

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA

BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat

Département : Hydraulique

Domaine : Sciences et technologie

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrage Hydraulique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master II

Thème:

**Présenté par : SOLTANI NACEREDDINE & HASSNAOUI
MEDLAMINE**

Encadré par : Pr / DJEMILI LAKHDAR

Jury de Soutenance :

TOUMI ACHOUR		Université Badji Mokhtar Annaba	President
DJEMILI LAKHDAR			Encadreur
BOUSLLAH SORAIA			Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

DEDICACES

A ma très chère mère et l'aime de mon père

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier
comme il se doit. Votre affection me couvre, votre bienveillance
me guide et votre présence à mes côtés a toujours été ma source
de force pour affronter les différents obstacles.*

A ma très chère femme

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager
tout au long de mes études. Que ce travail traduit ma gratitude et
mon affection.*

*A mes chères enfants Que Dieