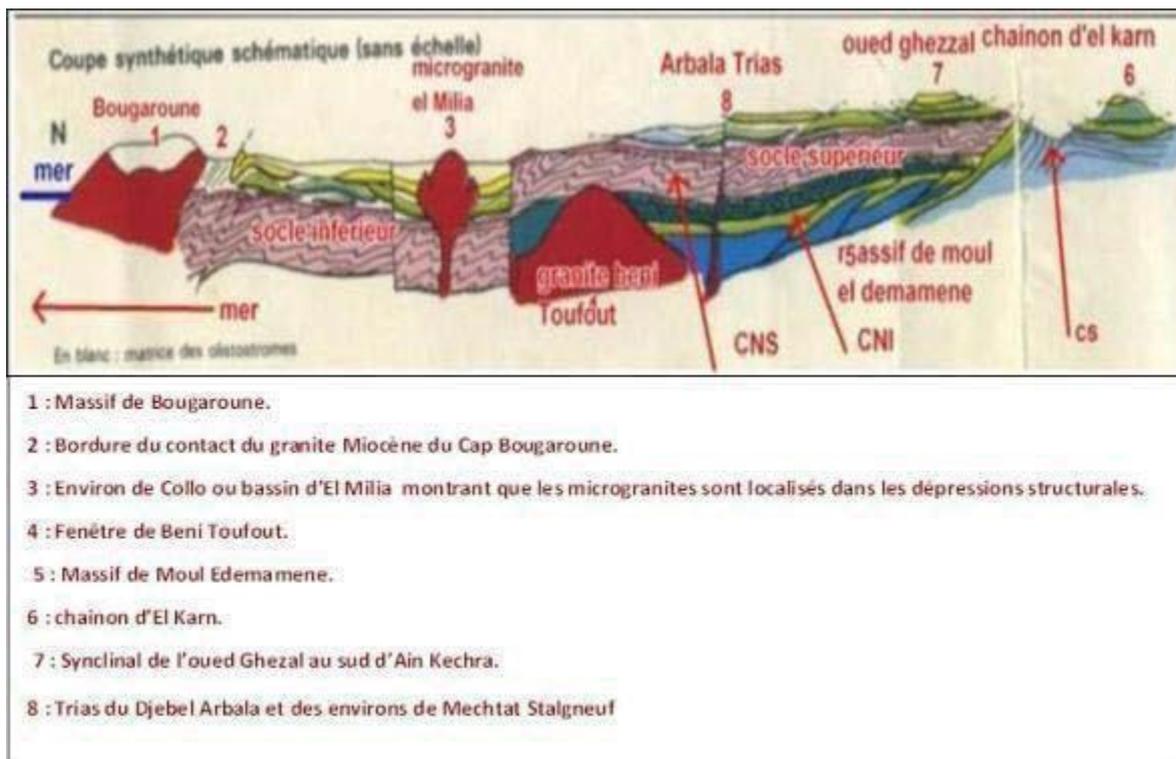


Figure n°I.2 : Coupe synthétique et théorique de l'édifice tectonique de la Kabylie de Collo et d'El MILIA (Bouillin 1977, in ANBT, 2010).

- **Le compartiment nord inférieur (CNI)**

Ce compartiment est composé par un empilement de nappes à matériel schistosé, plus ou moins métamorphisé et positionné sous le socle kabyle. Il serait constitué des séries du flysch mauritanien, du flysch massylien et des formations telliennes.

- **Le compartiment nord supérieur (CNS)**

Il est formé du socle kabyle et de la couverture Oligo-Miocène qui comporte des lambeaux de nappes de flysch avec un matériel tellien associé à des Olistostromes déposés par gravité accentuée.

- **Le compartiment sud (CS)**

Il affleure au sud des deux compartiments suscités, avec une séparation matérialisée par un accident tardif chevauchant vers le sud. Ce compartiment comporte des formations numidiennes ainsi que des nappes des flysch mauritanien et massylien superposés aux séries telliennes

- **Le Numidien**

Le Numidien est un cas à part: il occupe la plus haute position de la structure sans être impliqué dans les contacts de chevauchement. L'hypothèse de son néo-autochtonie (Raoul 1971) explique très bien son emplacement, mais d'après Bouillin (1977) cela doit être abandonné pour des raisons stratigraphiques et parler donc d'Allochtonie tardive du Numidien.

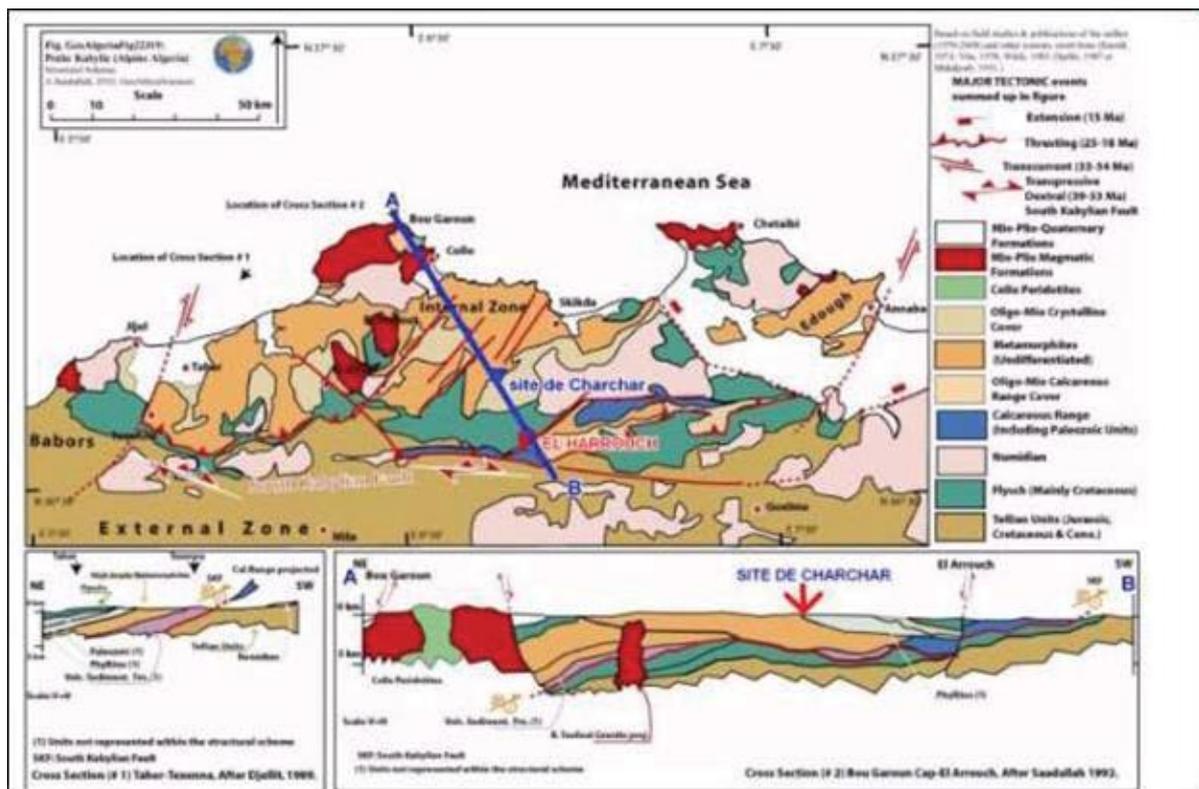


Figure n°1.3 : Schéma structural établi par Saadallah-Djellit d'après les publications des différents auteurs.

En conclusion on peut dire que la petite Kabylie de Collo a été le siège de la manifestation de deux phases magmatiques importantes :

La phase Tardi-Hercynienne avec un magmatisme à composition acide granitique intrudant le socle de la petite Kabylie de Collo.

- La phase Miocène avec un magmatisme représenté essentiellement par le massif granitique du Cap Bougaroun et le dôme granitique des Béni Touffout.

Ces deux phases surviennent dans la région au cours d'épisodes tectoniques de fracturation très importante dont les directions principales d'âge néogène (NE, NW et E-W) et le magmatisme acide qui lui est contemporain sont essentiellement à l'origine des minéralisations hydrothermales polymétalliques rencontrées dans la région.

Les géologues, et parmi eux M. Roubault, considèrent que les roches cristallines, et notamment les schistes et les micaschistes de la petite Kabylie et de l'Edough, sont d'origine sédimentaire. Les arguments qui militent en faveur de cette affirmation sont :

- La présence en abondance de minéraux du métamorphisme (grenat, andalousite, sillimanite, disthène, etc.).
- L'intercalation dans les schistes de bancs de cipolins et de lits de quartz.

Du point de vue structural, la carte géologique de St Charles au 1/50 000 (L. Joleaud), montre au nord-ouest; la partie méridionale du massif cristallin de Skikda, sans structure régionale évidente, quoique celui-ci comporte de nombreux plis et failles à caractère local.

Au massif de Skikda, succède la dépression de Ramdane Djamel (St Charles), qui forme une aire synclinale de 20 km de large, englobant l'ensemble des formations

sédimentaires. Au milieu de la dépression, on note la présence d'un anticlinal secondaire, orienté OSO-NNE. De nombreuses failles de direction globale NS affectent les dépôts Eocène.

La coupe géologique (figure n°I.2) montre que la couverture sédimentaire Eocène – Oligocène est discordante sur le socle cristallophyllien. La couverture Cénozoïque (Eocène-Oligo-Miocène kabyle) affleure en liseré discontinu entre le cristallophyllien et les unités sus-jacentes. Cette série transgressive est formée par un conglomérat de base à éléments cristallophylliens qui se termine au sommet par une série grés-pélique micacée de type flysch (le Numidien).

La série de grès et marnes de l'Eocène forme un synclinal sur lequel repose une partie de la digue de col du barrage de Charchar. Au sud du massif de Kef sidi Messaoud qui culmine à 400 m d'altitude le contact Eocène – micaschistes est toujours discordant. Les terrains sédimentaires sont plissés suite à des compressions est-ouest depuis la période Miocène. ^[1]

I.4 Géologie du site du barrage

Les terrains rencontrés au niveau du site du barrage sont principalement des formations cristallines du socle métamorphique avec une couverture quaternaire sur les deux rives de l'oued Charchar ainsi que des dépôts alluvionnaires récents dans le lit mineur.

I.4.1 Les formations cristallines

I.4.1.1 Les micaschistes

Les micaschistes couvrent pratiquement la zone d'implantation du barrage. Ils se présentent sous forme d'une roche finement feuilletée, riche en micas, dans laquelle alternent des feuillets de couleur noire et blanche.

Les micaschistes sont souvent traversés par des veines de quartz, de dimension appréciable, recoupant la schistosité.

I.4.1.2 Les schistes satinés

Au nord du barrage et tout le long des deux rives de l'oued Charchar, les schistes prennent une couleur gris-bleuâtre. Ils se

« Débitent » en lices et brillantes, souvent ondulées. Les schistes satinés sont accompagnés, de façon presque constante, par de nombreux filons nets de quartz. Ces filons sont multidirectionnels, ils épousent souvent la schistosité mais il est fréquent qu'ils observent un recoupement de celles-ci par de grosses veines. Les schistes satinés gris ont été rencontrés en profondeur dans certains sondages réalisés au niveau de la fondation du barrage et notamment dans les sondages S101 et S102. ^[1]

I.4.2 Les formations de couverture

Ce sont généralement des colluvions argilo-graveleux avec des granules béchiques anguleux enrobés dans une matrice argileuse rouge. Les éléments granuleux sont souvent des bouts de micaschistes et des granules de gneiss. Les argiles proviennent de la décomposition des roches cristallophylliennes. Ils forment des couches de quelques décimètres sur les pentes fortes et souvent plusieurs mètres sur des terrains plats en bas de

pentés. Ils ont été prospectés par puits et tranchées pour les besoins en matériaux de construction du noyau ou des recharges.

Une ancienne terrasse alluviale constituée de blocs anguleux gneissique, gréseux et calcaire dans une matrice argilo- limoneuse se rencontre sur la rive gauche de l'oued (le replat du site du barrage) avec une épaisseur qui peut atteindre 2 m, en descendant vers l'aval, elle devient plus épaisse et avec un étendu plus large. Dans le lit de l'oued on trouve des formations alluvionnaires récentes d'épaisseur très faible qui se déposent dans les chenaux étroits creusés dans la roche cristalline. ^[1]

I.4.3 Géomorphologie

L'oued Charchar au niveau de son parcours dessine des méandres à courbes peu prononcées. L'axe du barrage est située dans une partie rectiligne entre la confluence de l'oued Frira avec l'oued Cherrioua et un méandre qui présente sa convexité vers le nord, la partie rectiligne est d'une longueur d'environ 600 m. Le site correspond à une vallée étroite avec un versant raide et très boisé sur la rive droite, et un replat déboisé d'environ 50 m sur la rive gauche, qui termine au pied d'une montagne, avec un versant boisé et une pente plus prononcée, au droit du site du barrage.

I.4.4 Analyse structurale

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité et quelques fractures de directions diverses. Ces plis sont visibles dans le lit de l'oued Charchar. Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE, qu'on peut observer à l'affleurement.

Le contact entre le socle métamorphique et les formations de l'Eocène s'observe dans l'oued Frira. C'est un contact vertical qui montre clairement les micaschistes formant un crochon vertical et les conglomérats de base à pendage très fort.

Ce contact vertical dénote d'une tectonique de compression qui a fait plisser la couverture Eocène et Oligocène. Le rapport de faisabilité parle d'un contact orienté vers le nord au niveau du sondage incliné S12. Ce type de contact est signalé dans la littérature géologique dans la région de petite kabyle de Collo. C'est un contact chevauchant dans lequel le socle chevauche parfois la couverture. C'est une tectonique miocène à post Miocène. Ce contact verticale est accompagné d'un léger déplacement qui à notre sens n'est pas très important. Ce contact n'est pas observé dans les terrains quaternaires. Il n'est donc pas actif.

De l'analyse des résultats obtenus il est possible d'identifier les orientations préférentielles suivantes :

- S1 - N57°E, 29°NW.
- F1 - N17°W, 56NE.
- F2 - N60°W, 41°NE.
- F3 - N3°E, 53°W.
- F4 - N44°W, 25°SW.

I.5 Géologie de la cuvette et digue de col du barrage

I.5.1 Géologie

La cuvette du barrage correspond essentiellement à la large vallée de l'oued Frira et ses berges, elle est constituée par les formations sédimentaires qui reposent sur le socle métamorphique, la digue de col du barrage sera construite sur ces mêmes formations géologiques du côté Est de la cuvette et au sud de la digue principale.

Les formations sédimentaires correspondent aux marnes alternant avec des grès et des poudingues d'âge Eocène avec une couverture quaternaire de terrasses anciennes.

I.5.1.1 Les formations de l'éocène

Les formations de l'éocène se composent essentiellement :

-Les grès ou poudingues de base

-Les marnes : Dans les sondages, les marnes sont sableuses, compactes ou altérées, de couleur grise.

-Les marnes calcaires et les calcaires marneux

I.5.1.2 Les formations superficielles

Les formations superficielles se composent du :

-Les terrasses anciennes

-Les alluvions graveleuses d'oueds

I.5.2 Géomorphologie

La cuvette du barrage Charchar s'étendra principalement dans la vallée de l'oued Frira et ses berges à pentes très douces, les formations sédimentaires qui recouvrent le socle présentent une topographie vallonnée typique des formations tendres et marneuses contrairement aux reliefs accidentés des formations cristallines qu'on trouve dans l'oued Cherrioua, les terrains de la cuvette sont moins boisés et présentent des ravinelements de profondeurs diverses creusés par les ruissellements.

Les reliefs entourant la cuvette sont très élevés par le nord et l'ouest, où se dressent les montagnes boisées de terrains cristallophylliens et qui atteignent 600 m d'altitude. Les reliefs du sud par contre sont moins accidentés et ne dépassent pas 350 m d'altitude en leurs sommets qui se terminent par une barre rocheuse de grès de l'oligocène, mais leurs altitudes diminuent sensiblement du côté est où se forme une dépression d'environ 1 km de long entre le village Bouchtata et le piton de la rive droite du site du barrage principal, cette ouverture de la cuvette descend jusqu'à une altitude de 100 m. Les terrains meubles sont à l'origine de cette érosion différentielle, puisque on n'en rencontre pratiquement que des marnes en surface, des terrains dénudés généralement, ce qui accélère leur ravinement.

I.6 Hydrogéologie

I.6.1 Site du barrage principal

Les mesures effectuées dans les sondages montrent l'existence d'une nappe d'eau concentrée dans la partie altérée ou fissurée des formations schisteuses. Les niveaux d'eau montrent que c'est une nappe en équilibre piézométrique. Elle se trouve à environ 6 m de profondeur sur les rives de l'oued Charchar dans les formations schisteuses altérées. Sur la rive gauche, à une centaine de mètres du lit mineur de l'oued, le niveau piézométrique de cette même nappe de fissure est un peu plus profond, à environ 10 m. Il n'y a pas eu d'essais de débit pour déterminer le débit de la nappe, mais les essais de lugeons ont donné des perméabilités sur toutes les profondeurs des différents sondages. A l'aval du site de barrage se trouve une source d'eau dans les formations schisteuses avec un débit considérable. L'alimentation se fait exclusivement par les eaux d'infiltration et de ruissellement, car la configuration du site, ainsi que les côtes des niveaux piézométriques, ne militent pas en faveur d'une alimentation de celle-ci par l'oued. ^[1]

I.6.2 Site de la cuvette et la digue de col

Les formations géologiques rencontrées au niveau de la cuvette sont essentiellement des alternances de marnes et de marno-calcaires avec des niveaux gréseux, avec une couverture de terrasse alluviales anciennes. Une nappe qui occupe les terrasses alluviales anciennes est détectée par des puits de reconnaissances à une profondeur de 3 m. La position des terrasses alluviales montre que la nappe d'eau alimente la nappe des fissures et des grès sous-jacents. ^[1]

I.7 Études sismologiques

Les études sismologiques pour le barrage de Charchar ont été faites sur la base de méthodes probabilistes et déterministique.

I.7.1 Approche déterministe

Pour établir les scénarii sismiques permettant de définir le Séisme de Base d'Exploration (SBE) et le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) on a analysé la sismicité dans un rayon de 100 km autour du site du barrage (séismes entre 1901 et 2012), avec des valeurs de magnitudes supérieures à 4. En outre, dans cette analyse on a aussi pris en compte les éléments de la carte sismotectonique. Ces éléments ont été représentés ensemble dans la annexe A. Le séisme $M = 5.9$ du 27 octobre 1985 a été retenu comme représentant le séisme maximal connu qui nous permet de définir le séisme maximal historique vraisemblable (SMHV). On obtient la magnitude du séisme majoré de sécurité pour le SMD, en majorant d'un demi-degré la magnitude du SMHV, c'est à dire, le SMD sera le mouvement sismique induit au site du barrage par un séisme $M = 5.9 + 0.5 = 6.4$.

I.7.2 Approche probabiliste

L'évaluation probabiliste d'aléa sismique a été basée sur la méthode expérimentale, utilisant la sismicité concernant la période comprise entre 1900 et 2012, et en considérant, uniquement, les séismes de magnitude supérieure à 4 et distances épacentrales jusqu'à environ de 100 km, comme vu dans la approche déterministe.

La méthode expérimentale consiste dans l'analyse statistique des valeurs extrêmes à partir d'un échantillon global relatif à une période de n d'années.

Au graphique de l'annexe A on a représenté les valeurs de probabilité associées à chaque événement et introduit la courbe qui a un meilleur ajustement au groupe de points.

Au Tableau n°I.1 on indique les valeurs extrapolées pour les périodes de retour de 145, 1000, 5000 et 10 000 ans. ^[1]

Tableau n°I.1: Accélération maximale.

Périodes de retour	Accélération maximale (cm/s ²)
145	119
1000	162
5000	198
10000	214

(Source ANBT)

I.7.3 Actions sismiques de projet

Tenant en compte les caractéristiques de l'ouvrage par rapport au risque potentiel, on propose des valeurs suivantes pour les actions sismiques de ce projet - Tableau n°I.2:

Tableau n°I.2: Les valeurs de l'accélération maximale à adopter.

Séisme	Accélération maximale [g]
SBE	0,12
SMD	0,22

(Source ANBT)

I.7.4 REGLUMENT PARA SISMIQUE ALGERIAN

Notre l'ouvrage est du type « ET », avec une sismicité de la zone II2, appartient au groupe B2. Selon « RPA » le règlement parasismique algérienne « RPA99/version 2003 »

notre retenue est classé groupe d'usage « 1B » et elle est située dans la zone (IIa) classé comme zone de moyenne sismicité. Selon le tableau 4.1 du règlement parasismique Algérienne le coefficient d'accélération de zone A est égale à 0.25.

I.8 Campagnes de reconnaissances

La première phase des études a inclut Une campagne de reconnaissance géotechnique avec l'objectif d'évaluer de mode préliminaire les conditions de fondation du barrage et analyse des matériaux de construction disponibles .Dans cette phase, au niveau du site de barrage, des sondages carottés avec des essais SPT et des essais Lugeon ont été exécutés pour évaluer les conditions de fondation ainsi que pour statuer sur le cadre de perméabilité.

La réalisation des déferentes études induit la nécessité d'exécution de prospection spécifique en ce qui concerne le site du barrage, le site de la digue de col et les ouvrages hydrauliques annexes, ainsi que la recherche de matériaux de construction. ^[1]

I.8.1 Fondation du barrage et ouvrage annexe

I.8.1.1 Travaux de reconnaissance

Le programme d'investigation géotechnique établi pour le site du barrage les sites de la galerie des prises d'eau et de l'évacuateur de crues fut composé de la réalisation des sondages carottés, des essais SPT, puits et tranchées de reconnaissances, profils sismiques réfraction et sondages électriques. De mode complémentaire, des essais de perméabilité du type Lugeons ont été effectués pendant la réalisation des sondages carottés et des piézomètres furent installés. Des mesures du niveau d'eau souterrain ont été effectuées après que les forages étaient terminés. Ils ont été effectués les travaux de reconnaissances suivants:

Barrage :

- Tranchées de reconnaissance : T101 à T104.
- Puits de reconnaissance : P301 à P304.
- Sondages carottés : S1 à S5, S101, S102, S104 et S105.
- Sondages électrique: SE1 à SE6.
- Profils sismiques de réfraction : PS1, PS2 et PS5.

Galerie de dérivation :

- Sondages carottés : S6 et S7.
- Sondages électriques: SE3, SE5 et SE6.
- Profil sismique de réfraction : PS2.

Prises d'eau

- Sondages carottés : S106.

Évacuateur de crues :

- Puits de reconnaissance : P305 à P312.
- Sondages carottés : S14, S107 et S108.

- Profil sismique de réfraction : PS3.

I.8.1.2 Sismique de réfraction

Dans le site du barrage trois profils sismiques (PS1, PS2 et PS5) ont été réalisés avec une Longueur variable, comprise entre 180 m (PS1) et 250 m (PS2 et PS5) et aussi deux profils sismiques, PS2 et PS3, respectivement, avec une longueur de 250 m, PS2, et de 430 m, PS5 dans l'axe de la dérivation et de l'évacuateur de crues

- PS1 – profil transversal suivant l'axe du barrage, d'une rive à l'autre, composé par trois bases sismiques.
- PS2 – profil amont-aval, dans la limite entre la rive droite et le lit de l'oued, composé de quatre bases sismiques.
- PS5 – profil amont-aval longeant la rive gauche, composé de quatre bases sismiques.

L'annexe A présente une synthèse des résultats des profils sismiques de réfraction réalisés.

Le Tableau n°I.4 et Le Tableau n°I.5 présente une analyse des résultats obtenus et l'identification des horizons sismiques. De signaler que cette analyse a comme base la conjugaison des résultats obtenus dans les profils sismiques et les sondages mécanique. ^[1]

Tableau n°I.3: Analyse des résultats et identification des horizons sismiques dans le massif crystallofillien (Barrage).

Horizons sismiques	V L (m/s)	N SPT	Degré d'altération	RQD (%)	Formations géologiques intéressées
HS1	35 0-650	9 ->50	-	-	Associés aux sols alluvionnaires, colluvion aires, dépôts de terrasse, terre végétale et sols résiduels.
HS2	10 00- 2000	9 -> 50	W5-W4	0-30 (exceptionnellement t 30- 60%)	Essentiellement associés au massif schisteux plus altéré et aux sols alluvionnaires, colluvion aires et dépôts de terrasse.
HS3	20 00- 3000		W4 (parfois W5)	0-22	Essentiellement associés au massif schisteux dégradé et très fracturé.
Horizons sismiques	V L (m/s)	N SPT	Degré d'altération	RQD (%)	Formations géologiques intéressées
HS4	> 3000	-	W2 (exceptionnellement W3)	40-100 (exceptionnellement 20<RQD< 40)	Massif schisteux peu altéré.

Tableau n°I.4:Synthèse des profils sismiques réfraction (Ouvrages hydrauliques).

Désignati	Longueur du profil (m)	VL (m/s)	Profondeurs moyen (m)	Localisation
PS2	270	350 - 650	0 à 3,0	Galerie de dérivation
		1000-2000	3,0 à 9,0	
		2000-3000	3,0 à 9,0	
		>3000	>9,0	
PS5	265	350 - 650	0 à 2,0	Évacuateur de crues
		1000-2000	3,5 à 6,5	
		2000-3000	6,5 à 12,0	
		>3000	>6,5/12,0	

La fondation de la dérivation se développe sur le massif schisteux (Tableau n°I.4) et la fondation de l'évacuateur de crues sur le massif crystallofillien (Tableau n°I.4). De signaler que l'analyse représentée dans les tableaux a comme base la conjugaison des résultats obtenus dans les profils sismiques et les sondages mécaniques. ^[1]

I.8.1.3 Sondages électriques

En générale Pour le barrage six sondages électriques, SE1 à SE6.

Dans l'axe de la dérivation ont été réalisés trois sondages électriques, SE3, SE5 et SE6.

L'annexe A présente une synthèse des résultats des sondages électriques réalisés.

D'après les résultats de l'étude géophysique (profils sismiques et sondages électriques), l'épaisseur des sols (colluvions, dépôts de terrasse et sols résiduels) est plus importante sur la rive gauche que sur la rive droite en générale pour le barrage, et l'épaisseur des sols (colluvions, dépôts de terrasse et sols résiduels) c'est variable de 1,7 à 10 m de profondeur, au milieu et à la fin de l'axe de la dérivation mais. ^[1]

I.8.1.4 Puits et tranchés de reconnaissance :

Envisageant l'identification visuelle du terrain de fondation suivant l'axe de l'évacuateur de crues et aussi du barrage ainsi que le recueil d'échantillons pour sa caractérisation au laboratoire quatre tranchés de reconnaissances (T101 à T104) ont été ouvertes avec une profondeur maximale de l'ordre de 4 m et ont été effectuées aussi que quatre puits de reconnaissances (P301 à P304) sur l'axe de barrage .

Huit puits de reconnaissances (P305 à P312) ont été réalisés, avec une profondeur maximale de l'ordre de 4,1 m (suivent l'axe d'évacuateur de crue).

Avec la réalisation de ces puits et Les tranchées de reconnaissance (T101 à T104) il a été aussi possible de déterminer l'ampleur des fouilles à envisager pour le barrage et l'évacuateur de crue . .

Pendant l'ouverture de ces tranchées et puits, aucun niveau d'eau n'a été détecté.

Les résultats des puits réalisés sur l'axe du barrage (P301 à P304) ont confirmé qu'en rive gauche, il semble exister une vallée fossile remplie par des dépôts de terrasse et des colluvions.

En ce qui concerne le site de l'évacuateur de crues, on a rencontré un massif sédimentaire composé par des alternances d'argiles, marnes, calcaires marneux et grès, avec un horizon d'altération à épaisseur d'environ 2,0 m.

L'annexe A et annexe A présentent une synthèse de caractéristiques des puits et tranchées de reconnaissances réalisés, respectivement.

I.8.1.5 Sondages carottés :

Neuf sondages carottés S1 à S5, S101, S102, S104 et S105 fut réalisé dans le site du barrage, pendant d'étude.

En plus six sondages carottés ont été réalisés dans les axes des ouvrages hydrauliques.

Dérivation

- Sondages carottés : S6 et S7

Prise d'eau

- Sondage carotté : S106

Évacuateur de crues

- Sondages carottés : S14, S107 et S108

L'exécution des sondages carottés a eu pour objectif principal la reconnaissance de la lithologie en profondeur, des caractéristiques de perméabilité, déformabilité et de résistance au cisaillement du massif de fondation du barrage et respectifs appuis.

Dans les formations rocheuses, le carottage continu assure l'obtention d'informations complémentaires en matière de degré d'altération et de fracturation, tel que défini par l'ISRM (« International Society of Rock Mechanics »). On a ainsi considéré les taux de récupération et de RQD (« Rock Quality Designation »). Basé sur ces deux indices il est possible de classer le massif rocheux, en dépit de la valeur, le taux de récupération peut être influencé par des facteurs liées à l'exécution du sondage et donc indépendants de la qualité du massif.

Les résultats obtenus ont permis de caractériser, en termes géologiques et géotechniques, les formations en présence, notamment quant à la nature lithologique, le

degré d'altération, des caractéristiques et degré de fracturation et aussi établir ses caractéristiques mécaniques et hydrogéologiques ainsi que détecter des accidents tectoniques éventuels. Ils ont permis aussi de déterminer l'épaisseur des sols résiduels et de la couverture et détecter les niveaux d'eau éventuels.

Ces informations ont permis de définir le suivant:

- Le scénario géologique et géotechnique.
- Les conditions de fondation du barrage.
- L'excavabilité du massif.
- La géométrie des talus de déblais vis-à-vis sa stabilité.
- L'éventuel besoin de dispositifs de drainage interne du massif dans les zones d'excavation (compte tenu de la phase provisoire).
- La possibilité de réutiliser des produits des excavations comme matériel de construction.

Les niveaux d'eau enregistrés dans les sondages S1, S3, S4 et S101 correspondent à des niveaux piézométriques. Les restants furent mesurés après forage. Il convient de noter que les niveaux d'eau mesurés après forage doivent être considérés avec quelques réserves, car ils peuvent correspondre en grande partie à l'eau utilisée pour le refroidissement de l'outil.

En ce qui concerne le site du barrage, d'après l'ensemble des tranchées et des puits et des sondages réalisés, on peut conclure que le modèle géologique et géotechnique est constitué par un massif de nature schisteuse avec une couverture de dépôts alluvionnaires et de terrasses à différents niveaux. L'ensemble des sols de couverture présente une épaisseur plus importante en rive gauche qu'en rive droite, supérieure à 3,0 m et atteignant localement 10,0 m.

Au fond de la vallée, l'épaisseur des sols alluvionnaires est de l'ordre de 1,0 m et l'épaisseur associée aux dépôts colluvionnaires et de terrasse est de 4,0 à 7,0 m ; parfois on observe la présence d'un massif schisteux affleurant.

La rive gauche présente les plus importantes épaisseurs de sols, de l'ordre de 3 à 5 m, atteignant localement 10,0 m dû à l'existence de la vallée fossile mentionnée, qui impliquera des fouilles très profondes, de l'ordre de 5 à 10 m, le long d'un canal de direction perpendiculaire à l'axe du barrage.

Pendant l'exécution des sondages carottés des essais de perméabilité du type Lugeons ont été réalisés.

Comme mentionné auparavant, plusieurs sondages carottés ont été équipés d'un tube PVC piézométrique afin d'effectuer un relevé du niveau d'eau pendant la durée des travaux et du projet.

De l'analyse des résultats, on peut conclure que les valeurs du niveau piézométrique des sondages réalisés dans le fond de la vallée et dans les rives sont très uniformes, n'étant pas significativement conditionnés par le régime d'écoulement superficiel. Néanmoins, les

niveaux d'eau observé dans les sondages localisés dans le fond de la vallée (S3 et S101) est moins profond (de l'ordre de 0,35 à 2,2 m).

En ce qui concerne l'axe de la galerie de dérivation et l'axe des prises d'eau, le site est constitué par un massif schisteux avec une couverture composée par de dépôts alluvionnaires et des terrasses (plus épaisse suivant l'axe de la dérivation), et pour le site de l'évacuateur de crues, on a rencontré un massif sédimentaire composé par des alternances d'argiles, marnes, calcaires marneux et grès, avec un horizon d'altération à épaisseur d'environ 2,0 m. ^[1]

I.8.1.6 Essais in situ

I.8.1.6.1 Essais SPT

Les sondages effectués en relation avec les terrains meubles et roches tendres ont été accompagnés par l'exécution d'essais SPT (« Standard Pénétration Test »), avec un écart de 1,5 m.

Les résultats des essais SPT ont permis la caractérisation géotechnique des formations, notamment, la classification des sables selon la compacité et des argiles selon la consistance.

Pour les ouvrages annexes II y a seulement résultats des essais de SPT pour les sondages réalisés suivant l'axe de l'évacuateur de crues.

Le Tableau n°I.5, le Tableau n°I.6, la Figure I.1 et la Figure I.2 présentent une relation entre les résultats obtenus dans les essais SPT et la profondeur et la lithologie (dans ces tableaux et figures on considère la totalité des sondages).

Le site du barrage est constitué par un massif de nature schisteuse avec une couverture de dépôts alluvionnaires et de terrasses à différents niveaux (Tableau n°I.6 et Figure n°I.2). ^[1]

Tableau n°I.5:Relation entre les résultats des essais NSPT et la profondeur (N=105)

Prof. (m)	Fréquence relative (%)				Total (%) (valeurs arrondis)
	NSPT:: 10	10 < NSPT<30	30 < NSPT< 50	NSPT2 50	
< 3	3,8	3,8	0	2,9	10,5
3 - 6	2,9	6,7	2,9	6,7	19,2
6 - 12	0,0	3,8	1,9	23,8	29,5
12 - 20	0,0	0,0	1,0	30,5	31,5
>20	0,0	0,0	0,0	9,5	9,50
TOTA L (%)	6,7	14,3	5,7	73,3	100

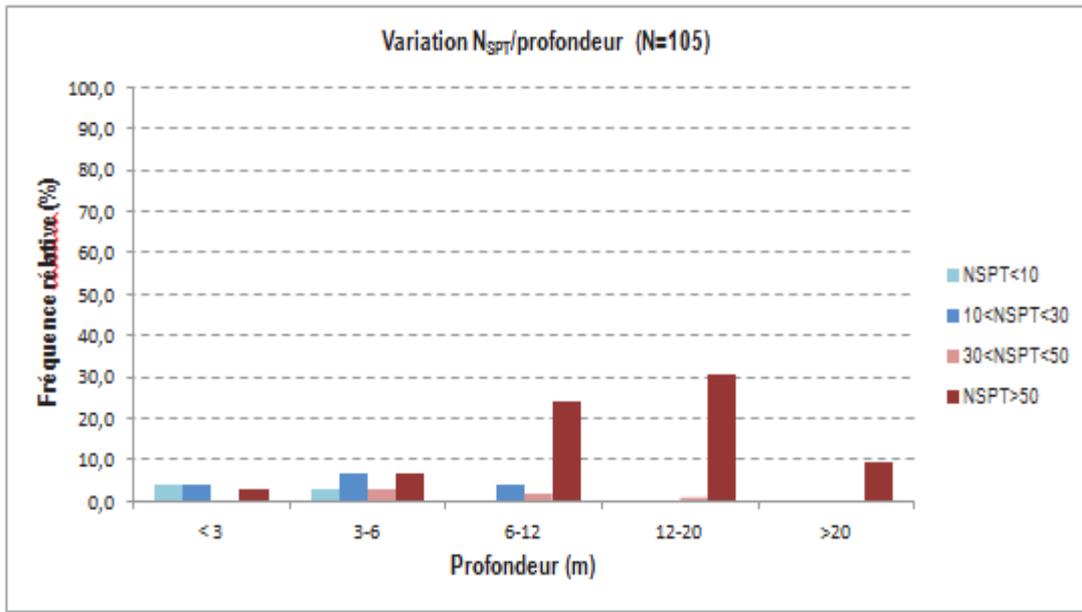


Figure n°I.2:Fréquence relative des valeurs de NSPT en fonction de la profondeur.

Tableau n°I. 6:Relation entre les résultats des essais NSPT et la lithologie (N=105).

Lithologie	Fréquence (%)				Total (%) (valeurs arrondis)
	NSPT : 10	10 < NSPT < 30	30 < NSPT < 50	NSPT 2 50	
Colluvion	2,9	4,8	0,0	4,8	12,4
Marnes	2,9	7,6	5,7	43,8	60,0
Grès	0,0	0,0	0,0	18,1	18,1
Schistes	1,0	2,9	0,0	5,7	9,5
TOTAL	6,7	15,2	5,7	72,4	100,0

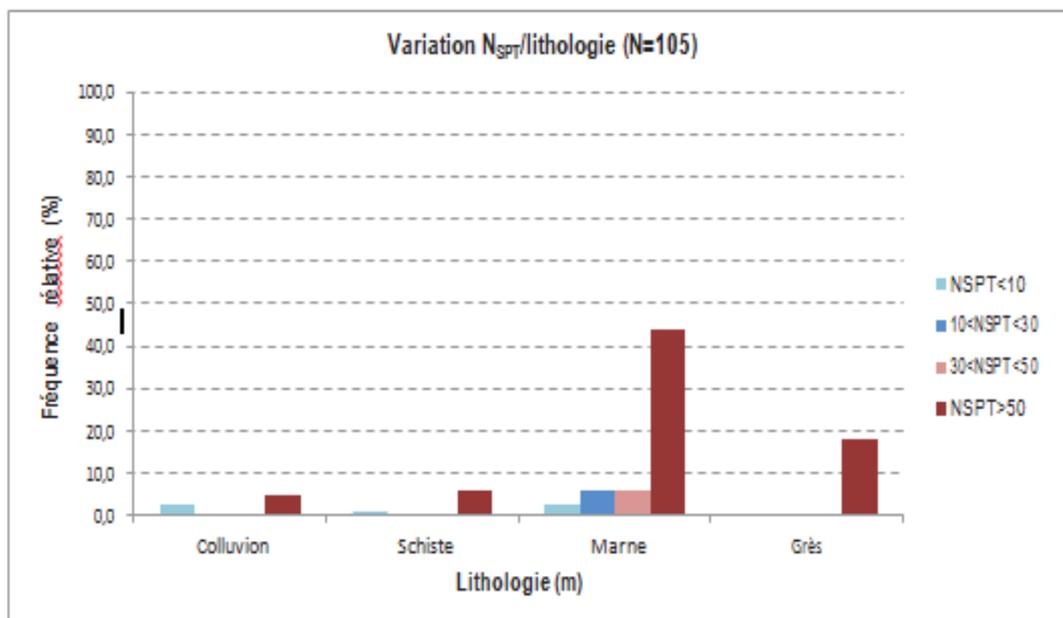


Figure n°I. 3: Fréquence relative des valeurs de NSPT en fonction de la lithologie.

Pour la fondation du barrage, la plupart des résultats des essais SPT (environ 70%) correspondent au refus. Cette situation est due au fait que la plupart des essais (environ 78%) ont été réalisés sur le roche tendre à dure (marnes et grès). De signaler aussi que la plupart des essais SPT correspondant au refus ont été obtenus à des profondeurs supérieures à 6 m. L'axe de l'évacuateur de crues est constitué par une intercalation de marnes, marno-calcaires et grès et argiles avec une couverture de sols résiduelles et l'axe de la dérivation et de la prise de l'eau de col barrage est constitué par de schistes (Tableau n°I.6 et Figure I.2).

En ce qui concerne aux résultats obtenus jusqu'à 6 m, environ 35% correspondent à des valeurs supérieures à 50 coups, ce qui peut être expliqué par la présence des cailloux, tandis que les restantes varient en général entre 8 et 30 coups, correspondant à des sols consistantes à très consistantes. ^[1]

I.8.1.6.2 Essais Lugeon

L'exécution des sondages carottés fut accompagnée de la réalisation d'essais de perméabilité du type Lugeon. Le programme arrêté prévoyait l'exécution des essais Lugeon en tranches de 5 m avec 5 paliers de pression (3 ascendants et 2 descendants).

Sur la base des essais réalisés, quatre régimes d'écoulement ont été définis à partir d'un coefficient qui fait la corrélation entre la pression et l'absorption, et peuvent être assimilés aux types de fissures et leurs comportements :

-Régime laminaire : écoulement selon la loi de Darcy, impliquant en général un massif avec des fissures propres ou remplies et des fissures avec remplissage de calibre fin;

-Régime turbulent : écoulement selon la loi de Chézy, impliquant un massif rocheux avec des fractures plus ou moins ouvertes, éventuellement avec du remplissage de matériaux grossier;

-Régime intermédiaire : avec des caractéristiques intermédiaires entre les deux précédents;

-Régimes anormaux : la section des fissures analysées ne se maintient pas constante pendant la réalisation de l'essai.

Cette variation pourrait être le résultat de plusieurs phénomènes, notamment déformations (élastiques ou permanentes) et/ou fermeture ou ouverture.

Pour site du barrage, la Figure I.3 présente quelques paramètres déduits de l'exécution des essais de perméabilité de type Lugeon sur les schistes. On présente aussi une analyse des résultats des essais Lugeon selon la localisation (rive gauche, rive droite et fond de la vallée). Cette analyse est présentée dans le Tableau n°I.7.

En ce qui concerne les ouvrages annexes, Il y a seulement des résultats des essais Lugeon pour les sondages réalisés suivant l'axe de la galerie de dérivation. ^[1]

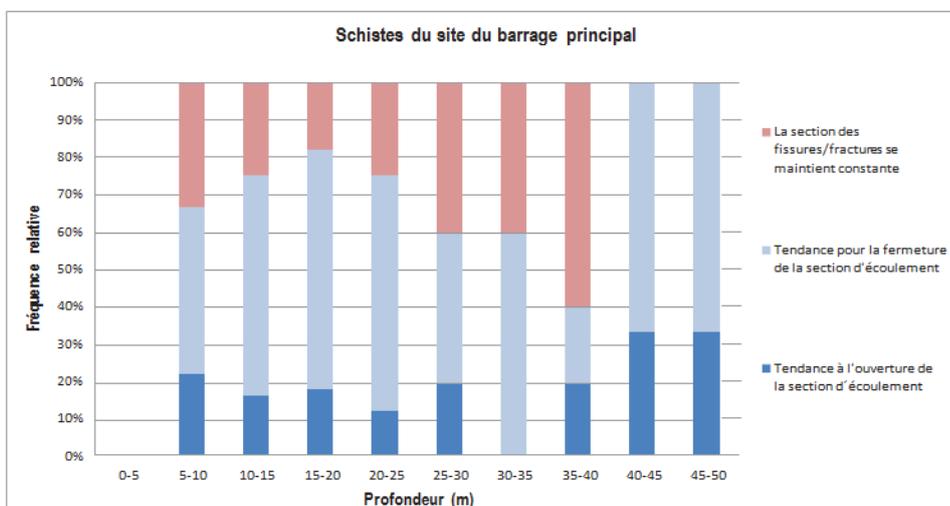


Figure n°I. 4:Schistes du site du barrage principal: tendance des fissures/fractures par trou d'essai

Tableau n°I. 7:schistes du site du barrage principal: régimes d'écoulement par localisation (N=61).

Localisation	Régime anormal		Régime Laminaire		Régime intermédiaire		Régime Turbulent		Total d'essais
	Nombre d'essais	%	Nombre d'essais	%	Nombre d'essais	%	Nombre d'essais	%	
Rive gauche	11	48	9	39	0	0	3	13	23
Rive droite	3	20	12	80	0	0	0	0	15
Lit de l'oued	12	52	4	17	2	9	5	22	23
TOTAL	26	43	25	41	2	3	8	13	61

Les analyses effectuées aux résultats des essais Lugeon ont permis de conclure le suivant pour les schistes du site du barrage :

-Régime d'écoulement : Jusqu'à environ 40 m de profondeur, on enregistre essentiellement la présence des régimes anormaux et laminaire. Au-dessous des 40 m de profondeur, on enregistre un nombre égal de cas de régimes anormal, intermédiaire, laminaire et turbulent. En rive gauche et dans le lit de l'oued le régime d'écoulement anormal est prédominant tandis qu'en rive droite, il prédomine le régime laminaire.

-Tendance des fractures : En général, on a une tendance pour la fermeture de la section d'écoulement ou pour la maintenance de la section.

Les analyses effectuées aux résultats des essais Lugeon au niveau des ouvrage annexe de ont permis de conclure que le régime d'écoulement est laminaire et le fissures se maintient constantes et les valeurs d'absorption sont de l'ordre de 1 à 4 U.L. ^[1]

I.8.1.7 Essais de laboratoire

Pour caractériser les matériaux meubles et rocheux occurrents au niveau de la fondation du barrage et de l'évacuateur de crues, des essais au laboratoire ont été exécutés sur des échantillons prélevés dans les tranchées de reconnaissance (échantillons remaniés) et sur des carottes des sondages (échantillons intacts). ^[1]

I.8.1.7.1 Essais de laboratoire sur le barrage

I.8.1.7.1.1 Analyses granulométriques, limites d'Atterberg, équivalent de sable, teneur en eau et densité des particules

Sept échantillons remaniés prélevés dans les tranchées réalisées au niveau de la fondation du barrage ont été sélectionnés et soumis à des essais d'identification - analyses granulométriques, détermination des limites de consistance, équivalent de sable, teneurs en eau et poids spécifique des particules solides. La synthèse des principaux résultats obtenus est présentée dans le Tableau n°I.8 et Tableau n°I.9.

La synthèse des principaux résultats obtenus est présentée dans le Tableau n°I.8 et Tableau n°I.9 pour les matériaux meubles et Tableau n°I.10 pour les matériaux rocheux.

Les sections suivantes décrivent et font l'analyse des résultats obtenus.

Tableau n°I. 8:Résumé des résultats des essais d'identification sur Fondation du barrage (Matériaux meubles).

Tranchée n.°	Échantillon n.°	Prof. (m)	Formation géologique	Analyse granulométrique				Limites d'Atterberg		Equivalent de sable (%)	Teneur en eau, W (%)	Cl. Unifié
				% < 2 μ	% < 74 μ	% 4	% > 3/4''	WL (%)	WP (%)			
T101	T101/R_N	0,5 -	Co	1	6		0	4	2	-	10	C
	T101/R_N	0,4 -	Co	1	6		0	4	2	-	10	C
T1	T102/R_N	0,5 -	Co	-	5		0	3	1	-	7	C
T103	T103/R_N	0,6 -	Co	1	5		0	4	2	-	6	C
	T103/R_S	1,8 -	Dts	-	6		0	4	2	21	6	C
T104	T104/R_W	0,5 -	Co	-	5		0	3	1	-	8	C
	T104/R_E	0,5 -	Co	(1	1		0	-	-	-	5	C

(Source ANBT)

Note : **Co** - colluvions; **Dts** - dépôts de terrasse argileux sableux **(1)** - essai non réalisé en raison de la nature sableuse de l'échantillon

Tableau n°I. 9: Résumé des résultats de poids spécifique de particules et essai de compactage sur Fondation du barrage (matériaux meubles).

Tranchée n.°	Échantillon n.°	Prof. (m)	Formation géologique	Teneur en eau, W (%)	Poids spécifique des particules solides, γ_s (kN/m ³)	Essai Proctor Normal		
						γ_{dOPN} (kN/m ³)	W _{OPN} (%)	S _r (%)
T101	T101/R_N	0,5 -	Co	10	26,6	-	-	-
	T101/R_N	0,4 -	Co	10	26,7	-	-	-
T102	T102/R_N	0,5 -	Co	7	-	-	-	-
T103	T103/R_N	0,6 -	Co	6	26,7	-	-	-
	T103/R_S	1,8 -	Ds	6	26,4	-	-	-
T104	T104/R_W	0,5 -	Co	8	-	-	-	-
	T104/R_E	0,5 -	Co	5	26,6	19,8	9,	77

(Source ANBT)

Note : **Co** - colluvions; **Dts** - dépôts de terrasse argileux sableux

Dans le site du barrage on peut distinguer les dépôts de terrasse, Dt et les sols colluvionnaire, Co, les sols résiduels du massif schisteux qui présentent des caractéristiques géotechniques distinctes.

Les courbes granulométriques et le diagramme de plasticité de Casagrande des échantillons analysés sont présentés aux Figure I.5 et Figure I.6 (Co et Dt).

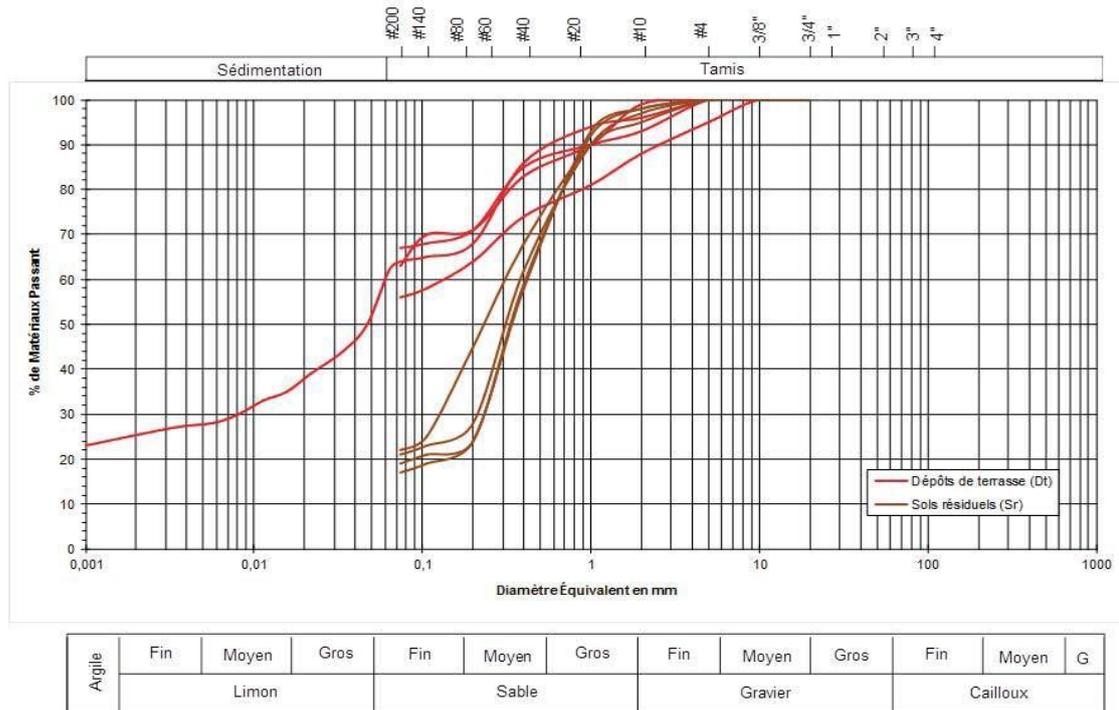


Figure n°I. 5: Analyses granulométriques des échantillons des colluvions, des dépôts de terrasse, des sols résiduels et des marnes. (Source ANBT)

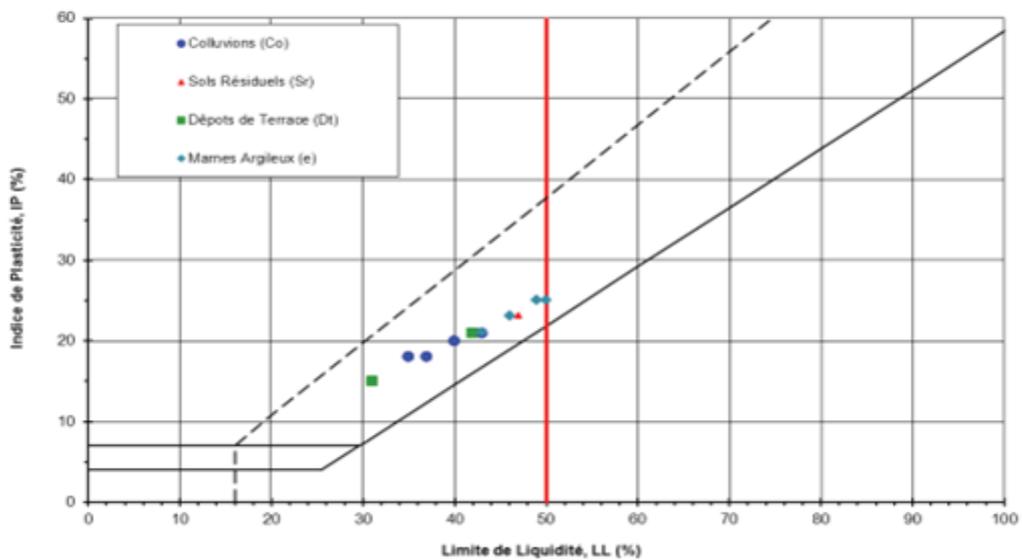


Figure n°I. 6: Diagramme de Plasticité. Échantillons des colluvions, des dépôts de terrasse, des sols résiduels et des marnes. (Source ANBT)

Il s'agit essentiellement de matériaux classifiés comme CL.

Le Tableau n°I.10 présente l'analyse des résultats des essais d'identification obtenus.

Tableau n°I. 10: Analyse des résultats des essais d'identification obtenus sur fondation (les matériaux rocheux).

Matériaux		Analyse granulométrique				Limites d'Atterberg		Classification Unifiée	Teneurs en eau, W (%)	Poids spécifique des particules solides, γ_s (kN/m ³)
		% < 2 μ	% < 74 μ	% > 4	% > 3/4	W L (%)	I P (%)			
Dépôts de terrasse sableuse (Dts)	Fourchette	-	67	2	0	42	21	CL	6	26,4
	Valeurs plus fréquentes	-	67	2	0	42	21	CL	6	26,4
Sol colluvionnaire (Co)	Fourchette	15-18	11-68	2-33	0	35-43	18-21	CL	5-10	26,6-26,7
	Valeurs plus fréquentes	-	53-68	2-12	0	35-43	18-21	CL	5-10	26,6-26,7
Marnes (M)	Fourchette	21-25	69-89	1-17	0	43-50	21-25	CL-CH	8-12	25,5-26,8
	Valeurs plus fréquentes	21-25	76-89	1-3	0	43-50	21-25	CL	8-12	25,5-26,8

(Source ANBT)

De l'analyse des résultats, on peut observer que les sols en présence dans le site du barrage, dépôts de terrasse sableuse, Dts, et sols colluvionnaire, Co, sont essentiellement fins, avec un pourcentage d'éléments inférieurs à 74 μ m supérieur à 50%. La plupart des valeurs de la limite de liquidité obtenues varie entre 35 et 45 % tandis que l'indice de plasticité varie entre 18 et 21 %.

I.8.1.7.1.2 Équivalent de sable

En raison de la nature essentiellement argileuse des matériaux en présence, l'essai d'équivalent de sable (ES), le paramètre qui normalement présente la quantité d'éléments fins plastiques existant dans un sol, a été déterminé pour seulement un (1) échantillon (Tableau n°I.8).

La valeur de l'ES présenté par les dépôts de terrasse sableuse, 21 %, est concordante avec le pourcentage des fins et avec la plasticité du matériau.

I.8.1.7.1.3 Essai Proctor normal

Le seul essai de compactage Proctor normal réalisé sur l'échantillon de sol colluvionnaire, notamment, a fourni une valeur d' γ_{dOPN} de 19,8kN/m³ et une valeur de WOPN de 9,8%. Le degré de saturation obtenu dans les essais a été de 77%, ayant été considérée une valeur moyenne de densité des particules de 2,65

I.8.1.7.1.4 Résistance à la compression uni axiale et à la traction (essais brésiliens)

Des éprouvettes rocheuses représentatives des formations lithologiques existantes au niveau de la fondation du barrage principal ont été sélectionnées et soumises à des essais de laboratoire pour caractériser leurs propriétés mécaniques.

Dans la Figure I.6 on présente tous les résultats disponibles.

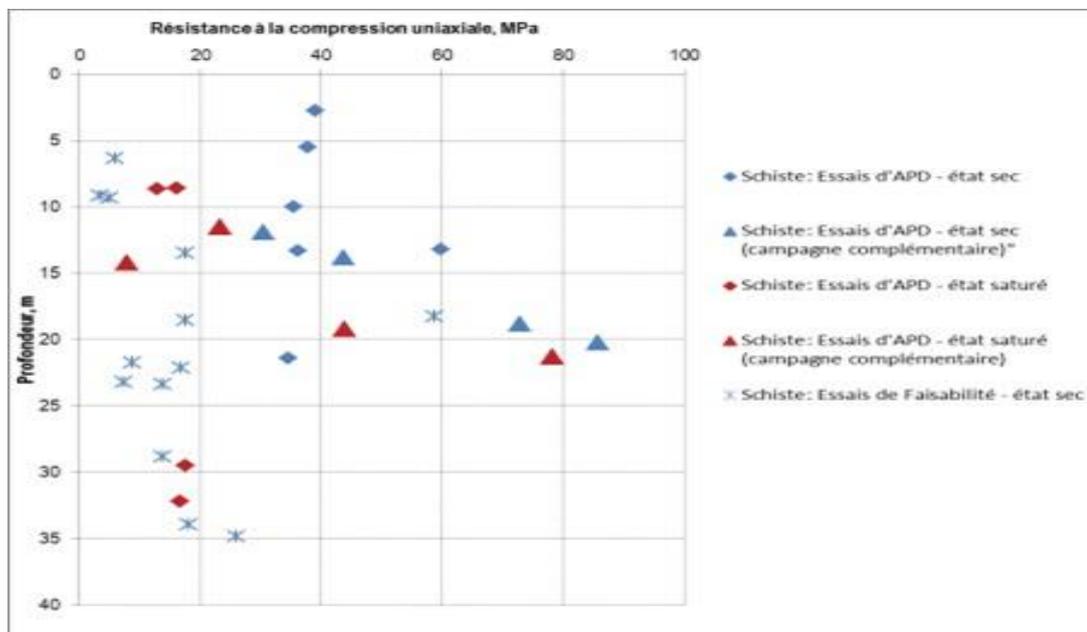


Figure n°I. 7:Schistes : Résistance à la compression uniaxiale en fonction de la profondeur et de l'état

De l'analyse des résultats obtenus, on peut faire les commentaires suivants:

- Les résultats obtenus dans la campagne complémentaire sont concordants avec les résultats obtenus dans la première campagne d'essais de laboratoire et ne confirment pas les faibles valeurs obtenues dans les essais réalisés sur des échantillons de schiste.
- Les valeurs de résistance à la compression uni axiale à l'état sec obtenues correspondent essentiellement à des valeurs moyennes, typiques d'une roche moyennement résistante (selon la Société Internationale de Mécanique des Roches) pour les schistes (souvent entre 30 et 60 MPa); La résistance à l'état saturé (ac sat) correspond à celle d'une roche avec faible résistance à la compression uniaxiale (selon la Société Internationale de Mécanique des Roches).
- Les formations présentent forte sensibilité à la présence de l'eau, avec des réductions de résistance de l'ordre de 50 à 70%; dans ce cas, la forte sensibilité de la roche à la présence de l'eau peut être expliquée par sa nature un peu graphiteuse.

En ce qui concerne les essais brésiliens on a exécuté trois essais à l'état sec et deux à l'état saturé sur des carottes de schiste.

De l'analyse des résultats des essais brésiliens réalisés sur les schistes on peut conclure que les schistes présentent des valeurs de résistance obtenues dans les essais Brésilien entre 7,5 et 11,5 MPa; la résistance à la traction en présence de l'eau n'ayant pas subi de réduction, avec une valeur obtenue à l'état saturé de 10,7 MPa. ^[1]

I.8.1.7.2 Ouvrages hydrauliques

Huit échantillons remaniés prélevés dans les puits réalisés au niveau de la fondation de l'évacuateur de crues ont été sélectionnés et soumis à des essais d'identification - analyses granulométriques, détermination des limites de consistance, équivalent de sable et poids spécifique des particules solides. Les principaux résultats obtenus est présentée dans l'Annexe A.

Les courbes granulométriques et le diagramme de plasticité de Casagrande des échantillons analysés sont présentés aux Figure I.8 et Figure I.9, respectivement.

Les sols Dta sont s'agit de matériaux classés CH et Les sols Sr s'agit de matériaux classés SM.^[1]

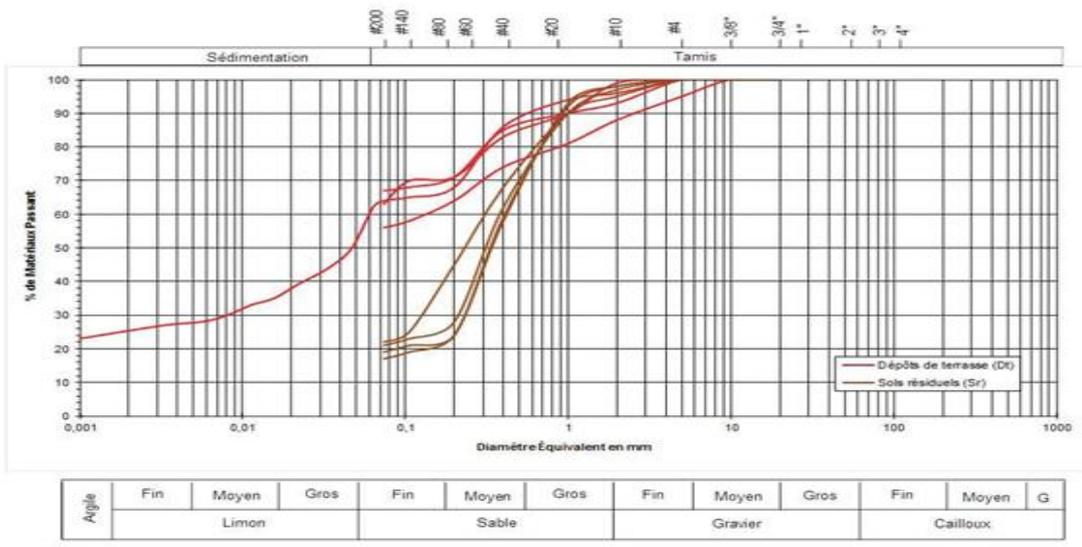


Figure n°I. 8:Analyses granulométriques (Évacuateur de crues). (Source ANBT)

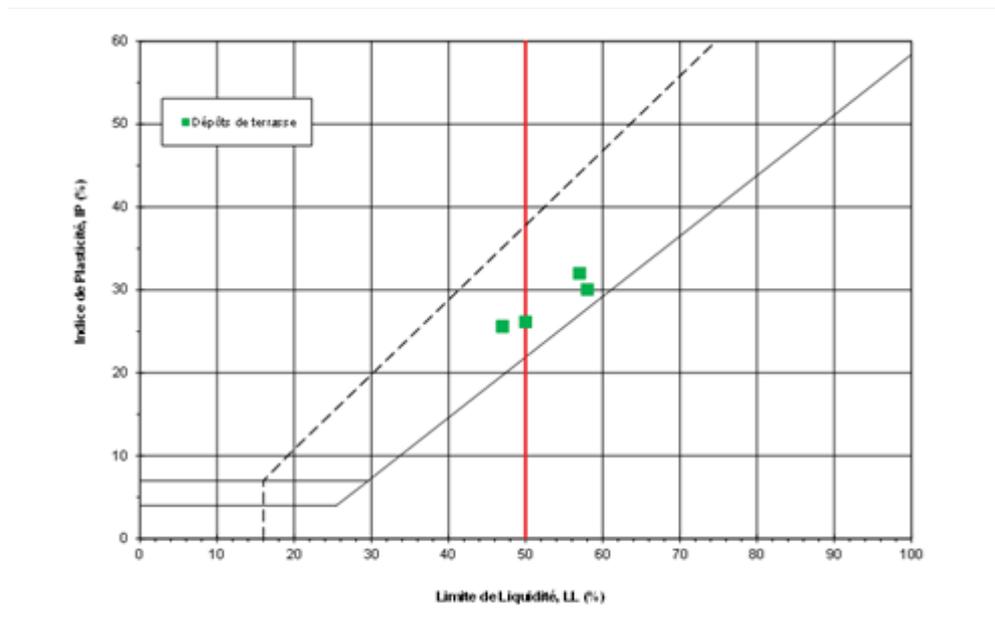


Figure n°I. 9:Diagramme de Plasticité (Évacuateur de crues). (Source ANBT)

I.8.1.7.2.1 Équivalent de sable

Dans le cadre de la campagne d'investigations géotechniques et d'essais le laboratoire, des essais d'équivalent de sable (ES) ont été réalisés sur quatre échantillons en raison de sa nature essentiellement sableuse (Tableau 4.45). On souligne

que des échantillons à nature sableuse ont été rarement rencontrés dans la zone prospectée, où la plupart des échantillons recueillis ont une nature essentiellement argileuse.

Les valeurs de ES présentées par les sols résiduels du massif gréseux (de 30 à 32 %) sont concordantes avec le pourcentage de fins (de 17 à 21 %).^[1]

I.8.1.7.2.2 Essai Proctor normal

Sur quelques échantillons recueillis dans les puits réalisés pour investiguer les conditions de fondation de l'évacuateur de crues, ont été réalisés des essais de compactage normal. Trois de ces essais ont été exécutés sur des échantillons de dépôts de terrasse et deux sur des échantillons de sols résiduels du massif gréseux. Les essais réalisés sur les dépôts de terrasse (sols à nature essentiellement argileuse) ont fourni des valeurs de densité sèche maximale (γ_{dOPN}) de l'ordre de 17,9 à 18,6 kN/m³ pour des teneurs en eau optimales (WOPN) d'environ 12 à 15%. Le degré de saturation obtenu dans ces essais a été variable entre 76 et 86%, ayant été considéré une valeur moyenne de densité des particules de 2,65. Dans les essais exécutés sur les sols résiduels (sols à nature essentiellement sableuse) on a obtenu des valeurs de γ_{dOPN} de 17,4 et 17,3 kN/m³ pour des WOPN de 9,02 et de 8,3%, respectivement. Le degré de saturation obtenu a été variable entre 41 et 47%, pour la valeur de densité référée.

On considère que les valeurs de γ_{dOPN} , de WOPN et du degré de saturation sont en accord avec la nature des sols.

Dans la Figure I.9 on présente les courbes de compactage obtenues aux essais réalisés.
[1]

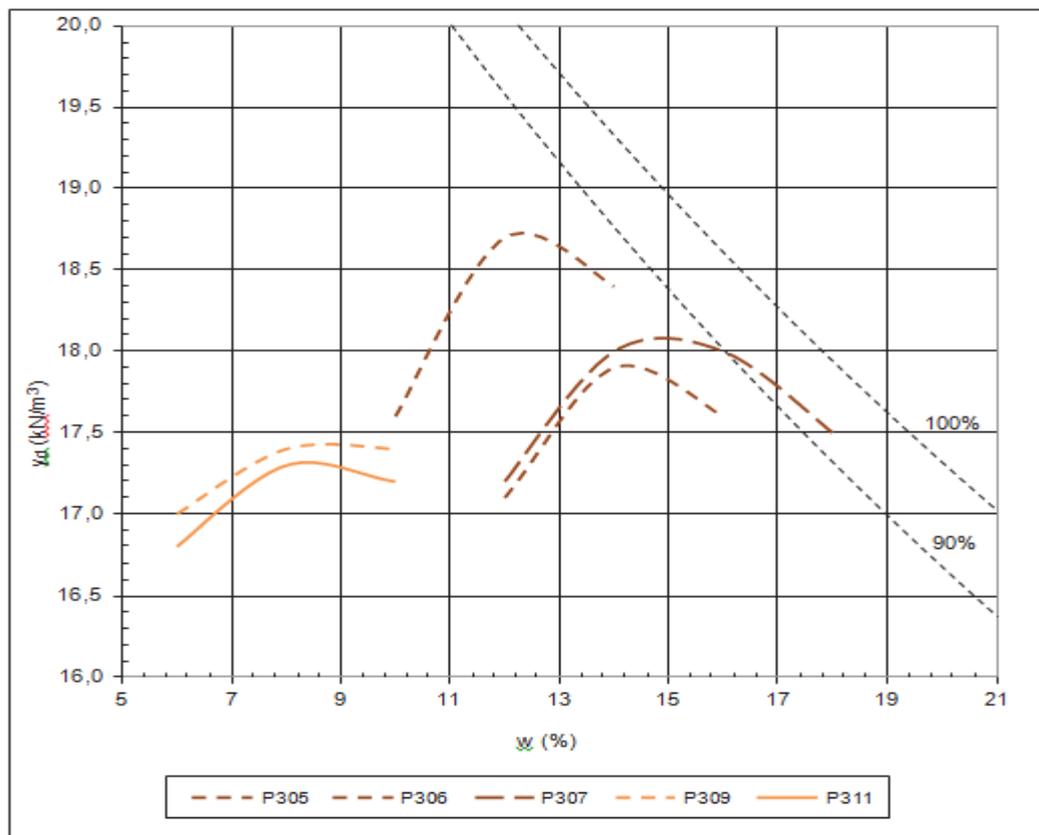


Figure n°I. 10: Courbes de compactage des essais Proctor normal (Évacuateur de crues). (Source ANBT)

I.9 Carrières

On a recherché deux zones de carrières en exploitation à environ 9 km, aval du site du Barrage de Charchar et une troisième carrière au-delà des autres deux à environ 5 km, amont du site du Barrage.

-Carrière Bourouis/Vital Gneiss située à la sortie d'El Hadaïek.

-Carrière Graviski située entre El Hadaïek et Bouchtata.

-Troisième Carrière au bord la RN 43 en direction de Collo (Carrière ancienne abandonnée).

Les deux premières carrières exploitent un gneiss schisteux et la troisième un gneiss grisâtre.

Pendant les missions effectuées sur le terrain quelques résultats d'essais de laboratoire ont été fournis par les gérants des carrières en exploitations. En outre, quelques blocs rocheux ont été prélevés et soumis aux essais géotechniques de laboratoire. ^[1]

I.9.1 Carrières de gneiss schisteux

Pour la caractérisation du matériau rocheux exploité par dans les deux carrières exploitée en aval, c'est-à dire le gneiss schisteux, quelques blocs rocheux ont été prélevés et des échantillons ont été soumis à des essais de laboratoire pour la détermination des propriétés géotechniques. Les essais effectués sont:

- Essai de compression simple (sec et saturée) (Cr).
- Essais d'abrasion Los Angeles (LA).
- Analyses pétrographiques.

- Analyse de la réactivité de type alcali-silice.

De mode complémentaire, les gérants des carrières ont fourni quelques résultats de la caractérisation des produits commercialisés. Les résultats correspondent aux essais suivants :

- Analyse granulométrique;
- Essais d'équivalent de sable (ES);
- Essais d'abrasion Los Angeles (LA);
- Essais Micro Deval (MD);
- Essai au bleu de méthylène (VBS);
- Essai Proctor modifié (yd et WOP);
- Essai d'absorption d'eau.

Tableau n°I. 11: Courbes de compactage des essais Proctor normal (Évacuateur de crues). (Source ANBT)

Carrière	Composition minéralogique (teneur, %)									
	Silice		Feldspat hs		Micas			Minéraux Accessoires		Calcite
	Quartz I (matrice)	Quartz II (de recristallisation)	Plagioclases	Microcline/orthose	Biotite	Muscovite	Chlorite	Rutile	Zircon	
Bourouis/Vital Gneiss	27	5	7	2	10	7	1	< 1	< 1	
Graviski	20	5	5	8	-	10		< 1	< 1	

(Source ANBT)

L'analyse visuelle des blocs prélevés sur les deux carrières, ainsi que les résultats obtenus aux essais au laboratoire, mettent en évidence qu'il s'agit de matériau rocheux de moyen qualité pour l'utilisation comme agrégat pour le béton et pour les filtres/draines.

I.9.2 Sondages carottés horizontaux (troisième carrière)

Deux sondages carottés ont été réalisés avec l'objectif principal de l'observation visuelle de la roche, ainsi que le recueil de quelques carottes pour soumettre à des essais de laboratoire afin d'évaluer le potentiel de réutilisation des matériaux disponibles dans cette

zone de carrière ancienne. Etant donné que l'accès au front de taille actuel a été facile (bord de la route RN43) et que l'accès au-dessus du front de taille a été impossible en raison du relief accidenté et d'une végétation très dense, les sondages ont été réalisés à l'horizontale qui sont les suivants : Sondage S201, Sondage S202.

Le Tableau n°I.12 présente les principales caractéristiques des sondages réalisés.

Tableau n°I. 12:Principales caractéristiques des sondages réalisés au niveau de la troisième carrière..

Sond. N°	Longueur (m)	Inclin. (°)	Niveau au d'eau (m)	Formations géologiques intéressées	
				Prof. (m)	Description
1 S201	15,0	0	-	0-3,0	Gnaïsse
				3,0-4,0	Passage schisteux
				4,0-5,6	Gnaïsse
				5,6-5,9	Passage quartzitique
				5,9-15,0	Gnaïsse
2 S202	15,0	0	-	0-0,2	Argile limoneuse rouge ou beige
				0,2-1,0	Argile sableuse renfermant des cailloux
				1,0-15,0	Schiste micacé, satiné avec quartz

(Source ANBT)

I.9.3 Essais de laboratoire

Pour la caractérisation du matériau rocheux de la troisième carrière, des échantillons recueillis des sondages réalisés (S201 et S202) ont été soumis à des essais de laboratoire pour détermination des propriétés géotechniques. Les essais effectués ont été les suivants:

- Masse volumique.
- Détermination de la porosité (n).
- Essai d'absorption d'eau.
- Essai de compression simple (sec et saturée) (cr).
- Essais d'abrasion Los Angeles (LA).
- Analyses pétrographiques.
- Analyse de la réactivité de type alcali-silice.

De l'analyse de ces résultats on peut conclure le suivant:

- Les faibles valeurs obtenues pour l'absorption d'eau (0,1 à 1,6%) mettent en évidence la présence d'une roche homogène et de moyenne qualité;
- Les valeurs d'abrasion obtenues à l'essai Los Angeles (LA=28-35%) mettent en évidence qu'il s'agit d'un matériau rocheux de résistance moyenne à l'érosion;

- Les valeurs de résistance obtenues aux essais de compression uniaxiale (28,5-76,1 MPa, échantillons secs, et 37,5- 87,7 MPa, échantillons saturés) sont des valeurs correspondant à une résistance moyenne à haute (ISRM);
- La basse réduction de la résistance dans des essais à l'état saturé par rapport à la résistance dans les essais à l'état sec démontre qu'il s'agit d'un matériel peu sensible à la présence de l'eau;
- En ce qui concerne la réactivité de type alcali-silice, ce matériau est classifié un granulats non réactif.

Les analyses pétrographiques ont mis en évidence qu'il s'agit d'une roche avec structure gneissique doucement en bandes et texture métamorphique à granulaire. La roche présente des couleurs grisâtres et blanchâtres avec gros grains et foliation légère. Des passages de granulométrie plus fine associés à minces bandes de mica affleurent. Les minéraux présents correspondent à quartz (2 à 50 mm), plagioclase et biotite.

Les résultats obtenus aux essais au laboratoire montrent qu'il s'agit de matériaux rocheux de moyenne qualité pour utiliser en tant qu'agrégat pour le béton et pour les filtres/drains. Néanmoins, ces matériaux sont représentatifs des matériaux rocheux qu'on peut rencontrer dans la région. On considère que, malgré leur qualité moyenne, les matériaux peuvent être utilisés comme agrégat pour le béton et pour les filtres et drains. ^[1]

I.9.4 Matériaux pour les filtres, drains et agrégats pour le béton et enrochement de protection

Les carrières en exploitation, mentionnées auparavant, à l'aval du site de barrage, ainsi que la troisième carrière identifiée, pourront fournir des matériaux pour les filtres, drains et rip-rap. Les essais réalisés sur les blocs recueillis sur le site de carrière permettent de confirmer la présence de roche peu altérée, avec moyenne qualité et résistante à l'érosion. Les informations disponibles donnent une classification de roche avec une résistance mécanique moyenne à élever.

I.9.5 Volumes disponibles

En ce qui concerne les matériaux rocheux, soit des carrières en exploitation, soit de la troisième carrière (carrière potentielle), on présente dans le Tableau n°I.13 les volumes de disponibles, dans un total de l'ordre de 810 000 m³. ^[1]

Tableau n°I. 13: Synthèse du volume de matériau rocheux estimé pour chaque carrière.

Carrière	Volume estimé (m3)
----------	--------------------

Bourouis/Vital Gneiss	425 000
Graviski	215 000
Troisième carrière	170 000

(Source ANBT)

I.10 Considérations géotechniques

Compte tenu des éléments présentés dans les points antérieurs, ainsi que la description, analyse et à l'interprétation des données géologiques et géotechniques recueillies, on présente plusieurs considérations géotechniques, en pondérant les résultats obtenus ainsi que les caractéristiques des ouvrages à construire.

On fait la caractérisation géotechnique des principaux types lithologiques ainsi que le zonage géotechnique des terrains d'assise du barrage, de la digue de col et des ouvrages hydrauliques associés.

On discute les conditions de fondation des ouvrages et le traitement préconisé pour la fondation.

Finalement, en fonction de la nécessité prévue par l'étude, on fait l'analyse des matériaux de construction, notamment en ce qui concerne les disponibilités existantes à l'intérieur de la cuvette du barrage. ^[1]

I.10.1 Types Lithologiques

Le site se trouve dans une dépression entourée par plusieurs massifs montagneux. La région est parcourue par un chevelu hydrographique assez développé et bien qu'aucune ligne directrice très nette ne se dégage dans le relief, on peut tenter d'en classer les éléments principaux.

L'Oued Charchar et son affluent, l'Oued Frira, se rencontrent à hauteur de Koudiet Charchar à l'Est du massif. Il est prolongé par l'Oued Amida qui se dirige vers le NE en direction de Skikda. L'Oued Charchar est entièrement creusé dans les formations cristallines. L'Oued Frira, par contre, prend naissance dans les formations cristallines et traverse ensuite les dépôts sédimentaires avant de rejoindre l'Oued Charchar.

Sur le site du barrage on trouve plusieurs types lithologiques, notamment :

-Récent

Dépôts alluvionnaires du lit mineur de l'oued (a), Dépôts de terrasse (Dt), Dépôts colluvionnaires (Co).

-Formations cristallines

Micaschistes, Schistes satinés. En synthèse, au niveau de la fondation du barrage se trouve un terrain schisteux recouvert par différents niveaux de dépôts de terrasse et de dépôts colluvionnaire de réduite épaisseur.

Par contre, en ce qui concerne le site de la digue de col, on trouve seulement des formations sédimentaires, notamment :

-Récents

Dépôts colluvionnaires (Co).

-Éocène

Alternance de marnes, marnes calcaires, calcaires et grès, en petits bancs (e²c_b_a).

I.10.2 Zonage géotechnique

Le zonage géotechnique consiste à diviser le massif en des zones dont certaines propriétés se maintiennent dans certains intervalles avec signification pour le projet.

Pour la définition du zonage géotechnique du massif intersecté soit par la fondation du barrage, soit par les fouilles à réaliser, on a eu en considération les caractéristiques lithologiques et structurelles des différentes formations en présence, ainsi que les respectives caractéristiques mécaniques et hydrogéologiques obtenues à partir des essais *in situ* et en laboratoire.

Le zonage géotechnique tient compte, essentiellement, de plusieurs aspects qui sont à la base des décisions en termes de fouilles du barrage, fondation du barrage et traitement de la fondation. On a eu en considération les éléments suivants:

- Structure tectonique;
- Description lithologique des coupes des sondages réalisés;
- Observation des carottes des sondages, en ce qui concerne leur état d'altération et de fracturation (ISRM);
- Résultats des essais *in situ* (essais SPT et de perméabilité type Lugeon) et de laboratoire exécutés.

Ainsi et basés sur le susmentionné, les massifs de fondation du barrage de Charchar et de la digue de col ont été divisés en 3 zones géotechniques chacun, désignées et caractérisées comme suit:

I.10.2.1 Au niveau de site du barrage

- ZGsup (zone géotechnique supérieure) :

Constituée par la partie plus superficielle des terrains, essentiellement composée par des sols colluvionnaires, alluvionnaires, dépôts de terrasse et de matériaux du sommet du massif rocheux, dégradés et très fracturés. En termes géotechniques, il s'agit de sols avec pourcentage de récupération variable et en général peu résistants, et de massif schisteux très altéré et désagrégé, avec un pourcentage de récupération de l'ordre de 60 à 100%, un pourcentage de RQD très variable, en général compris entre 0 et 40 %.

Les résultats des essais Lugeon révèlent des formations perméables à peu perméables (< 13 U.L.).

Le long de l'axe du barrage, la zone ZGsup présente des épaisseurs de l'ordre de 8,0 à 15,0 m, par endroit, en rive gauche, et des épaisseurs de 6,0 à 8,0 m, en rive droite.

Dans l'axe probable de la dérivation provisoire/vidange de fond, la zone ZGsup est composée par des colluvions avec 1,0 à 5,0 m, des dépôts de terrasse avec épaisseurs de l'ordre de 1,0 à 2,5 m.

-ZGint (zone géotechnique intermédiaire) : Cette zone est composée par le massif schisteux moyennement à peu altéré (SIMR), avec un pourcentage de récupération de l'ordre de 100 %, un pourcentage de RQD très variable, en général compris entre 0 et 70 %, et des valeurs de perméabilité inférieures à 4 U.L. Cette zone présente de bonnes conditions de fondation (résistance et déformabilité). Le long de l'axe du barrage, cette zone géotechnique présente une épaisseur variable. Au niveau des rives, elle atteint des profondeurs de l'ordre de 3,0 à 16,0 m, en rive gauche, et de l'ordre de 5,0 à 12,0 m, en rive droite. Au fond de la vallée, elle atteint des profondeurs plus réduites (de l'ordre de 3,0 m), présentant ainsi un massif plus sain à des profondeurs plus réduites.

Le long de l'axe probable de la dérivation provisoire/vidange de fond, la zone ZGint a des épaisseurs de l'ordre de 7,0 à 10,0 m.

-ZGint (zone géotechnique inférieure) : Constituée par le massif schisteux peu altéré (SIMR), cette zone présente un pourcentage de récupération, en général, de 100 % et un pourcentage de RQD très variable, généralement, compris entre 40 et 100 %. C'est la zone du massif rocheux avec les meilleures caractéristiques géotechniques, avec des valeurs de perméabilité, en général, inférieures à 1 UL. Le voile d'injection sera ancré dans cette zone géotechnique, garantissant ainsi l'obtention en profondeur de bonnes conditions d'imperméabilité.

I.10.2.2 Suivent la digue de col

-ZGsup (zone géotechnique supérieure) : Constituée par la partie plus superficielle des terrains, elle est essentiellement composée par des sols colluvionaires, des sols d'altération du massif sédimentaire et du sommet du massif, dégradé et très fracturé. En termes géotechniques, il s'agit de sols, avec des pourcentages de récupération variable et en générale peu résistants, et de massif marneux et gréseux très altéré et désagrégé, avec un pourcentage de récupération de l'ordre de 47 à 100 %, un pourcentage de RQD très variable, en général compris entre 0 et 67 %.

Dans l'axe probable de l'évacuateur de crues, la zone ZGsup est composée par des colluvions, avec 1,0 à 6,0 m, et des dépôts colluvio-éluvionnaires avec épaisseurs de l'ordre de 1,0 à 2,5 m.

- (zone géotechnique intermédiaire) : Constituée par une alternance de marnes, calcaires et grès, cette zone présente des bonnes conditions de fondation, en termes de résistance et déformabilité, mais avec des valeurs de perméabilité incompatibles avec ce type d'ouvrage, la plupart des résultats allant de 4 à 10 U.L. Cette zone présente un pourcentage de récupération de l'ordre de 80 à 100 % et un taux de RQD très variable, en général, compris entre 0 à 90 %; il s'agit d'un massif de faible à moyenne qualité (SIMR).

Le long de l'axe de la digue de col, cette zone géotechnique présente une épaisseur variable, dès 2,5 à 18,0 m.

-ZGinf (zone géotechnique inférieure) : Essentiellement constituée par des formations marneuses, calcaires marneux et grès. Cette zone présente un pourcentage de récupération, en général, de 100 % et un pourcentage de RQD très variable, compris entre 30 et 100 %.

C'est la zone du massif rocheux qui présente de meilleures caractéristiques géotechniques, composée par les mêmes formations que la zone précédente, avec des valeurs de perméabilité en général inférieures à 1 UL. Le voile d'injection sera ancré dans cette zone géotechnique, garantissant ainsi l'obtention en profondeur de bonnes conditions d'imperméabilité.

I.11 Conditions de fondation et analyse de traitement

I.11.1 Fouilles du barrage :

En ce qui concerne la fondation du barrage, les fouilles seront, en général, de l'ordre de 3 à 5 m d'épaisseur, pour enlever les sols colluvio-éluvionnaires et les dépôts de terrasse. On souligne qu'on a interprété l'existence d'une vallée fossile en rive gauche interceptée par le sondage S2, de la phase de Faisabilité, et confirmé par les sondages S103 et S104 et les puits P301 à P304, de la phase d'APD. Cette vallée fossile est remplie par des dépôts de terrasse et des colluvions, impliquant des fouilles très profondes, de l'ordre de 5 à 10 m, le long d'un canal de direction perpendiculaire à l'axe du barrage.

Une tranchée para fouille sera ancrée dans la zone géotechnique supérieure avec 10 m d'épaisseur maximale.

Quant à la digue de col les fouilles seront peut importantes, de l'ordre de 3 m d'épaisseur, pour enlever les sols colluvio-éluvionnaires ainsi que la partie d'altération, plus décomprimée, du massif rocheux.

Néanmoins, on souligne qu'il faut prévoir l'approfondissement des purges en relation avec les infrastructures d'assainissement enterrées au niveau de l'assise de la digue de col. Il sera obligatoire d'enlever ces tuyaux, ainsi que de purger les remblais de base.

I.11.2 Fondation (Soutènement des ouvrages annexes) :

D'accord avec l'information de nature géotechnique obtenue, trois zones géotechniques ont été définies pour le terrain d'implantation des ouvrages hydrauliques annexes, équivalentes à celles adoptées pour le site du barrage, décrites dans les chapitres précédents

I.11.2.1 Galerie de dérivation provisoire/ vidange de fond et prise d'eau :

Du point de vue géologique et géotechnique, la galerie de dérivation provisoire/vidange de fond et la prise d'eau intéresseront aussi un terrain composé par une couverture de sols colluvionnaires et de dépôts de terrasse, sur un massif rocheux composé par des schistes micacés et des schistes satinés.

L'analyse du profil géotechnique montre que la galerie devra surtout intercepter en la partie initiale la zone géotechnique intermédiaire (ZGint), et en la partie centrale et finale la zone géotechnique supérieure (ZGsup).

Aussi, en ce qui concerne la structure de la prise d'eau, l'analyse du profil géotechnique présenté montre qu'elle devra en la partie initiale intercepter la zone géotechnique

intermédiaire (ZGint), et en la partie centrale et finale la zone géotechnique supérieure (ZGsup).

Tenant compte de la qualité du massif à traverser (meuble à roche très altéré et fracturé), l'excavation pourra en principe être faite par le moyen d'équipements traditionnels de terrassements.

Pour le fouilles de la galerie de dérivation on prévu la colocation de un maillage de boulons de acier. ^[1]

I.11.2.2 Évacuateur de crues :

Concernant l'évacuateur de crues, l'axe de l'ouvrage traversera un terrain composé par une couverture de sols résiduels, dépôts de terrasse et sols colluvionaires, sur un massif rocheux composé par une alternance de marnes, calcaires marneux et grès. Conformément au zonage géotechnique on prévoit que les excavations intéresseront la zone géotechnique supérieure (ZGsup) le long 220 m, la zone géotechnique intermédiaire (ZGint) sur un tronçon d'environ 200 m et la zone inférieure (ZGinf) le long environ 200 m.

Concernant les moyens pour réalisation des excavations, il faudra prévoir l'utilisation d'équipements traditionnels de terrassements et, aussi, le recours à des explosifs pour les niveaux rocheux plus compacts.

I.12 Traitement de la fondation

I.12.1 Barrage

Tel que mentionné auparavant, en ce qui concerne le site du barrage principal, le massif de fondation est composé par une couverture perméable, composé par des sols colluvionaires, des dépôts de terrasse et des sols résiduels, sur un massif rocheux composé par un schiste micacé et satiné.

En ce qui concerne les conditions d'assise du corps du remblai, les éléments disponibles permettent de considérer que les conditions de fondation sont acceptables au niveau des rives, les côtes de fondation résultant essentiellement de la nécessité de purge des sols de couverture et de l'inévitable régularisation du terrain d'assise.

De l'analyse des résultats des essais Lugeon obtenus, on observe que le massif présente des valeurs de perméabilité en générale réduites variables, comprises entre 1 et 13 U.L., jusqu'à environ 15 m de profondeur. Au fond de la vallée, le massif présente des valeurs de perméabilité inférieures à 3 U.L. à de très réduites profondeurs.

Compte tenu des caractéristiques prévues pour le barrage, notamment son hauteur, et des conditions géologiques et géotechniques du massif de fondation, il est recommandable de prévoir un traitement d'imperméabilisation de la fondation moyennant l'adoption d'un voile d'injection, essentiellement justifié par la perméabilité de la fondation et par la hauteur du barrage, n'étant pas nécessaire, en principe, de procéder à une consolidation généralisée du massif de fondation.

En général, le voile d'injection atteindra des valeurs de perméabilité inférieures à 3 U.L.. Dans les zones où la charge hydraulique est plus réduite (moindre hauteur de barrage), on admet que le voile d'injection atteindra une profondeur inférieure avec des valeurs de perméabilité légèrement supérieures.

Selon le zonage géotechnique, on prévoit que le voile d'injection devra être ancré dans la zone géotechnique inférieure (ZGinf), en atteignant des profondeurs de l'ordre de 20 à 25 m dans la rive droite et de l'ordre 20 à 35 m dans la rive gauche et l'ordre de 5 à 10 m dans le fond de la vallée (5 m d'ancrage dans le massif à perméabilité < 3 U.L.).

I.12.2 Digue de col

En ce qui concerne la digue de col, le massif de fondation est composé par une couverture perméable, composé par des sols colluvionaires et résiduels sur un massif rocheux composé par une alternance de marnes, marnes calcaires et grès.

En ce qui concerne les conditions d'assise du corps du remblai, les éléments disponibles nous permettent de considérer que les conditions de fondation sont acceptables, les cotes de fondation résultant essentiellement de la nécessité de purge des sols colluvionnaires ainsi que la partie d'altération, plus décomprimée, du massif rocheux.

Compte tenu des caractéristiques prévues pour la digue de col, il est aussi recommandable de prévoir un traitement d'imperméabilisation de la fondation moyennant l'adoption d'un voile d'injection, essentiellement justifié par le cadre de perméabilité de la fondation.

En général, le voile d'injection atteindra des valeurs de perméabilité inférieures à 3 U.L. Dans les zones où la charge hydraulique est plus réduite (moindre hauteur de la digue), on admet que le voile d'injection atteindra une profondeur inférieure avec des valeurs de perméabilité légèrement supérieures.

Selon le zonage géotechnique présenté, on prévoit que le voile d'injection atteindra des profondeurs de l'ordre de 10 m.

I.12.3 Evacuateur de crues

Le seuil, le coursier et le bassin de dissipation de l'évacuateur de crues, sont, en général, assis sur des marnes ou des schistes. Il y a pourtant, un tronçon d'environ 75 m de longueur, près de la fin du coursier, où celui sera fondé sur des sols colluvionaires, qui pourront se présenter décomprimés. Ce zonage est représenté Comme traitement de la fondation de ce tronçon, la substitution du terrain par une couche de gravier compacté est prévue, enveloppée par du géotextile. Avant le placement du géotextile, le terrain devra être aussi compact par plusieurs passages du cylindre.

I.12.4 Réservoir

La cuvette du barrage correspond essentiellement à la large vallée de l'oued Frira et ses berges; elle est constituée par les formations sédimentaires qui se reposent sur le socle métamorphique. Les formations sédimentaires correspondent aux marnes alternant avec des grès et des poudingues d'âge Eocène, recouvertes par des terrasses anciennes du quaternaire.

D'après la reconnaissance géologique superficielle réalisée, on signale qu'aucune zone d'instabilité n'a été détectée dans la cuvette. Ainsi, compte tenu de toutes les informations recueillies sur place, du levé géologique, du mode d'occurrence des formations géologiques, on peut admettre que le remplissage de la cuvette ne posera pas de problèmes majeurs de stabilité de talus du réservoir.

En considérant la présence importante des marnes dans le substratum de la majorité de la surface de la cuvette, les fuites lors de la mise en eau seront minimales.

Conclusion

D'après ces analyses, on peut dire que la région d'implantation du barrage est riche par des formations très complexes, qui sont les suit :

- Des terrains métamorphiques : du Schistes satinés (schistes à séricite; schistes à chlorite, schistes micacés où micaschistes; micaschistes à feldspaths, micaschistes granulitisés), Schistes et Phyllades, Calcaires, Granulites gneissiques et Calcaires cristallins ou cipolins.
- Des terrains sédimentaires, l'Eocène constitue l'essentiel des dépôts sédimentaires, qui sont représentés par des grès, des marnes et des poudingues numidiens.

Les terrains rencontrés au niveau du site du barrage sont principalement des formations cristallines du socle métamorphique avec une couverture quaternaire sur les deux rives de l'oued Charchar ainsi que des dépôts alluvionnaires récents dans le lit mineur. Au niveau des ouvrages annexes le régime d'écoulement est laminaire et les fissures se maintient constantes et les valeurs d'absorption sont de l'ordre de 1 à 4 U.L. On peut observer que les sols en présence dans le site du barrage, dépôts de terrasse sableuse, et sols colluvionnaire, sont essentiellement fins,

La valeur de l'Équivalent de sable présenté par les dépôts de terrasse sableuse, est de 21 %0. Essai Proctor normal donne une densité des particules de 2,65, les teneurs en eau optimales (WOPN) d'environ 15% et de 9,02, Le degré de saturation 86% et 47%, à un densité sèche maximale (γ) 18,6 kN/m³ et 17,3 kN/m³ pour les sols argileuse et sableux successivement. Les valeurs de résistance obtenues dans les essais Brésilien (Résistance à la compression uniaxiale et à la traction) entre 7,5 et 11,5 MPa.

Chapitre II

Etude

hydrologique

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie se définit comme l'étude de cycle de l'eau et estimation des différents volumes et débits qui transverse chacune de ces étapes. Elle est étudié les eaux de surface, souterrain leur circulation, leur propriétés physique et chimique ainsi leurs réaction vis l'environnement et l'être vivant.

Les études hydrologique sont très indispensables, elles ont pour but d'étudier les conditions de la réserve et d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain de nombre d'années de mesures sur le site ou la région du barrage.

II.1 Bassin versant

Le bassin versant est définie comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluent a l'amont jusqu'à la ligne de partage des eaux (ligne de crête), c'est-à-dire il se compose essentiellement d'un bassin d'alimentation ou l'eau se ruisselle d'après le sature et un réseau hydrographique.

L'élément le plus important pour déterminer les différentes caractéristiques de bassin versant c'est la délimitation de notre bassin. La délimitation saura fait par ARC-HYDRO associe a logiciel Arc-Gis.

II.1.1 Les caractéristiques du bassin versant

II.1.1.2 les caractéristiques géométrique

1. Périmètre : P=24.57 Km
2. Langueur de talweg : $L_{cp} = 1.53$ Km
3. Surface : S= 24.535 Km²

II.1.2 les caractéristiques géomorphologique

II.1.2.1 Indice de compacité de Gravelius "Kc"

L'indice de compacité c'est le rapport entre le périmètre de bassin versant « P » et le périmètre de cercle équivalente « P' » ayant la même superficie de notre bassin, c'est l'indice qui est caractérisé la forme de bassin versant.

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots (II.1)$$

Surface de cercle équivalent $S=2\pi R^2 \implies R=\sqrt{S/2\pi}$

Alors : $K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{S/2\pi}} = \frac{P}{\sqrt{4\pi^2 S/\pi}} = \frac{P}{\sqrt{4\pi S}} = \frac{1}{\sqrt{4\pi}} \frac{P}{\sqrt{S}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$

$K_c = 0.282 \frac{24.57}{\sqrt{24.53}} = 1.40$

$K_c=1.40$

Si Kc est proche de 1, la forme de bassin sera ramassée et le temps de concentration des eaux sera court.

- Si Kc=1 bassin parfaitement circulaire.
- Si Kc<1.128 bassin ramassée (bassin carré).
- Si Kc>1.128 bassin allongé.

Notre bassin versant de Kc égale à 1.40, donc est de forme allongé.

II.1.2.2 coefficient d’allongement

Ce coefficient est donnée par la formule suivante :

$$K_p = C_a = L_{cp}^2/S \dots\dots\dots (II.2)$$

L_{cp} : Longueur de talweg principale $L_{cp}=1.53\text{Km}$

S : la surface de bassin versant $S= 24.53 \text{ Km}^2$

$C_a = 0.095$

II.1.2.3 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation géométrique de même surface de bassin versant a un rectangle de dimension (L : la longueur et l: la largeur).les courbes de niveau sont les droit parallèle a les côtés plus petit de rectangle (la largeur), et l’exutoire est l’une des petit cotés. On a noté aussi que la surface « S » et périmètre « P » calculer respectivement comme suit :

$$S=L*l \dots\dots\dots (II.3)$$

$$P=2*(L+l) \dots\dots\dots (II.4)$$

Donc la largeur « l » et la longueur « L » à calculer par la résolution de P, qui est donnée par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.5)$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.6)$$

On obtient :

$l=2.48 \text{ Km}$

$L= 9.91 \text{ Km}$

II.1.3 Hypsométries de bassin versant

II.1.3.1 Reliefs

Les reliefs a liés directement toute les paramètre de bassin versant leur morphologie et surface et aussi le pente qui est permet de définir le régime d’écoulement tout a un relation avec les courbe des niveau qui faire la différence entre les différence point de bassin versant à chaque fois l’altitude change la précipitation, température change et la pente aussi ce dernier est le clé de précision de régime d’écoulement si la pente faible le régime d’écoulement attendre le régime d’écoulement laminaire et la vitesse d’écoulement faible ou bien un fort pente ,dans ce cas le régime d’écoulement est torrentielle ce régime permettra la naissance de phénomène de turbulence d’un vitesse importance sera aussi liée au l’érosion et transport solide sur les surface d’écoulement qui est impliqué le volume mort de barrage à la fine.

II.1.3.2 Courbe de niveau et hypsométrique

La courbe hypsométrique est un tracée de l’altitude en fonction des surface élémentaire c'est-à-dire en a tracée les courbe des niveaux de sure tout la surface de bassin versant et le saura diviser a plusieurs surfaces élémentaires (c’est la surface délimité par deux courbe de niveau successif). On a utilisé le logiciel Arc-Gis pour la représentation des courbes de niveau sur la surface de bassin versant, et la répartition des altitudes en fonction des surface élémentaire cumulée ou les pourcentages des surface cumulée (la courbe hypsométrique).

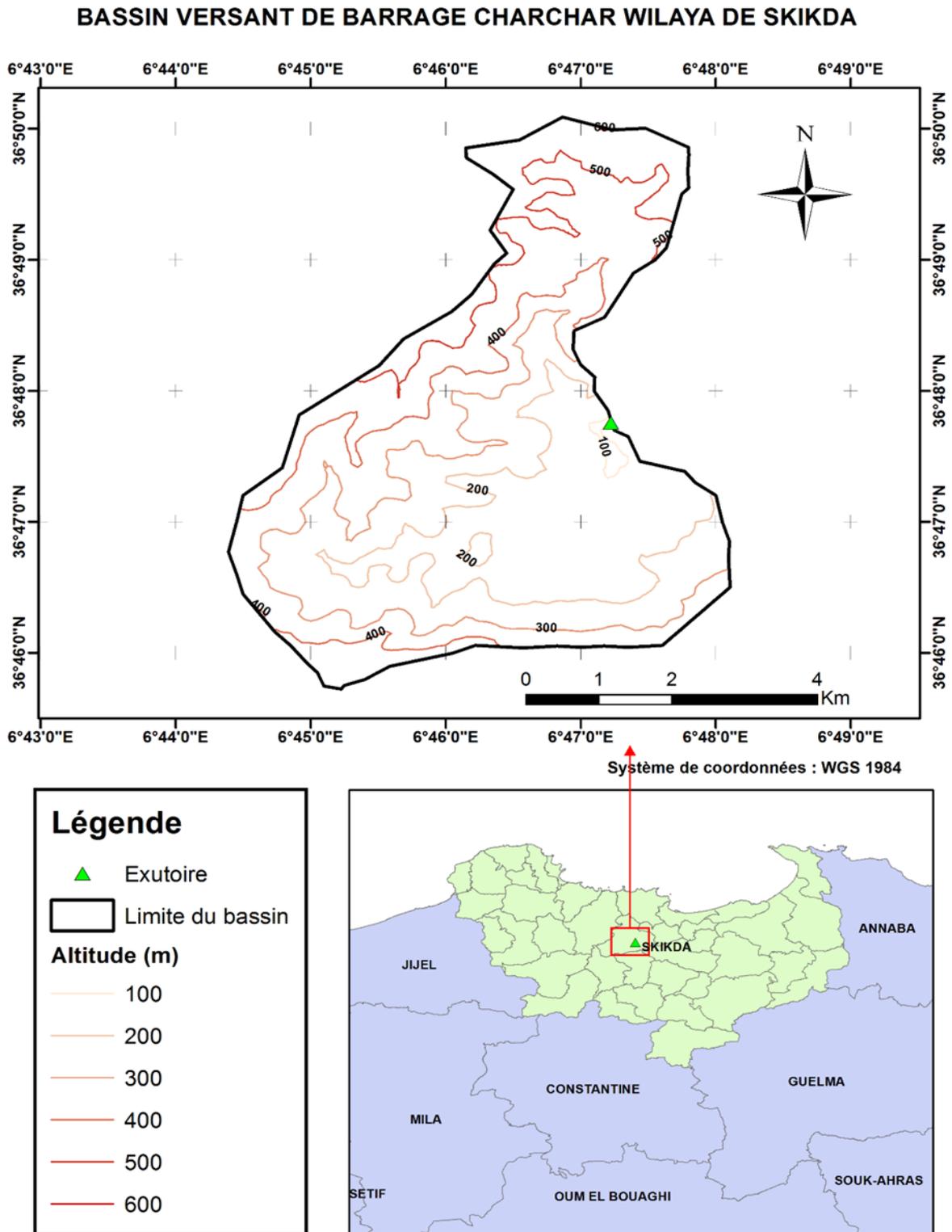


Figure n°II. 1: Bassin versant du barrage avec la représentation des courbes de niveau.

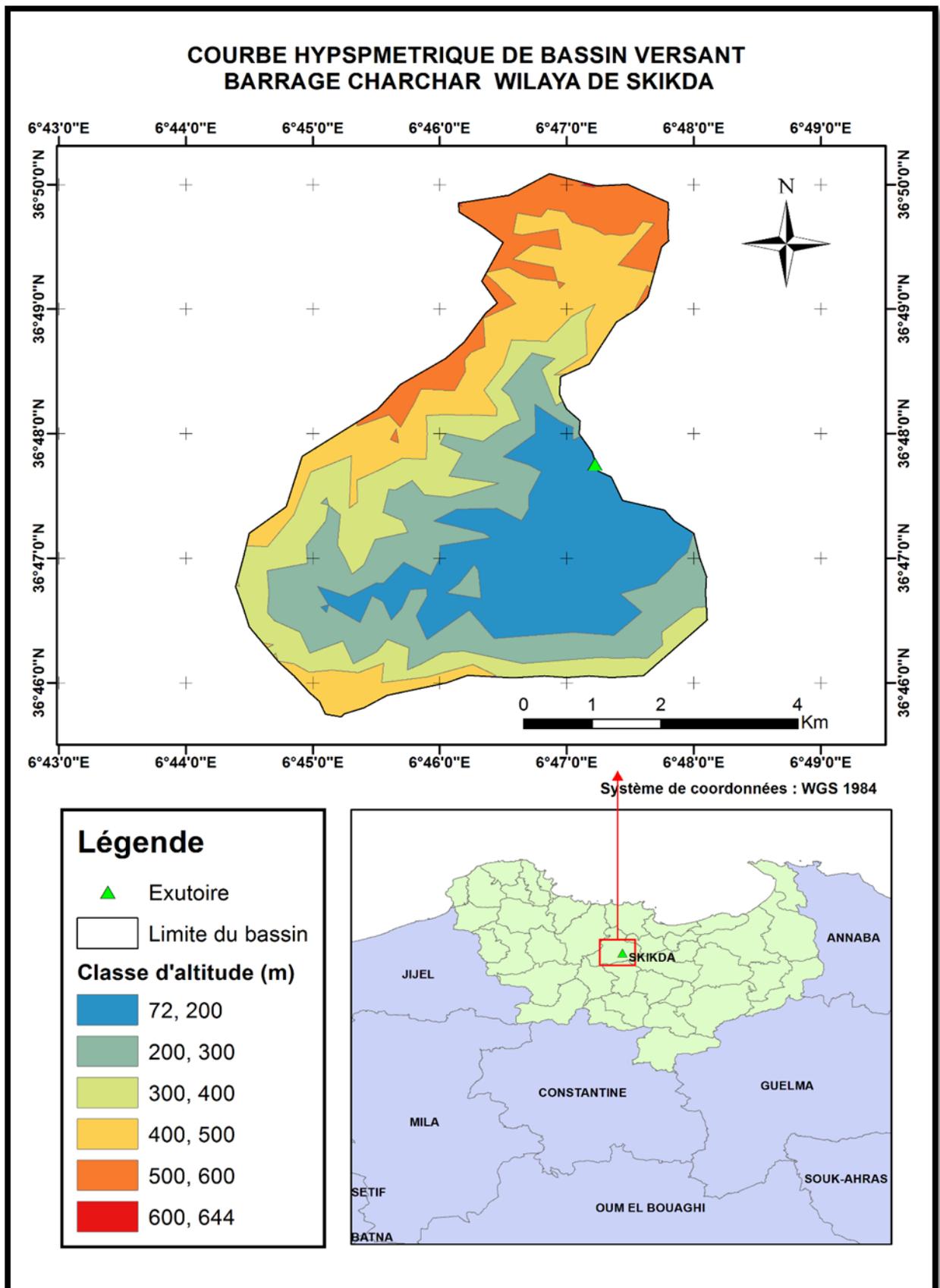


Figure n°II. 2: Courbes hypsométriques du barrage.

Tableau n°II. 1: Répartition des surfaces cumulée en fonction d'altitude.

altitude (m)	Altitude(m)	surface (km ²)	surface cumulée (km ²)	surface (%)	surface cumulée (%)
72	200	6.185759	6.18	25.22	25
200	300	6.157512	12.34	25.10	50
300	400	4.814943	17.15	19.63	70
400	500	4.869393	22.02	19.85	90
500	600	2.501306	24.52	10.20	100
600	644	0.006373	24.53	0.03	100

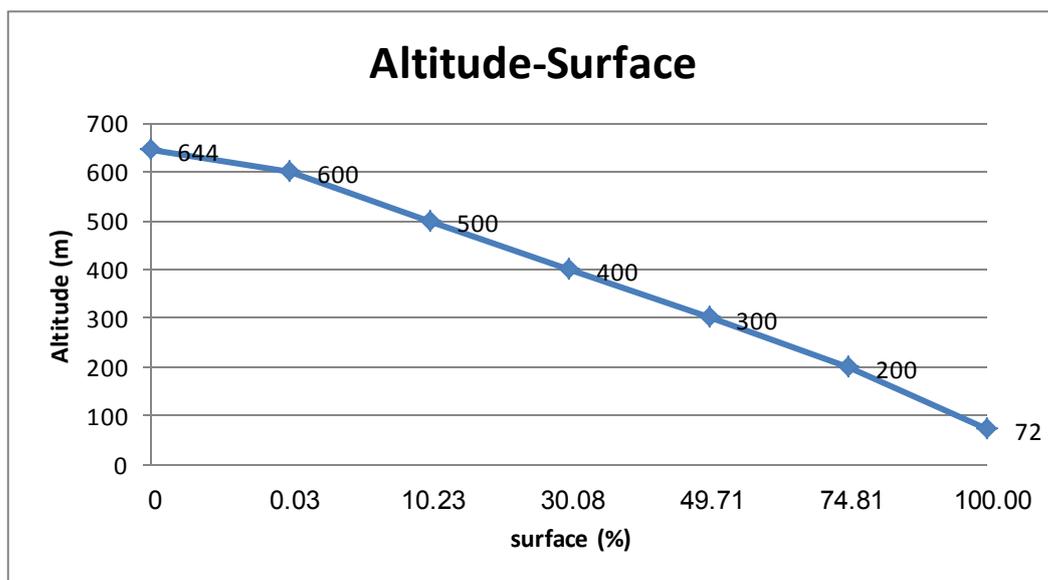


Figure n°II. 3: représentation graphique des altitudes en fonction de la surface cumulée.

II.1.3.3 détermination des altitudes

Du la courbe hypsométrique on détermine les déferent altitude en fonction de surface cumulée en pourcentage :

- Altitude médiane : $H_{50\%} = 315.47$ m
- Altitude à 95% de la surface : $H_{95\%} = 79.84$ m
- Altitude à 5% de la surface : $H_{5\%} = 551.11$ m
- Altitude moyenne se déduit de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique et aussi définir par la formule suivent :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i * H_i}{s} \dots\dots\dots (II.7)$$

AN :

$H_{moy} = 418.39$ m

II.1.3.4 détermination des indices

II.1.3.4.1 Indice de pente globale I_g

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.8)$$

Tel que :

L : la longueur de rectangle équivalent en (km).

D : dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ en (m).

Donc:

$I_g = 47.55\%$

II.1.3.4.2 Indice de pente de roche

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \right] \dots\dots\dots (II.9)$$

Tel que :

L : La longueur de rectangle équivalent en (m).

S_i : La surface élémentaire en (%) comprise entre deux courbe de niveau successif.

Donc :

$I_p = 74.32\%$

II.1.3.4.3 Dénivelé 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 le bassin quel que soit sa surface, pour obtient comme résultat le type des reliefs. Elle est donnée par la formule suivant :

$$D_s = I_g \sqrt{s} \dots\dots\dots (II.10)$$

Tableau n°II. 2: classification de l’O.R.S.T.O.M.

Type des reliefs		D_s
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

AN :

$D_s = 235.50$

Dans notre cas relief est les assez modéré.

II.1.3.4.4 Indice de pente moyenne du bassin I_{moy}

On les donne par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n)}{S} \dots\dots\dots (II.11)$$

Tel que :

ΔH : Dénivelé entre deux courbes de niveau (Km).

$l_1 l_2 l_3 \dots l_n$: Les longueurs des courbes de niveau (Km).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n°II. 3: Tableau d'évaluation de la pente moyenne

N°	Courbes de niveau	ΔH	longueur (km)
1	100	100	2.22
2	200		17.36
3	300		18.91
4	400		13.20
5	500		11.90
6	600		0.18

AN :

$I_{moy} = 0.26\%$

II.1.4 Les caractéristiques hydrographiques de bassin versant

II.1.4.1 Le réseau hydrographique

Un réseau hydrographique est un ensemble des cours d'eau permanents ou temporaires qui participent à l'écoulement de bassin versant c'est l'un des caractéristiques les plus importantes. Entre les bassins versants est associée à la détermination des facteurs calculés de réseau hydrographique.

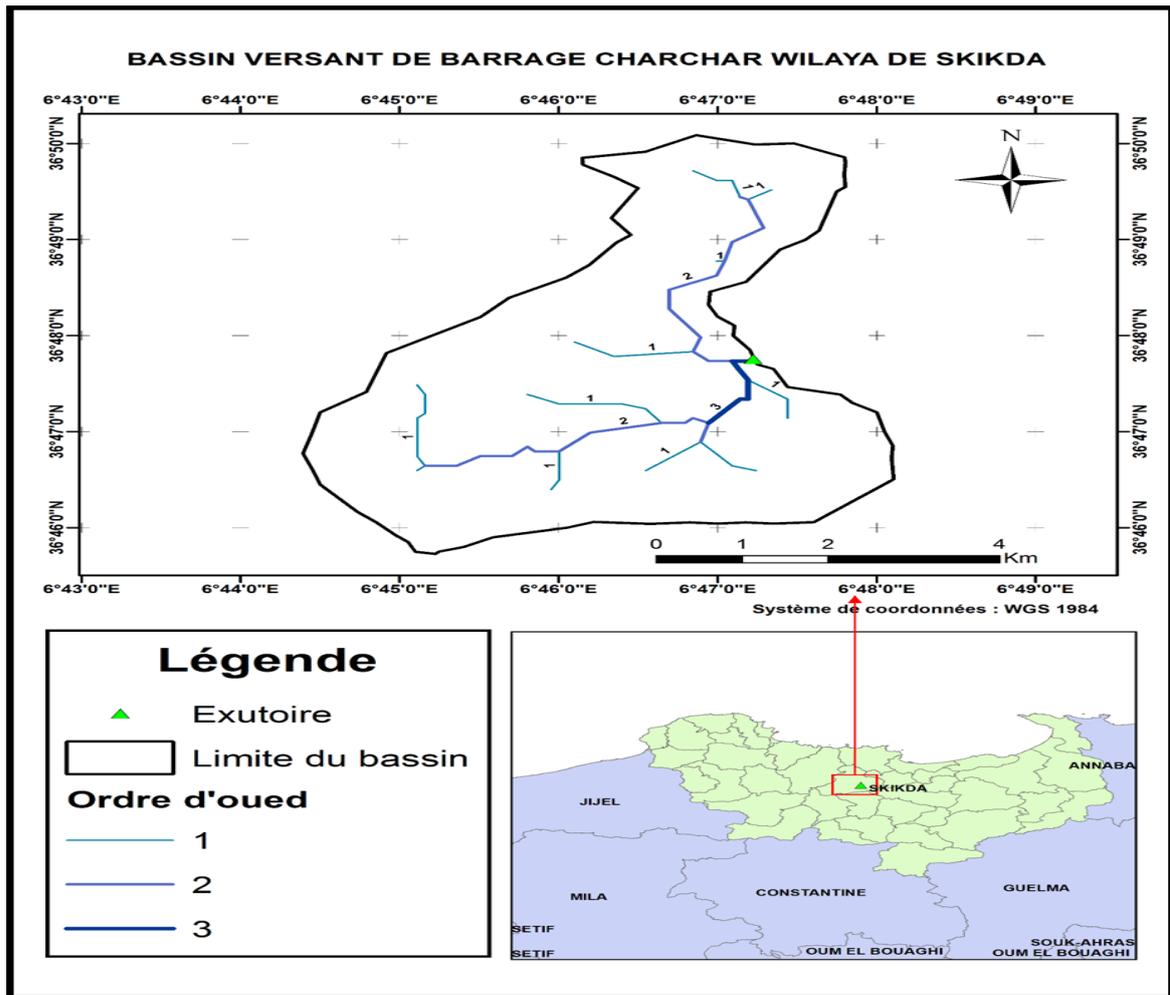


Figure n°II. 4: Réseau hydrographique.

Tableau n°II. 4: Les longueurs et l'ordre des talwegs de bassin versant..

Ordre	Longueur (km)
1	8.72
2	7.47
3	1.53 (CD Principal)

La longueur de coure d'eau : L= 17.72 km.

II.1.4.1.1 La densité de drain

Donnée par la formule suivant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II.12)$$

L = $\sum L_i$ = 17.72 : La longueur totale des talwegs.

S : La surface totale de bassin versant.

AN :

$$D_d = 0.72 \text{Km}^{-1}$$

II.1.4.1.2 la densité de talweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.13)$$

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1 ; N₁=9.

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$F_1 = 0.37 \text{ thalweg/Km}^2$

II.1.4.1.3 coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d.F_1 \dots\dots\dots (II.14)$$

AN :

$C_t = 0.53$

II.1.4.1.4 Temps de concentration T_c

Le temps de concentration c'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) :

- Formule de GIANDOTTI:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.5\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.15)$$

- Avec :
- S : surface du bassin versant (Km²).
 - L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).
 - L_{cp} = 1.53Km.
 - T_c : temps de concentrations exprimé en heure.
 - H_{moy} : altitude moyenne (m).
 - H_{min} : altitude minimale (m).

AN :

$T_c = 2.4 \text{ heure}$

II.1.4.1.5 Vitesse de ruissellement V_r

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.16)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km).

T_c : Temps de concentration (h).

AN :

$V_r = 0.64 \text{ Km/H}$

II.1.4.2 profile longitudinale de le oued

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Cette représentation devient intéressante lorsque l'on reporte les cours d'eau secondaires d'un bassin versant qu'il est alors facile de comparer entre eux et au cours d'eau principal. Notons qu'il est d'usage d'utiliser un graphisme différent lorsque les affluents sont en rive gauche ou droite de la rivière dont ils sont tributaires. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne

II.2 Climatologie de bassin versant

II.2.1 températures

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année est observée du fait de la similarité des conditions climatiques, elle a été retenue. , le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle:

Tableau n°II. 5: Les températures maximales, minimales et moyennes à Skikda

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	moy
T _{moy} °C	10. 5	10. 7	13. 1	14. 7	17. 6	21. 1	24. 1	24. 8	23. 1	19. 2	15. 1	12. 1	17.17 5
T _{min} °C	7.1	7	8.8	10. 3	13. 5	17	19. 7	20. 7	19. 2	15. 3	11. 6	9	13.27
T _{max} °C	14	14. 5	17. 4	19. 2	21. 8	25. 3	28. 5	29	27	23. 2	18. 7	15. 3	21.16

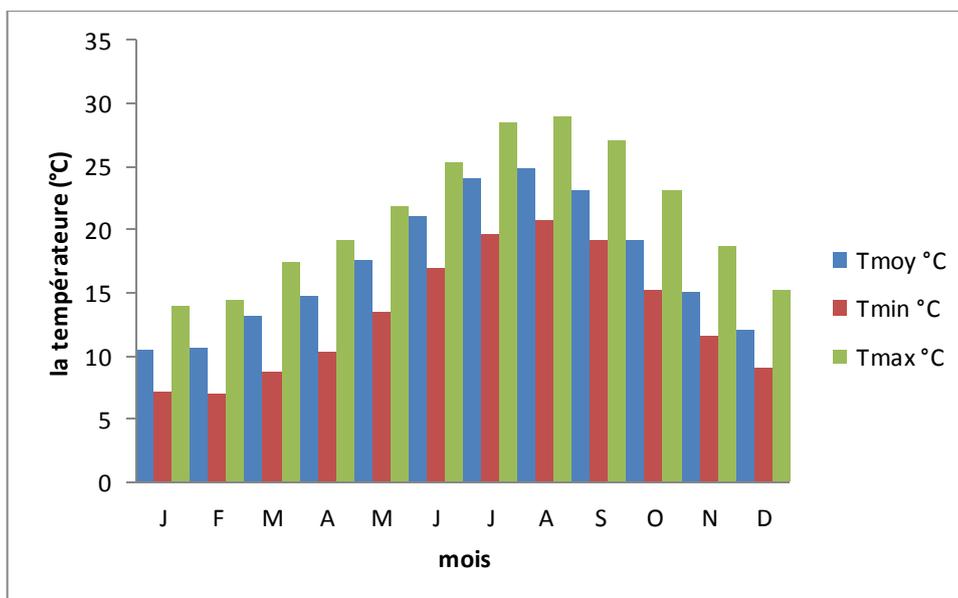


Figure n°II. 5: les répartitions des températures

II.2.2 Le vent

La vitesse de vent de notre secteur est variée entre 2.5m/s comme vitesse minimale et 3.2m/s comme une vitesse maximale, cette variation n'est pas grande d'un mois à une autre.

Tableau n°II. 6: La répartition de la vitesse moyenne de vent en m/s à Skikda.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	moy
V (m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

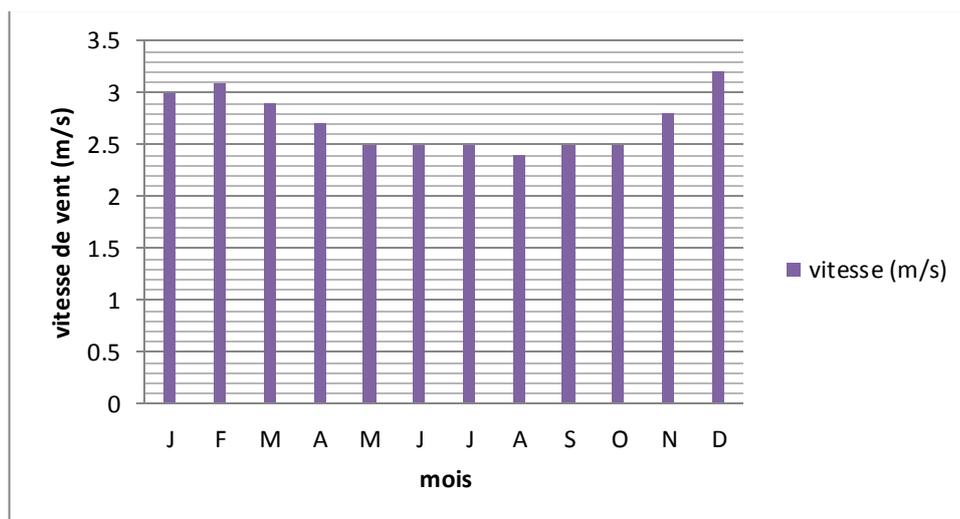


Figure n°II. 6: la répartition de vitesse moyenne de vent.

II.2.3 Précipitation

Tableau n°II. 7: La répartition de précipitation mensuelle à Skikda.

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuel
P _{mm}	134	99	75	55	39	13	4	8	33	76	98	133	767
P (%)	17.47	12.91	9.78	7.17	5.08	1.69	0.52	1.04	4.30	9.91	12.78	17.34	100

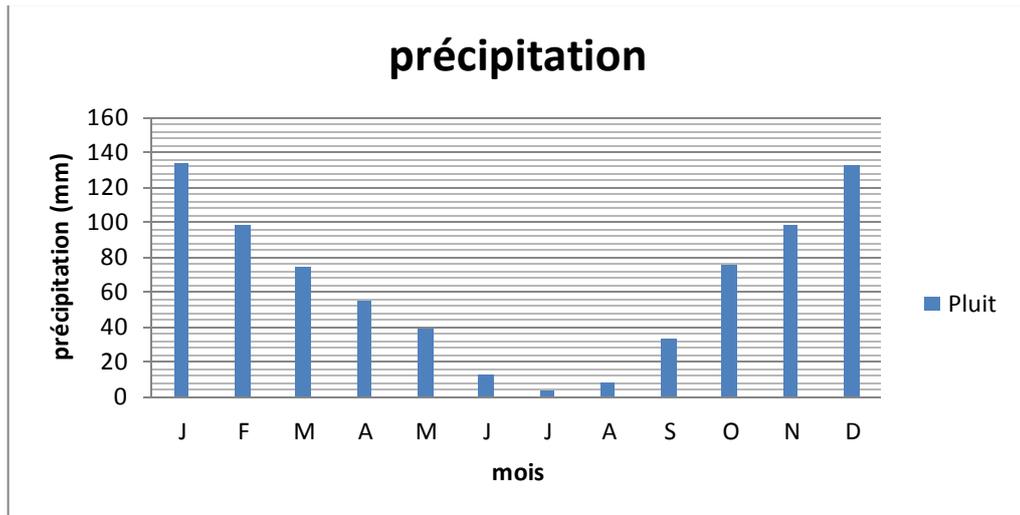


Figure n°II. 7: la répartition de précipitation.

II.2.4 Humidité relative

Le tableau suivant présente les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale pour la station de Skikda.

Tableau n°II. 8: La répartition de l'humidité de Skikda.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy. ann
H_{moy} (%)	78.4	76.2	77.7	83.7	82.5	77.5	74.8	82.0	83.1	76.6	76.3	82.7	79.3
H_{min} (%)	55.2	53.9	55.4	54.8	55.7	56.8	54.0	56.5	55.7	54.5	53.2	55.3	55.1
H_{max} (%)	90.3	90.1	90.4	90.3	89.5	88.5	87.7	88.3	89.1	90.0	89.8	88.0	89.3

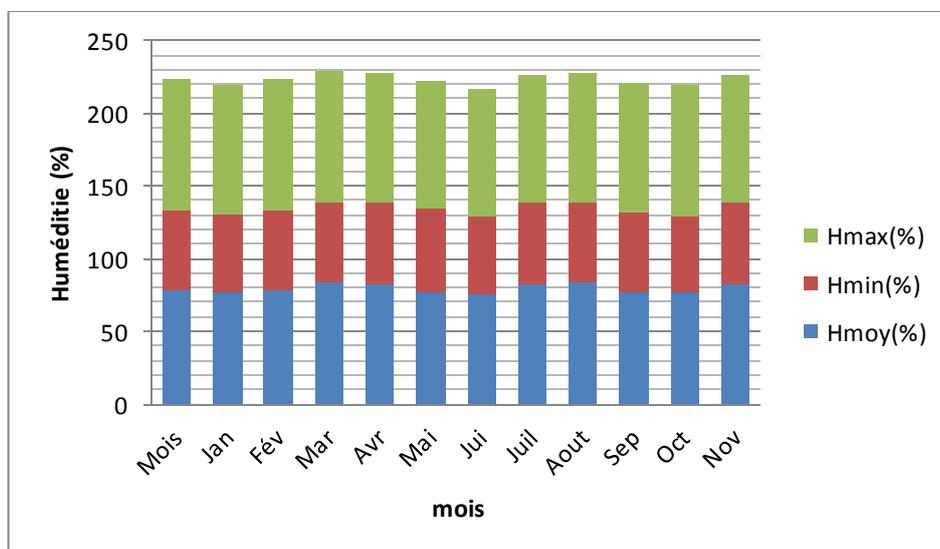


Figure n°II. 8: La répartition d'humidité.

II.3 Étude des précipitations

II.3.1 homogénéisations des donnée

Tout nécessite vérification des données, les erreurs dans la série pluviométrique modifient le caractère aléatoire des phénomènes et de leurs avènements. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées n'est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statiquement ces séries, il y a lieu donc, à la vérification de son homogénéité.

Le test de WILCOXON c'est un test non paramétrique le plus puissant, il se base sur le principe suivant : Si l'échantillon X est issu d'une même population Y, l'échantillon XUY en est également issu. Donc on a une série d'observation de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillon X et Y avec N₁ et N₂ sont respectivement les tailles de ces échantillon, avec N=N₁+N₂ et N₁ > N₂.

On a calculé les différents paramètres par les formules suivant :

$$W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)*N_1-1}{2} - \mu_{(1-\alpha)/2} * \left(\sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1+N_2+1)}{12}} \right) \dots\dots\dots (II.17)$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min} \dots\dots\dots (II.18)$$

$$W_x = \sum \text{Rang}(X) \dots\dots\dots (II.19)$$

Et en suit on doit vérifier la condition suivant pour à la fine on peut dire que la série est homogène :

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Tableau n°II. 9: Tableau de calcul de teste de WILCOXON.

année	Pjmax (mm)	X	Y	Rang	XUY classé	Origine
1973	88.5	88.5	91	1	96.4	X
1974	83.3	83.3	91.2	2	94.3	X
1975	96.4	96.4	85.4	3	94	Y
1976	88.7	88.7	88.2	4	94	X
1977	87.4	87.4	94	5	93.8	Y
1978	93.6	93.6	89.7	6	93.6	X
1979	91.9	91.9	87.9	7	93.5	X
1980	88.2	88.2	85.1	8	92.5	Y
1981	90	90	93.8	9	92.2	X
1982	91.5	91.5	90.3	10	91.9	X
1983	94	94	85.1	11	91.5	X
1984	89.1	89.1	83.7	12	91.2	Y
1985	86	86	92.5	13	91	Y
1986	85.5	85.5	87.6	14	90.5	X
1987	87.3	87.3	84.7	15	90.3	Y
1988	94.3	94.3	87.8	16	90	X
1989	84.7	84.7	-	17	89.7	Y
1990	83.2	83.2	-	18	89.1	X
1991	85.7	85.7	-	19	88.7	X
1992	83.7	83.7	-	20	88.5	X
1993	92.2	92.2	-	21	88.2	Y

année	Pjmax (mm)	X	Y	Rang	XUY classé	Origine
1994	93.5	93.5	-	22	88.2	X
1995	82.8	82.8	-	23	87.9	Y
1996	87.7	87.7	-	24	87.9	X
1997	90.5	90.5	-	25	87.8	Y
1998	87.9	87.9	-	26	87.7	X
1999	91	-	-	27	87.6	Y
2000	91.2	-	-	28	87.4	X
2001	85.4	-	-	29	87.3	X
2002	88.2	-	-	30	86	X
2003	94	-	-	31	85.7	X
2004	89.7	-	-	32	85.5	X
2005	87.9	-	-	33	85.4	Y
2006	85.1	-	-	34	85.1	Y
2007	93.8	-	-	35	85.1	Y
2008	90.3	-	-	36	84.7	X
2009	85.1	-	-	37	84.7	Y
2010	83.7	-	-	38	83.7	X
2011	92.5	-	-	39	83.7	Y
2012	87.6	-	-	40	83.3	X
2013	84.7	-	-	41	83.2	X
2014	87.8	-	-	42	82.8	X

On a:

$N_1=26$: c'est la taille de la série X.

$N_2=16$: c'est la taille de la série Y.

$\mu_{(1-\alpha)/2}=1.96$: c'est le variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%.

$W_x=556$: c'est la somme des rangs de série X.

Tableau n°II. 10: Tableau de calcul des borne.

borne	formule	résultat
W_{min}	$\frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1}{2} - \mu_{(1-\alpha)/2} * \left(\sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \right)$	482.83
W_{max}	$(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min}$	635.17
W_x	$\sum \text{Rang}(X)$	556

On a : $482.83 < 556 < 635.17$.

Alors la condition est vérifié les données sont homogènes.

II.3.2 choix d'ajustement

On a choisie l'ajustement entre deux loi la loi de log normale et de Gumbel méthode des moments, pour sa on a utilisée logiciel HYFRAN pour les calcule des déferents paramètres.

II.3.2.1 L'ajustement par la loi de Gumbel (Méthode des moments)

Les déferents résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel (Méthode des moments)

Tableau n°II. 11: résultat d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour T (ans)	La probabilité q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	110	4.3	100-120
2000	0.9995	110	3.5	100-120
1000	0.999	110	3.2	100-110
200	0.995	100	2.5	97-110
100	0.99	100	2.2	96-100
50	0.98	98	1.9	94-100
20	0.95	95	1.5	93-98
10	0.9	93	1.2	91-96
5	0.8	91	0.86	90-93
3	0.6667	90	0.65	88-91
2	0.5	88	0.51	87-89

- **Nombre d'observations:** 42.
- **Les paramètres :** $u=87.08$; $\alpha =2.81$.
- **Les Quantiles**
 $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement).
 $T = 1/(1-q)$.
- **Test d'adéquation**
Hypothèses :
 H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.
 H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.
- **Résultat de la statistique :**
 $X^2 = 7.52$; p-value : $p = 0.1845$. Degrés de liberté : 5 ; Nombre de classes : 8.

Conclusion :

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

- **La comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon**

La comparaison entre les caractéristiques a résumée dans le tableau suivant :

Tableau n°II. 12: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	83
Maximum	Aucun	96
Moyenne	89	89
Ecart-type	3.6	3.6
Médiane	88	88
Coefficient de variation (Cv)	0.041	0.041
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.1	0.19
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	2

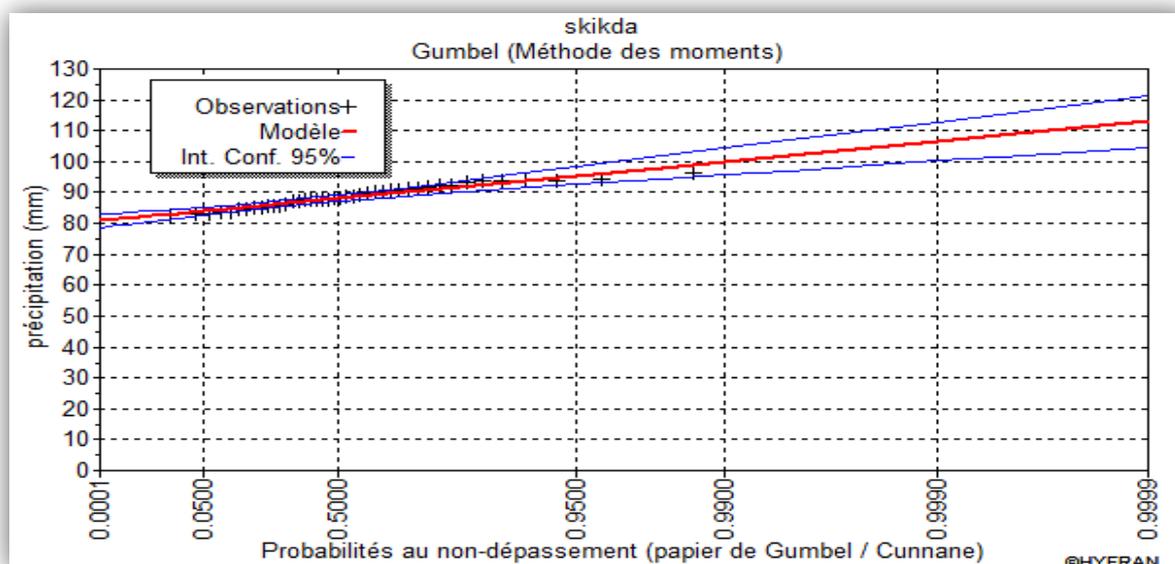


Figure n°II. 9: Répartition graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

II.3.2.2 L'ajustement par la loi de log normal (maximum de vraisemblance)

Les résultats de l'ajustement est comme suit :

Tableau n°II. 13: les résultats d'ajustement par la loi log normal.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	104	1.88	99.9-107
2000	0.9995	102	1.66	98.5-105
1000	0.999	101	1.56	97.9-104
200	0.995	98.8	1.32	96.2-101
100	0.99	97.8	1.21	95.4-100
50	0.98	96.7	1.1	94.5-98.8
20	0.95	95.1	0.936	93.2-96.9
10	0.9	93.7	0.81	92.1-95.2
5	0.8	92	0.684	90.6-93.3
3	0.6667	90.4	0.603	89.2-91.6
2	0.5	88.8	0.566	87.7-89.9

Nombre d'observations: 42.

- **Les paramètres :** $\mu = 4.49$ $\sigma = 0.041$.
- **Les quantiles**
 $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement).
 $T = 1/(1-q)$.
- **Test d'adéquation**
 La loi Log normale (Maximum de vraisemblance).
- **Hypothèses**
 H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale.
 H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale.
- **Résultats**
 p-value : $p = 0.0700$.
 Degrés de liberté : 5.
- **Conclusion**

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

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon**

Tableau n°II. 14: tableau de comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	82.8
Maximum	Aucun	96.4
Moyenne	88.9	88.9
Ecart-type	3.67	3.68
Médiane	88.8	88.3
Coefficient de variation (Cv)	0.0413	0.0414
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.124	0.137
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.03	1.92

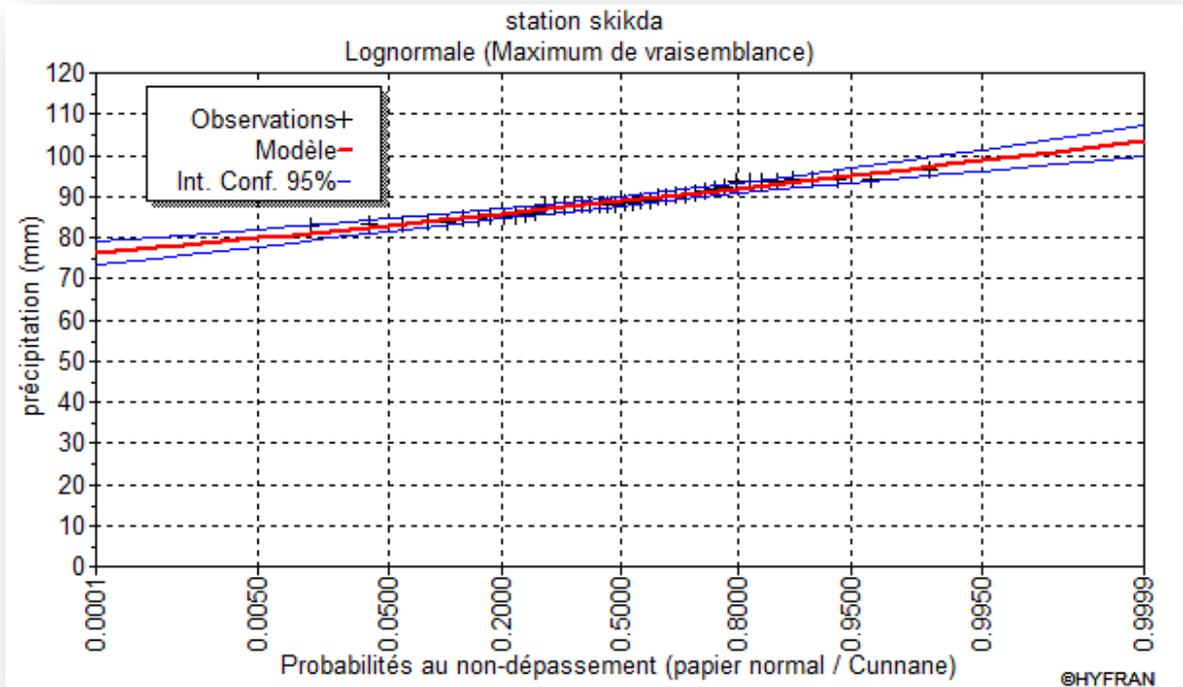


Figure n°II. 10: Répartition graphique de l’ajustement à la loi de log normal

Conclusion :

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

II.4 Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Dans les calculs des pluies à courtes durées on utilise la formule de Body exprimée par :

$$P_{ct} = P_{max,j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.20)$$

Tel que :

P_{ct} : La pluie de courtes durées (mm) de fréquence égale à celle de $P_{max,j}$.

$P_{max,j}$: La pluie maximale fréquentielle.

t : le temps en heure.

b : exposant climatique ($b=0.59$).

Après on doit déterminer les intensités qui est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II.21)$$

Tableau n°II. 15: Tableau de calcul des pluies a courtes durée et leur intensité

t(h)	T=5		T=10		T=20		T=50		T=100		T=1000	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	13.95	13.95	14.26	14.26	14.57	14.57	15.03	15.03	15.33	15.33	16.87	16.87
2	21.01	10.50	21.47	10.73	21.93	10.96	22.62	11.31	23.08	11.54	25.39	12.70
3	26.68	8.89	27.27	9.09	27.85	9.28	28.73	9.58	29.32	9.77	32.25	10.75
4	31.62	7.90	32.31	8.08	33.01	8.25	34.05	8.51	34.74	8.69	38.22	9.55
5	36.07	7.21	36.86	7.37	37.65	7.53	38.84	7.77	39.63	7.93	43.60	8.72
6	40.16	6.69	41.05	6.84	41.93	6.99	43.25	7.21	44.14	7.36	48.55	8.09
7	43.99	6.28	44.95	6.42	45.92	6.56	47.37	6.77	48.34	6.91	53.17	7.60
8	47.59	5.95	48.64	6.08	49.68	6.21	51.25	6.41	52.30	6.54	57.53	7.19
9	51.02	5.67	52.14	5.79	53.26	5.92	54.94	6.10	56.06	6.23	61.67	6.85
10	54.29	5.43	55.48	5.55	56.68	5.67	58.47	5.85	59.66	5.97	65.62	6.56
11	57.43	5.22	58.69	5.34	59.95	5.45	61.85	5.62	63.11	5.74	69.42	6.31
12	60.46	5.04	61.78	5.15	63.11	5.26	65.11	5.43	66.43	5.54	73.08	6.09
13	63.38	4.88	64.77	4.98	66.16	5.09	68.25	5.25	69.65	5.36	76.61	5.89
14	66.21	4.73	67.67	4.83	69.12	4.94	71.30	5.09	72.76	5.20	80.04	5.72
15	68.96	4.60	70.48	4.70	71.99	4.80	74.27	4.95	75.78	5.05	83.36	5.56
16	71.64	4.48	73.21	4.58	74.79	4.67	77.15	4.82	78.72	4.92	86.60	5.41
17	74.25	4.37	75.88	4.46	77.51	4.56	79.96	4.70	81.59	4.80	89.75	5.28
18	76.79	4.27	78.48	4.36	80.17	4.45	82.70	4.59	84.39	4.69	92.83	5.16
19	79.28	4.17	81.03	4.26	82.77	4.36	85.38	4.49	87.12	4.59	95.84	5.04
20	81.72	4.09	83.52	4.18	85.31	4.27	88.01	4.40	89.80	4.49	98.78	4.94
21	84.11	4.01	85.95	4.09	87.80	4.18	90.58	4.31	92.42	4.40	101.67	4.84
22	86.45	3.93	88.35	4.02	90.25	4.10	93.10	4.23	95.00	4.32	104.50	4.75
23	88.74	3.86	90.69	3.94	92.64	4.03	95.57	4.16	97.52	4.24	107.27	4.66
24	91.00	3.79	93.00	3.88	95.00	3.96	98.00	4.08	100.00	4.17	110.00	4.58

Les courbe IDF sont construites dans un but bien précis. Elles permettent de synthétiser l'information pluviométrique, et d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet.

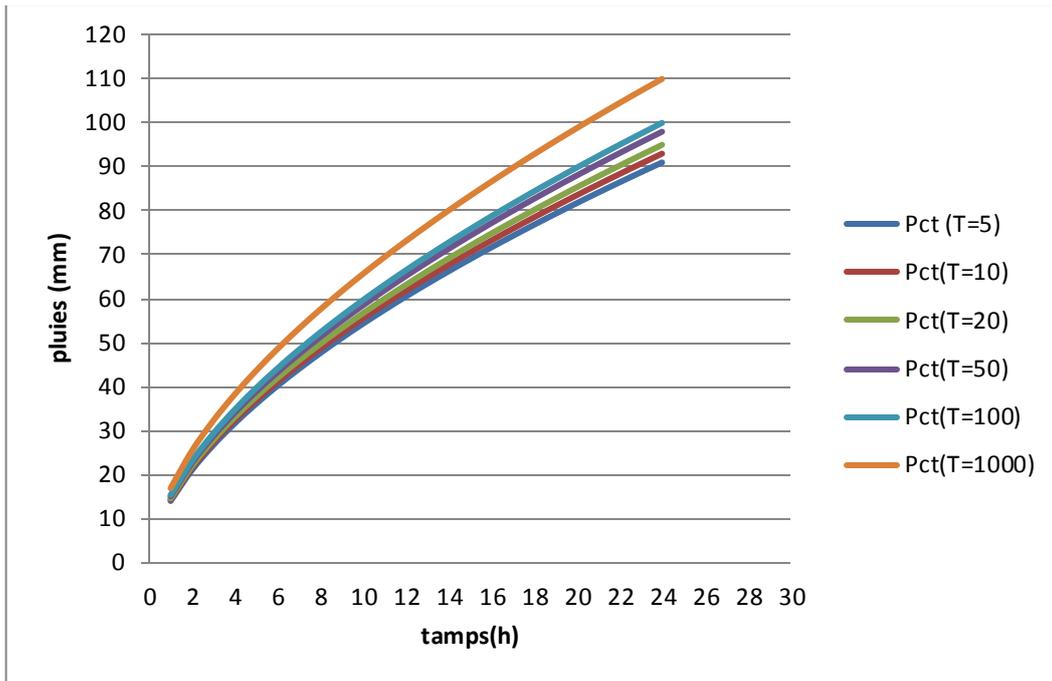


Figure n°II. 11: Répartition des pluies a courtes durée

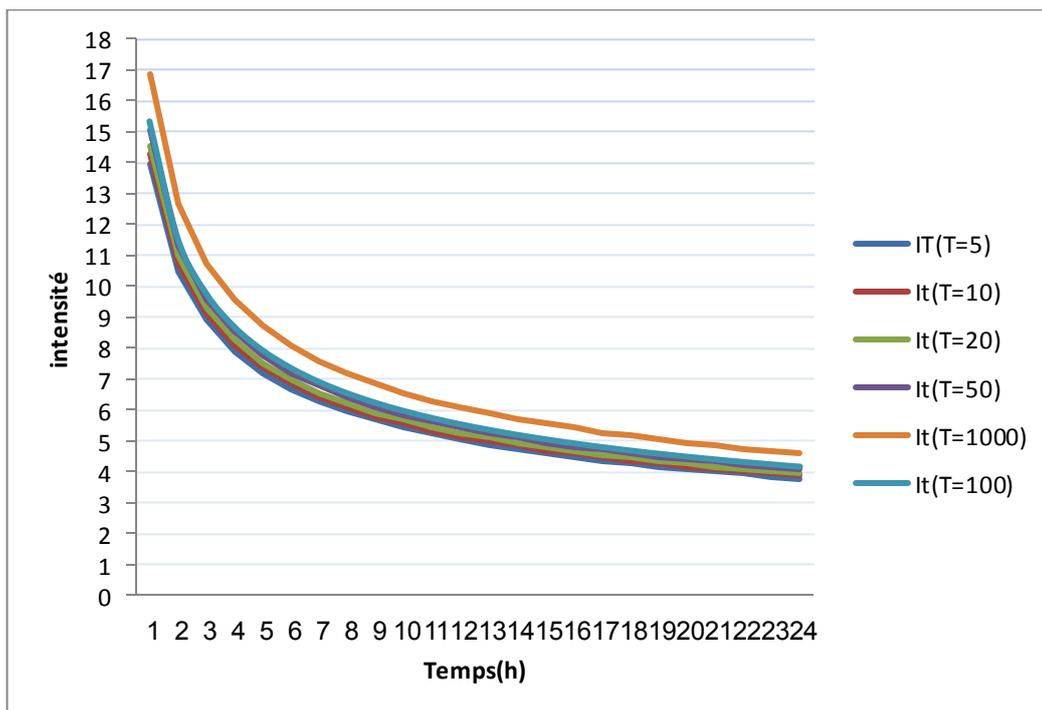


Figure n°II. 12: Répartition des intensités

II.5 Etude des apports

II.5.1 estimation de l'apport moyenne annuel A_0

L'étude des apports de bassin versant a basée sur la série observée au niveau de station hydrométrique.

$P_{moy} = 728 \text{ mm}$: c'est la pluie moyenne annuelle.

$S = 24.53 \text{ Km}^2$: c'est la surface de bassin versant.

La station hydrométrique d'Ain Charchar située à qu'elle que kilomètre de site de barrage (Le code de Station : 031101).

Tableau n°II. 16: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	jan	Fév	mar s	avr	mai	Jui	Jul	aou	annuell e
Amoy (Hm³)	0.60	2.08	7.92	17.95	29.58	30.8	17.7	12.0	3.80	1.02	0.34	0.24	124.10
Apports (%)	0.48	1.67	6.38	14.5	23.8	24.8	14.3	9.71	3.06	0.82	0.27	0.19	100.00

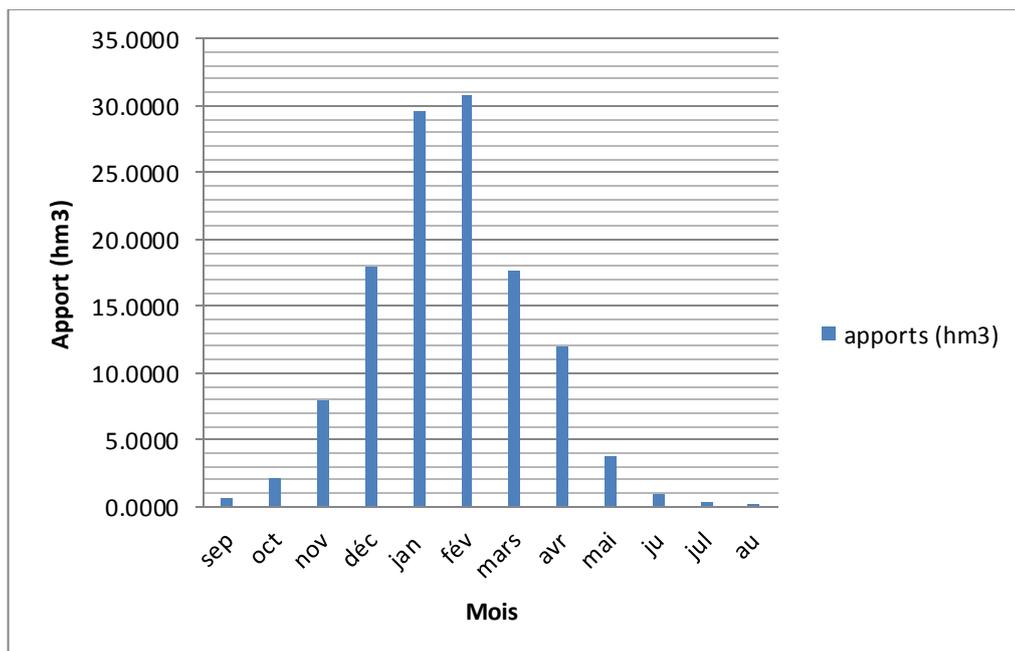


Figure n°II. 13: Diagramme de répartition des apports.

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{Sat} \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{sat}} \right) \dots\dots\dots (II.22)$$

Avec

A_{site} : apport moyen annuel estimé du site.

A_{st} : apport moyenne annuelle de la station (031101).

S_{BV}^{site} : surface du bassin versant du site est de 24.53Km².

S_{BV}^{st} : surface du bassin versant où se trouve la station (031101) est de 132.66 Km².

Tableau n°II. 17: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

Mois	sep	oct	Nov	déc	jan	fév	mrs	avr	mai	jun	jul	aut	annuelle
A_{moy} (Hm ³)	0.11	0.38	1.46	3.32	5.47	5.70	3.28	2.23	0.70	0.19	0.06	0.04	22.95
A_{moy} (%)	0.48	1.68	6.38	14.4	23.8	24.8	14.2	9.71	3.06	0.82	0.27	0.19	100

II.5.2 les caractéristiques d'écoulement

II.5.2.1 Module d'écoulement M_e

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II.23)$$

A_0 : Apport moyen annuelle.

T : temps d'une année en seconde.

AN : $M_e = \frac{22.95}{365 * 24 * 3600} = 0.728 \text{ m}^3/\text{s}$

$M_e = 728 \text{ l/s}$

II.5.2.2 Module d'écoulement relatif M_0

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (II.24)$$

M_e : Module d'écoulement.

S : la surface de bassin (km²).

AN :

$M_0 = 29.68 \text{ L/s/Km}^2$

II.5.2.3 lame d'eau écoulee L_e

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (II.25)$$

A_0 : Apport moyenne annuelle.

S : surface de bassin versant.

AN :

$L_e = 935 \text{ mm}$

II.5.2.4 Coefficient de l'écoulement C_e

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (II.26).$$

AN :

$C_e = 1.28$

II.5.2.5 Coefficient de variation C_v

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1) \dots\dots (II.27).$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

- **Formule D'OURKGUIPROVODKHOZ:**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{0,125}} \dots\dots\dots (II.28).$$

- **Formule de L'ANTONOV:**

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097} \dots\dots\dots (II.29).$$

- **Formule de KRISTKY MENKEL:**

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot M_0^{0,27}) \dots\dots\dots (II.30).$$

Tableau n°II. 18: Résultats de calcul de C_v .

Formule	Valeur de C_v
SOKOLOVSKY	0.26
D'OURKGUIPROVODKHOZ	0.45
L'ANTONOV	0.36
KRISTKY MENKEL	0.27

Conclusion : Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$C_v = 0.335$

II.5.3 Les apports fréquentiels

Les calculs des apports fréquentiels sera déterminer à partir de la série des apports donnée dans l'annexe.

II.5.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale

L'ajustement de la série des apports par la loi normale est se fait par logiciel HYFRAN, les résultats se présentent dans le tableau suivant :

Tableau n°II. 19: Les débits des crues après l'estimation.

T	A	XT
10000	0.9999	2910
2000	0.9995	1900
1000	0.999	1560
200	0.995	931
100	0.99	725
50	0.98	553
20	0.95	367
10	0.9	255
5	0.8	165

II.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort

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

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes ^[9]:

- en suspension.
- Par charriage.

II.5.4.1 Apport solide en suspension :

- **Formule de Fournier :**

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.66} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.64} \dots\dots\dots (II.31).$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion (érosion spécifique) en (t/Km² /an).

P_m: Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux ; P_m = 78.8mm.

P_a: Pluie moyenne annuelle ; P_a = 728mm .

h= 45 % (Hmax - Hmin) [m]; h=257.4m.

S: Surface du bassin versant.

- **Formule de Taxeront (1960) :**

La formule de Taxeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = \alpha \cdot L_e^{0.21} \dots\dots\dots (II.32).$$

Où:

T_a: Taux d'abrasion, T/km²/an.

L_e : la lame d'eau écoulée en mm.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350 (faible à moyenne).

- **Résultats et discussion:**

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d'application.

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu'a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptible d'être classés comme appartenant à la zone semi-aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidentale) sortent pratiquement des limite de validité des relations de Fournier ».

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basent sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active (300<P_{an} (mm) <700). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a P_{an}= 728 mm donc on a choisi le résultat obtenu de la formule de TIXERONT.

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments γ = 2.64 T/m³. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = 1.10 \frac{T_a S}{\gamma} \dots\dots\dots (II.33).$$

Tableau n°II. 20: Résultat de calcul de taux d'abrasion et volume solide annuel moyen.

Formule de	Taux d'abrasion	Volume solide annuel moyen
Fournier	1307.06 T/km ² /an	12144.77 m ³ /an
TIXERONT	1472.10 T/km ² /an	15045.063 m ³ /an

En suit le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période. La garde d'envasement (période pendant laquelle le barrage est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans. Tell que : $V_{mort} = n.V_s$.

Tableau n°II. 21: les résultats de calcul de volume mort estimé.

	n =15 ans	n=30ans	n=50 ans
$V_{mort} (m^3)$	225675.95	45135.19	752253.15

III.5.4.2 Le transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc:

Le transport solide par charriage = 35% du transport solide en suspension

Donc Le transport solide par charriage d'une année = 0.0053Mm³

Le volume mort total est estimer alors $V_m = 0.0053 + 0.015 = 0.0203 Mm^3$

Doc le volume mort estimé à 50 ans est de : 1.015 Mm³.

II.6 Etude de crue

II.6.1 Hydro-gramme de crue :

La détermination des Hydro-gramme de crues probables se fait par la méthode de Sokolovski, pour a la suit nous détermine caractéristiques principales de crue (Le volume, La durée, Le débit maximum (débit de pointe)).

La méthode de Sokolovski est devise l'hydro-gramme en deux partie non symétriques, et les calcule à déterminer à partir des temps de montée et de la décrue ^[4].

- Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II.34).$$

$T_m = T_c$: Tempe de montée.

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II.35).$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s).

t_m : Temps de la montée de la crue en heures.

t_d : Temps de la décrue en heures.

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).

X, y : Puissances des courbes.

x = 2 : pour la montée de la crue.

Y= 3 : pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : $t_m = t_c = 2.5h$: Pour les petits bassins versants.

Avec : t_c : Le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta t_m$: C'est le temps de décrue.

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydro-gramme de crue.

Et le temps de base est égale à la somme de temps de décrue et monté $t_b = t_m + t_d$.

Tableau n°II. 22: Coefficient de forme de l'Hydro-gramme de crue δ .

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	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
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	4,0 – 7,0

On choisit $\delta=2.2$; alors $t_d = 5.50h$.

Le temps de base est égale a : $t_d = 7.78 h$.

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n°II. 23: Tableau de calcul de l'hydro-gramme de crue.

temps (h)	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	200 ans	1000 ans	2000ans	10000ans
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	10.20	14.68	22.12	29.00	37.24	62.40	76.00	116.40
1	40.80	58.72	88.48	116.00	148.96	249.60	304.00	465.60
1.5	91.80	132.12	199.08	261.00	335.16	561.60	684.00	1047.60
2	163.20	234.88	353.92	464.00	595.84	998.40	1216.00	1862.40
2.5	255.00	367.00	553.00	725.00	931.00	1560.00	1900.00	2910.00
3	59.14	85.12	128.25	168.14	215.92	361.80	440.65	674.90
3.5	42.46	61.10	92.07	120.71	155.00	259.73	316.33	484.49
4	29.25	42.09	63.43	83.15	106.78	178.92	217.92	333.76
4.5	19.11	27.50	41.44	54.33	69.76	116.90	142.38	218.06
5	11.63	16.74	25.23	33.08	42.48	71.17	86.69	132.77
5.5	6.42	9.24	13.92	18.25	23.43	39.26	47.82	73.24

temps (h)	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	200 ans	1000 ans	2000ans	10000ans
6	3.05	4.40	6.62	8.68	11.15	18.68	22.75	34.85
6.5	1.14	1.63	2.46	3.23	4.15	6.95	8.46	12.96
7	0.26	0.37	0.56	0.73	0.94	1.57	1.91	2.93
7.5	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.07	0.09	0.14
7.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

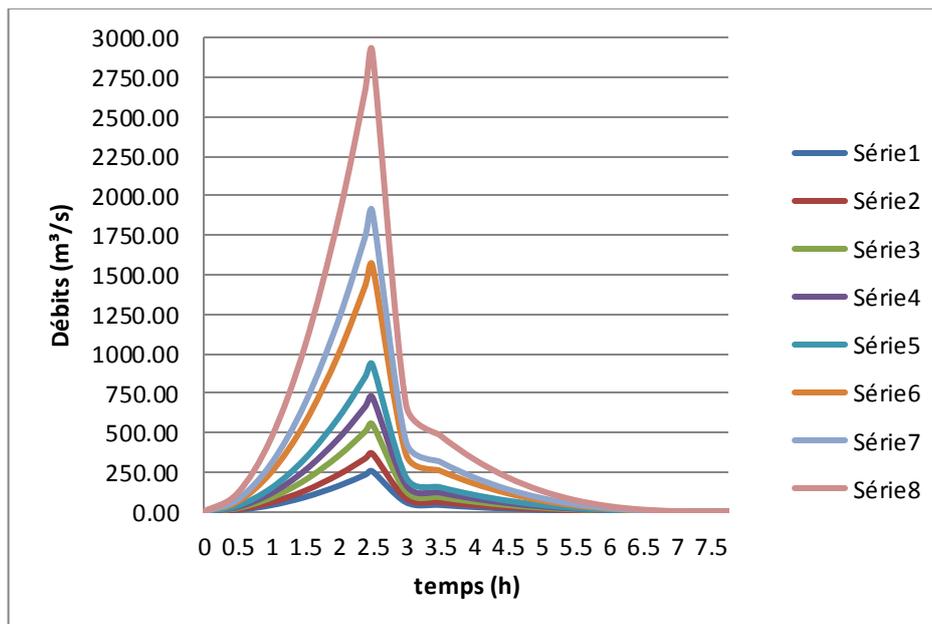


Figure n°II. 14: Hydro-gramme de crue.

II.6.2 Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l’ouvrage doit être capable d’évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l’importance de l’ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l’aval et des considérations technico-économiques liées à l’aménagement et à l’environnement.

Rappelons qu’une petite submersion d’un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d’un passage d’une crue exceptionnelle.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- La qualité et la quantité des données.
- La précision
- La bonne estimation.

Autrement dit, il s’agit de chercher un compromis optimum entre l’aspect économique de la construction et les risques des crues à l’aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages [422&&&&].

Le tableau n°II.24 Représente le choix des fréquences de la crue de projet.

Tableau n°II. 24: Crue de projet recommandée.

Catégories des dommages		Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Élevés	- Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants	-Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles	-Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{max.0.1\%} = 1560 \text{ (m}^3/\text{s)}$.

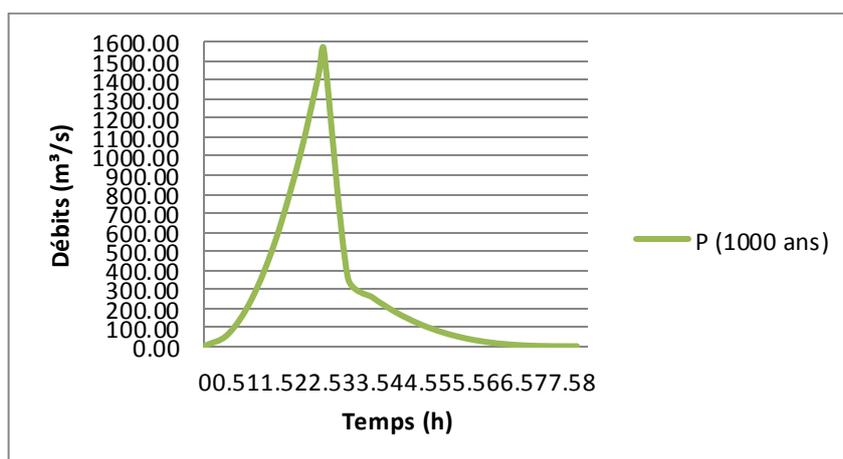


Figure n°II. 15: Hydro-gramme de crue de projet a une période de retour 1 000 ans.

II.6.3 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau

tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue de 50 ans : $Q_{\max.2\%} = 553 \text{ m}^3/\text{s}$.

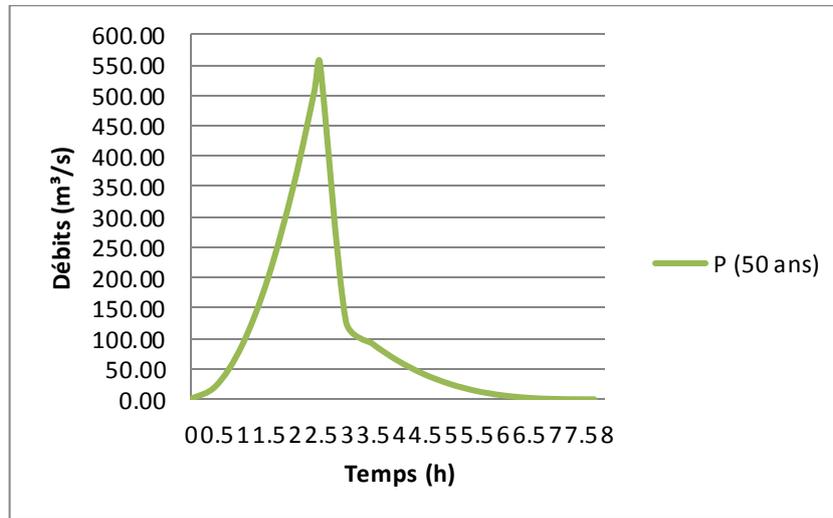


Figure n°II. 16: Hydro-gramme de crue de chantier a une période de retour

II.7 Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur le oued de Charchar, pour but à déterminer le volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

La régularisation a deux types qui sont :

- **Régularisation saisonnière:** est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- **La régularisation interannuelle :** sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches ^[9] .

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en $M \text{ m}^3$).
- La consommation totale ($M \text{ m}^3$).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.7.1 Régularisation saisonnière

II.7.1.1 Répartition mensuel des apports 80% :

Tableau n°II. 25 : Les apports 80% de station hydrométrique

mois	sep	Oct	Nov	Déc	jan	Fév	mars	avr	mai	Juin	Juil	aout	annuelle
A (80%)	0.87	2.72	11.07	22.65	39.88	41.83	22.80	15.95	4.96	1.41	0.50	0.35	165

On a utilisé la formule (II.30) pour calcule les apports 80% de site :

Tableau n°II. 26: la répartition des apports (80%) de site de barrage.

mois	sep	Oct	Nov	Déc	jan	Fév	mars	avr	mai	Juin	Juil	aou	annuelle
A (80%) st°	0.87	2.72	11.07	22.65	39.88	41.83	22.8	15.95	4.96	1.41	0.5	0.35	165
A (80%) site	0.16	0.50	2.05	4.19	7.37	7.73	4.22	2.95	0.92	0.26	0.09	0.06	30.51

II.7.1.2 Répartition mensuel des besoins :

La répartition des besoins mensuels en eaux destiné à l’AEP et l’irrigation sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau n°II. 27: Répartition mensuelle des besoins en eau.

mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mr	Av	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep
U _{20%} Hm ³	0,11	0,09	0,082	0,07	0,06	0,05	0,23	0,31	0,37	0,41	0,32	0,23

(Source : ANBT)

Tant que les apports sont supérieures à la consommation on a fait juste les calcule par la méthode de régularisation saisonnier.

II.7.1.3 Courbes «Hauteurs-Capacités, Surfaces-» :

L’établissement du plan d’eau en courbe de niveau donne, d’une part les variations du volume de la retenue en fonction de la côte de la retenue normale et d’autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d’eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

L’approximation des volumes a été faite selon l’expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H \dots \dots \dots (II.36)$$

S_i : surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

S_{i+1} : surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} S_{moy} * \Delta H \dots \dots \dots (II.37).$$

Tableau n°II. 28: Courbe topographiques et volumétriques.

Cote (mNGA)	Surface (km ²)	Smoy (km ²)	ΔH (m)	ΔV (Hm ³)	V _i (Hm ³)	h _{moy} (m)
85	0	0,002	3	0,006	0	0
88	0,003	0,0065	2	0,013	0,006	2,000
90	0,01	0,015	2	0,03	0,019	1,462
92	0,02	0,0305	3	0,0915	0,049	1,485
95	0,041	0,058	2	0,116	0,1405	1,899
97	0,075	0,1055	3	0,3165	0,2565	1,721
100	0,136	0,204	5	1,02	0,573	2,011
105	0,272	0,387	5	1,935	1,593	2,860
110	0,502	0,608	5	3,04	3,528	3,331
115	0,714	0,834	5	4,17	6,568	3,704
120	0,954	1,102	6,5	7,163	10,738	3,938
126,5	1,25				17,901	4,501

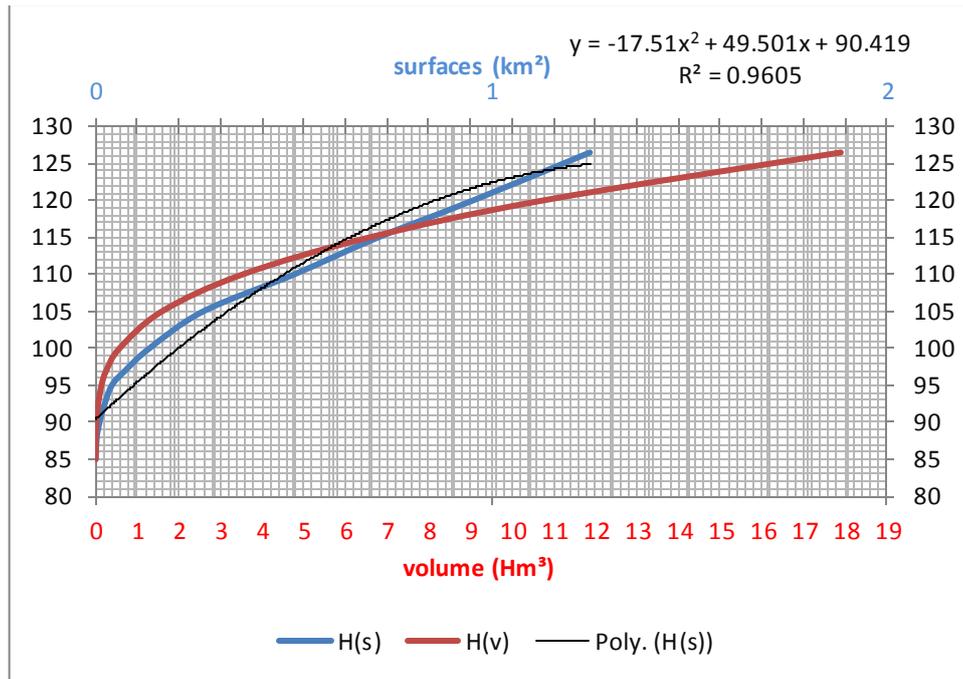


Figure n°II. 17: Courbe hauteur-capacité-surface.

II.7.1.3 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit ^[1]:

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U) \dots \dots \dots (II.38)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

II.7.1.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

D'après le tableau ci-dessus on a les résultats suivant :

$V_s = 28.72 \text{ Mm}^3$; $V_d = 0.55 \text{ Mm}^3$

$V_s > V_d$; alors : $V_u = V_d = 0.55 \text{ Mm}^3$.

$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.55 + 1.015 = 1.57 \text{ Mm}^3$.

Tableau n°II. 29: Tableau de calcul de régularisation sans tenir compte les pertes.

Mois	$A_{80\%}$	$U_{20\%}$	$A_{80\%} - U$	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sep	0.16	0.11	0.05	1.065	1.015	0		1.015	0.05
Oct	0.5	0.09	0.41		1.065	0	0.965	1.015	0.41
Nov	2.05	0.082	1.968	1.475	1.475	0	0.605	1.015	1.968
				3.443	1.565	1.878	-	1.015	4.12
Déc	4.19	0.07	4.12	5.685	1.565	4.12	-	1.015	7.31
Jan	7.37	0.06	7.31	8.875	1.565	7.31	-	1.015	7.68
				9.245	1.565	7.68	-	1.015	3.99
Mars	4.22	0.23	3.99	5.555	1.565	3.99	-	1.015	2.64
				4.205	1.565	2.64	-	1.015	0
Avr	2.95	0.31	2.64	2.115	1.565	0.55	1.015	1.565	0
				1.415	1.415	0	1.565	1.415	0
Juin	0.26	0.41	-0.15	1.185	1.185	0	1.415	1.185	0
				1.015	1.015	0	1.015	1.015	0
Juil	0.09	0.32	-0.23	1.185	1.185	0	1.415	1.185	0
				1.015	1.015	0	1.015	1.015	0
Aou	0.06	0.23	-0.17	1.015	1.015	0	1.015	1.015	0
						28.168	S	28.168	

II.7.1.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

- **Perte par infiltrations:**

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II.39).$$

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette.

Tableau n°II. 30: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

On prend ($\delta = 1.1$)

Avec : $V_{moy} = \frac{V_{r,i} - V_{r,i+1}}{2} \dots\dots\dots (II.40).$

- **Pertes par évaporation:**

Le volume mensuel des pertes par évaporation est :

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (II.41).$$

E_s : Evaporation mensuelle.

Tableau n°II. 31: tableau de calcul des pertes.

Mois	$V_{r,i}$	$V_{r,i+1}$	V_{moy}	V_{inf}	S_{moy}	E_s	V_{evp}	Pertes
Sep	1.015	1.065	1.04	0.011	0.11	0.149	0.016	0.028
Oct	1.065	1.475	1.27	0.014	0.13	0.102	0.013	0.027
Nov	1.475	3.443	2.459	0.027	0.22	0.06	0.013	0.040
Déc	1.565	5.685	3.625	0.040	0.33	0.043	0.014	0.054
Jan	1.565	8.875	5.22	0.057	0.49	0.047	0.023	0.080
Fév	1.565	9.452	5.5085	0.061	0.5	0.057	0.029	0.089
Mars	1.565	5.555	3.56	0.039	0.32	0.092	0.029	0.069
Avril	1.565	4.205	2.885	0.032	0.23	0.122	0.028	0.060
Mai	1.565	2.115	1.84	0.020	0.22	0.155	0.034	0.054
Juin	1.565	1.415	1.49	0.016	0.19	0.183	0.035	0.051
Juil	1.415	1.185	1.3	0.014	1.13	0.211	0.238	0.253
aout	1.185	1.015	1.1	0.012	0.12	0.2	0.024	0.036

Tableau n°II. 32: Tableau de calcul de régularisation sans tenir compte les pertes.

Mois	A _{80%}	U _{20%}	pertes	A _{80%} - U _{20%} +P	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	
Sep	0.16	0.11	0.028	0.022	1.037	1.015	0		1.015	0.022
						1.037	0	0.993	1.015	0.383
Oct	0.50	0.09	0.027	0.383	1.42	1.42	0	0.632	1.015	1.928
Nov	2.05	0.082	0.040	1.928	3.348	1.905	1.443	-0.913	1.015	4.066
Déc	4.19	0.07	0.054	4.066	5.971	1.905	4.066	-3.051	1.015	7.23
Jan	7.37	0.06	0.080	7.23	9.135	1.905	7.23	-6.215	1.015	7.591
Fév	7.73	0.05	0.089	7.591	9.496	1.905	7.951	-6.576	1.015	3.921
Mars	4.22	0.23	0.069	3.921	5.826	1.905	3.921	-2.906	1.015	2.186
Avril	2.95	0.31	0.060	2.58	4.485	1.905	2.58	-1.171	1.409	0
Mai	0.92	0.37	0.054	0.496	2.401	1.905	0.496	1.409	1.905	0
Juin	0.26	0.41	0.051	-0.201	1.704	1.704	0	1.905	1.704	0
Juill	0.09	0.32	0.253	-0.483	1.221	1.221	0	1.704	1.221	0
Aout	0.06	0.23	0.036	-0.206	1.015	1.015	0	1.015	1.015	0
					somme		27.327	somme		27.327

$$V_s = 28.217 \text{ Hm}^3 ; V_d = 0.89 \text{ Hm}^3 \quad V_s > V_d$$

Alors: $V_u = V_d ; V_u = 0.89 \text{ Hm}^3$

Donc : $V_{NNR} = V_m + V_u = 1.015 + 0.89 = 1.905 \text{ Hm}^3$.

Le Niveau correspond à NNR : 100.68 (mNGA).

Le niveau correspond à volume mort : 97 (mNGA).

II.8 Laminage des crues :

Le calcul du laminage de 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 [3] :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.42).$$

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 cumule à l'instant « t » est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (II.43).$$

Où :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

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

II.8.1 Méthode de MESKINGAM

L'objectif de ce travail est calculer les débits déversé à travers le déversoir et tracer l'hydro gramme de déversement.

On a comme donné l'hydro gramme de crue d'entrée (Les I en fonction de t).

D'après les données du déversoir (largeur et vitesse d'approche), l'expression du débit est :

$$Q = m \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.44).$$

On suppose que B=50 m (initialement) et m=0.49 :

$$Q = 109.57 H^{3/2}$$

I : Débit entrant à la cuvette (Input)

O : Débit déversé (Output)

La charge maximale déversée sans laminage correspond au débit entré max (I_{max}) qui est de 1560 m³/s, alors la charge déversent calculée comme suit :

$$H_{max} = \left(\frac{Q_{max}}{109.57}\right)^{2/3} ; H_{max} = \left(\frac{1560}{109.57}\right)^{2/3} = 5.87m$$

On à prendre $H_{max} = 6m$.

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure n°II.21), entre les altitudes 100.68m NGA et 126.5 m NGA.

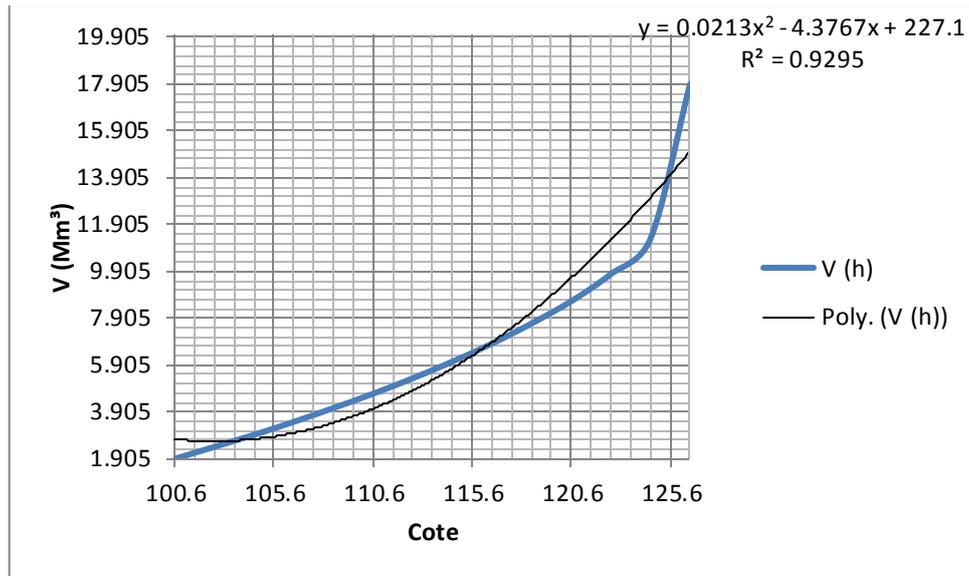


Figure n°II. 18: Modélisation de la courbe capacité- hauteur.

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure n°II.22), entre les altitudes 100.68m NGA et 126.5m NGA, avec un coefficient de corrélation $r = 0.9678$.

$$S (km^2) = 0.0393H - 3.8157$$

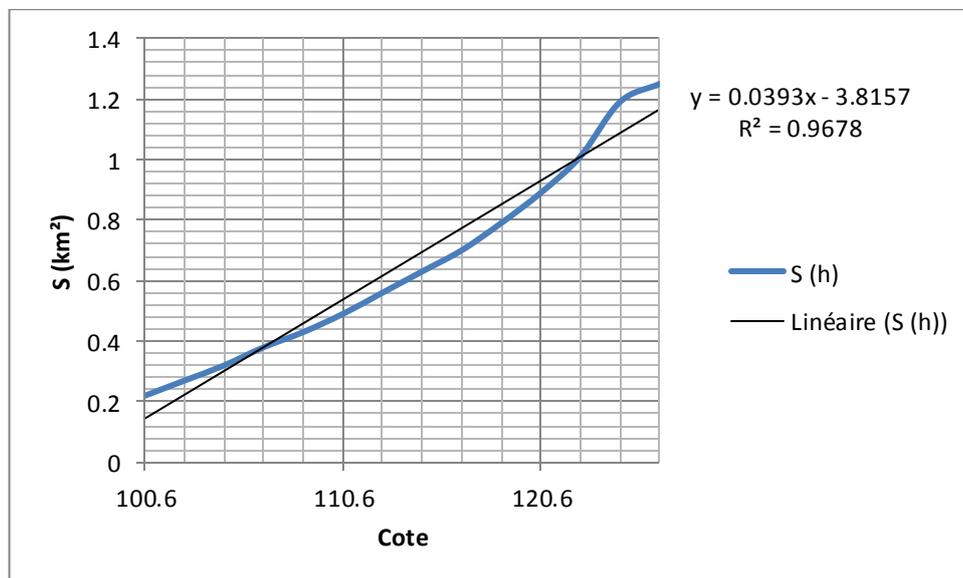


Figure n°II. 19: Modélisation de la courbe surface-hauteur.

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage

$$f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s) :$$

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 1610.34 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable $H : 1560 = 109.57 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 6 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau n°II.33 :

Tableau n°II. 33: Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=50 \text{ m}$.

H (m)	Cote (m NGA)	Q (m ³ /s)	S (km ²)	2S/ T+O
0	100.6	0	0	0.00
0.5	101.1	38.74	0.22	159.01
1	101.6	109.57	0.30	437.44
1.5	102.1	201.29	0.37	824.09
2	102.6	309.90	0.45	1314.98
2.5	103.1	433.11	0.53	1907.78
3	103.6	569.34	0.61	2600.94
3.5	104.1	717.45	0.69	3393.32
4	104.6	876.56	0.77	4284.03
4.5	105.1	1045.95	0.85	5272.35
5	105.6	1225.03	0.92	6357.70
5.5	106.1	1413.30	1.00	7539.57
6	106.5	1610.34	1.08	8817.54

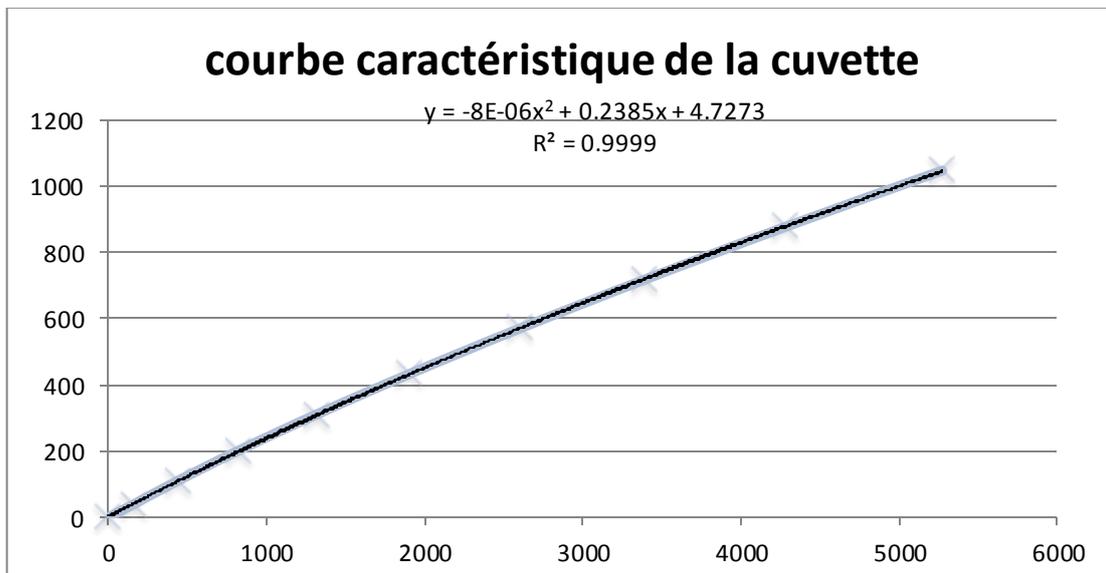


Figure n°II. 20: Courbe caractéristique du barrage pour $b=50 \text{ m}$.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots (II.45).$$

On détermine l'hydro gramme des débits de sortie

Tableau n°II. 34: Calcul de l'hydro-gramme de sortie pour b=50m.

Temps	I	I1 + I2	2S/Δt + O	2S/Δt + O - 2O	O
0	0		1	3	2
		62.40	0.00	0.00	4.73
0.5	62.400	312.00	62.40	23.24	19.58
1	249.600	811.20	335.24	167.68	83.78
1.5	561.600	1560.00	978.88	517.83	230.52
2	998.400	2558.40	2077.83	1146.33	465.75
2.5	1560.000	1921.80	3704.73	2147.72	778.50
3	361.800	621.53	4069.52	2383.88	842.82
3.5	259.730	438.65	3005.41	1706.89	649.26
4	178.920	295.82	2145.54	1186.32	479.61
4.5	116.900	188.07	1482.14	800.85	340.64
5	71.170	110.43	988.92	523.40	232.76
5.5	39.260	57.94	633.83	328.47	152.68
6	18.680	25.62	386.41	195.02	95.69
6.5	6.940	8.51	220.64	106.72	56.96
7	1.570	1.64	115.23	51.02	32.10
7.5	0.070		52.66	18.13	17.27
8	0.000	0.07			

Tableau n°II. 35: Hydro-gramme d'entré et les hydro-grammes de sorties.

T (h)	I	I1+I2	b=15	b=20	b=30	b=40	b=50	b=60	b=70	b=80
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	62.40	62.4	1.85	2.37	3.29	4.06	4.73	5.30	5.79	6.21
1	249.60	312	7.15	9.25	13.10	16.52	19.58	22.34	24.82	27.09
1.5	561.60	811.2	32.01	41.10	57.44	71.52	83.78	94.64	104.08	112.60
2	998.40	1560	91.29	116.48	161.36	198.83	230.52	258.42	281.57	302.50
2.5	1560.00	2558.4	188.85	240.04	331.66	405.42	465.75	519.24	560.62	598.73
3	361.80	1921.8	312.28	398.18	556.89	680.42	778.50	868.10	931.44	992.52
3.5	259.73	621.53	367.66	465.79	639.81	759.62	842.82	908.17	945.85	974.96
4	178.92	438.65	363.34	448.43	572.87	630.75	649.26	640.59	621.37	589.47
4.5	116.90	295.82	351.94	421.01	495.14	502.71	479.61	438.17	400.95	360.86
5	71.17	188.07	334.66	385.59	412.97	384.68	340.64	292.09	256.25	224.87
5.5	39.26	110.43	312.57	344.47	332.39	282.74	232.76	189.32	161.07	139.70
6	18.68	57.94	286.89	300.33	258.40	199.64	152.68	118.31	97.93	84.04
6.5	6.95	25.62	259.03	255.87	194.36	135.40	95.69	70.36	56.37	47.49
7	1.57	8.51	230.45	213.55	141.90	88.25	56.96	39.20	29.94	24.36
7.5	0.07	1.64	202.48	175.21	101.07	55.46	32.10	20.18	14.29	10.91
8	0	0.7	176.17	141.93	70.76	33.92	17.27	9.61	6.06	4.15
8.5	0	0	152.12	113.95	49.07	20.46	9.05	4.35	2.36	1.37
9	0	0	130.55	90.90	33.89	12.31	4.74	1.97	0.92	0.45
9.5	0	0	111.45	72.14	23.34	7.40	2.48	0.89	0.36	0.15
10	0	0	94.71	57.01	16.04	4.44	1.29	0.40	0.14	0.05
10.5	0	0	80.17	44.91	11.01	2.66	0.68	0.18	0.05	0.02
11	0	0	67.64	35.29	7.55	1.60	0.35	0.08	0.02	0.01
11.5	0	0	56.91	27.67	5.17	0.96	0.18	0.04	0.01	0.00
12	0	0	47.77	21.66	3.54	0.57	0.10	0.02	0.00	0.00
12.5	0	0	40.02	16.94	2.43	0.34	0.05	0.01	0.00	0.00
13	0	0	33.47	13.23	1.66	0.21	0.03	0.00	0.00	0.00
13.5	0	0	27.95	10.33	1.14	0.12	0.01	0.00	0.00	0.00
14	0	0	23.31	8.06	0.78	0.07	0.01	0.00	0.00	0.00
14.5	0	0	19.43	6.28	0.53	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0	0	16.17	4.89	0.36	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
15.5	0	0	13.46	3.81	0.25	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0	0	11.19	2.97	0.17	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
16.5	0	0	9.30	2.31	0.12	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0	0	7.73	1.80	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.5	0	0	6.42	1.40	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0	0	5.33	1.09	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18.5	0	0	4.43	0.85	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0	0	3.67	0.66	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19.5	0	0	3.05	0.52	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0	0	2.53	0.40	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

T (h)	I	I1+I2	b=15	b=20	b=30	b=40	b=50	b=60	b=70	b=80
20.5	0	0	2.10	0.31	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0	0	1.74	0.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.5	0	0	1.44	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0	0	1.20	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.5	0	0	0.99	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0	0	0.82	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.5	0	0	0.68	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0	0	0.57	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q_{max}	-	-	367.66	465.79	639.81	759.62	842.82	908.17	945.85	992.52
$mb\sqrt{2g}$	-	-	32.87	43.83	65.74	87.68	109.57	131.48	153.39	175.31
H_d	-	-	5.00	4.83	4.56	4.22	3.90	3.63	3.36	3.18

Tableau n°II. 36: Tableau récapitulatif des résultats de laminage.

B	Hd	NPHE	q (laminage)	Vf(Mm³)
15	5	105.6	367.66	0.54
20	4.83	105.43	465.79	0.52
30	4.56	105.16	639.81	0.49
40	4.22	104.82	759.62	0.46
50	3.9	104.5	842.82	0.43
60	3.63	104.23	908.17	0.41
70	3.36	103.96	945.85	0.40
80	3.18	103.78	992.52	0.39

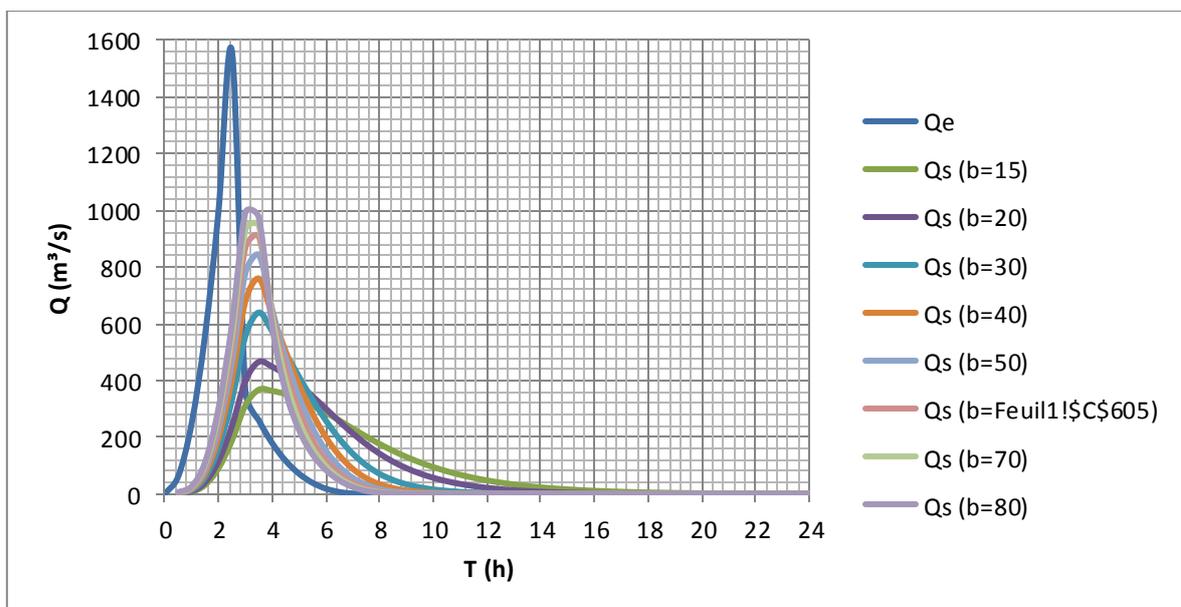


Figure n°II. 21: Hydro grammes de sorties.

II.9 Etude d'optimisation

II.9.1 La hauteur du barrage et sa largeur en crête :

II.9.1.1 La revanche :

La revanche C'est la distance entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V.

- La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II.46).$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

- **Formule de Stevenson :**

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.47).$$

F: le Fetch; F = 1.36 km.

- **Formule de Molitor :**

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \dots\dots\dots (II.48).$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U = 100 Km/h.

- **Formule de Mallet-Paquant :**

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (II.49).$$

- **Formule de simplifiée :**

$$H = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (II.50).$$

Les calculs de revanche par les différentes formules citées dans le tableau suivant.

Tableau n°II. 37: Résultats de calcul de hauteur des vagues.

Formule	H (m)
Stevenson	0.87
Molitor	0.83
Mallet-Paquant	0.88
Simplifiée	1.34

On à prendre :

H = 1.34 m

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (II.59)$$

AN :

V = 4.18 m/s

Alors :

R = 1.89 m

 ; D'après l'estimation :

R = 2 m

II.9.1.2 Le tassement :

On calcule le tassement d'après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (II.51)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (II.52)$$

Où :

T = Tassement de la crête du barrage.

H_b = Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0.65 m.

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T \dots \dots \dots (II.53)$$

NNR : cote du niveau NNR (100.6m NGA)

C_f : Cote du fond = 80 m

$H_{dév}$: charge déversant au-dessus du déversoir

R : Revanche = 2 m, t : tassement = 0.65 m.

II.9.1.3 La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- **Formule de T.KNAPPEN:**

$$b = 1.65 H_b^{0.5} \dots \dots \dots (II.54).$$

- **Formule E.F.PREECE:**

$$b = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \dots \dots \dots (II.55).$$

- **Formule SIMPLIFIEE (Anonyme) :**

$$b = 3.6 \cdot H_b^{1/3} - 3 \dots \dots \dots (II.56).$$

- **Formule PRATIQUE :**

$$b = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots \dots \dots (II.57).$$

Tableau n°II. 38: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.

B	H_d	NPHE	q (la	V_f (Mm³)	Cote	Hb	KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFI	PRATIQ
15	5	105.6	367.66	0.54	108.25	28.25	8.77	6.85	7.96	8.86
20	4.83	105.43	465.79	0.52	108.08	28.08	8.74	6.83	7.94	8.83
30	4.56	105.16	639.81	0.49	107.81	27.81	8.70	6.80	7.91	8.79
40	4.22	104.82	759.62	0.46	107.47	27.47	8.65	6.77	7.86	8.74
50	3.9	104.5	842.82	0.43	107.15	27.15	8.60	6.73	7.82	8.68
60	3.63	104.23	908.17	0.41	106.88	26.88	8.55	6.70	7.78	8.64
70	3.36	103.96	945.85	0.40	106.61	26.61	8.51	6.67	7.75	8.60
80	3.18	103.78	992.52	0.39	106.43	26.43	8.48	6.66	7.72	8.57

On opte pour une largeur en crête de = 8m.

II.9.2 Calcul du coût approximatif de la digue :

Le but de l'étude d'optimisation est de 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.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.9.2.1 Calcul le volume et le coût de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversant afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots (II.58).$$

Avec : $V_i = \frac{S_i+S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (II.59).$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b+B_i}{2} \dots\dots\dots (II.60).$$

B_i : Largeur de base : $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$.

m_1, m_2 : Les fruits des talus. (Amont: $m_1 = 2 : 3$; Aval: $m_2 = 2,5 : 3$).

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i : $[H_i - C_f + H_d + R + t]$.

R : Revanche en ($R=2m$).

t : Tassement en ($t=0.65m$).

Tableau n°II. 39: Cout de la digue.

B	HB	S	V	Cout total (MDA)
20	28.16	848.18	37319.88	1324.86
30	27.89	834.40	35879.16	1273.71
40	27.55	817.20	34731.08	1232.95
50	27.23	801.17	33649.34	1194.55
60	26.96	787.77	32298.62	1146.60
70	26.69	774.48	31366.32	1113.50
80	26.51	765.68	31775.52	1128.03

II.9.2.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

II.9.2.2.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile 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 déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.52 * \left(\frac{X}{H}\right)^{1.81} \dots\dots\dots (II.61)$$

- Avec : H : Charge sur le seuil.
- Y : Ordonnée du profil (m).
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S * B$$

- Avec :
- S : Section transversale (m²).
- B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 35 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau n°II. 40: Coût de déversoir.

B	H_d	S (m²)	V	Coût (DA)
20	4.83	66.80	1336	47420000
30	4.56	61.01	1830.38	64063440
40	4.22	54.78	2191.02	76685840
50	3.9	47.62	2380.95	83333250
60	3.63	41.27	2476.39	86673510
70	3.36	35.35	2474.30	86600640
80	3.18	31.64	2531.28	88594800

II.9.2.2.2 Coût de coursier :

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 200 m.

Le volume du béton de coursier est calculer par

$$V_{\text{betone}} = S_{\text{beton}} * L_{\text{coursie}} \dots\dots\dots (II.62).$$

Largeur de coursier :

$$b_{\text{coursier}} = Q^{0.4} \dots\dots\dots (II.63).$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m.

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1,4$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} * e$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 0,8$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * \text{ avec } e=0,7$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) * L.$$

Tableau n°II. 41: Cout de coursier.

B (m)	H _d (m)	Q (m ³ /s)	b _{coursier} (m)	b _{ext} (m)	S _{radier} (m ²)	H _{mur} (m)	S _{mur} (m ²)	S _{tot} (m ²)	V _{béton} (m ³)	Cout (DA)
20	4.83	465.79	11.68	13.08	13.08	5.63	3.94	17.02	3403.30	125.83
30	4.56	639.81	13.26	14.66	14.66	5.36	3.75	18.41	3681.65	130.70
40	4.22	759.62	14.20	15.60	15.60	5.02	3.51	19.11	3822.47	135.70
50	3.9	842.82	14.80	16.20	16.20	4.7	3.29	19.49	3898.22	138.39
60	3.63	908.17	15.25	16.65	16.65	4.43	3.10	19.75	3950.18	140.23
70	3.36	945.85	15.50	16.90	16.90	4.16	2.91	19.81	3962.38	140.66
80	3.18	992.52	15.80	17.20	17.20	3.98	2.79	19.99	3997.48	141.91

II.9.2.2.3 Coût de canal d’approche :

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme Rectangulaire avec une charge d’eau « H » est une hauteur de pelle égale à 4m.

D’où la hauteur totale du mur :

$$H_{\text{ca}} = P + H + R \dots\dots\dots (II.64).$$

Avec :

P : hauteur de pelle.

H : la lame déversant.

R : la revanche.

La longueur du canal d’approche « L » est déterminée dans la carte topographie L=20m.

L’épaisseur du mur e = 0,5m.

D’où le volume du canal d’approche est estimé par la formule suivant :

$$V = S. e = H_{\text{ca}} * e * L \dots\dots\dots (II.65).$$

Tableau n°II. 42: Coût du canal d'approche.

B	H _d	H _{ca}	S	V	Cout (MDA)
20	4.83	10.83	5.415	108.3	4.33
30	4.56	10.56	5.28	105.6	4.22
40	4.22	10.22	5.11	102.2	4.08
50	3.9	9.9	4.95	99	3.9
60	3.63	9.63	4.815	96.3	3.85
70	3.36	9.36	4.68	93.6	3.74
80	3.18	9.18	4.59	91.8	3.67

II.9.3 Le coût total

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau n°II. 43: Coût total du barrage.

largeurs déversant (m)	coût de la digue (10 ⁶ DA)	coût de l'évacuateur de crue (10 ⁶ DA)			coût total (10 ⁶ DA)
		déversoir	coursier	canal d'approche	
20	1324.86	47.42	125.82	4.332	1502.43
30	1273.71	64.06	130.70	4.224	1472.69
40	1232.95	76.69	135.70	4.088	1449.43
50	1194.55	83.33	138.39	3.96	1420.23
60	1146.60	86.67	140.23	3.852	1377.35
70	1113.50	86.60	140.66	3.744	1344.51
80	1128.03	88.59	141.91	3.672	1362.20

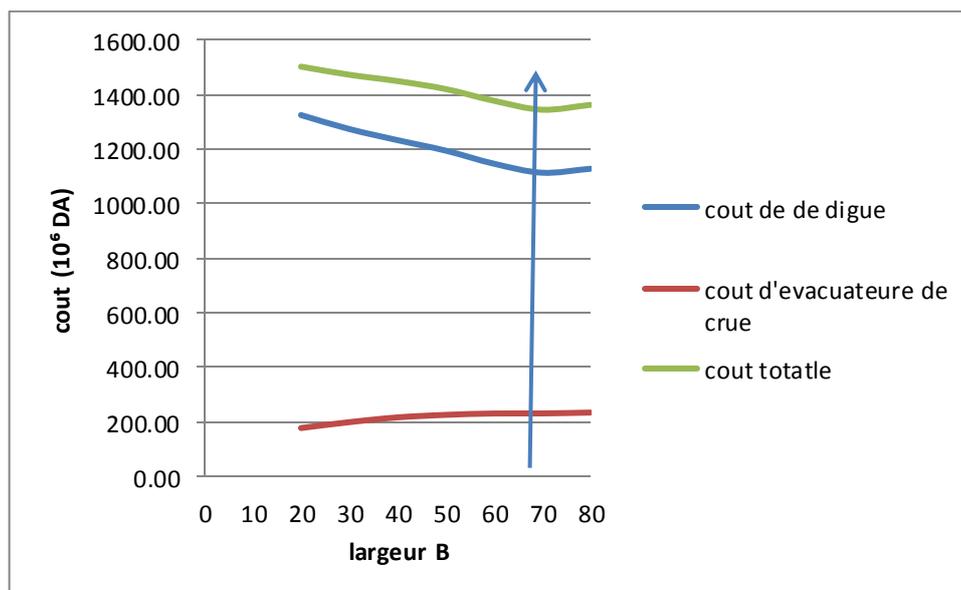


Figure n°II. 22: Le coût de la digue, l'évacuateur et total du barrage.

Après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur déversant de 70 m

Tableau n°II. 44: Résultats de l'étude d'optimisation.

Largeur (m)	Lame déversant (m)	Débit déversant (m³/s)	Hauteur de barrage (m)	Cote en crête (m NGA)
70	3.36	945.85	26.69	106.69

Ce qui donne un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{\text{débit lamé}}{\text{débit de crue}} * 100 \dots\dots\dots (II.6).$$

$$AN : F = \frac{945.85}{1560} * 100 = 60\%$$

F=60%

Tableau n°II. 45: Tableau des résultats de l'étude de la régularisation et du laminage.

Paramètres	Valeurs
Cote du fond (mNGA)	80
Vm (hm³)	1.015
Vu (hm³)	0.89
V _{NNR} (hm³)	1.905
V _{NPHE} (hm³)	2.305
NVM (mNGA)	97
NNR (mNGA)	100.68
NPHE (mNGA)	104.04
Qmax entrant (m³/s)	1560
Qmax laminé (m³/s)	945.85
Hauteur déversant h _d (m)	3.36
Largeur du déversoir b (m)	70
Niveau de crête (mNGA)	106.04

Conclusion

Dans ce chapitre, les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant de barrage CHARCHAR ont été déterminées, et l'étude d'optimisation vient ensuite pour déterminer les différents niveaux de la digue.

Chapitre III

Etude des variantes

Chapitre III : Etude des variantes

Introduction

L'évacuateur de crue c'est l'ouvrage le plus important qui est assure la sécurité de barrage. Il consiste à évacuer un volume d'eau au-delà de niveau de volume utile sans mettre en jeu la stabilité de l'ouvrage spécialement et barrage généralement. Cette dernière est basée essentiellement sur le dimensionnement et le choix de type de cet ouvrage.

L'évacuateur de crue est construit contre les grands phénomènes des crues qui est constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues, Sans oublier aussi un phénomène très dangereux à cause par le phénomène de crue c'est la submersion de barrage en terre.

III.1 Type d'évacuateur de crue selon leur classification

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, de sa plusieurs classifications sont possibles parmi les évacuateurs de crue. On peut par exemple diviser les évacuateurs de crue en deux grandes familles :

1. Les évacuateurs de crue à "surface libre" encore appelés déversoirs à seuil libre :

Cette famille a plusieurs variantes :

Déversoir à seuil libre à crête plate ou profilé à entonnement frontale ou latérale, avec un seuil rectiligne, circulaire.

2. Les évacuateurs de crue "vannés" : Cette seconde famille se décompose elle-même en deux grandes sous-familles d'organes :

- ✓ Les évacuateurs vannés de surface.
- ✓ Les évacuateurs vannés dit "de fond" ou de "demi-fond".
- ✓ Les évacuateurs de surface prélèvent l'eau à évacuer à une cote proche de la cote normale de retenue du barrage.
- ✓ Les évacuateurs de (demi)-fond fonctionnent en charge en prélevant l'eau à une cote très inférieure à celle de la retenue.

On peut aussi dans cette famille voir plusieurs variantes :

Vannes plates, vannes secteurs, clapets abaissant ...ex.

III.2 Les critères de choix d'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crue sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences typographiques du site.
- Les exigences géologiques du site.

- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.

III.3 Choix de de l'évacuateur de crues :

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

Le site de l'évacuateur de crues, on a rencontré un massif sédimentaire composé par des alternances d'argiles, marnes, calcaires marneux et grès, avec un horizon d'altération à épaisseur d'environ 2,0 m.

L'ensemble des sols de couverture présente une épaisseur plus importante en rive gauche (Excavations intéresseront) qu'en rive droite. En ce qui concerne le site de l'évacuateur de crues, on a rencontré un massif sédimentaire composé par des alternances d'argiles, marnes, calcaires marneux et grès, avec un horizon d'altération en plus le transport solide en charriage important, ce qui est montre un risque de saturation, alors en peut dire que évacuateur en puits est déconseillée. Les variant choisie sont les suivant ^[1] :

❖ Déversoir latéral

En a voire deux déversements déversement latérale-latérale et l'autre latérale frontale. Cette variant a plusieurs avantage :

- Un dispositif sûr et efficace.
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue.
- Moins couteux.
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue).

III.4 Dimensionnement hydraulique :

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement, de l'amont en aval, des ouvrages suivants ^[10] :

- Canal d'approche.
- Seuil déversant.
- Chenal d'écoulement.
- Coursier.
- Dissipateur d'énergie.
- Canal de fuite.

Nous avons optés pour un coursier à une seule pente.

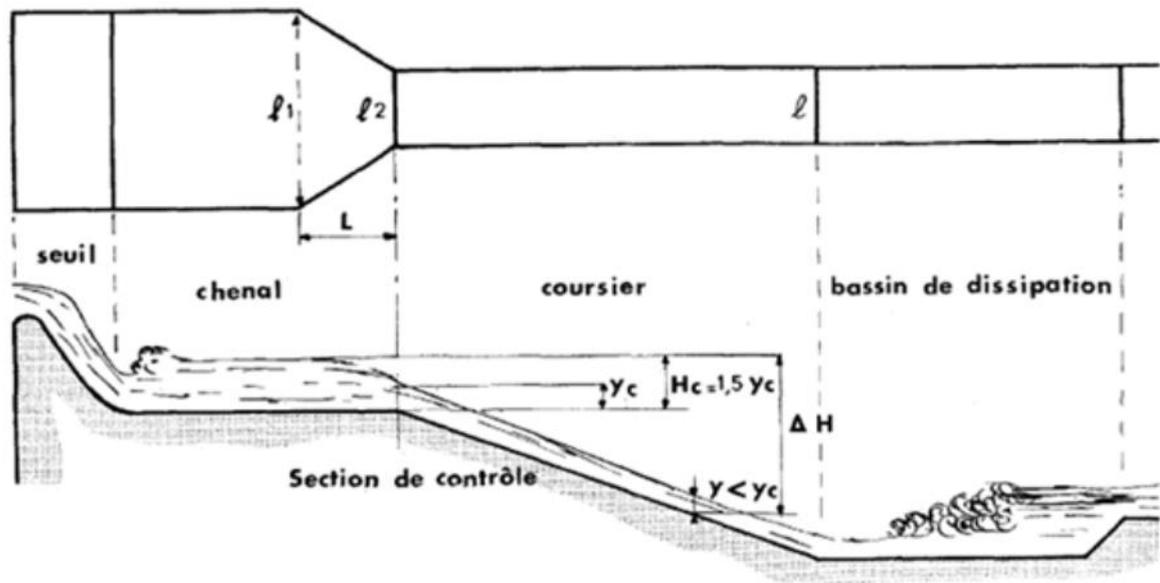


Figure n°III. 1: les composant évacuateurs de crue à surface libre .

III.4.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- Déversoir type WES (Creager modifié).
- Niveau normal de la retenue NNR = 100.68 m NGA.
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 104.04 m NGA.
- Charge à évacuer : $H = 3.36$ m.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 945.85$ m³/s.
- Largeur déversant : $L = 70$ m.

III.4.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :

III.4.2.1 Evacuateur de crue latérale a entonnement frontale

III.4.2.1.1 Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible, et pour une valeur de m (coefficient de débit) on peut déterminer P/h on utilise l'abaque de coefficient de débit.

Le chenal en amont du déversoir latéral sera excavé. La profondeur P du chenal d'approche en dessous de la doucine sera égale à environ 1,4 fois la profondeur que l'eau aura au-dessus d'elle lors de la crue de projet, ce qui résultera en une réduction du coefficient de décharge de moins de 1% ($0.4 < P/H = 1.19 \leq 1.6$ Figure dans la Design of Small Dams, 1987). Alors $P = 4$ m.

➤ **La vitesse d'approche**

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{proj}}}{S} \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

Ou :

b : largeur déversant (m).

V_a : vitesse d'approche.

Q_{proj} : Débit de projet évacué (m^3/s).

S : Section du canal $S = h \times b$ (m^2).

h: Charge d'eau $h = H + P$ (m).

P : Hauteur de pelle (4 m).

H : Lane déversant (m).

Alors : $h = 7.36\text{m}$

Donc :

$V_a = 1.84 \text{ m/s}$

Pour les alluvions la vitesse admissible $V_a = (1.65 \text{ à } 2) \text{ m/s}$.

$V_a \leq V_{\text{adm}}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

➤ **Pente du canal d'approche**

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * I_0^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Alors :

$$I_0 = \left(\frac{n * Q}{S * R^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Q : débit déversant, = 945.85 m^3/s .

S : section mouillée = 515.2 m^2 .

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 84.72 m.

R : rayon hydraulique, = 6.08 m.

n : coefficient de Manning (n=0.03 pour le canal rocheux).

I_0 : pente du fond.

AN : $I_0 = \left(\frac{0.03 * 945.85}{515.2 * 6.08^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.00027$ $I_0 = 0.027\%$

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche :**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R_e \dots\dots\dots (III.3).$$

Avec : $R_e = 0.6 + 0.05 * V_a * (H)^{1/3}$; $R_e = 0.74$

Donc : $H_m = 8.1$ m.

Longueur du canal d'approche : La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 20 m.

III.4.2.1.2 Le déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Il existe plusieurs profil du seuil déversant tel que WES et CREAGER, nous prendrons le premier type, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

On présente ci-dessous le dessin d'un déversoir de profil de type WES (pratique), qui va garantir un coefficient de débit $m_0 = 0.49$.

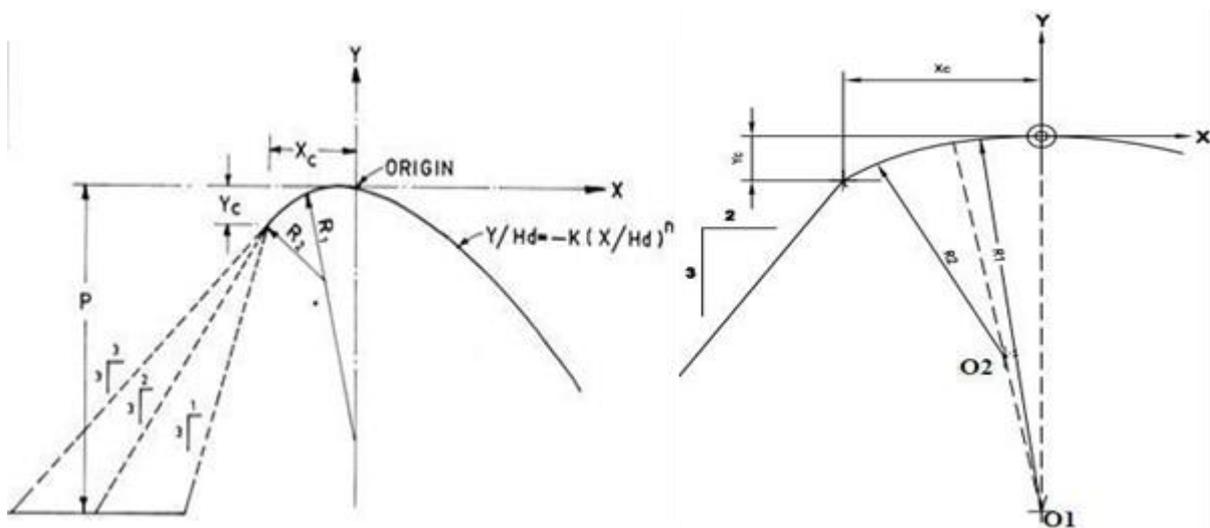


Figure n°III. 2: Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR

(KHATSURIA R. M., 2005)

a. Quadrant amont

D'après l'USBR (figure) les paramètres du quadrant amont incliné (2 : 3) sont calculés comme suit :

$$X_c = -0.223 * H = - 0.75 \text{ m.}$$

$$Y_c = -0.06 * H = -0.2 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.554 * H = 1.86 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.31 * H = 1.04 \text{ m.}$$

b. Quadrant aval

Est définie par la formule (Design of small dams, 1987) :

$$Y = \frac{1}{k} * H_0 * \left(\frac{x}{H_0}\right)^n \dots\dots\dots (III.4).$$

K et n sont des paramètres dépende de l'inclinaison du parement amont.

Tableau n°III. 1: Les valeurs des paramètres K et n en fonction d'inclinaison.

Pente amont	K	n
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.83
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.77

Dans notre cas : l'inclinaison est de (2 :3) : K=1,939 ; n=1,81.

➤ **Calcul de la section de déversement (déversoir).**

On choisit un profil exponentiel de type **WES**

Calcul des paramètres et des coordonnées des points A, B et C :

$$K = 0.52. \quad N = 1.81.$$

$$X_a = -0.124 H_0 \dots\dots\dots (III.5) \quad ; \quad X_c = 0.220 H_0 \dots\dots\dots (III.9).$$

$$Y_a = 0.017 H_0 \dots\dots\dots (III.6) \quad ; \quad Y_c = 0.780 H_0 \dots\dots\dots (III.10).$$

$$X_b = -0.07 H_0 \dots\dots\dots (III.7) \quad ; \quad R_1 = 0.460 H_0 \dots\dots\dots (III.11).$$

$$Y_b = 0.209 H_0 \dots\dots\dots (III.8) \quad ; \quad R_2 = 0.199 H_0 \dots\dots\dots (III.12).$$

K et N : coefficients sans dimensions pour le calcul du profil du déversoir dépendant du coefficient de débit m_0 .

➤ Tracé du quart situé en aval de la crête :

$$Y = 0.52 H_0 \left(\frac{x}{H_0}\right)^{1.81} \dots\dots\dots (III.13).$$

Où : x = Distance horizontale en m.

Y = Distance verticale en m. ($Y \geq P^*$).

P^* = Hauteur du parement inférieur.

Pour : $\frac{P^*}{H_0} > 19$ on a utilisé la formule suivant :

$$R_{ac} = H_0 \left[2.9 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{0.128} \right] \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

H0 : Charge d'eau sur le déversoir (m).

P* : Hauteur du parement en aval.

AN : $\frac{P^*}{H_0} = \frac{4.04}{3.36} = 1.2 < 19$; donc : $R_{ac} = 4.37$ m

➤ **Tracé du profil en aval du déversoir :**

Tableau n°III. 3: Résultats de calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=3.36m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0.126	-0.831	3.360	0.000	0.423	-2.792
0.1	0.036	-0.803		0.336	0.121	-2.698
0.2	0.007	-0.772		0.672	0.024	-2.594
0.3	0	-0.74		1.008	0.000	-2.486
0.4	0.007	-0.702		1.344	0.024	-2.359
0.6	0.06	-0.62		2.016	0.202	-2.083
0.8	0.147	-0.511		2.688	0.494	-1.717
1	0.256	-0.38		3.360	0.860	-1.277
1.2	0.393	-0.219		4.032	1.320	-0.736
1.4	0.565	-0.03		4.704	1.898	-0.101
1.7	0.873	0.305		5.712	2.933	1.025
2	1.235	0.693		6.720	4.150	2.328
2.5	1.96	1.5		8.400	6.586	5.040
3	2.824	2.5		10.080	9.489	8.400
3.5	3.818	3.66		11.760	12.828	12.298

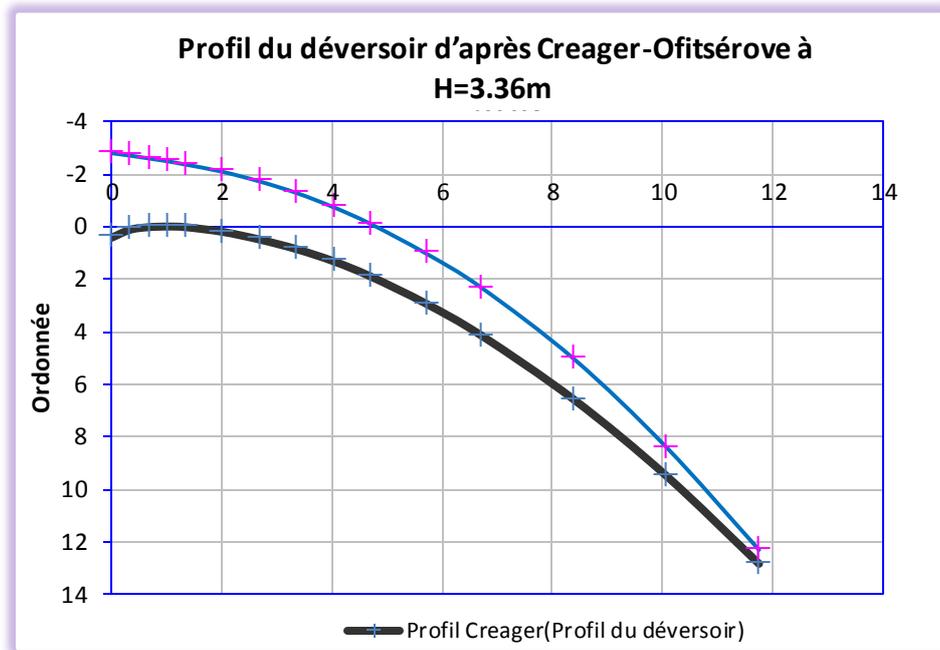


Figure n°III. 3: Profil Creager du déversoir au parement aval.

➤ **Les paramètres du profil aval :**

Les paramètres du profil aval sont : La longueur de la courbure (L_c), Longueur de la tangente (L_t) et l'angle d'inclinaison.

✓ Longueur de la courbure (L_c) :

Pour le parement aval la pente est de 1 :0.8 donc à partir de de l'abaque 1 – annexe B on trouve que :

$\frac{X_L}{H_d} = 1.3$: Et donc du l'abaque 2 – annexe B on tire le rapport suivant :

$\frac{L_c}{H_d} = 1.88$: Alors $L_c = 1.88 * H_d = 1.88 * 3.36 = 6.31$ m.

✓ Longueur de la tangente :

À partir d'abaque 2– annexe B :

$\frac{Y_1}{H_d} = 0.82$: Donc : $Y_1 = 0.82 * 3.36 = 2.76$ m

$Y_2 = 7.73$ m : alors $Y_2 - Y_1 = 7.73 - 2.76 = 4.97$ m.

$\tan \alpha = 1/0.8 = 1.25$; $\sin \alpha = 0.83$ $L_T = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin \alpha} = 5.98$

Donc la longueur totale de déversement : $L = L_c + L_T = 6.31 + 5.98 = 12.29$ m.

✓ **Calcul hydraulique :**

Le calcul hydraulique est pour but à vérifier l'entraînement d'air sur l'écoulement et quantité de l'énergie dissipé pendant le déversement.

Bauer (1951) a développé la relation suivante :

$$\frac{\delta}{L} = 0.08 * \left(\frac{L}{K}\right)^{-0.223} \dots\dots\dots (III.18).$$

δ : Épaisseur de la couche turbulente.

L : Longueur totale de déversement (L=12.29 m).

K : rugosité de la surface de déversement (USBR exige la valeur de 0.61mm).

Épaisseur de la couche turbulente δ saura calculée a partir de formule (III.17) :

AN : $\frac{\delta}{L} = 0.08 * \left(\frac{12.29}{0.61}\right)^{-0.223} = 0.04$, alors : $\delta = 0.50m$.

Épaisseur de l'énergie δ_3 : $\delta_3 = 0.22 \delta$, $\delta_3 = 0.11.m$.

- **La profondeur d_p et la vitesse V au pied aval du déversoir**

La profondeur : $d_p = Y_1 = 1.27$ m (calculé par la formule III.16).

La vitesse : $V = Q_{dév} / (B * d_p) = 945.85 / (70 * 1.27)$, $V = 10.64$ m/s.

- **Quantité de l'énergie dissipé le long la longueur de déversement**

$$H_L = \frac{\delta_3 * U^3}{2 * g * q} \dots\dots\dots (III.19).$$

AN : $H_L = \frac{0.11 * 10.64^3}{2 * 9.81 * 13.51}$ $H_L = 0.5$

- **Profondeur au pied aval**

$$d = d_p + 0.18 * \delta \dots\dots\dots (III.20).$$

AN : $d = 1.27 + 0.18 * 0.50$, $d = 1.36$ m.

Donc $\delta < d$ alors pas de risque de gonflement de l'écoulement par l'air.

- **Correction de la vitesse**

$V = Q_{dév} / (B * d)$; AN: $V = 945.85 / (70 * 1.36)$ $V = 9.93$ m/s.

III.4.2.1.3 Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

➤ **Calcul du convergent :**

Le convergent est le passage d'eau de chenal d'écoulement jusqu'à le coursier (du régime fluvial vers le régime torrentiel), cette dernier est nécessaire pour guider doucement l'écoulement.

La largeur au début est égale à celle du déversoir et égale à sa fin à celle du coursier.

La largeur au début $b_1=70$ m, la largeur $b_2= ?$

La longueur de la convergence est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5*(L_1-L_2) \dots\dots\dots (III.21)$$

L_1 : est le largeur au plafond du bief amont $L_1=b_1= 70$ m.

L_2 : est le largeur au plafond du la section de contrôle $L_2=b_2= Q^{0.5}$

AN : = 34.75 m ; on a rendre $b_2=35$ m, donc : $L= 87.5$ m, on à prendre $L=88$ m.

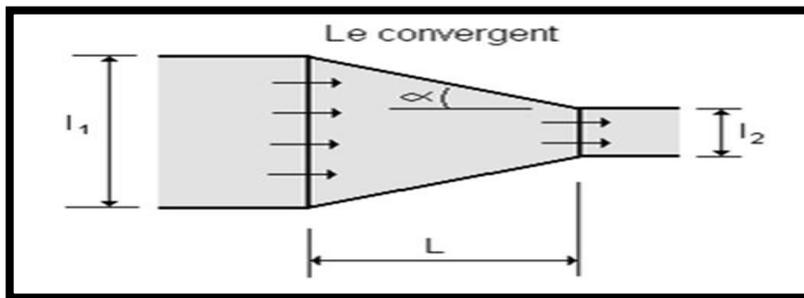


Figure n°III. 4: chemin représentatif du convergent.

➤ **Le coursier**

A la fin de convergent en a voir le coursier de fort pente qui est sera terminera par un bassin de dissipation pour dissipée l'énergie.

Le coursier est de longueur de 288 m et une pente de 30%, La largeur est de 35 m.

✓ **Calcule de la ligne d'eau :**

Le paramètre calculé à la fine de convergent a été considérée comme les paramètres au début de coursier qui sont les suivant :

$b_2= 35$ m, $h_n=1.169$ m, $h_c=4.207$ m et $F=6.826$ et l'écoulement est torrentiel.

Ces paramètres sont appliqués sur le coursier.

➤ **La méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, $dQ/dx= 0$, est:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0-S_f)}{(1-F_r^2)} \dots\dots\dots (III.22).$$

Ou : S_0 : pente du fond. S_f : pente de la ligne d'énergie. Fr : nombre de Froude.

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 :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - (n^2 * Q^2) / (A^2 * R^{4/3})}{1 - (Q^2 * B) / (g * A^3)} \dots \dots \dots (III.23).$$

n : coefficient de rugosité = 0,013, A : la section transversale, Q : le débit, R : rayon hydraulique, B : la largeur.

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

Cette dernier valeur saura utiliser pour calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul à chaque valeur de y_i , et en l'ajoute à 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.

Tableau n°III. 4: Résultat de calcul de la ligne d'eau.

Y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1-FR^2$	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	S_0-S_f	DELTAx	L
4.207										
4.027	4.117	144.095	43.234	3.3329	1.067	-0.067	0.0015	0.118	-0.171	0
3.847	3.937	137.795	42.874	3.2140	1.220	-0.220	0.0017	0.117	-0.562	0
3.667	3.757	131.495	42.514	3.0930	1.404	-0.404	0.0019	0.117	-1.035	1
3.487	3.577	125.195	42.154	2.9699	1.627	-0.627	0.0023	0.117	-1.610	3
3.307	3.397	118.895	41.794	2.8448	1.899	-0.899	0.0027	0.116	-2.318	5
3.127	3.217	112.595	41.434	2.7175	2.236	-1.236	0.0031	0.116	-3.201	9
2.947	3.037	106.295	41.074	2.5879	2.658	-1.658	0.0038	0.115	-4.316	13
2.767	2.857	99.995	40.714	2.4560	3.192	-2.192	0.0046	0.114	-5.747	19
2.587	2.677	93.695	40.354	2.3218	3.881	-2.881	0.0056	0.113	-7.621	26
2.407	2.497	87.395	39.994	2.1852	4.782	-3.782	0.0070	0.112	-10.128	36
2.227	2.317	81.095	39.634	2.0461	5.985	-4.985	0.0089	0.110	-13.577	50
2.047	2.137	74.795	39.274	1.9044	7.628	-6.628	0.0114	0.108	-18.489	68
1.867	1.957	68.495	38.914	1.7602	9.933	-8.933	0.0152	0.104	-25.808	94
1.687	1.777	62.195	38.554	1.6132	13.267	-12.26	0.0207	0.098	-37.422	132
1.507	1.597	55.895	38.194	1.4634	18.278	-17.27	0.0291	0.090	-57.674	189
1.327	1.417	49.595	37.834	1.3109	26.166	-25.16	0.0428	0.076	-99.137	288

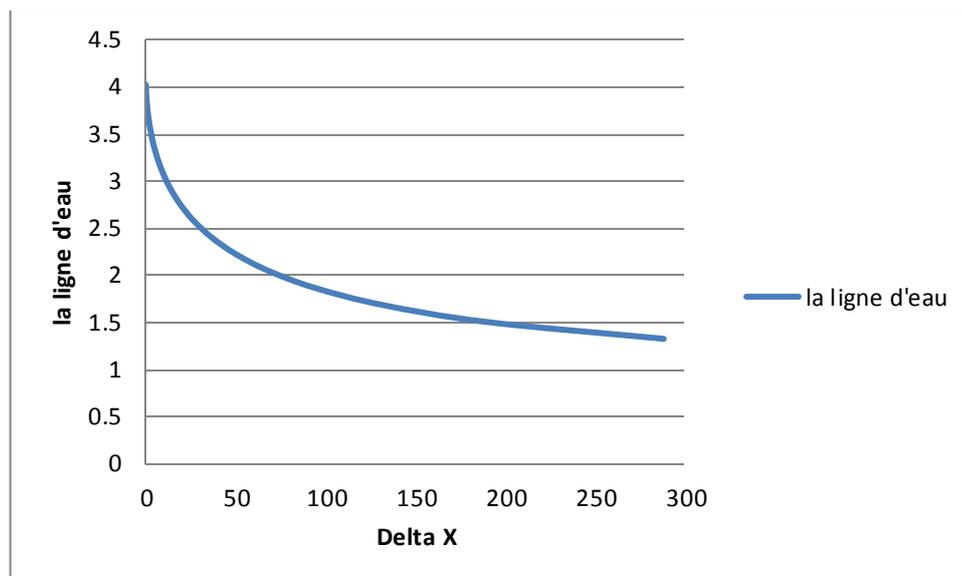


Figure n°III. 5 : Graphique de la ligne d'eau dans la de coursier

✓ **Calcul de la hauteur des murs bajoyers**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{\text{baj}} = H + R$$

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 n°III. 5: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	v (m/s)	R (m)	H _{baj} (m)
0	4.207	6.4236	0.5785	4.7855
0.4	4.0270	6.7108	0.5938	4.6208
1	3.8470	7.0248	0.6104	4.4574
3	3.6670	7.3696	0.6282	4.2952
5	3.4870	7.7500	0.6476	4.1346
9	3.3070	8.1718	0.6687	3.9757
13	3.1270	8.6422	0.6919	3.8189
19	2.9470	9.1701	0.7174	3.6644
26	2.7670	9.7666	0.7456	3.5126
36	2.5870	10.4462	0.7770	3.3640
50	2.4070	11.2274	0.8123	3.2193
68	2.2270	12.1348	0.8523	3.0793
94	2.0470	13.2019	0.8981	2.9451
132	1.8670	14.4747	0.9512	2.8182
189	1.6870	16.0191	1.0135	2.7005
288	1.5070	17.9325	1.0880	2.5950

✓ **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier**

❖ **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 où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cr} = 6.63 \sqrt{g * R * \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \dots \dots \dots (III.24).$$

Avec: V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier $I = 8\% \Rightarrow \theta = 4,57^\circ$

R: Rayon hydraulique. n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau n°III. 6: Vérification de phénomène d'aération dans le cour

Section	Y	R	V_{cr}	V	$V_{cr} > V$
1	4.207	3.39164786	38.64884993	6.423648	Vérifié
2	4.027	3.27367957	37.97357443	6.710774	Vérifié
3	3.847	3.15372183	37.27428794	7.024769	Vérifié
4	3.667	3.03172391	36.54930022	7.36959	Vérifié
5	3.487	2.9076333	35.79671957	7.75001	Vérifié
6	3.307	2.78139568	35.01441699	8.171843	Vérifié
7	3.127	2.65295486	34.19998143	8.64224	Vérifié
8	2.947	2.52225265	33.35066359	9.1701	Vérifié
9	2.767	2.3892288	32.46330417	9.766637	Vérifié
10	2.587	2.25382088	31.53424103	10.44619	Vérifié
11	2.407	2.11596423	30.55918711	11.22737	Vérifié
12	2.227	1.97559183	29.533067	12.13484	Vérifié
13	2.047	1.83263416	28.44979342	13.2019	Vérifié
14	1.867	1.68701916	27.30195406	14.47471	Vérifié
15	1.687	1.53867202	26.08036057	16.01914	Vérifié
16	1.507	1.38751513	24.77337678	17.93251	Vérifié

Il y a aucun risque d'écoulement airé et aussi non apparition de phénomène des vagues roulantes.

III.4.2.1.5 Bassin de dissipation

Tant que la pente de coursier très élevé, la vitesse d'écoulement saura donc grande à la fin de coursier (pied de barrage) qui est peut endommager à cause de la quantité d'énergie cinétique, pour cela il faut contrôlée cette écoulement par une construction de bassin de dissipation au pied de barrage pour dissiper l'énergie cinétique et contrôlé l'écoulement.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Réclamation »: le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut ^[2].

Tableau n°III. 7: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$9 \leq F_r$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

$Y_1 = 1.507$ m (la fin du coursier)

- **Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 :**

$$V_1 = Q/s$$

AN : $V_1 = 17.93$ m/s.

- **Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur F_{r1} :**

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Y_1}}$$

AN : $F_{r1} = 4.66$; donc Ressaut stable.

- **Choix du type de dissipateur**

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- ✚ Si ($2,5 < F_{r1} < 4,5$) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- ✚ Si ($F_{r1} > 4.5$) le saut est stable, alors :
 - Si ($V_1 < 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si ($V_1 > 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type III

Dans notre cas $F_{r1} = 4.66 > 4.5$ et $V_1 = 17.93 > 15$, donc le bassin de dissipation de type III.

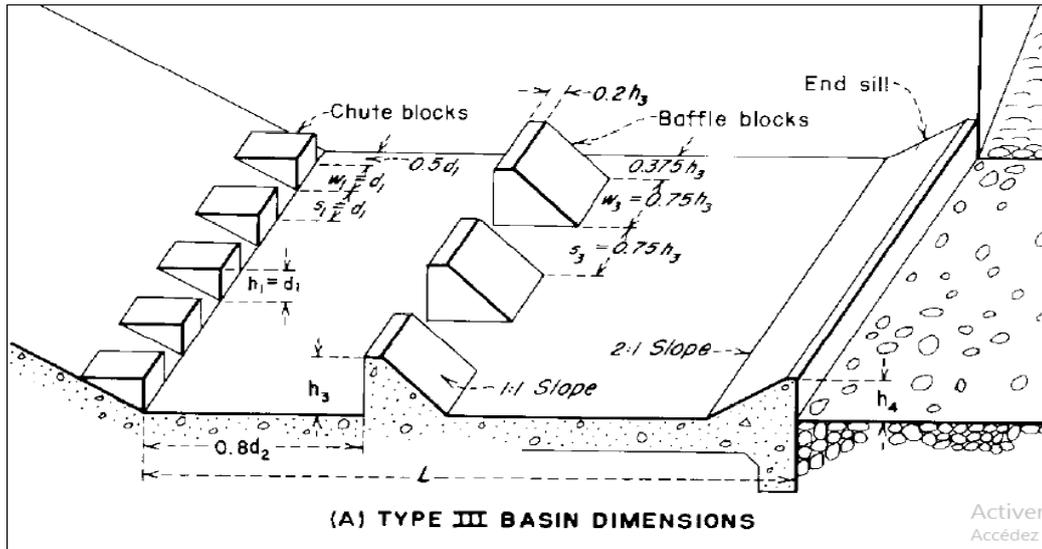


Figure n°III. 6: Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987).

- La hauteur conjuguée de (Y₂)

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{8 * F_{r1}^2 + 1} - 1) \dots \dots \dots (III.25).$$

AN : $\frac{Y_2}{Y_1} = 7.11 \Rightarrow Y_2 = Y_1 * 7.11 = 1.705 * 7.11 = 12.12 \text{ m} \quad Y_2 = 12.12 \text{ m}$

- La longueur de bassin de dissipation (L_b)

$$L_b = Y_2 (1.62 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2) \dots \dots \dots (III.26).$$

AN : L_b=31.57m ; donc : L_b= 40m.

- Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute)

- Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute) :

Tableau n°III. 8: Dimensions des dents défectrices.

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y ₁	1.51
Epaisseur W	Y ₁	1.51
Espace entre les dents S	Y ₁	1.51

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1}$$

AN : n=12 dents.

- Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175F_{r1}) \dots\dots\dots (III.27).$$

AN: $h_3=2.1$ m

Tableau n°III. 9: Dimensions des blocs de chicane.

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	2.1
Epaisseur	$0.75h_3$	1.575
Epaisseur supérieure	$0.2h_3$	0.42
Espace entre les blocs	$0.75h_3$	1.575

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes : $d=0.8d_2$

Avec :
$$d_2 = \frac{L_b}{1.071 + 0.358F_{r1} - 0.025 F_{r1}^2 + 0.00055F_{r1}^3} \dots\dots\dots (III.28).$$

AN : $d_2=17.76$ m ; donc : $d=14.21$ m, on à prendre $d=15$ m.

- **Les dimensions du seuil terminal**

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063F_{r1}) \dots\dots\dots (III.29).$$

AN : $h_4=1.90$ m.

Epaisseur de la face supérieure du seuil $h_4=0.08$ m.

III.4.2.1.6 Canal de fuite

A La fine de bassin de dissipation, le canal de fuit saura commencer, cette dernier a pour but de conduire l'eau, jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b=35$ m, fruits des talus $m=1$ et de pente 0.1%.

✚ Profondeur critique

La profondeur critique calculée par la formule suivant :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * k \dots\dots\dots (III.30).$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \dots\dots\dots (III.31).$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k * m}{b} \dots\dots\dots (III.32).$$

AN: $k= 4.66$; $\sigma_{cr} = 0.16$; $h_c=4.41$.

Q_{proj} : Débit de projet évacué (m^3/s).

S : Section du canal (rectangulaire $S=h*b$) (m^2).

b : largeur de déversoir (m):

$$I = \frac{Q}{m \cdot H^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \dots \dots \dots (III.35)$$

AN: $I=115.57$ m.

h : Charge hydraulique $h=H+P$; P : Hauteur de pelle (4 m), H : lame déversant (m).

$0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6$ $H=3.36 \Rightarrow 1.344 < P < 5.376$, on à prendre : $P=4$ m.

Donc :

$V_a = 1.11$ m/s

Vitesse admissible pour les alluvions $V_a = (1.65 - 2)$ m/s.

$V_a \leq V_{adm}$ Pour éviter le risque d'affouillement et d'érosion.

➤ **La pente de canal d'approche :**

On a considère que le régime uniforme pour cela on peut appliquer la formule suivant:

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \dots \dots \dots (III.36).$$

Alors : $I = \left(\frac{n \cdot Q}{S \cdot R^{\frac{2}{3}}} \right)^2$

Ou : Q : le débit déversant.

S : la section mouillée =388.32 m^2 .

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire =122.29 m.

R : le rayon hydraulique $R=(S/P)=3.18$ m.

n : coefficient de Manning ($n=0.03$).

I : la pente de fond.

AN: $I=0.00114$ $I=0.114\%$

➤ **La hauteur du mur du canal d'approche :**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + Re \dots \dots \dots (III.37).$$

Avec : $Re=0.6+0.05 \cdot V_a \cdot (H)^{1/3}$; $Re=0.68$ m

Donc : $H_m=8.04$ m, et on à prendre : $H_m=8$ m.

III.4.2.2.2 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.

➤ **Quadrant aval :**

La formule qui est définie les coordonnées du profil est comme suit :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 * \left(\frac{x}{H}\right)^{1.85} \dots\dots\dots (III.38).$$

Avec : K=1.939 ; n=1.81 ; H=3.36 m.

Tableau n°III. 10: Résultats de calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=3.36m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0.126	-0.831	3.360	0.000	0.423	-2.792
0.1	0.036	-0.803		0.336	0.121	-2.698
0.2	0.007	-0.772		0.672	0.024	-2.594
0.3	0	-0.74		1.008	0.000	-2.486
0.4	0.007	-0.702		1.344	0.024	-2.359
0.6	0.06	-0.62		2.016	0.202	-2.083
0.8	0.147	-0.511		2.688	0.494	-1.717
1	0.256	-0.38		3.360	0.860	-1.277
1.2	0.393	-0.219		4.032	1.320	-0.736
1.4	0.565	-0.03 ²		4.704	1.898	-0.101
1.7	0.873	0.305		5.712	2.933	1.025
2	1.235	0.693		6.720	4.150	2.328
2.5	1.96	1.5		8.400	6.586	5.040
3	2.824	2.5		10.080	9.489	8.400
3.5	3.818	3.66		11.760	12.828	12.298

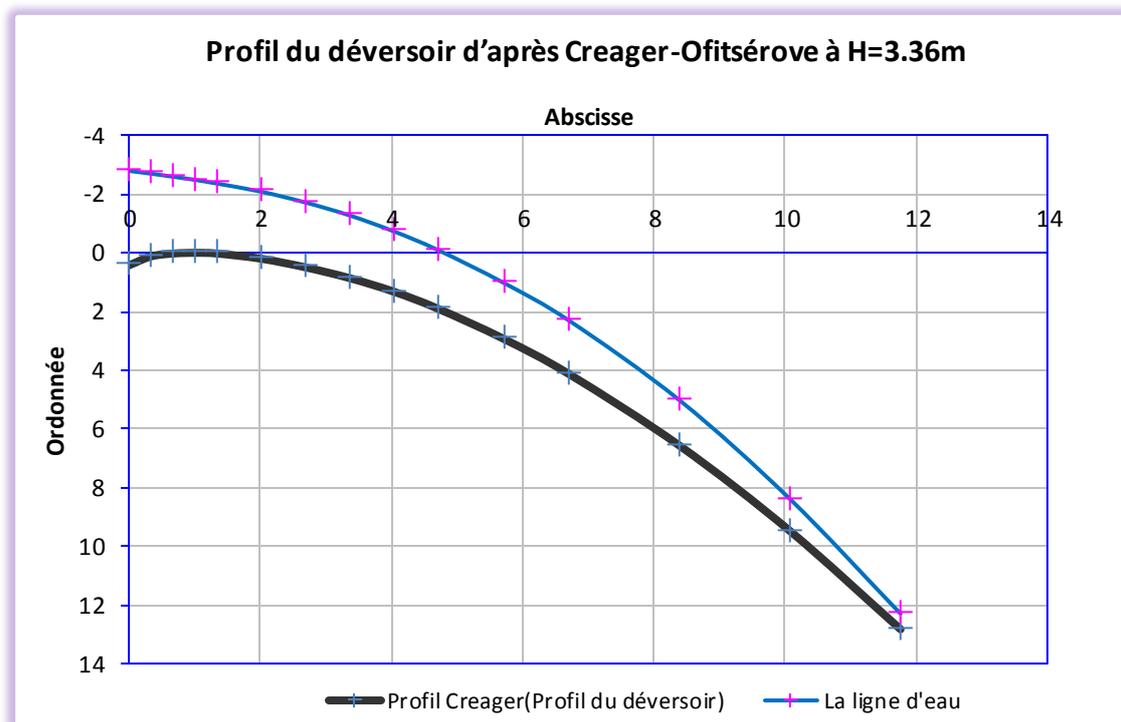


Figure n°III. 7 : Profil Creager du déversoir au parement aval.

Du les calcule obteniez dans les calculs de variant 01 :

Longueur de la courbure L_c : 6.31 m.

La longueur de la tangente L_T : 5.98 m.

La longueur totale du déversement: 12.29 m.

Angle de raccordement : 51.34° .

➤ **Quadrant amont :**

Les détails de calcul de quadrant amont présenté dans le figure (III.)

On a: $h_0 = V^2/2g$; $h_0/H_d = 0,063$

$X_c = 0.2677 * H = 0.90$ m.

$Y_c = 0.114 * H = 0.38$ m.

$R_1 = 0.515 * H = 1.73$ m.

$R_2 = 0.216 * H = 0.73$ m.

Pour le parement amont La courbe du la crête se compose de trois arcs circulaires, selon l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958, les différent composent sont présenté au figure suivant :

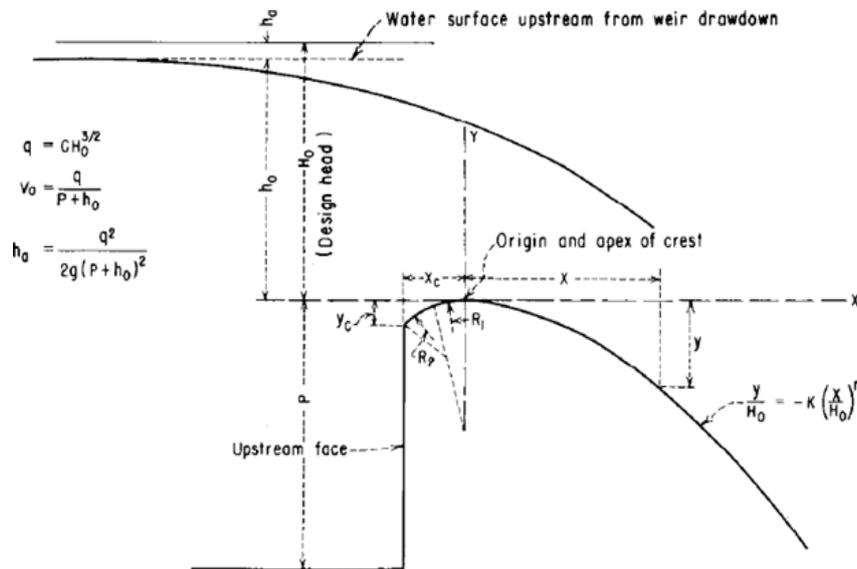


Figure n°III. 8: détail du quadrant amont. (Design of small dams, 1987)

Les coordonnées des origines « O » des rayons de courbure R pour le quadrant amont sont présenté dans le tableau suivant :

Tableau n°III.11 : Les résultats des coordonnées des origines

L'origine O_i	Les cordonnées
O_1	(0;-1.842)
O_2	(-0.449 ; -0.955)

➤ **Le rayon de raccordement**

On a $R_a = 0.5 \cdot P$ si seulement si $P < 10$.

D'où : $P = 4.032 \text{ m} < 10$; Alors : $R_a = 0.5 \cdot 4$ ce qui est donne : $R_a = 2 \text{ m}$.

➤ **Calcule hydraulique**

De point de vue économique une auge de réception trapézoïdale le plus adopte avec une section augment dans le sens d'écoulement et avec le débit aussi, alors le canal est trapézoïdale, de largeur variable et de fruit de talus égale à 2 [5].

➤ **Choix de la largeur du fond du canal latéral**

On a choisi la largeur du fond du canal latéral de tell sort le débit spécifique ne dépasse pas $15 \text{ m}^2/\text{s}/\text{m}$ pour en fine évitée le phénomène de cavitation.

$$b = \frac{Q}{15} = \frac{945.85}{15} = 63.06 \text{ m}.$$

On à prendre : b=65m.

Donc la largeur varie entre 15 m et 65 m.

➤ **Les calculs de la ligne d'eau**

Avent tous on a fixé les déférentes paramètres de calcule :

Vitesse admissible $V_a = 6$ m/s, (pour béton ordinaire).

Coefficient de rugosité de Manning $n=0.016$ s/m^{1/3}.

Le coefficient de débit du seuil déversoir latéral est $m= 0,36$.

La longueur déversant est 115.57 m, on prend 116 m.

Avec une pente de 0.02%.

Pour calcul de la ligne d'eau en utilisé la méthode d'USBR 2 qui est basée essentiellement sur l'équation suivant :

$$\Delta Y = \frac{Q_1}{g} * \left(\frac{V_1+V_2}{Q_1+Q_2} \right) * \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1} \right] \dots\dots\dots (III.39).$$

On a devise la longueur déversant en tranche chaque tranche de longueur égale à 10m.

Le tableau (n°III.12) est présent les calculs de la ligne d'eau par la méthode d'USBR 2 pour la premier tranche.

Les autres calculs pour les autres tranches sont présentés dans les tableaux qui sont DANS L' ANNEXES III.

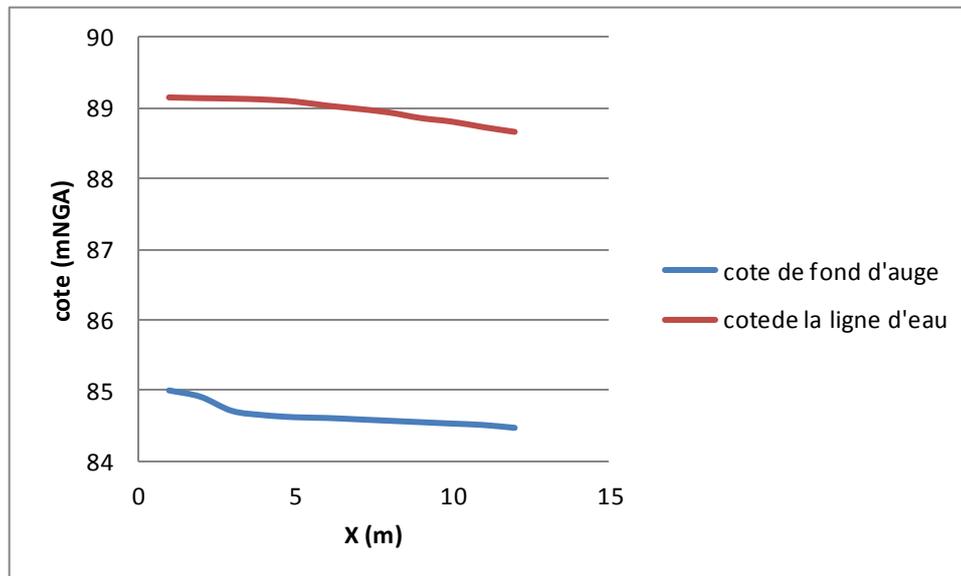
Tableau n°III. 11 : Calcul de la ligne d'eau dans la première tranche x=110 à 116 m).

la section	dX	côte de fond	Δy (essai)	côte de la ligne d'eau	h(m)	S (m^2)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Δy
116	0	84.47	0	88.66	4.19	281.128	949	3.376	0
110	6	84.49	0.09	88.75	4.26	274.940	900	3.273	0.022
		84.49	0.08	88.74	4.25	274.274	900	3.281	0.025
		84.49	0.07	88.73	4.24	273.607	900	3.289	0.026
		84.49	0.06	88.72	4.23	272.941	900	3.297	0.029
		84.49	0.05	88.71	4.22	272.274	900	3.305	0.032
		84.49	0.04	88.7	4.21	271.608	900	3.314	0.035
		84.49	0.035	88.695	4.205	271.275	900	3.318	0.036

Les résultats de calcule pour la cote d'auge et la cote de la ligne d'eau pour les déférent section sont présenté dans le tableau suivant :

Tableau n°III. 12: Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.

X (m)	cote d'auge	cote de la ligne d'eau
1	85	89.148
10	84.91	89.138
20	84.71	89.131
30	84.65	89.118
40	84.62	89.09
50	84.61	89.033
60	84.59	88.987
70	84.57	88.935
80	84.55	88.856
90	84.53	88.805
100	84.51	88.727
116	84.47	88.66

**Figure n°III. 9:** Profil en long du canal latéral (l'auge de réception).

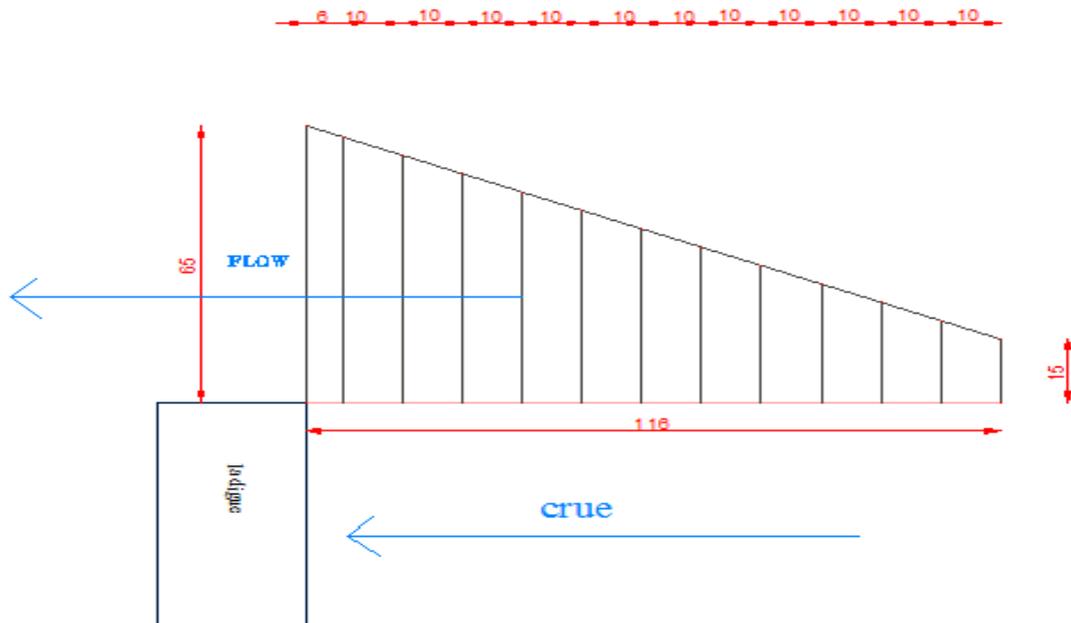


Figure n°III. 10: Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches.

➤ **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 (106.04 mNGA).

III.4.2.2.3 Chenal d'écoulement

A la fine de canal latérale on a tombée directement sur le chenal d'écoulement à un largeur de 65m, de longueur égale à 70 (déterminer par les conditions topographique), et la hauteur de mur égale à 5.36 m cette dernier et calculé comme suit ^[1] :

- A l'amont la hauteur de mur est égale à 5m.
- A l'aval est calculée par la formule suivant :

$$H_{mbj} = Y_{av} + R$$

Avec : $R = 0.06 + 0.05 * V * Y_{av}^{1/3}$

AN : $H_{mbj} = 2.95$; on à prendre $H_{mbj} = 3$ m

❖ **Profondeur critique**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \dots \dots \dots (III.40).$$

AN : $h_c = 2.78$ m.

❖ **Pente critique**

$$I_{cr} = \left(\frac{n * Q * (2h + b)^{2/3}}{(h * b)^{5/3}} \right)^2 \dots \dots \dots (III.41).$$

AN : $I_{cr} = 0.002 = 0.2\%$.

❖ **Hauteur normale**

Hauteur normale est calculée à partir de formule de Chézy :

$$Q = \frac{1}{n} * R^{1/6} * S * \sqrt{R * I} \dots \dots \dots (III.42)$$

AN : $h_n = 2.74$ m.

❖ **Nombre de Froude**

AN : $F = \frac{v}{\sqrt{g * h}} = 1.02.$

III.4.2.2.4 Coursier

Le passage d'eau du chenal d'écoulement à le coursier c'est le passage d'écoulement du l'écoulement fluviale à l'écoulement torrentiel (coursier : fort pente).

On a : la pente de coursier ($I=0.3$) avec une longueur de 110 m.

❖ **Largeur du coursier**

Le largeur de coursier est égale de celle de chenal d'écoulement ($b=65$ m).

❖ **Profondeur critique**

La profondeur critique calculée comme suit :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}}$$

AN : $h_c = 2.78$ m.

➤ **Pente critique**

$$I_{cr} = \left(\frac{n * Q * (2h + b)^{\frac{2}{3}}}{(h * b)^{\frac{5}{3}}} \right)^2. \text{ Avec: } n = 0.013$$

AN: $I_{cr} = 0.0013$

➤ **Profondeur normale**

$$Q = \frac{1}{n} * \frac{(h_n * b)^{5/3}}{(2 * h_n + b)^{2/3}} * \sqrt{I}$$

AN: $h_n = 0.532$ m.

$h_n < h_c$ et $I_c < I_n$; le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous S2).

$b_c = 65$ m, $h_n = 0,532$ m, $h_c = 2.78$ m et $F > 1$ l'écoulement est torrentiel La rugosité : $n = 0,013$.

La longueur : $L = 110$ m.

➤ **Calcul de la ligne d'eau:**

Pour les calculs de la ligne d'eau on a toujours utilisé la méthode d'intégration indirecte,

Cette méthode est basée essentiellement sur une équation différentielle ($dQ/dX=0$) :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \dots \dots \dots (III.43).$$

On a résoudre l'équation et utilise l'équation de Manning qui a appliquée dans le cas au la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur, ensuit les calculs de la ligne d'eau se fait par l'équation suivant :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - (n^2 * Q^2) / (A^2 * R^{4/3})}{1 - (Q^2 * B) / (g * A^3)} \dots \dots \dots (III.44).$$

Tableau n°III. 13: Calcul de ligne d'eau dans le coursier (2ème variante).

Y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	$\frac{n^2 Q^2 / A^2}{R^{(4/3)}}$	S ₀ -S _f	Δx	L
2.78										0
2.58	2.682	174.298	70.363	2.477	1.119	-0.119	0.0015	0.299	-0.120	0
2.39	2.485	161.493	69.969	2.308	1.407	-0.407	0.0019	0.117	-1.044	1
2.19	2.288	148.688	69.575	2.137	1.803	-0.803	0.0025	0.117	-2.068	3
1.99	2.091	135.883	69.181	1.964	2.363	-1.363	0.0033	0.116	-3.534	7
1.80	1.894	123.078	68.787	1.789	3.179	-2.179	0.0046	0.114	-5.715	12
1.60	1.697	110.273	68.393	1.612	4.421	-3.421	0.0066	0.112	-9.128	21
1.40	1.500	97.468	67.999	1.433	6.402	-5.402	0.0098	0.109	-	36
									14.847	
1.20	1.303	84.663	67.605	1.252	9.768	-8.768	0.0156	0.103	-	62
									25.446	
1.007	1.106	71.858	67.211	1.069	15.976	-14.97	0.0268	0.092	-48.72	110

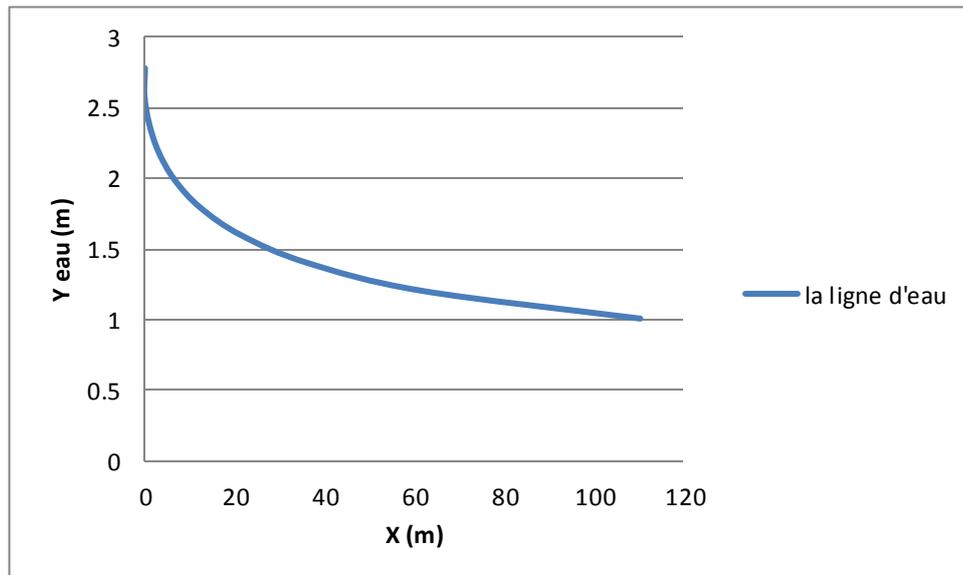


Figure n°III. 11: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier (2ème variante).

➤ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

Tableau n°III. 14: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier (2ème variante).

L (m)	H (m)	v (m/s)	R (m)	Hbaj (m)
0	2.780	5.2344	0.4280	3.2080
0.1	2.583	5.6336	0.4465	3.0295
1	2.386	6.0987	0.4675	2.8535
3	2.189	6.6476	0.4916	2.6806
7	1.992	7.3050	0.5196	2.5116
12	1.795	8.1067	0.5526	2.3476
21	1.598	9.1061	0.5923	2.1903
36	1.401	10.3865	0.6411	2.0421
62	1.204	12.0860	0.7029	1.9069
110	1.007	14.4504	0.7842	1.7912

➤ **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier**

• **Aération de coursier**

Le phénomène de cavitation permet de présente un risque d'érosion surtout au l'écoulement à grande vitesse (une fort pente). La vérification d'aération a pour but évité ce risque il faut que $V < V_{cr}$, mais si $V > V_{cr}$ alors dans ce cas on doit commencer l'aération dans le coursier.

Tableau n°III. 15 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (2ème variante).

Section	Y	R	Vcr	V	Vcr > V
1	2.78	2.56094104	36.39661432	5.234366	Vérifié
2	4.027	3.27367957	41.00392742	5.633581	Vérifié
3	3.847	3.15372183	40.26717746	6.098717	Vérifié
4	3.667	3.03172391	39.50310243	6.647574	Vérifié
5	3.487	2.9076333	38.70967388	7.304989	Vérifié
6	3.307	2.78139568	37.88460718	8.106707	Vérifié
7	3.127	2.65295486	37.02531306	9.106094	Vérifié
8	2.947	2.52225265	36.12883657	10.38654	Vérifié
9	2.767	2.3892288	35.19177908	12.086	Vérifié
10	2.587	2.25382088	34.21019739	14.45039	Vérifié

Donc la condition de l'écoulement non aéré est vérifiée.

III. Bassin de dissipation

D'après les tests réalisés par l'USBRE « The Bureau of Reclamation »: le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut ^[2].

Tableau n°III. 16: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBRE.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$9 \leq F_r$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

$Y_1 = 1.007$ m (la fin du coursier).

- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 (m) :

$$V_1 = \frac{Q}{Y_1 * b} \dots \dots \dots (III.45).$$

AN : $V_1 = 14.45$ m/s.

- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur Fr_1 :

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * Y_1}} \dots \dots \dots (III.46).$$

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBRE il y a trois types :

- Si ($2,5 < Fr_1 < 4,5$) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si ($Fr_1 > 4.5$) le saut est stable, alors :
 - Si ($V_1 < 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si ($V_1 > 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

D'après notre résultats $Fr_1 > 4.5$, $V_1 < 15$ m/s alors le bassin de dissipation est de types II.

➤ **Dimensionnement de bassin**

De l'abaque III on a : $\frac{Y_2}{Y_1} = 6.02$, donc : $Y_2=6.06$ m.

La longueur de bassin : $\frac{L_{bas}}{Y_2} = 2.25$, alors : $L_{bas}=13.64$ m, on à prendre : $L_{bas}= 15$ m.

➤ **Dimensionnement des blocs de chute**

$h_1=Y_1=e_1=1.007$ m.

h_1 : hauteur des blocs de chute à l'entrée. e_1 : l'espacement entre les blocs de chute.

D'après l'abaque :

$\frac{h_2}{Y_1}=1.4$, donc : $h_2=1.41$ m. Et : $\frac{h_4}{Y_1} = 1.2$, alors : $h_4=1.21$ m.

h_2 : hauteur du bloc chicane. h_4 = hauteur de seuil terminal.

➤ **Dimensionnement des blocs chicane**

La largeur du seuil : $l=0.2*h_2=0.282$ m.

L'espacement entre les blocs : $L=0.75*h_2=1.06$ m.

Distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes :

$a= 0.8*h_2= 1.23$ m

III. Canal de fuite

Le canal de fuite est suit directement le bassin de dissipation, a pour rôle à conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

On a choisi un canal de fuite projeté de section rectangulaire de largeur $b= 40$ m, fruits des talus $m=1$ et une pente de $i=0,1\%$.

✚ **Profondeur critique**

La profondeur critique calculée par la formule suivant :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2\right) * k \dots\dots\dots (III.47).$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g*b^2}} \dots\dots\dots (III.48).$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k*m}{b} \dots\dots\dots (III.49).$$

AN: $k= 3.85$; $\sigma_{cr} = 0.1$; $h_c= 3.72$ m.

✚ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \dots\dots\dots (III.50).$$

Avec :

S_{cr} : Surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 148.8 \text{ m}^2$. Perimeter: $P = (2h+b) = 47.44$.

R_{cr} : rayon hydraulique, $R_{cr} = s/p = 3.14 \text{ m}$.

C_{cr} : coefficient de Chézy, $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.013} 3.14^{1/6} = 93.08$.

AN : $I_{cr} = 0.15\%$

✚ Profondeur normale

La profondeur normale est calculée Par itération : $h_n = 4.23 \text{ m}$.

✚ Vitesse dans le canal

$V = \frac{Q}{s} = 5.59 \text{ m/s}$.

Nombre de Froude est donc : $F_r = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = 0.88 < 1$, $h_n > h_c$ alors le régime est fluviale.

Conclusion

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de point de vue technique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum. Pour cela, cette variante sera opté dans notre étude.

Chapitre IV

Etude génie civil

Chapitre IV : Etude génie civil

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons calculer la stabilité, le ferrailage des éléments d'évacuateur de crue et la résistance aux différentes charges exercées sur cet ouvrage qui sont les suivantes : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure.

L'évacuateur de crue est construit en béton armé.

Le béton armé est un béton renforcé par des armatures à dimension qui permet de lui donner les rôles de ce chapitre. Le béton est composé de l'eau, du ciment, des granulats et des adjuvants. La dernière est un produit chimique ajouté pour améliorer les différentes propriétés du béton de quantité bien déterminée.

IV.1 Etude de stabilité

Le calcul de stabilité est une étape nécessaire pour connaître les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant aux différentes charges, et qu'il vérifie les conditions au renversement, au glissement et au poinçonnement.

IV.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteur de déversant maximale $H_d = 3.36$ m).

Figure n°IV.1 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

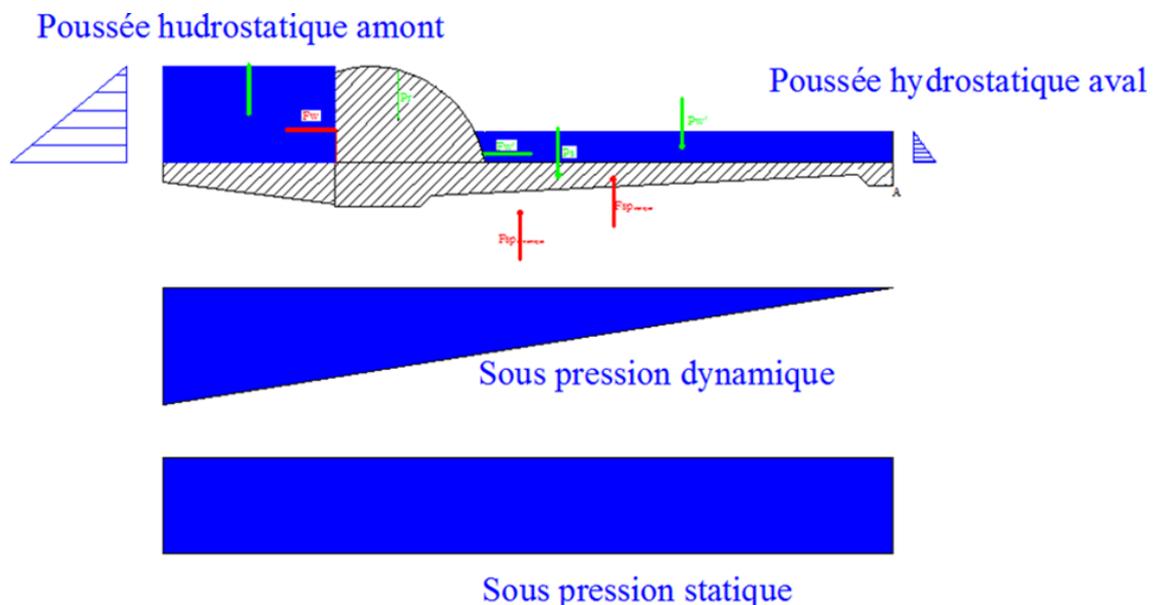


Figure n° IV. 1: Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

IV.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

1. Pré-dimensionnement de l'ouvrage

$$H_1 = P + H_{dév} \dots\dots\dots (IV.1)$$

➤ Avant radier :

- Longueur: $L_{ar} = (0 \div 2)h_1$
- Epaisseurs :

On à: $h_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5) m$
 $5m < h_1 < 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6) m$
 $h_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75 m$

Avec : $T_{ar2} = 0.75 + 0.5H_1$

AN: $H_1 = 4 + 3.36 = 7.36 m$, donc : $5 m < h_1 < 10 m$; $T_{ar1} = 0.45 m$; $T_{ar2} = 4.43 m$; $L_{ar} = 3.68 m$.

➤ Radier :

- Longueur : $L_r = (3 \div 5)H_1$.
- Epaisseurs :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1.$$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1.$$

$$T_{r4} = T_{r1} - S_p.$$

$$S_1 = (2 \div 7) m \quad ; \quad S_2 = T_{r2} \quad ; \quad S_p = (0.02 \div 0.05) * L_r.$$

AN: $L_r = 23 m$; $T_{r1} = 1.84 m$; $T_{r2} = 0.96 m$; $S_1 = 2m$; $S_2 = 0.96 m$; $S_p = 0.44 m$; $T_{r4} = 1.4 m$.

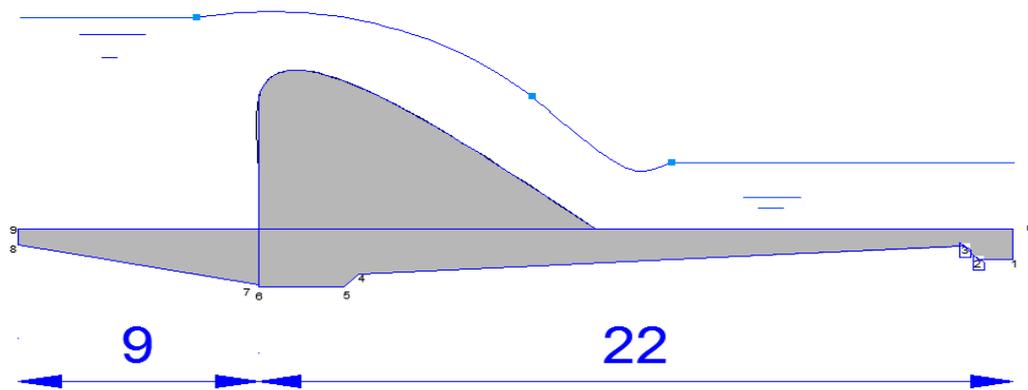


Figure n° IV. 2: Pré dimensionnement du déversoir.

2. Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh).

Dans cette méthode la répartition des sous pression est considéré linéaire. Et la condition à vérifier est que la longueur de contour déployé (LCD) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh (LC_{Théorique}). (L'hypothèse de cette méthode : le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée).

$$LC_{théorique} = \Delta H * C \dots\dots\dots (IV.2).$$

(C = 2.5, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 7.36 - 1.36 = 6 \text{ m}$$

$$LC_{théorique} = 6 * 3 = 18 \text{ m.}$$

$$LCD = 0.45 + 3.68 + 0.07 + 2 + 0.62 + 17.22 + 0.62 + 0.96 + 0.96 = 26.58 \text{ m.}$$

LCD > LC_{Théorique}. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \dots\dots\dots (IV.3).$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \dots\dots\dots (IV.4).$$

Avec :

t_x : épaisseur de radier.

γ_b : Poids spécifique de béton (γ_b = 2400 kgf/m³).

γ_w : Poids spécifique de l'eau (γ_w = 1000 kgf/m³).

n : Coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ; (n = 0.85 ÷ 1.25).

Tableau n° IV. 1: Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
L _x	0	0.96	1.92	2.54	19.76	20.38	22.38	22.45	31.56	32.01
h _x	0	0.18	0.36	0.48	3.70	3.82	4.19	4.21	5.92	6
t _x	0	0.13	0.26	0.34	2.65	2.73	3.00	3.01	4.23	4.29
T _{pré-dé}	0	0.96	0.96	0.51	1.4	1.84	1.84	1.77	0.45	0
T _d	0	1	1	0.5	1.5	1.9	1.9	1.8	0.5	0

3. Les forces

3.1 Les forces verticales

✚ Sous pressions dynamique :

$$F_{sp} = \gamma_w * S_{sp}^h * l \dots \dots \dots (IV.5).$$

F_{sp} : Épure des sous pression ($S_{sp}^h = \frac{*6}{2} = 96.03 m^2$)

Et l : largeur de déversoir.



Figure n° IV. 3: Epure des sous pressions dynamiques.

Donc : $F_{sp}=96.03 t$. (Les calculs se fait pour un largeur de 1 ml)

✚ Sous pression statique :

$$F_{sp}^s = \gamma_w * S_{sp}^s * l \dots \dots \dots (IV.6).$$

S_{sp}^s : Épure des sous pression statique ($S_{sp}^s = L_r * h_{aval} = 22*1.36=29.92 m^2$).

Alors : $F_{sp}^s=29.92 t$.

✚ Poids de radier :

$$P_r = \gamma_d * S_d * l \dots \dots \dots (IV.7).$$

Avec : S_d : section transversale du déversoir = $33.32 m^2$.

Donc : $P_r= 79.97 t$.

✚ Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_d * S_s * l \dots \dots \dots (IV.8).$$

S_s : Surface de semelle ($S_s = 30.53 m^2$).

Alors : $P_s=73.39 t$.

✚ Poids de l'eau amont :

$$P_w = \gamma_w * S_w * l \dots \dots \dots (IV.9).$$

S_w : Surface de l'eau en amont ($S_w = 4 * 9 = 36 m^2$).

Alors : $P_w=36 t$.

✚ Poids de l'eau aval :

$$P'_w = \gamma_w * S'_w * l \dots\dots\dots (IV.10).$$

S'_w : Surface de l'eau en aval (21.76m²).

Alors : $P'_w = 21.76$ t.

3.2 Les forces horizontales

✚ Poussée de l'eau amont :

$$F_w = 0.5 * \gamma_w * h_{am}^2 \dots\dots\dots (IV.11).$$

Alors : $F_w = 8$ t.

✚ Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = 0.5 * \gamma_w * h_{av}^2 \dots\dots\dots (IV.12).$$

Donc : $F'_w = 0.93$ t.

Tableau n° IV. 2 : résultats de calcul des forces horizontales.

Forces horizontales	Unité	résultats
Poussée de l'eau amont	t	8
Poussée de l'eau avale	t	0.92

IV.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 de l'axe A, pour que la stabilité soit vérifiée on a la formule suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > (1 \div 3) \dots\dots\dots (IV.13).$$

Avec :

M_s : la somme des moments des forces stabilisatrices.

M_r : la somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_w * 26.5 + P_r * 15.85 + P_s * 7.94 + P'_w * 4.86 + F'_w * 1.48$$

$$M_s = 2911.93 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_w * 2.48 + F_{sp} * 11 + F_{sp}^d * 14.67$$

$$M_r = 1757.72 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.66 \geq 1.5 ; \text{ La condition est vérifiée et la stabilité au renversement assurée.}$$

IV.1.1.3 stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_h} \geq 1.2 \dots\dots\dots (IV.14).$$

Avec :

$\sum F_h$: la somme des forces horizontales (89.3 KN).

$\sum F_v$: la somme des forces verticales (851.7 KN).

S : Le largeur du radier * 1 m unitaire de longueur

AN : $\frac{851.7}{89.3} = 9.54 \geq 1.2$; donc la stabilité au glissement est vérifié .

IV.1.1.4 stabilité au poinçonnement

Le déversoir est stable au poinçonnement si la contraint transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contraint de sol ($\sigma_{sol}=150$ bar).

Contraint maximale et minimale de radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2} \dots\dots\dots (IV.15).$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2} \dots\dots\dots (IV.16).$$

Avec : $N=\sum F_v$: la somme des forces verticales (851.7 KN).

M_G : la somme des moments par rapport au centre de gravité de radier.

β : largeur de radier de déversoir (70 m).

AN :

$M_G = - 96.03 \cdot 1.55 + 29.92 \cdot 1.88 + 79.97 \cdot 5.45 + 73.39 \cdot 7.52 - 21.76 \cdot 3.23 + 0.93 \cdot 0.68$

$M_G = 825.48 \text{ t.m}$

AN : $\sigma_{1,2} = 0.122 \pm 0.010$ bar $\sigma_1 = 0.132$ bar $\sigma_2 = 112$ bar

Etat limite ultime: $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$

$\sigma_{moy} = 28.099 \ll 150$

Etat limite service: $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{sol}$

$\sigma_{moy} = 28.099 \ll 225$

IV.1.2 stabilité de murs bajoyers

Pré dimensionnement :

$H = 4.79\text{m}$.

B_1 (semelle arrière) = $H/3 = 1.60\text{ m}$.

B_2 (semelle avant) = $B_{\text{coursier}}/2 = 17.5\text{m}$; On prend $B_2 = 17.5\text{ m}$.

Les épaisseurs des murs :

$e_1 = H/10 = 48\text{ cm}$.

$e_2 = 15\text{ à }30\text{ cm}$; on prend : $e_2 = 20\text{ cm}$.

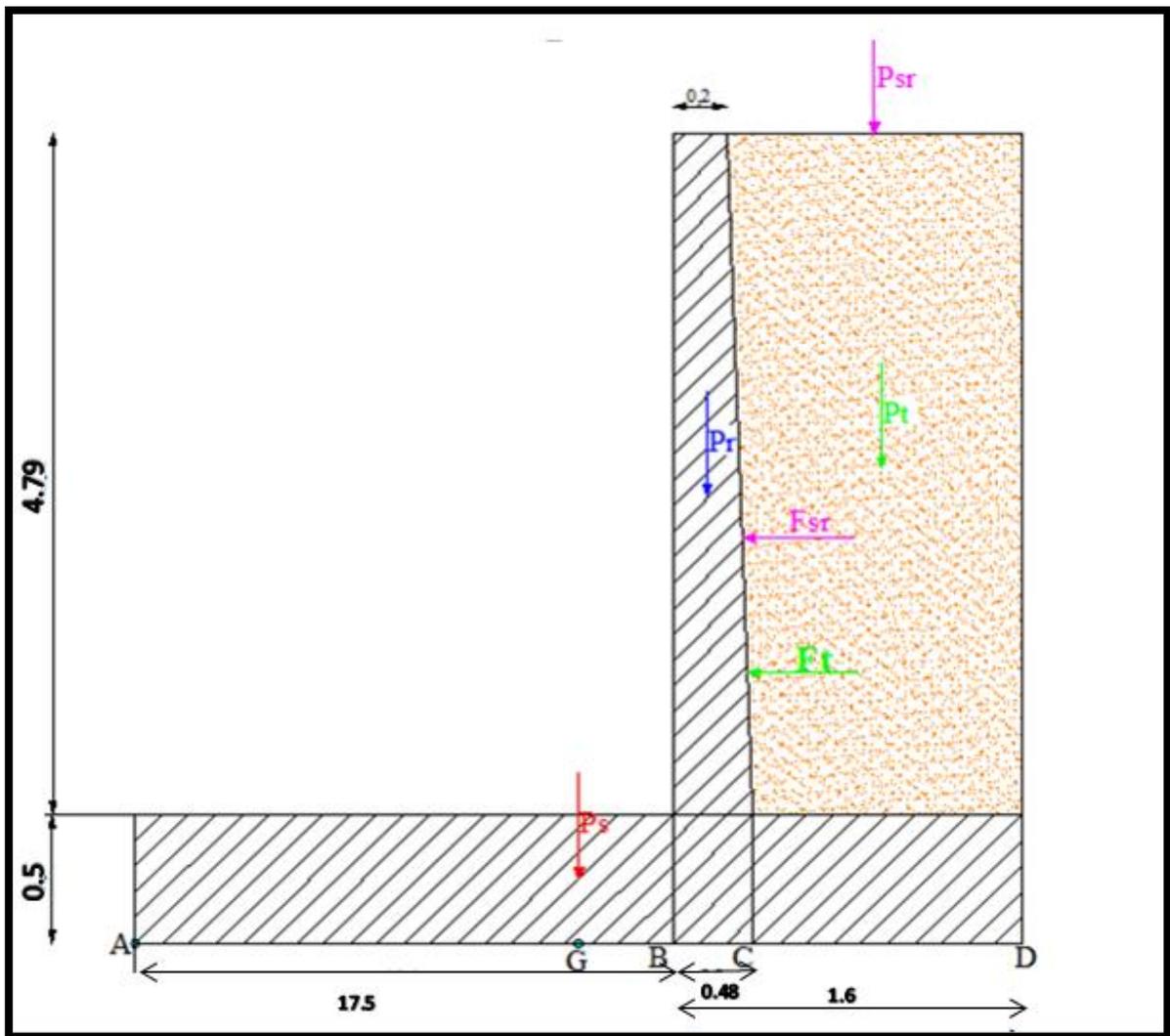


Figure n° IV. 4: Les forces agissantes sur le mur des bojoyers.

IV.1.2.1 calcul des forces

1. Forces verticale

⊕ Poids de rideau : $P_r = \gamma_b * S_r * l$

AN : $P_r = 3.91\text{ t}$.

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poids de la semelle: } P_s = \gamma_b * S_s * l$$

$$\text{AN : } P_s = 23.50 \text{ t.}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poids des terres sur la semelle : } P_t = \gamma_b * S_t * l$$

$$\text{AN : } P_t = 8.05 \text{ t.}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poids de surcharge : } P_{sr} = S_{sr} * l_s$$

$$\text{AN : } P_{sc} = 1.1 \text{ t.}$$

2. Forces horizontales

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poussée des terres : } F_t = A_p \cdot \gamma_t \cdot H^2 / 2 .$$

$$\text{Avec : } A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) ; \varphi = 30^\circ \Rightarrow A_p = 0,333$$

$$H : \text{hauteur des terres} = 4.79 + 0,5$$

$$\text{AN : } F_t = 7.45 \text{ t}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poussée des terres : } F_{sr} = A_p * S_r * H$$

$$\text{Avec : } S_r = 1,1 \text{ t/m}^2$$

$$\text{AN : } F_{sr} = 1.75 \text{ t.}$$

Nous allons faire le calcul pour le cas e plus défavorable, c'est à dire canal vide.

IV.1.2.2 stabilité au renversement

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit

$$\text{Vérfiée : } \mathbf{M_s / M_d > 1,5}$$

Les 2 moments sont calculés par rapport au point A.

$$\text{Les moments stabilisateurs : } M_s = P_r * A + P_s * B + P_{sr} * C + P_t * D$$

$$M_s = 3.91 * 5.233 + 23.50 * 1.712 + 1,1 * 2.75 + 8.05 * 5.02$$

$$\mathbf{M_s = 104.13 \text{ t.m}}$$

$$\text{Les moments déstabilisateurs : } M_d = F_t * E + F_{sr} * F$$

$$M_d = 7.45 * 1,05 + 1,75 * 2.39$$

$$\mathbf{M_d = 12.005 \text{ t.m}}$$

$M_s \gg M_d$ Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

IV.1.2.3 stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\tan \theta * \sum F_v + C * S}{\sum F_h} \geq 1,2$$

C : Cohésion (C=50 kpa =50 KN/m²)

θ : angle de frottement (θ= 30°)

S : la largeur de la semelle * 1 m unitaire de longueur = 3,3 m².

$$\sum Fv = Pr + Ps + Psr + Pt = 3.91 + 23.5 + 1,1 + 8.05 = 36.56t = 365.6 KN$$

$$\sum Fh = Ft + Fsr = 7.45 + 1.75 = 9.2t = 92KN$$

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = \frac{\tan 30 * (365.6) + 50 * 3,3}{92} = 4.09 \gg 1,2$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

IV.1.2.4 stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

β=3,3 m,

N = 365.6 t

M_G = 3.91*1.20+ 8.05*2.04 + 1,1*1,1 – 1,75*2.38 – 7.45*1.95 =8.759 t.m.

σ₁=1.156 bar et σ₂= 1.06 bar σ << 150 bar

Etat limite ultime: $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$

σ_{moy} = 1.132 << 150

Etat limite service: $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{sol}$

σ_{moy} = 1.132 << 225

Alors la stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

N.B: Puisque la stabilité du mur de bajoyers est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

IV.2 Calcul de ferrailage

IV.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

Le rideau est calculé comme une console encastree dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

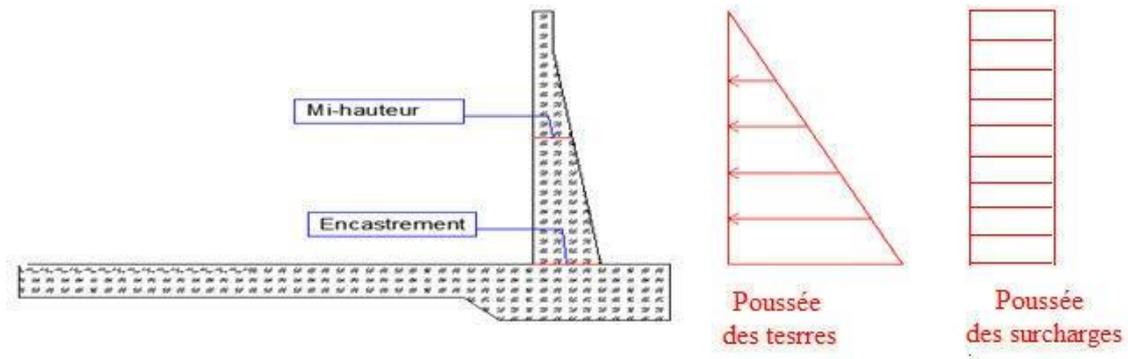


Figure n° IV. 5: Calcul de ferrailage du coursier.

A) Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur :

✓ **A l'encastrement :**

Poussée des terres : $M_t = 1,35 * F_t * (H/3) = 1,35 * 7.45 * (4.79/3) = 16.06 \text{ t.m.}$

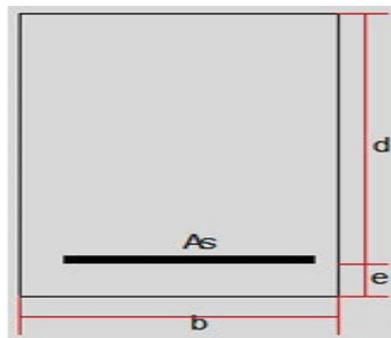
Poussée des surcharges : $M_{sr} = 1,5 * F_{sr} * (H/2) = 1,5 * 1.75 * (4.79/2) = 6.287 \text{ t.m.}$

(1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

$M_e = M_t + M_{sr} = 22.347 \text{ t.m.}$

B) Calcul des aciers : Selon le diagramme dans l'annexe IV, on commence par le calcul du moment réduit :



$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \dots \dots \dots (IV.17)$$

Avec : σ_{bc} Contrainte admissible de compression du béton.

($\sigma_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ et $\gamma_b = 1,5$ dans le cas courant, ce qui donne $\sigma_{bc} = 142 \text{ bar}$).

Me : Le moment total à l'encastrement.

b ; largeur de la section ; $b = 100 \text{ cm}$.

e : l'enrobage ; e = 3 cm.

d : hauteur de la section ; d=h-e=30 - 3 = 27 cm. (h = 25m à mi-hauteur).

Calcul à l'encastrement :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{22.35 * 10^5}{142 * 100 * 27^2} = 0.216$$

✚ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec : $\alpha_l = \frac{3.5}{1000 * \epsilon_l + 3.5} = 0.68 \dots \dots \dots (IV.19)$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} \dots \dots \dots (IV.20)$$

E_s = 2.10⁶ bar (élasticité du béton),

On choisit des aciers de nuance **FeE 400**, donc : f_e = 4000 bar,

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers = 1,15.

Alors : μ_l = 0,8*0,668 - 0,32*0,668² = 0.392

On a : μ < μ_l On n'a pas d'acier comprimé.

μ > 0,186 on est dans le pivot B (voir annexe IV diagramme de ferrailage)

✚ Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} \dots \dots \dots (IV.21)$$

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478.26$ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,307$ on est dans le pivot A

- $\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,877$

- d = 27 cm.

$$A_s = \frac{16.06 * 10^5}{0.877 * 27 * 3478,26} = 19.94 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{min}} = 0,5\% (1,0 * 0,3) = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{min}}) = 26 \text{ cm}^2$$

On choisit 10 barres de diamètre de 16 mm, espacement=15 cm.

IV.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radier, sa propre poids, et les réactions de sol.

Nous considérons les deux parties AB et CD des consoles encastrent respectivement aux points P et N,

- **Contrainte de la semelle**

$$\sigma_s = \frac{1,35 * P_s}{100 * B} \dots\dots\dots (IV.22)$$

$$\sigma_s = \frac{1,35 * 23,50 * 10^3}{100 * 330} = 0,961 \text{ Kg/cm}^2$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm.

- **Contrainte de rideau, des terres et des surcharges**

$$\sigma_{r,t,se} = \frac{1,35 * (P_t + P_r) + 1,5 * P_{sr}}{100 * B_1} \dots\dots\dots (IV.23)$$

$$\sigma_{r,t,se} = \frac{(1,35 * (8,05 + 3,91) + 1,5 * 1,1) * 10^3}{(100 * 22)} = 0,809 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Contraintes de sol**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * (P_t + P_r + P_s) + 1,5 * P_{se}}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2} \dots\dots\dots (IV.24)$$

Avec : MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération) ; G : centre de la partie inférieure de la semelle.

Donc :

$$MG = 1,35 (Pr.1.20 + P_t.2.04 - F_t.1.95) + 1,5 (P_{sr}.1,1 - F_{sr}.2.38)$$

$$= 1,35 (3,91*1.20 + 8,05*2.04 - 7,45*1.95) + 1,5 (1,1*1,1 - 1,75*2.38)$$

MG = 4.46 t.m

$$\sigma_{1,2} = \frac{(1,35 * (3,91 + 7,45 + 3,96) + 1,5 * 1,1) * 10^3}{100 * 330} \pm \frac{6 * 4,46 * 10^5}{100 * 330^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,597 \pm 0,246$$

Alors : $\sigma^1 = 0.843 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma^2 = 0.351 \text{ kg/cm}^2$.

au point A : $\sigma_A = - 0.153 \text{ kg/cm}^2$

- au point B : $\sigma_B = - 0.604 \text{ kg/cm}^2$ (le signe - signifie la direction vers le haut)

- au point C : $\sigma_C = 0.548 \text{ kg/cm}^2$

- au point D : $\sigma_D = 0.164 \text{ kg/cm}^2$

- **Partie AB**

Le consol AB ferrailé avec le moment M_B en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_B = S_\sigma * x_{G1} * 1 \text{ ml} = 7.290 * 1.35 * 1 = 9.84 \text{ t.m}$$

$$S_\sigma: \text{Aire du diagramme résultant} = 7.290 \text{ t/m}^2$$

Section à l'encastrement : $b = 100 \text{ cm}$.

- $e = 3 \text{ cm}$,
- $d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_B}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{9.34 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0,0313$$

$\mu < \mu$ pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A.

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} \dots \dots \dots \text{(IV.25)}$$

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26 \text{ bar}$. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)
- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,0304 < 0,259$ on est dans le pivot A
- $\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,988$
- $d = 47 \text{ cm}$.

$$\text{AN : } A_s = \frac{22.35 * 10^5}{0,988 * 47 * 3478,26} = 13,84 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 9 barres de diamètre de 14 mm, espacement = 15 cm.

• **Partie CD :**

Le consol CD ferrailé avec le moment M_C en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_C = S_\sigma * x_{G2} * 1 \text{ ml} = 3,57 * 0,501 * 1 = 1.789 \text{ t.m}$$

$$S_\sigma: \text{Aire du diagramme résultant} = 3.56 \text{ t/m}^2$$

Section à l'encastrement : $b = 100 \text{ cm}$.

- $e = 3 \text{ cm}$,

$$- d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_c}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{1.789 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0.0057$$

$\mu < \mu$: pas d'acier comprimés

Alors :
$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478.26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$- \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0.006 < 0,259 \text{ on est dans le pivot A}$$

$$- \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.998$$

$$- d = 47 \text{ cm.}$$

$$\text{AN : } A_s = \frac{22.35 * 10^5}{0,998 * 47 * 3478,26} = 13.70 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 9 barres de diamètre de 14 mm, espacement = 15 cm.

V.2.3 Ferrailage du radier de déversoir

✓ Calcul des forces

a) Forces verticales

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poids de la semelle: } P_s = \gamma_b * S_s * l$$

$$\text{AN : } P_s = 2,4 * 8.42 * 1 = 20.21 \text{ t.}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poids de rideau: } P_r = \gamma_b * S_d * l$$

$$\text{AN : } P_r = 2,4 * 7.22 * 1 = 17.33 \text{ t.}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poids de l'eau aval: } P'_w = \gamma_w * S_w * l$$

$$\text{AN : } P'_w = 1 * 7.32 * 1 = 7.32 \text{ t.}$$

b) Forces horizontales

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poussée de l'eau amont : } F_w = 1/2 \gamma_w * h_{\text{amo}}^2$$

$$AN : F_w = \frac{1}{2} * 1000 * 4^2 = 8 \text{ t.}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Poussée de l'eau aval : } F'_w = \frac{1}{2} \gamma_w * h_{\text{ava}}^2$$

$$F'_w = \frac{1}{2} * 1000 * 1.36^2 = \mathbf{0.924t.}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

✓ **Contrainte du rideau, la semelle et de l'eau aval :**

$$\sigma_s = \frac{1,35 * (P_s + P_r + P'_w)}{100 * B} = \frac{1,35 * (20.21 + 17.33 + 7.32) * 10^3}{100 * 2200} = 0.275 \text{ Kg/cm}^2$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm

✓ **Contraintes de sol :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * N}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$$

Avec : MG : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales

(Avec l'application de coefficient de pondération) ; G' : centre de gravité de la semelle.

Donc :

$$\mathbf{N = 15.43t.}$$

$$\text{Et : } M_G = 1,35 * (-20.21 * 0.987 + 17.33 * 4.323 - 7.32 * 3.023 - 8 * 1,994 + 0,924 * 0.97) \\ = 17.79 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * 15.43 * 10^3}{100 * 2200} \pm \frac{6 * 17.79 * 10^5}{100 * 2200^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0.095 \pm 0.022$$

$$\text{Alors : } \sigma^1 = \mathbf{0.117 \text{ Kg/cm}^2}; \quad \sigma^2 = \mathbf{0.073 \text{ Kg/cm}^2}.$$

c) **Contraintes résultantes :**

$$\sigma_a = 0,275 - 0.073 = 0.202 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 0.275 - 0,117 = 0.158 \text{ bar}$$

L'aire du diagramme résultant : S = 25.87 t.

Le centre de gravité : X_G = 5.10 m.

Le moment fléchissant est donc : M = 114.94 t.m

✓ **Calcul des aciers :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{114.94 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0.366$$

$\mu < \mu$: pas d'acier comprimés

Alors :
$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26$ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)
- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,603 > 0,259$ on est dans le pivot B
- $\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,759$
- $d = 47$ cm.

AN :
$$A_s = \frac{114,94 * 10^5}{0,759 * 47 * 3478,26} = 9,26 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 5 barres de diamètre de 16 mm, espacement = 15 cm.

Conclusion

Le calcul de stabilité et de ferrailage de déversoir de coursier a été considérée pour les cas les plus défavorables, et après ces calculs on a arrivé à la conclusion que ces derniers sont stables aux différentes charges, et on a établi des plans de ferrailage pour les différentes sections.



Chapitre V
Organisation de
chantier

Chapitre V : Organisation de chantier**VI. Introduction :**

Pour une bonne continuité de travail on doit assurer une bonne organisation de travail qui est consisté à chercher la meilleur façon d'utiliser la main d'œuvre et le matériel pour réaliser un projet du qualité dans un délai minimum et surtout économie, tout nécessite une installation de chantier bien localisée le plus possible proche de lie de travail et une complémentation entre les déférente opérations de travail ,qui est le doit appliquer sur notre site de barrage pour à la fine avoir un bon construction résultant de notre organisation de chantier .

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux, il faut toujours commencer par une étude théorique, c'est qu'on appelle une planification qui est assure la répartition des déférentes actions sur le chantier avec meilleure façon comme suit :

◆ Travaux de préparation :

Installation du chantier.

Mise en place des pistes et accès au site.

◆ Réalisation de l'évacuateur de crue :

On réalise l'évacuateur de crue et prise d'eau en parallèle.

◆ Etape de réalisations :

Excavation de la fouille de l'évacuateur le long de trace à l'aide d'une pelle.

Aménagement du fond du canal.

Aménagement des filtres et des drains.

Ferraillage, coffrage, bétonnage.

Excavation de la fosse d'affouillement.

Protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

Le but de notre projet est de faire une étude d'estimation des différents travaux de construction de l'évacuateur de crue de barrage CHARCHAR wilaya de SKIKDA.

VI.1. 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 dont le 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. 3 TRAVAUX DE REALISATION**VI. 3.1 Travaux de préparation :*****Installation du chantier***

- ✓ Installation pour les personnels de l'Entreprise.
- ✓ Construction de cantonnement de sécurité.
- ✓ Construction de logements de l'administration.
- ✓ Construction bureaux et laboratoire.
- ✓ Construction ateliers et magazine.
- ✓ Installation station de concassage.
- ✓ Installation de bétonnage.

Terrassement au niveau des installations de chantier

- a) Exécution des voies d'accès
- b) Exécution des plates formes

VI. 3.2 Réalisation de l'évacuateur de crue :

- on réalise l'évacuateur de crue avant le barrage.

➤ Étape de réalisations

1. Excavation de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide d'une pelle.
2. Implantation des axes des différents ouvrages d'évacuateur de crue.
3. Aménagement du fond du canal.
4. Aménagement des filtres et des drains.
5. Ferrailage, coffrage, bétonnage.
6. Protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

➤ Terrassement au niveau des installations de chantier :***a) Exécution des voies d'accès :***

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite. La superficie de l'emplacement s'élèvera à 25000m², ce qui donnera un volume approximatif de terrassement de 12500m³ (50cm d'excavation).

Il faut noter que les engins de terrassement des voies d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

c) L'excavation du déblai :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des excédents selon les étapes suivantes :

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.

Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue :

Fouille en grande masse pour les fondations du bassin d'amortissement, y compris le chargement, le transport et la mise en dépôt des matériaux excavés.

Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de Perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

Le choix du procédé d'exécution dépend de la nature du sol qui est forme généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est a dire pelle-retro.

VI.4 LES MOYENS DE CHANTIER

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer les personnes physiques responsables du chantier et ses intérimaires en précisant leurs titres, références et compétence.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'un évacuateur de crue nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux, ainsi des engins et matériels de bétonnage. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

VI.4.1 LES 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 est :

- ✓ Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- ✓ Contre maître.
- ✓ Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules.
- ✓ Ouvriers.
- ✓ Ferrailleurs.
- ✓ Soudeurs.
- ✓ Coffreurs.
- ✓ Topographes.
- ✓ Ingénieurs (en hydraulique, génie civil...)
- ✓ Géologue pour la mission géologique en phase d'étude.
- ✓ Cadres dirigeants en coté financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier,...

VI.4.2 LES ENGINS DE TERRASSEMENT

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai, enrochement ...) 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 : pour le creusement des fouilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ 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, et pour l'arrosage des pistes pour diminuer la poussière.
- ✓ Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- ✓ 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.
- ✓ Groupes électrogènes.

VI.4.3 LE MATERIEL DES BETONNAGES

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.5 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.5.1 ATTRIBUTION DES DUREES DE CHAQUE OPERATION

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad \text{Avec: } \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

L'attribution des durées pour chaque opération est liée à la cadence optée :

- **Terrassements :**

Pour les excavations de l'évacuateur de crue, le terrain permet de faire des cadences assez élevés sans contraintes particulières, La cadence moyenne adoptée pour les excavations de l'évacuateur est de 1000 m³/j (soit 25 000 m³/mois).

- **Remblais :**

- La cadence de mise en place moyenne est de 6000 m³/j, soit 150 000 m³/mois.
- Cette cadence peut être dépassée en augmentant les équipements de mise en place et de compactage, mais compte tenu de la vulnérabilité des travaux de remblais aux conditions météorologiques, il est préférable que l'estimation soit conservatrice.

- **Bétons :**

Pour les bétons l'évacuateur de crue, une cadence de 200 m³/j a été adoptée. Les travaux étant à l'air libre et facile d'accès, cette cadence peut être facilement atteinte, voire dépassée selon les moyens mis en œuvre par l'Entrepreneur.

VI.5.2 DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Exécution du travail le plus économiquement possible.

VI.5.3 SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

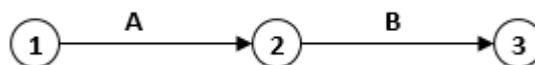
Tableau n° V. 1: Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	5
Installation concassage et centrale à béton	B	4
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	C	2
<i>Excavation clef Rive gauche (pour l'évacuateur de crue)</i>	D	6
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	8
Réalisation des batardeaux	G	2
Construction de la digue	H	15
Revêtement des talus de la digue	I	6
<i>Construction de déversoir et coursier</i>	K	7
<i>Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite</i>	J	7

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Réalisation de la tour de prise	L	8
Prise d'eau et Vidange de fond	M	6
Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Équipements hydromécaniques	N	1
Travaux de finition et mise en eau.	O	4

- la réalisation de l'évacuateur de crue va durer **16 mois**

les détails de calcul sont présentés dans la planche d'organisation de chantier.



VI.5.3 TECHNIQUES DE LA PLANIFICATION

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau :

✓ Définition du réseau

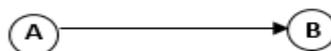
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

◆ Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".

◆ 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.

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau n° V. 2: Les paramètres du réseau à nœuds.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \\ \text{MT} = \text{DFPP} - \text{DFP} \\ \text{DCP}_i + \text{TR} = \text{DFP}_i \\ \text{DFP}_i = \text{DCP}_{i+1} \end{cases}$$

◆ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

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

CONCLUSION

Organiser le chantier du barrage CHARCHAR en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles et à temps si c'est possible, les tâches à exécuter pour la construction de ce barrage.

Malgré le planning établi, mais sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produits chimiques,) ...Etc.

La réalisation de l'évacuateur de crue de barrage CHARCHAR devrait durer environ 16 mois dont 7 mois sont consacrés pour la construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, nous ne pouvons que souligner une fois de plus l'intérêt de l'étude des variantes de l'évacuateur des crues susceptibles d'être projetées au droit d'un site du barrage à travers différentes considérations tant bien d'ordre technique qu'économiques, permettant ainsi à l'ingénieur de dégager de manière rationnelle la variante la plus adéquate remplissant éventuellement les exigences du projet.

Le choix de la variante la plus favorable est basé selon les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques.

Deux variantes ont été étudiées, l'étude technico-économique entre ses deux variantes a montré que l'évacuateur de crues latérales à entonnement frontal est le plus favorable. Notre évacuateur se compose des éléments suivants :

- La forme du seuil du déversoir est basée sur le profil type USBR avec parement amont incliné.
- En aval du déversoir, le coursier est convergent sur une longueur de 88 m environ jusqu'à atteindre une largeur de 35 m. La pente de cette partie est faible, de 8%. Le coursier se poursuit ensuite avec une pente de 30% sur une longueur de 288 m jusqu'à l'entrée du bassin de dissipation.
- À l'extrémité aval du coursier, il est prévu un bassin de dissipation à ressaut du type USBR III, avant de restituer l'écoulement au lit naturel de l'oued. Le bassin aura une longueur de 40 m.



Chapitre VI
Sécurité et poste de
travail.

Chapitre VI : Sécurité et poste de travail**VI.1. Introduction :**

Le domaine santé de travail traite de l'ensemble des atteintes à la santé liées au travail, que ce soit du point de vue physique ou psychique. Dans le but de protéger les employés chacun à son poste et ces conditions de travail et réduire les risques de toutes natures : nature chimique, physique, biologique qui peuvent causer des maladies Professionnelles.

Pour avoir une meilleure protection il suffit juste de respecter les règles de sécurité et donc avoir une garantie de la prévention des accidents.

Dans notre projet on a un travail de fouille qui peut être réalisé manuellement ou mécaniquement, y compris le dragage en rivière ou en mer, débute seulement si :

- Un permis de travail approprié est établi et validé avec tous les documents associés ;
- Tous les dangers souterrains (conduites, câbles, etc.) ont été identifiés, localisés, marqués sur site et, si nécessaire, isolés. En cas d'impossibilité d'isolation, des précautions complémentaires sont prises ;
- Les méthodes de prévention des mouvements de terrain (exemple : effondrement des parois de tranchées) ont été définies ;
- La conception du travail de fouille a pris en compte la notion d'espace confiné et les précautions qui y sont liées sont appliquées ;
- Les engins sont positionnés à au moins un mètre de la fouille

VI.2. Protection physique :

Tout employeur est tenu de réduire les risques professionnels afin d'assurer la sécurité et protéger la santé physique et mentale des travailleurs de son établissement. Pour ce faire il doit prendre les mesures appropriées et les mettre en œuvre conformément aux principes généraux de prévention parmi lesquels la mise en place de protections collectives en priorité sur les protections individuelles.

VI.2.1 Les équipements de protection collective :

Un équipement de protection est un dispositif technique, 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. Cet équipement est intégré ou ajouté aux moyens de production ou aux postes de travail. Il est dit de protection collective s'il assure indistinctement la sécurité des salariés qui sont exposés au même danger.

Quatre principes régissent les moyens de protection collective :

- La protection **par éloignement** (balisage, déviation...) ;
- La protection **par obstacle** (rambarde de sécurité...) ;
- La protection **par atténuation d'une nuisance** (insonorisation du local, aspiration de poussière, ventilation...) ;
- La protection **par consignation** d'une fonction dangereuse lors d'interventions.

Le plus important est que les travailleurs reçoivent les **instructions et formations nécessaires** pour utiliser de manière correcte et en toute sécurité les équipements de protection collective mis en place au sein de l'entreprise. Ce n'est qu'à cette condition que la sécurité dans l'environnement de travail pourra s'améliorer et qu'il sera possible de réduire le nombre d'accidents de travail et de situations dangereuses.

Les protections individuelles complètent les dispositions de prévention prises.

VI.2.2 Des Équipements de Protection Individuels (EPI) :

Les équipements de protection individuelle est un dispositif ou moyen destiné à être porté ou tenu par une personne en vue de la protéger contre un ou plusieurs risques susceptibles de menacer sa sécurité ou sa santé principalement au travail

Une EPI constitue le dernier rempart entre l'opérateur et un danger susceptible de menacer sa santé ou sa sécurité au travail. Dans une démarche de prévention l'EPI ne fait baisser que la gravité du risque et non pas sa probabilité d'occurrence. Etant donné que cet équipement constitue l'ultime rempart il est nécessaire de privilégier avant l'utilisation d'EPI les équipements de protection collective.

Les EPI sont classées en trois catégories :

- Les équipements de travail couvrant les risques mineurs (classe I) ;
- Les équipements de protection spécifique pour les risques importants (classe II) ;

- Les équipements de sécurité (classe III) pour les risques graves à effets irréversibles ou mortels.

Des Équipements de Protection Individuels généraux sont définis après analyse des risques des travaux, et sont portés, tels que :

Tableau n° VI. 1: les équipements de protection individuels en fonction des risques.

Partie du corps a protégé	Type d'équipement adapté	Risque pour lequel l'équipement est adapté
Tête 	Casque/ casquette	Trébuchement /coup /chute d'objet
Oreilles 	Bouchons d'oreilles	Bruit
Yeux /visage 	Lunette/ masque/visière	Heurt avec un objet pointue /...
Corp entière 	Tenue de protection	Produit chimique en contact avec la peau
Membres supérieurs	Manchette pour soudeur/ gants	Brulure /coupure /heurt/piqûre.

		
<p>Membre inférieurs</p> 	<p>Pantalon de coupe pour tronçonnage/ chaussures de sécurité.</p>	<p>Chute d'objet/coup/ contacte des jumpes avec un objet tranchant.</p>
<p>Système respiratoire</p> 	<p>-Appareil respiratoire isolante ; -Masque FFP ; -Masque a cartouche.</p>	<p>Toxicité d'un produit chimique.</p>

VI.2.2.1. Information et formation :

Un programme de formation est nécessaire pour permettre aux travailleurs d'apprendre comment ajuster et porter les EPI, comment en tirer la protection maximale et comment en prendre soin. Les travailleurs doivent être informés des risques de santé qu'ils courent pour être motivés à le porter.

❖ Chaque employé doit connaître les risques contre lesquels les équipements de protection individuelle le protègent, les conditions d'utilisation, notamment les consignes pour le stockage et l'entretien de ces équipements. Il doit aussi connaître ses responsabilités en cas de non-respect des consignes d'utilisation.

❖ L'employeur a l'obligation d'assurer une formation auprès de ses employés, accompagnée d'un entraînement pratique au port d'équipement de protection individuelle.

VI.3. Protection psychique :

L'employeur doit prendre en compte les effets de l'activité professionnelle sur la santé mentale de ses salariés. La prévention est complexe et relève d'une approche systémique qui fait apparaître que l'investissement dans la qualité de vie au travail est une réponse adaptée.

L'employeur est tenté de se contrôler pendant qu'il exerce des tâches ou de se résigner à ces employés par exemple.

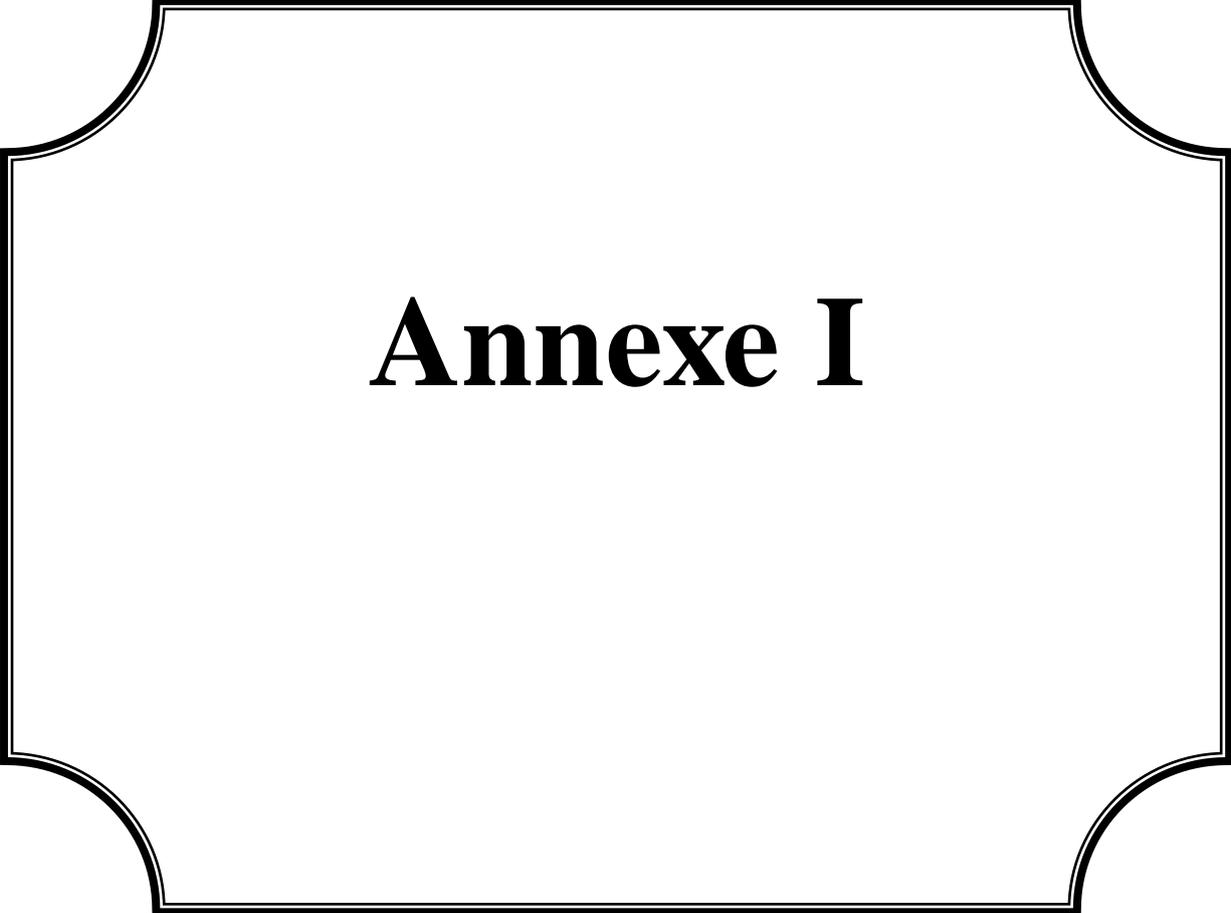
Conclusion :

Tout employeur a une obligation d'assurer un bon milieu de travail pour ces employés en assurant une bonne sécurité par empêchement des risques de point de vue physique et psychique pour avoir un bon déroulement de travail.

Cette protection est assurée après une étude détaillée de la prévention des risques et en suite citer les différents outils, dispositifs pour se protéger contre les risques physiques, aussi il faut tenir en compte l'aspect psychique en se contrôlant de manière habituelle.

Références Bibliographiques

- [1].**A.N.B.T.** Rapport de l'étude géologique et géotechnique de barrage de Cherchar w. de SKIKDA)
- [2].**DESIGN OF SMALL DAMS (1987)** United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.
- [3].**FREAD, D.L. 1993.** Flow Routing, in Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, ed., McGraw-Hill, New York. P10.1*10.36
- [4].**Layan, Dridri, Benaabidate, Zenzami** :Détermination des crues de projet par les aspects du débit de point et l'hydrogramme de crue au niveau de la commune Ain Boukhellal, Bassin versant de l'oued LARBAA, Maroc.
- [5].**KHATSURIA. R. M (2005)** Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators. Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia
- [6].**MINOR. H.E, HAGER W. H (2000)** Hydraulics of Stepped Spillway, Zurich.
- [7].**ROCHE.M (1963)** Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur.
- [8].**TOUAIBIA .B & BENLAOUKLI. B (2004)** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- [9].**TOUAIBIA. B (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- [10].**USACE Engineering and Design.** Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.
- [11].**Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009).** Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.



Annexe I

Figure I.1: Extrait de la Carte Géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50 000, feuille 31 (St. Charles)



Figure I.5 : Répartition des séismes par la zone

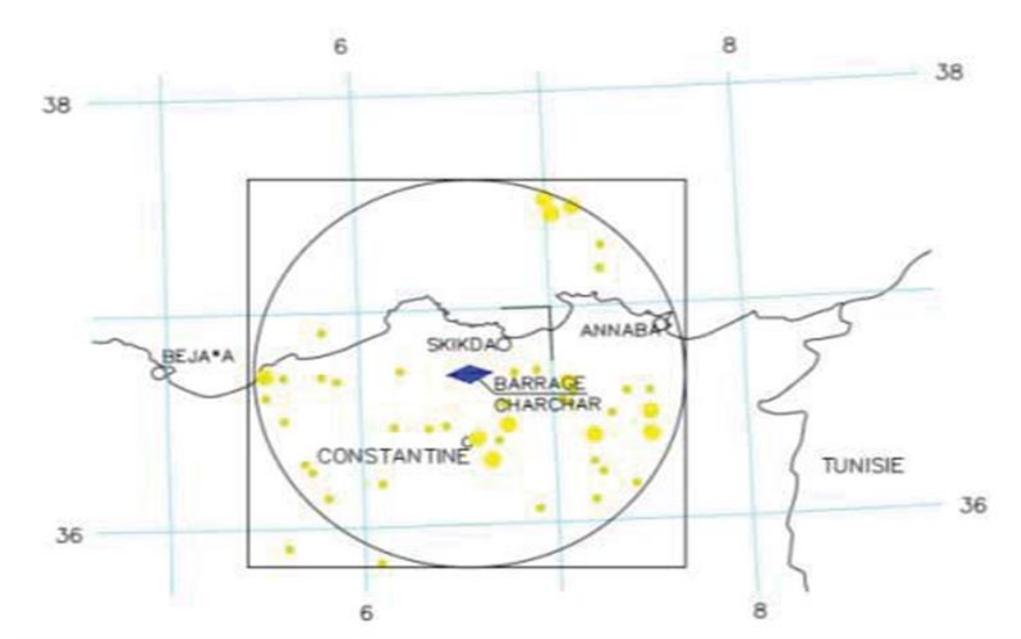


Figure I.6 : Courbe d'aléa sismique selon la méthode expérimentale

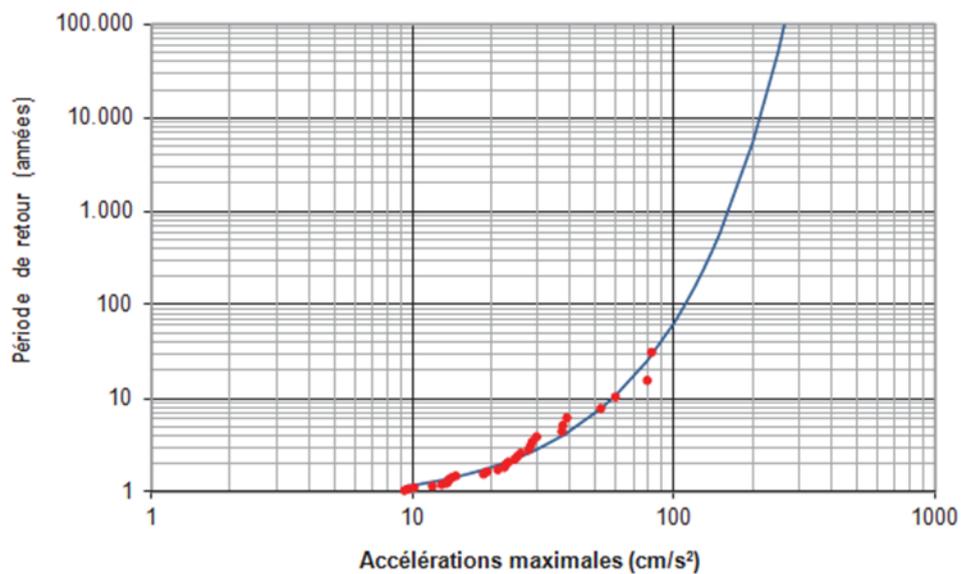


Tableau I.1 : Synthèse des profils sismiques réfraction (Barrage).

Désignatio	Longueur du profil (m)	VL (m/s)	Profondeurs moyen (m)	Localisation
PS1	180	350 - 650 1000-2000 2000-3000 >3000	0 à 3,5 3,5 à 7,5 3,5à 13,0 >7,5 / 13,0	Axe du barrage (barrage)
PS2	270	350 - 650 1000-2000 2000-3000 >3000	0 à 3,0 3,0 à 9,0 3,0 à 9,0 >9,0	Rive droite (barrage)
PS5	265	350 - 650 1000-2000 2000-3000 >3000	0 à 2,0 3,5 à 6,5 6,5 à 12,0 >6,5/12,0	Rive gauche (barrage)

Tableau I.2 : Synthèse des résultats des sondages électrique(Barrage).

Désignation	Profondeur atteinte (m)	Formation géologique	Résistivité (ohm.m)	Profondeur (m)	Localisation
SE1	>4,0	Co/Dt/X	205 500	0,0 à 4,0 > 4,0	Sur l'axe du barrage, en rive gauche, près du sondage S2
SE2	>5,3	Co/Dt	150 23 1600	0,0 à 0,3 0,3 à 5,3 > 5,3	Sur l'axe du barrage, en rive gauche
SE3	>2,0	Co/X	2000 360 12 000	0,0 à 1,0 1,0 à 2,0 > 2,0	Sur l'axe de la dérivation provisoire, en rive droite, près du sondage S6
SE4	>1,8	Co	250 12 000	0,0 à 1,8 > 1,8	Sur l'axe du barrage, près du sondage S4
SE5	>1,7	Dt/X	12 800 155 10 200	0,0 à 1,1 1,1 à 1,7 > 1,7	Sur l'axe du barrage, près du sondage S3
SE6	>10,0	Co/X	520 125 12 000	0,0 à 5,0 5,0 à 10,0 > 10,0	Dans le site du barrage, en rive droite, près du sondage S7

Co: colluvion; **Dt:** dépôts de terrasse; **X:** massif schisteux.

Tableau I.3 : Synthèse des puits de reconnaissance (Barrage)

Désignation	Profondeur atteinte (m)	Niveau d'eau (m)	Épaisseur de terre végétale (m)	Lithologie intéressée Epaisseurs moyens (m)	Échantillons - profondeur (m)

<i>P301</i>	<i>3,3</i>	<i>Sec</i>	<i>0,8</i>	<i>(0,8-3,3m) - Argile ocre - colluvion (3,3m) – Schiste</i>	-
<i>P302</i>	<i>4,2</i>	<i>Sec</i>	<i>0,6</i>	<i>(0,6-4,1m) - Argile limoneuse ocre- jaunâtre avec cailloux - colluvion (4,1-4,2m) - Schiste</i>	-
<i>P303</i>	<i>4,8</i>	<i>Sec</i>	<i>0,6</i>	<i>(0,6-4,8m) - Argile ocre, graveleuse - colluvion</i>	-
<i>P304</i>	<i>2,9</i>	<i>Sec</i>	<i>0,5</i>	<i>(0,5-2,9m) - Argile ocre, graveleuse - colluvion (2,9m) - Schiste</i>	-

Tableau I.4: Synthèse des tranchées de reconnaissance (Barrage)

Désignation	Profondeur atteinte (m)	Niveau d'eau (m)	Épaisseur de terre végétale (m)	Lithologies intéressées Épaisseurs moyens (m)	Échantillons - profondeur (m)
T101	3,3	Sec	0,4-0,5	· Terre végétale (0,4 m) · Limon argileux brun rougeâtre avec des graves et des cailloux de schiste (Dmax=5 cm) (1,7 m)	0,5 - 3,3 (T101/R_NW) 0,4 - 1,5 (T101/R_NE)
T102	2,1	Sec	0,5	· Terre végétale (0,5 m) · Limon argileux rougeâtre avec des graves et des traces d'oxydation (1,0 m)	0,5 - 2,1 (T102/R_NE)
T103	3,4	Sec	0,6	· Terre végétale (0,6 m) · Limon argileux brun rougeâtre avec des graves (1,4 m) · Sable limoneux jaune-rougeâtre (1,0)	0,6 - 1,9 (T103/R_NE) 1,8 - 2,6 (T103/R_SW)
T104	4,0	Sec	0,5 - 0,6	· Terre végétale (0,5 m) · Limon argileux brun rougeâtre avec des graves et des cailloux (Dmax=10-20 cm) (2,0 m)	0,5 - 4,0 (T104/R_NE) 0,5 - 1,1 (T104/R_SW)

Tableau I.5 : Principales caractéristiques des sondages (Barrage)

Son d. N°	Prof. (m)	Incli n. (°)	Niveau d'eau (m)	Formations géologiques intéressées		Localis ation
				Prof. (m)	Description	
S1	40, 0	90	16,6	0-1,0	<i>Limon argileux roux avec cailloux</i>	Rive gauche
				1,0-1,5	<i>Argile limoneuse jaune avec cailloux schistes</i>	
				1,5-2,0	<i>Fragment de schistes dans matrice argileuse</i>	
				2,0-3,0	<i>Fragment de schistes dans matrice argileuse</i>	
				3,0-8,0	<i>Schiste micacé fracturé, oxydé roux (fracturé et oxydé entre 5,0 et 8,0)</i>	
				8,0-10,0	<i>Schiste micacé très altéré (65 cm) à schiste micacé gris, friable</i>	
			10,0-40,0	<i>Schiste micacé oxydé, avec nodules et lits de quartz, fissuré</i>		
S2	25, 0	60 Azim ut 330°	7,2	0-5,0	<i>Argile limoneuse rouge ou beige</i>	Rive gauche
				5,0-10,0	<i>Argile sableuse renferment des cailloux</i>	
				10,0-17,0	<i>Schiste micacé, satiné avec quartz</i>	
				17,0-19,5	<i>Schiste micacé</i>	
				19,5-25,0	<i>Schiste micacé satiné, gris, fissuré</i>	
S3)	25, 0	90	1,9	0-2,0	<i>Argile et fragments de schiste désagrégés</i>	Fond de la vallée (axe)
				2,0-25,0	<i>Schiste micacé, gris, altéré à sain, fissuré, parfois avec des filons de quartz</i>	
S4	25,	90	7,4	0-0,5	<i>Argile sableuse et fragments de schiste</i>	Rive droite (axe)
				0,5-5,0	<i>Fragments de schistes désagrégés dans matrice argileuse</i>	

	0			5,0-25,0	<i>Schiste micacé gris, fissuré, avec présence de quartz</i>	
S5	40,0	60 Azimut 140°	2,8	0-1,0	<i>Argile limoneuse beige à noire avec des fragments de schiste et cailloux</i>	Rive droite (axe)
				1,0-2,0	<i>Argile marneuse au sommet, puis fragments de schiste altérés et oxydés et</i>	
				2,0-3,0	<i>Limon jaune avec présence de graviers et fragments de schistes</i>	
				3,0-40,0	<i>Schiste micacé, satiné, gris, fissuré, avec présence de quartz</i>	
				2,0-9,0	<i>Alternance de marnes argileuses, sableuses et calcaires beiges à grises</i>	
				9,0-12,5	<i>Calcaire marneux gris, fracturé</i>	
				12,5-14,0	<i>Grès à ciment calcaire, blanchâtre compact</i>	
				14,0-15,0	<i>Marnes calcaires grises, fracturées</i>	

Tableau I.6 : Principales caractéristiques des sondages (Barrage)

Sond. N°	Prof. (m)	Inc lin. (°)	Niveau d'eau (m)	Formations géologiques intéressées		Localisation
				Prof. (m)	Description	
S101	51,0	60 vers SE	0,34	0-1,2	Alluvion de l'oued (cailloux de quartz et de schiste à matrice argileuse brune)	Fond de la vallée
				1,2-1,7	Schiste gris en fragments à filons de quartz	
				1,7-17,0	Schiste gris peu altéré	
				17,0-17,15	Filon de quartz	
				17,15-46,3	Schiste gris peu altéré par fois avec filons de quartz	
				46,3-49,1	Quartzite	

				49,1-51,0	Schiste gris foncé peu altéré	
S10 2	50,0	60 vers N W	0,6	0-1,5	Schiste gris légèrement altéré très fracturé	Fond de la vallée
				1,5-5,5	Schiste gris légèrement altéré	
				5,5-24,8	Schiste gris peu altéré avec filon de quartz à partir de 17,0 jusqu'à 20,5m	
				24,8-27,4	Schiste gris peu altéré lustré	
				27,4-30,9	Schiste gris peu altéré	
				30,9-32,2	Schiste gris peu altéré	
				32,2-36,6	Schiste gris peu altéré avec des filons de quartz à partir de 35,0 jusqu'à 50,0m	
				36,6-39,0	Schiste gris peu altéré	
				39,0-45,7	Schiste gris foncé noirâtre peu altéré	
				45,7-50,0	Schiste gris peu altéré	
S10 4	20,0	90	5,5	0,0-0,2	Terre végétale constitué d'argile sableuse rouge	Pied en aval
				0,2-5,0	Colluvions à cailloux anguleux à matrice argileuse légèrement sableuse moyennement ferme de couleur rouge à	
				5,0-7,0	Schiste gris jaunâtre fortement altéré, très riche en micas et très oxydé	
				7,0-8,1	Schiste gris altéré	
				8,1-18,0	Schiste gris très fracturé, peu altéré à filons de quartz	
				18,0-20,0	Schiste gris à filons et veines de quartz	
				0-0,2	Terre végétale constituée d'argile sableuse rouge	

S10 5	50,0	90	9,5	0,2- 3,0	Colluvions à cailloux anguleux emballées dans une matrice argileuse légèrement sableuse de couleur rouge à marron	Rive gauche
				3,0- 7,6	Schiste de couleur gris jaunâtre rougeâtre fortement altérés, riches en micas et très oxydés	
				7,6- 10,0	Schiste satiné gris, très altéré à traces d'oxydation et filons de quartz, très fracturé	
				10,0- 15,3	Schiste satiné gris à filons de quartz avec présence de fractures verticales	
				15,3- 20,5	Quartzite grise clair à grise, dure à phénocristaux de biotite et quartz, oxydées, avec des fractures verticales souvent remplis de quartz	
				20,5- 50,0	Schiste satiné gris peu altéré à filons et veines de quartz, très fracturé entre 26,6m et 27,0m et entre 35,0m et 35,3m de profondeur	

Tableau I.7: Principales caractéristiques des sondages (Ouvrages hydrauliques).

Son d. N°	Pr of. (m)	Incl in. (°)	Nive au d'ea u (m)	Formations géologiques intéressées		Localisati on
				Prof. (m)	Description	
				1,0-2,0	Agile marneuse au sommet, puis fragments de schiste altérés et oxydés et limon et sable fin de couleur jaune vers la base	
				2,0-3,0	Limon jaune avec présence de graviers et fragments de schistes	
				3,0- 40,0	Schiste micacé, satiné, gris, fissuré, avec présence de quartz	

S6(1)	15,0	90	4,4	0-2,0	Argile brune plastique avec graves et fragments de schiste	Axe de la dérivation - amont
				2,0-15,0	Alternance de calcaire gréseux bleu à blanc, calcaire marneux gris et grès fin	
S7(1)	15,0	90	8,4	0-0,5	Argiles limoneuse brune avec graviers et fragments de schiste	Axe de la dérivation - aval
				0,5-2,0	Fragments de schiste friables avec sables et graviers, puis argile sablo-limoneuse marron avec fragments de schiste et cailloux	
				2,0-4,5	Sable limoneux graveleux avec très peu d'argile, puis sable grossier avec passage d'argile sableuse marron, puis cailloux dans matrice argileuse	
				4,5-15,0	Schiste micacé, gris-blanc, avec fissures	
S14(1)	20,0	90	7,4	0-1,0	Argile limoneuse marron avec racines	Digue de col
				1,0-3,5	Argile sableuse marron avec quelques graviers	
				3,5-6,0	Argile marneuse et sableuse brune	
				6,0-11,0	Marne argileuse beige à blanchâtre	
				11,0-13,5	Calcaire marneux puis marne calcaire, fracturé	
				13,5-20,0	Marne gris-verdâtre compacte, fracturée	

Tableau I.8 : Principales caractéristiques des sondages (Ouvrages hydrauliques).

Sond.	Prof.	Inclin.	Niveau d'eau	Formations géologiques intéressées		Localisation
				Prof.	Description	
				5,0-7,0	Schiste gris jaunâtre fortement altéré, très	
				7,0-8,1	Schiste gris altéré	
				8,1-	Schiste gris très fracturé, peu altéré à filons	
				18,0-	Schiste gris à filons et veines de quartz	

S107	20,05	90	1,5	0-0,5	Colluvion caillouteuse et graveleuse à	Bassin de dissipation
				0,5-3,0	Marne avec granule indurée, altérée, mouvement ferme de couleur jaune	
				3,0-7,7	Marne légèrement sableuse verte, ferme mouvement altérée avec des traces	
				7,7-9,0	Marne indurée de couleur grisâtre,	
				9,0-12,8	Marne indurée broyée intercalée avec des	
				12,8-	Marne légèrement sableuse indurée de couleur grisâtre, oxydée aux niveaux des	
				19,6-	Brèche conglomératique rouge avec	
S108	20,00	90	3,2	0-0,8	Colluvions constituée d'argile graveleuse, sableuse avec petits granules de	Évacuateur de crues
				0,8-7,7	Sable graveleux induré, grésifié de couleur	
				7,7-	Grès à grains moyens à grossières, friable,	
				12,2-	Grès induré à grains moyens de couleur gris	
				14,4-18,4	Grès induré à grains moyen de couleur gris avec des éléments qui provient de	
				18,4-	Grès induré à grains moyen de couleur gris	

Figure I.7: Synthèse des piézomètres installés et des lectures effectuées

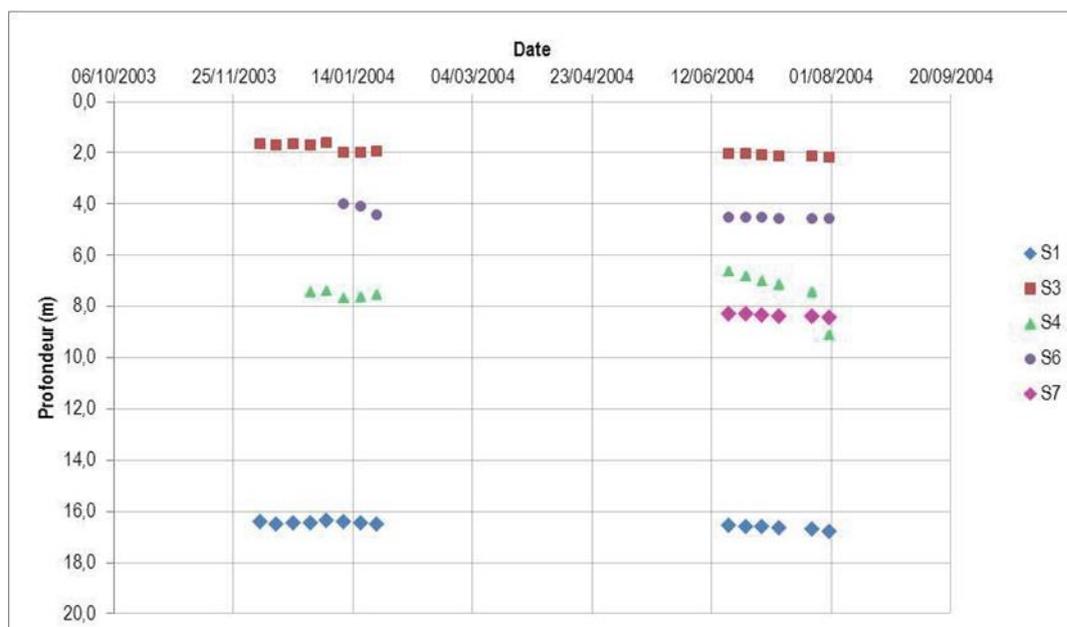


Figure I.8: Synthèse des piézomètres installés et des lectures effectuées

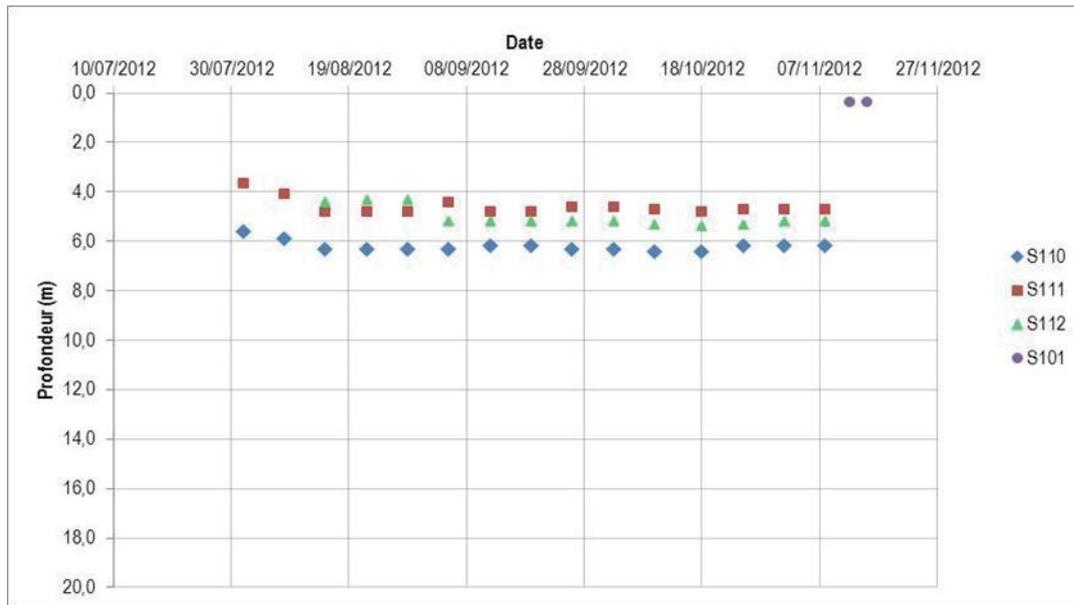


Tableau I.9: Résumé des résultats des essais au laboratoire suivant l'axe d'évacuateur de crues (matériaux meubles)

Puits n.º	Échantillon n.º	Prof. (m)	Formation géologique	Analyse granulométrique				Limites d'Atterberg		Équivalent de sable (%)	Classif. Unifiée	Poids spécifique des particules solides, γ_s (kN/m ³)	Essai Proctor Normal		
				% < 2 μ	% < 74 μ	% > #4	% > #3/4'	WL (%)	IP (%)				gdO PN (kN/m ³)	WO PN (%)	Sr (%)
P305	P305/R1	0,7 -	Dta	-	56	5	0	50	26,1	-	CH	26,4	17,9	14,2	78,3
P306	P306/R1	1,3 -	Dta	25	64	4	0	57	32	-	CH	-	18,6	12,2	76,1

P3 07	P307/ R1	0,8 -	Dta	-	67	7	0	47	25 ,5	-	CL	-	18,1	15,0	85, 7
P3 08	P308/ R1	0,8 -	Dta	-	63	1	0	58	30 ,0	-	CH	-	-	-	-
P3 09	P309/ R1	0,2 -	Sr	-	17	2	0	-	-	32	SM	26,6	17,4	9,2	46, 6
P3 10	P310/ R1	0,2 -	Sr	-	21	3	0	-	-	31	SM	-	-	-	
P3 11	P311/ R1	0,2 -	Sr	-	19	2	0	-	-	31	SM	-	17,3	8,3	41, 4
P3 12	P312/ R1	0,2 -	Sr	-	21	0	0	-	-	30	SM	-	-	-	-

Note : **Dta** – dépôts de terrasse argileux; **Sr** – sols résiduels.



Annexe II

Tableau II.1: série des apports.

	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	ju	juil	au	annuelle
Apport hm3	0.95	4.95	35.60	51.52	78.38	28.80	40.73	9.70	5.41	7.09	1.85	4.51	78.38
Apport hm3	1.36	5.71	42.32	26.85	56.78	52.76	27.40	28.62	4.82	1.32	0.57	0.32	248.82
Apport hm3	0.31	0.54	6.60	13.58	20.57	11.73	15.86	8.08	1.75	0.53	0.30	0.40	80.26
Apport hm3	5.18	3.94	8.25	24.36	14.80	111.90	17.39	5.42	2.17	0.96	0.48	0.26	195.13
Apport hm3	0.61	0.47	1.36	32.12	32.06	4.32	1.53	4.96	4.69	0.93	0.32	0.20	83.58
Apport hm3	1.58	4.31	32.43	19.85	24.61	9.85	20.03	27.57	7.05	7.68	1.61	1.26	157.83
Apport hm3	1.22	1.32	20.09	34.40	31.98	6.43	1.85	7.40	18.11	0.94	0.80	0.57	125.12
Apport hm3	0.49	0.54	0.58	5.55	18.09	0.99	0.67	0.50	0.40	0.34	0.30	0.30	28.75
Apport hm3	0.36	0.33	2.21	3.46	2.79	116.24	11.90	17.76	3.43	1.69	0.59	0.33	116.24
Apport hm3	1.23	1.96	4.08	3.78	12.39	22.44	4.02	2.75	0.85	0.76	0.57	0.32	22.44
Apport hm3	1.11	1.34	5.70	13.90	57.65	43.61	19.87	15.23	3.40	2.16	1.34	1.04	57.65
Apport hm3	1.01	1.12	4.06	2.06	65.14	85.85	9.27	22.30	5.98	2.89	0.97	0.95	85.85
Apport hm3	0.98	1.01	3.06	2.08	55.41	75.57	7.94	1.49	0.87	0.75	0.51	0.34	75.57
Apport hm3	0.45	0.68	0.64	6.66	6.86	16.51	12.06	15.23	4.30	1.98	0.96	0.68	16.51
Apport hm3	1.52	1.65	23.32	43.99	33.19	17.15	13.36	2.33	1.04	0.80	0.13	0.13	43.99
Apport hm3	0.15	0.14	0.28	1.57	7.82	2.04	2.12	1.13	0.35	0.13	0.10	0.11	15.95
Apport hm3	1.52	1.64	0.30	52.65	7.54	5.82	25.89	44.28	5.02	1.13	0.26	0.11	146.17
Apport hm3	0.10	3.46	0.34	0.82	30.92	40.36	36.28	18.76	3.21	0.85	0.21	0.09	135.40
Apport hm3	1.13	16.40	2.12	4.27	75.84	13.31	22.08	29.87	8.03	2.21	0.63	0.20	176.09
Apport hm3	0.56	1.52	0.58	6.10	72.67	33.84	83.94	13.83	3.20	1.42	0.27	0.10	218.03
Apport hm3	1.04	1.17	0.54	1.65	0.80	2.57	1.78	2.91	0.75	0.18	0.04	0.02	13.45
Apport hm3	0.02	2.68	2.50	1.80	0.58	11.19	5.98	1.31	2.26	0.22	0.01	0.00	28.57
Apport hm3	0.00	0.03	0.56	2.73	8.41	13.69	24.63	2.63	1.81	0.41	0.08	0.02	55.01
Apport hm3	0.18	18.20	59.72	6.24	12.18	3.60	1.64	2.15	2.06	0.53	0.04	0.06	106.59
Apport hm3	0.03	0.06	0.72	3.42	4.16	27.26	3.81	12.59	1.40	0.36	0.02	0.02	27.26
Apport hm3	0.00	0.11	1.63	2.18	2.33	20.15	19.93	54.68	3.51	1.09	0.15	0.01	105.77
Apport hm3	1.34	0.99	1.92	1.20	2.19	1.41	5.49	1.87	1.16	0.34	0.00	0.00	17.90
Apport hm3	0.00	1.04	0.53	36.48	25.48	35.22	4.87	3.83	0.95	0.07	0.02	0.00	108.49
Apport hm3	0.01	0.03	0.49	3.94	24.51	32.22	5.01	4.02	0.92	0.04	0.00	0.00	32.22
Apport hm3	0.02	0.05	0.50	4.05	23.51	33.02	6.01	5.01	0.23	0.04	0.02	0.00	33.02
Apport hm3	0.02	0.04	12.22	6.98	82.39	148.64	49.35	14.58	4.02	1.17	0.27	0.30	319.99
Apport hm3	0.34	6.91	1.67	77.14	112.17	31.50	94.70	17.74	6.00	0.76	0.20	0.14	349.26
Apport hm3	0.25	0.41	0.59	0.83	7.52	7.30	17.19	0.74	0.34	0.04	0.00	0.00	35.22
Apport hm3	0.00	3.29	20.08	73.47	58.25	132.78	42.33	31.81	6.27	1.25	0.07	0.00	369.60
Apport hm3	0.00	0.16	0.48	0.53	1.44	2.34	4.36	0.33	0.28	0.40	0.00	0.00	10.33
Apport hm3	0.00	0.00	0.18	21.99	5.46	11.29	4.76	1.56	0.80	0.07	0.00	0.00	46.11
Apport hm3	0.00	0.41	0.39	1.53	20.48	1.36	1.02	0.49	1.83	0.05	0.00	0.20	27.78
Apport hm3	0.00	0.69	16.47	67.24	28.18	39.08	45.46	21.82	2.49	1.41	0.01	0.14	222.98
Apport hm3	0.23	3.89	0.92	0.74	1.87	8.87	21.49	62.03	24.51	2.00	0.33	0.06	126.93
Apport hm3	0.03	0.03	13.59	32.09	58.38	4.04	11.90	2.33	5.84	0.18	0.01	0.00	128.42
Apport hm3	0.00	0.30	0.06	10.69	19.49	42.56	4.31	7.11	0.88	0.00	0.00	0.00	85.41
Apport hm3	0.00	2.20	1.42	7.99	130.79	3.10	39.75	2.22	0.69	3.00	2.36	0.01	193.53
Apport hm3	5.19	0.37	2.90	2.51	13.74	89.14	28.97	10.13	5.24	0.52	0.01	0.01	158.73
Apport hm3	0.02	0.58	0.24	2.79	4.63	0.93	1.47	0.46	0.09	0.00	0.00	0.00	11.20
Apport hm3	1.07	3.39	25.29	46.87	19.47	22.61	8.10	2.47	9.19	0.22	0.00	0.00	138.69
Apport hm3	0.45	0.26	42.88	16.27	26.07	74.73	9.15	5.35	2.25	0.07	0.02	0.00	177.51
Apport hm3	0.01	0.00	0.34	9.57	8.72	1.84	1.45	0.92	13.98	1.05	0.05	0.05	37.98
Apport hm3	0.00	0.99	0.52	1.04	8.92	18.96	1.19	1.09	0.73	0.07	0.00	0.00	33.52
Apport hm3	0.69	0.90	2.15	2.30	2.42	3.65	0.05	0.17	0.00	0.10	0.00	0.00	12.44
Apport hm3	0.00	0.21	11.69	57.13	82.14	50.87	18.34	49.18	2.28	1.02	2.32	0.01	275.18
moyenne	0.66	2.05	8.34	17.06	30.04	31.51	17.17	12.02	3.74	1.06	0.38	0.27	107.94

Tableau II.2 : série des débits maximum.

Colon ne1	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	ju	jul	au	annuell e
Q max m3/s	0.00	0.00	0.00	269.50	139.40	78.24	218.50	5.74	4.70	116.00	1.10	54.90	74.01
Q max m3/s	0.77	37.05	269.50	190.64	186.86	183.9 2	216.05	126.0 8	4.66	0.78	0.30	0.16	101.40
Q max m3/s	0.14	2.48	41.58	70.70	117.80	75.38	132.20	16.52	4.54	0.26	0.15	3.70	38.79
Q max m3/s	30.5 3	17.95	32.70	146.60	36.47	211.1 5	89.65	12.76	2.98	0.50	0.27	0.12	48.47
Q max m3/s	5.50	0.75	12.76	175.10	108.25	4.90	0.80	13.00	14.2 1	0.52	0.21	0.08	28.01
Q max m3/s	0.11	154.10	258.90	94.30	223.40	47.52	82.40	6.44	2.89	1.61	1.01	0.63	72.77
Q max m3/s	2.00	6.61	56.95	34.15	146.60	22.13	82.92	77.20	4.17	34.15	0.68	0.48	39.00
Q max m3/s	0.49	1.41	112.90	198.90	109.80	11.69	1.41	25.45	126. 08	0.44	0.34	0.27	49.10
Q max m3/s	0.19	0.22	0.27	52.85	81.36	1.61	0.31	0.22	0.17	0.19	0.12	0.14	11.47
Q max m3/s	0.15	0.84	11.80	11.20	19.27	206.2 5	19.27	72.00	1.95	0.80	0	0	28.63
Q max m3/s	0.00	12.70	11.80	2.02	29.80	54.90	4.78	18.50	0.49	0.00	0	0	11.25
Q max m3/s	0.00	0.00	0.00	148.40	218.50	103.6 0	0.00	115.3 8	1.60	0.88	0.65	0.39	49.12
Q max m3/s	0.39	0.55	27.63	3.20	189.80	143.0 0	7.18	0	0	0	0	0	30.98
Q max m3/s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	54.90	1.78	0	0	0	0	4.72
Q max m3/s	0.26	0.39	0.30	38.50	40.55	121.4 0	0	0	0	0	0	0	16.78
Q max m3/s	0.00	0.00	0.00	296.00	0.00	0.00	38.50	10.60	0.58	1.36	0.07	0.05	28.93
Q max m3/s	0.58	0.07	0.16	4.70	59.00	3.15	2.70	1.57	0.17	0.07	0.07	0.87	6.09
Q max m3/s	12.2 8	28.50	0.95	233.20	49.57	34.44	92.13	287.5 2	3.55	0.75	0.16	0.07	61.93
Q max m3/s	0.07	18.50	0.17	7.48	173.00	185.6 0	173.00	72.52	5.62	0.56	0.16	0.06	53.06
Q max m3/s	25.1 6	153.68	11.56	15.31	193.16	30.67	116.00	100.5 0	24.7 3	1.22	0.49	0.13	56.05
Q max m3/s	0.51	11.32	0.27	79.80	207.72	93.99	224.38	20.48	2.16	1.31	0.20	0.09	53.52
Q max m3/s	17.9 5	12.14	0.26	7.70	1.24	10.26	2.02	7.90	0.99	0.20	0.03	0.01	5.06
Q max m3/s	0.03	9.70	19.93	8.35	0.53	108.5 6	31.98	1.64	7.00	0.21	0.01	0.00	15.66

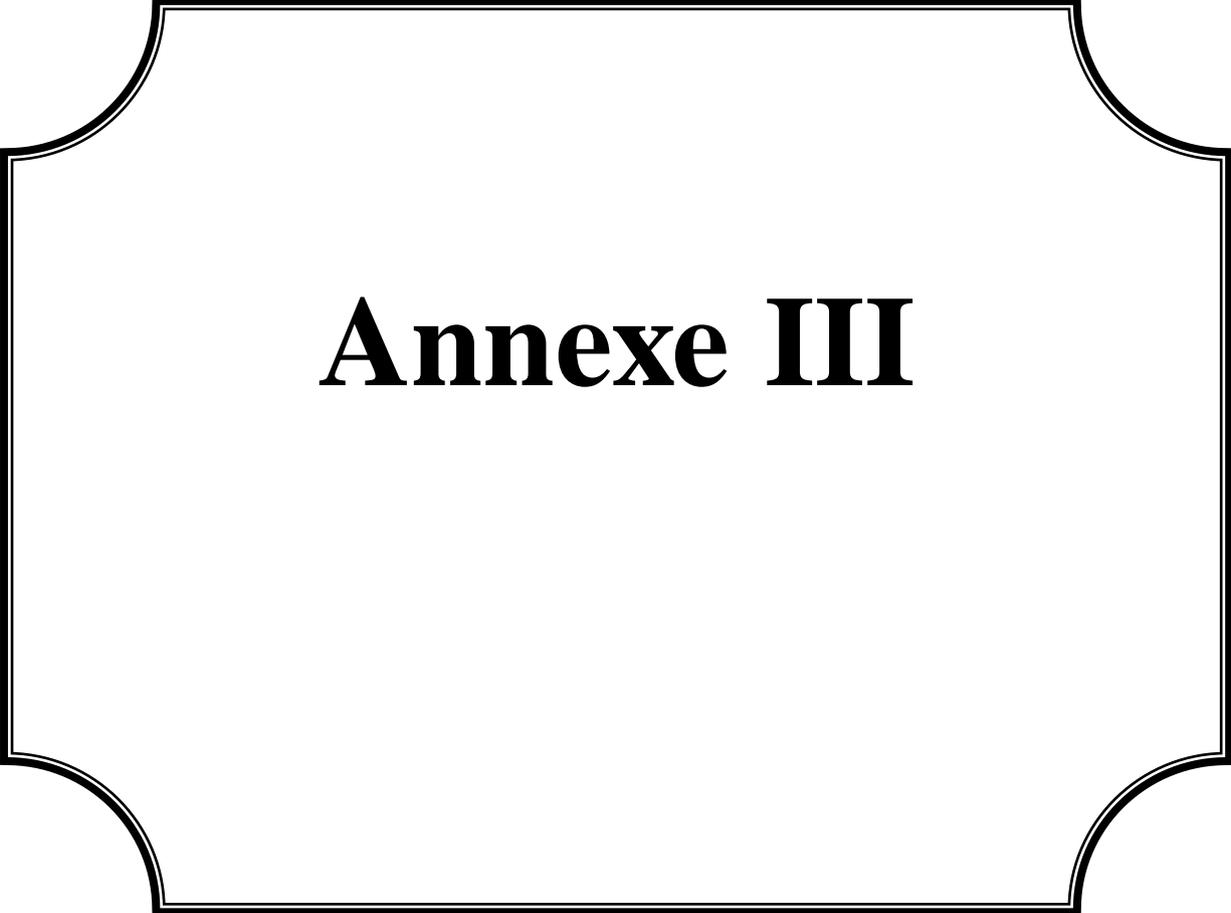
Q max m3/s	0.00	0.03	2.06	13.77	49.57	52.24	82.66	1.92	3.47	0.37	0.15	0.05	17.19
Q max m3/s	1.83	158.72	207.23	9.63	56.95	9.85	0.80	11.50	16.5 2	0.61	0.07	0.03	39.48
Q max m3/s	0.04	0.07	2.89		30.24	141.2 0	20.70	72.00	2.05	0.42	0.03	0.01	24.51
Q max m3/s	0.00	1.92	24.87	22.24	16.30	62.12	66.80	211.6 4	6.10	1.60	0.21	0.01	34.48
Q max m3/s	10.3 0	3.66	9.70	7.00	15.64	8.88	31.25	7.00	1.64	0.52	0.00	0.00	7.97
Q max m3/s	0.00	25.74	6.48	163.76	157.04	131.1 2	8.05	13.44	0.78	0.54	0.01	0.00	42.25
Q max m3/s	0.13	0.07	0.00	57.36	126.80		0.00	0.00	0.00	0.03	0.01	0.00	16.76
Q max m3/s	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.02	0.01	0.00	0.02
Q max m3/s	0.02	0.02	91.20	31.83	252.54	300.0 0	173.84	25.74	2.43	0.93	0.31	0.25	73.26
Q max m3/s	1.22	55.72	5.36	245.65	223.40	173.0 0	219.48	28.64	16.5 2	0.59	0.11	0.06	80.81
Q max m3/s	1.08	2.45	0.39	0.55	30.38	27.48	46.29	0.59	0.36	0.06	0.00	0.00	9.14
Q max m3/s	0.06	24.15	119.60	218.50	160.40	225.3 6	130.40	116.0 0	11.2 5	1.64	0.05	0.00	83.95
Q max m3/s	0.00	0.13	3.30	0.31	3.98	8.93	18.50	0.32	0.18	17.62	0.03	0.00	4.44
Q max m3/s	0.00	0.00	0.81	188.96	37.02	86.24	18.39	4.69	1.97	0.12	0.00	0.00	28.18
Q max m3/s	0.00	3.72	2.14	21.30	96.78	1.07	8.20	2.21	16.3 2	1.42	0.00	3.06	13.02
Q max m3/s	0.00	12.64	146.60	225.36	138.32	162.9 2	175.10	79.28	2.32	2.60	0.06	0.07	78.77
Q max m3/s	0.20	40.35	2.35	0.31	7.98	108.2 5	68.88	205.2 7	196. 94	1.90	0.32	0.04	52.73
Q max m3/s	0.02	0.04	123.92	204.78	198.90	4.28	77.98	1.61	48.5 5	0.42	0.02	0.00	55.04
Q max m3/s	0.00	2.44	0.13	121.40	107.01	177.2 0	2.99	14.25	2.88	0.02	0.00	0.00	35.69
Q max m3/s	0.00	14.71	10.34	64.20	223.40	1.93	98.02	1.38	0.65	7.00	2.70	0.02	35.36
Q max m3/s	48.7 5	1.70	33.69	27.40	117.44	188.1 2	119.60	120.3 2	22.2 2	0.55	0.01	0.00	56.65

Q max m3/s	0.05	6.31	2.19	19.08	35.54	0.67	22.22	1.20	0.13	0.01	0.00	0.00	7.28
Q max m3/s	3.18	81.88	164.60	177.20	59.00	119.9 6	44.86	6.00	37.7 6	0.55	0.00	0.00	57.92
Q max m3/s	10.8 0	2.19	230.26	47.73	150.56	167.1 2	24.44	16.90	7.56	0.07	0.02	0.00	54.80
Q max m3/s	0.02	0.00	0.93	87.79	27.40	0.96	0.67	0.52	107. 32	3.59	0.04	0.03	19.11
Q max m3/s	0.00	24.63	1.97	12.64	54.08	103.9 1	1.00	3.46	0.43	3.68	0.00	0.01	17.15
Q max m3/s	13.6 8	9.65	15.06	15.06	15.06	37.76	0.07	2.95	0.30	8.50	0.00	0.00	9.84
Q max m3/s	0.00	5.23	149.12	191.06	192.32	173.8 4	110.73	183.0 8	1.55	7.65	14.9 4	0.05	85.80

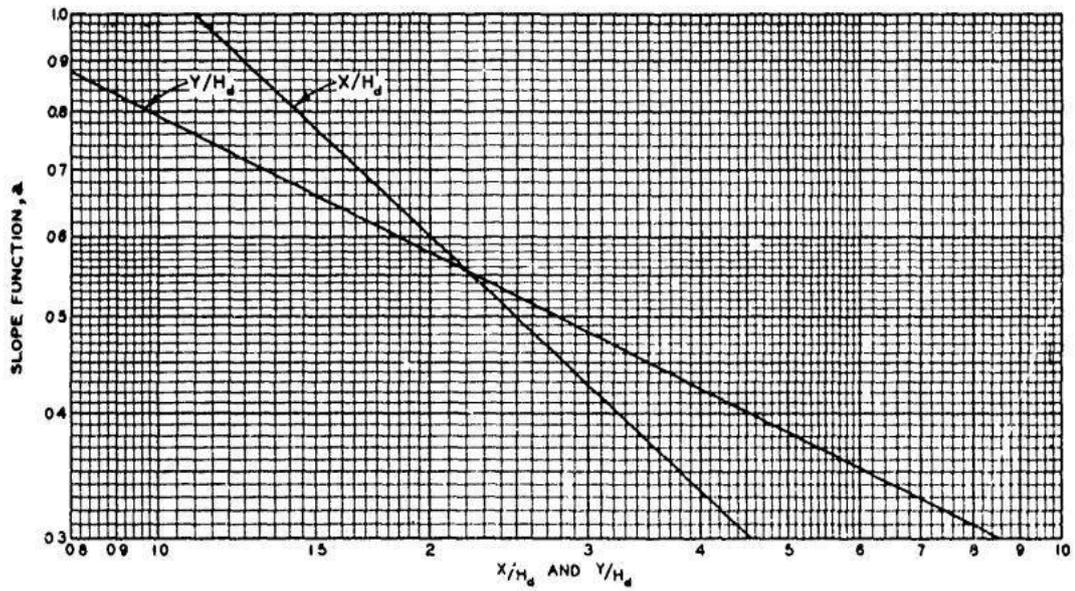
Tableau II.3: série des pluies .

Pluies	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
moyenne	53.4	52.1	53	59.1	68	73.2	77.7	78.7	77.5	67.1	59.6	56.2
moyenne	55.8	54.9	57.6	57.6	65	73.8	76.2	77.1	74.7	63.4	60	54
moyenne	56.6	57.6	59.3	62.1	66.9	71.9	76.1	76.1	72.1	71.2	63	56.4
moyenne	53.7	54.1	56	59.3	64.6	70.5	78.5	79.3	76.6	67.1	59.5	55.3
moyenne	52.8	53.5	55.9	60	64.1	69.2	76.6	79.4	74.3	70.1	56.5	57.1
moyenne	52.1	58.9	58.1	60.2	66.4	71.6	77.8	79	73.9	65.7	56.8	60.6
moyenne	57.8	57.4	57.1	58.9	65.8	72.6	77.2	78.3	72	69.5	59.4	55.2
moyenne	54.9	55.4	57.2	57.5	64.1	72.8	75.3	78.3	75.2	66.7	61.6	51.5
moyenne	51.3	53	59.1	62.6	66.6	72.1	75.2	77.1	76.2	71.2	60.6	61.7
moyenne	57.6	55.2	57.4	59.9	66	74.2	81.8	77.6	74.9	69.6	63.1	54.8
moyenne	52.6	51.9	56.7	61.8	65.5	71.3	79.8	77.2	75.1	68.7	64.1	57.2
moyenne	54.4	52.9	54.6	59	63.2	69	76.7	74.7	72.1	65.8	62.9	55.6
moyenne	53.6	57.9	54.1	61.3	64.3	71.5	76.8	75.9	72.7	68.4	63.2	56.8
moyenne	53.8	53.8	56.2	59.8	66.8	69.6	75.3	78.9	74.5	70.4	61.6	49.2
moyenne	47.4	48.5	49.8	54.7	57.5	64.4	72.7	79.1	77.8	73.2	61.7	58.8
moyenne	57.1	53.4	57.5	60.7	65.9	71.2	76.9	78.5	72.4	71.4	62.2	54.3
moyenne	52.5	54.4	59	60.4	64.2	69.4	77.2	79.4	74.9	68.2	63.1	61.9
moyenne	54.9	58.3	58.2	59.7	65	71.6	76.3	76.7	77.9	71.6	62.4	53
moyenne	53	52.3	59	57.3	60.6	69.9	75.5	78.3	76.4	68	59.9	53.6
moyenne	51.7	53.1	56	59	64	69.6	73.5	77.3	75.3	67.6	61.8	56.4
moyenne	52	51.9	55.2	59.8	66.4	71.3	75.8	78.3	73.9	69.5	60.6	56.2
moyenne	55.3	57.3	57.8	58.1	67	70.8	77.5	82.7	77.1	70	64.2	57
moyenne	54.6	58.1	56.1	58.8	66.8	70.8	76.1	77.5	74.2	69.8	63.5	60.2
moyenne	59.4	54.2	57.8	61	65.2	70.7	76.3	78.4	71.8	65.3	63	59.3
moyenne	57.4	56	56.4	60.5	67.8	74.2	75.7	78.9	76	70.8	62.8	58.3
moyenne	55.3	55.8	58.2	62.4	65.7	74.7	77.2	78.6	76	66.4	59.6	54.5
moyenne	54.6	52.7	58.4	61.3	69.4	74.1	77.6	82.2	77.5	73.8	60.5	56.2
moyenne	50.6	55.6	58.2	63	67.7	72.4	79.6	80.7	76	68.8	63.4	58.6
moyenne	57.2	55	64.1	61.1	66.1	74.1	77.8	80.2	75.2	74.3	60.6	54.2

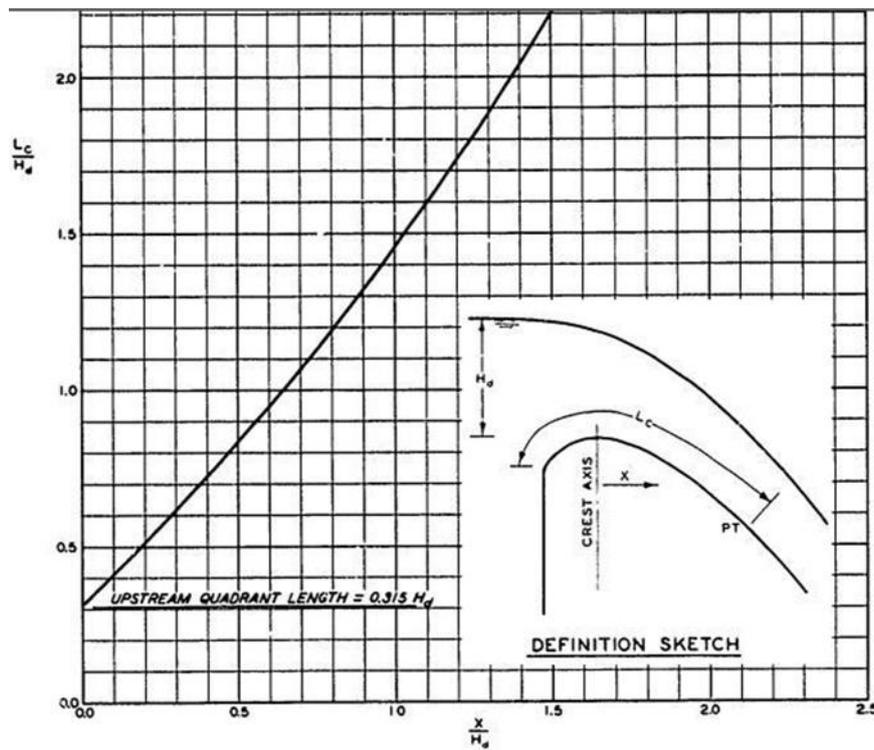
moyenne	53	55.4	59.8	61.6	67	73.6	76.8	77.9	74.6	69.7	63.7	58.3
moyenne	54.5	52.6	58	62.5	66.9	77.8	82.4	84.5	75.8	73.7	61.9	55.2
moyenne	55	53.3	56.4	62.4	66.5	71	76.5	80.3	74.6	72.6	62.9	51.1
moyenne	50.4	50.1	56	61.5	68.1	74.6	79.5	78.2	74.8	70.9	62.5	54.6
moyenne	52.1	53.5	58.9	64.7	69.8	73.5	80	78.9	75.2	73.2	64.8	57.2
moyenne	56.7	57.9	57	62.8	68.2	73	77.9	79.4	74.7	69.4	61.2	55.1
moyenne	55.9	56	57.5	65.1	67.5	70.7	78.9	80.3	78.6	70	60.8	54.8
moyenne	54.4	56.6	54.7	63.3	68.9	73.9	78.5	80.6	75	72.3	61.3	60.4
moyenne	55.8	57.8	58.8	62	65.4	71.2	77.8	77.3	74.5	69.3	62.1	57.4
moyenne	54.5	54	57.6	63.2	66.6	71.8	78.3	78.4	76.3	69.2	63.6	56.9
moyenne	55.2	49.6	57.7	62.1	66.1	75.1	79.1	81.3	76.6	71	66.9	54.4
moyenne	54.5	52.2	60.5	60.8	65.5	77.2	77.5	80	78.1	69.6	60.8	55.6
moyenne	57.2	56.4	57.1	62.5	65.4	73.8	77.1	79.4	79.4	68.3	68.5	60.3



Annexe III



Abaque III.1 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]



Abaque III.2 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]

Tableau III.1 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65 - 2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

Abaque III.3 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]

Les Tableau de calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception- méthode USBR2 – évacuateur à entonnement latéral

Tranche N° 01:

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
116	0	84.47	0	88.66	4.19	281.13	949	3.38	0
110	6	84.49	0.09	88.75	4.26	274.94	900	3.27	0.022
		84.49	0.08	88.74	4.25	274.27	900	3.28	0.025
		84.49	0.07	88.73	4.24	273.61	900	3.29	0.026
		84.49	0.06	88.72	4.23	272.94	900	3.3	0.029
		84.49	0.05	88.71	4.22	272.27	900	3.31	0.032
		84.49	0.04	88.7	4.21	271.61	900	3.31	0.035
		84.49	0.035	88.695	4.205	271.28	900	3.32	0.036

Tranche N° 02

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
110	0	84.49	0	88.695	4.205	271.28	900	3.318	0
100	10	84.51	0.09	88.785	4.275	265.04	818	3.086	0.016
		84.51	0.08	88.775	4.265	264.4	818	3.094	0.019
		84.51	0.07	88.765	4.255	263.76	818	3.101	0.022
		84.51	0.06	88.755	4.245	263.12	818	3.109	0.025
		84.51	0.05	88.745	4.235	262.47	818	3.116	0.028
		84.51	0.04	88.735	4.225	261.83	818	3.124	0.031
		84.51	0.032	88.727	4.217	261.32	818	3.13	0.033

Tranche N° 03

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
100	0	84.51	0.032	88.727	4.217	261.321	818	3.13	0
90	10	84.53	0.09	88.815	4.285	240.571	736	3.059	0.078
		84.53	0.08	88.805	4.275	239.988	736	3.067	0.081

Tranche N° 04

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
90	0	84.53	0.08	88.805	4.275	239.99	736	3.0668	0

80	10	84.55	0.09	88.894	4.344	226.64	654	2.8857	0.044
		84.55	0.08	88.884	4.334	226.09	654	2.8926	0.047
		84.55	0.07	88.874	4.324	225.55	654	2.8996	0.049
		84.55	0.06	88.864	4.314	225.01	654	2.9066	0.052
		84.55	0.052	88.856	4.306	224.57	654	2.9122	0.054

Tranche N° 05

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
80	0	84.55	0.052	88.856	4.306	224.5708	654	2.91	0
70	10	84.57	0.1	88.969	4.399	207.6306	573	2.76	0.059
		84.57	0.09	88.959	4.389	207.1367	573	2.77	0.061
		84.57	0.08	88.949	4.379	206.6428	573	2.77	0.064
		84.57	0.07	88.939	4.369	206.1491	573	2.78	0.066
		84.57	0.066	88.935	4.365	205.9516	573	2.78	0.067

Tranche N° 06

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
70	0	84.57	0	88.935	4.365	205.952	573	2.782	0
60	10	84.59	0.1	89.037	4.447	192.215	491	2.554	0.041
		84.59	0.09	89.027	4.437	191.76	491	2.56	0.043
		84.59	0.09	89.027	4.437	191.76	491	2.56	0.043
		84.59	0.08	89.017	4.427	191.306	491	2.567	0.045
		84.59	0.07	89.007	4.417	190.852	491	2.573	0.047
		84.59	0.06	88.997	4.407	190.398	491	2.579	0.049
		84.59	0.05	88.987	4.397	189.944	491	2.585	0.052

Tranche N° 07 :

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
60	0	84.59	0.05	88.987	4.397	189.94	491	2.585	0
50	10	84.61	0.09	89.077	4.467	175.26	409	2.334	0.039
		84.61	0.08	89.067	4.457	174.84	409	2.339	0.041
		84.61	0.07	89.057	4.447	174.43	409	2.345	0.043
		84.61	0.06	89.047	4.437	174.01	409	2.35	0.045
		84.61	0.05	89.037	4.427	173.6	409	2.356	0.047
		84.61	0.046	89.033	4.423	173.43	409	2.358	0.047

Tranche N° 08:

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
50	0	84.61	0	89.033	4.423	173.43	409	2.358	0
40	10	84.62	0	89.033	4.413	150.95	327	2.166	0.069
		84.62	0.09	89.123	4.503	154.23	327	2.12	0.053
		84.62	0.08	89.113	4.493	153.87	327	2.125	0.055
		84.62	0.07	89.103	4.483	153.5	327	2.13	0.056
		84.62	0.06	89.093	4.473	153.14	327	2.135	0.058
		84.62	0.057	89.09	4.47	153.03	327	2.137	0.059

Tranche N° 09

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
40	0	84.62	0	89.09	4.47	153.03	327	2.137	0
30	10	84.65	0.09	89.18	4.53	137.1	245	1.787	0.022
		84.65	0.08	89.17	4.52	136.775	245	1.791	0.023
		84.65	0.07	89.16	4.51	136.45	245	1.796	0.024
		84.65	0.06	89.15	4.5	136.125	245	1.8	0.026
		84.65	0.05	89.14	4.49	135.8	245	1.804	0.027
		84.65	0.04	89.13	4.48	135.475	245	1.808	0.028
		84.65	0.03	89.12	4.47	135.15	245	1.813	0.029
		84.65	0.028	89.118	4.468	135.086	245	1.814	0.03

Tranche N° 10

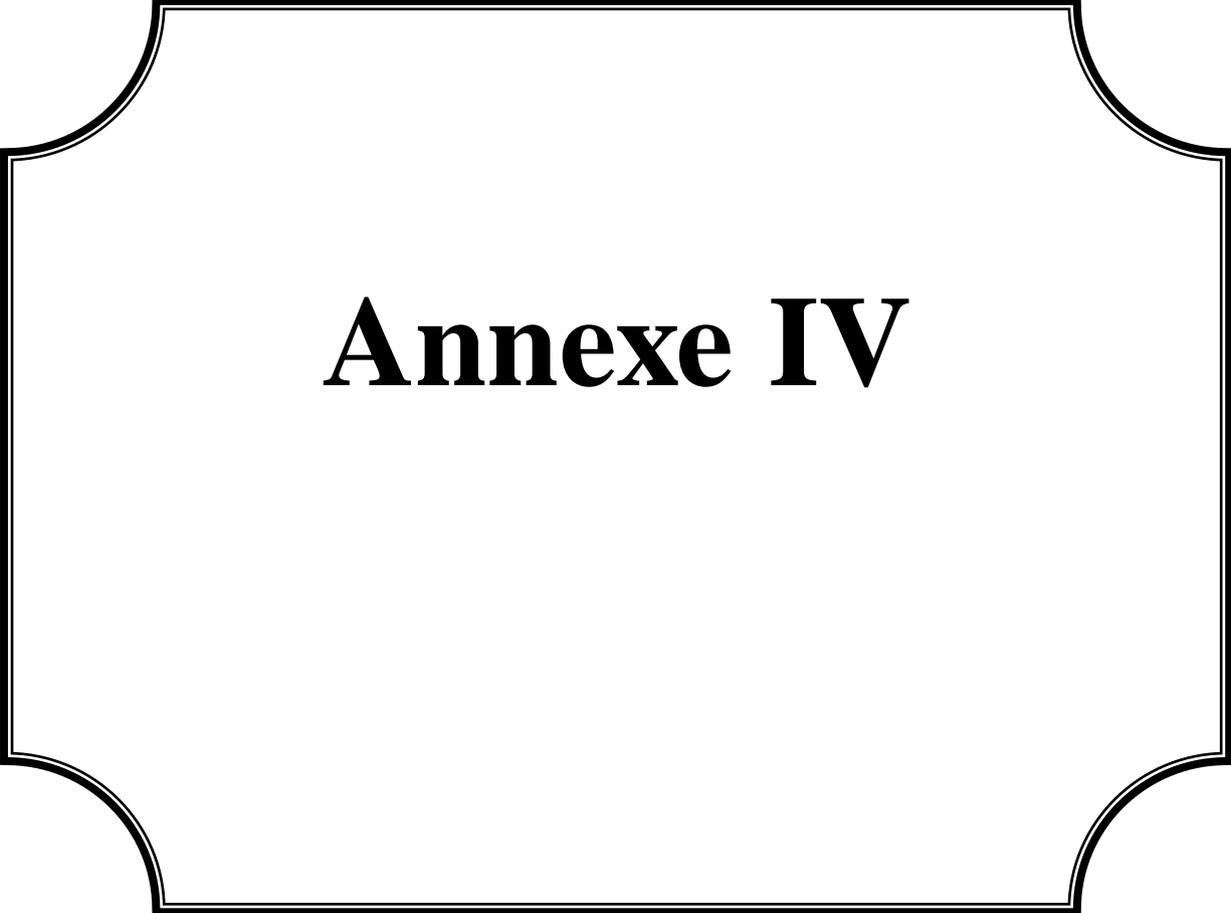
station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
30	0	84.65	0.028	89.118	4.468	135.086	245	1.814	0
20	10	84.71	0.09	89.208	4.498	118.068	164	1.389	0.007
		84.71	0.08	89.198	4.488	117.783	164	1.392	0.008
		84.71	0.07	89.188	4.478	117.498	164	1.396	0.009
		84.71	0.06	89.178	4.468	117.214	164	1.399	0.01
		84.71	0.05	89.168	4.458	116.929	164	1.403	0.011
		84.71	0.04	89.158	4.448	116.644	164	1.406	0.012
		84.71	0.03	89.148	4.438	116.36	164	1.409	0.013
		84.71	0.02	89.138	4.428	116.076	164	1.413	0.014
		84.71	0.013	89.131	4.421	115.877	164	1.415	0.014

Tranche N° 11

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ³)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
20	0	84.71	0.013	89.131	4.421	115.9	164	1.415	0
10	10	85.2	0.09	89.218	4.018	84.41	82	0.971	0.006
		85.2	0.08	89.208	4.008	84.18	82	0.974	0.007
		85.2	0.07	89.198	3.998	83.95	82	0.977	0.007
		85.2	0.06	89.188	3.988	83.72	82	0.979	0.008
		85.2	0.05	89.178	3.978	83.49	82	0.982	0.009
		85.2	0.04	89.168	3.968	83.26	82	0.985	0.009
		85.2	0.03	89.158	3.958	83.03	82	0.988	0.01
		85.2	0.02	89.148	3.948	82.81	82	0.99	0.011
		85.2	0.01	89.138	3.938	82.58	82	0.993	0.011

Tranche N° 12

station	Δx	cote de fond	Δy (essai)	cote de la ligne d'eau	h(m)	S (m ³)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Δy
10	0	85.2	0	89.138	3.938	82.576	82	0.993	0
1	9	88.28	0.09	89.228	0.948	15.617	8.18	0.524	7E-04
		88.28	0.08	89.218	0.938	15.448	8.18	0.53	0.002
		88.28	0.07	89.208	0.928	15.279	8.18	0.535	0.004
		88.28	0.06	89.198	0.918	15.109	8.18	0.541	0.006
		88.28	0.05	89.188	0.908	14.94	8.18	0.548	0.007
		88.28	0.04	89.178	0.898	14.771	8.18	0.554	0.009
		88.28	0.03	89.168	0.888	14.602	8.18	0.56	0.011
		88.28	0.02	89.158	0.878	14.433	8.18	0.567	0.013
		88.28	0.01	89.148	0.868	14.265	8.18	0.573	0.014



Annexe IV

Annexe IV

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime

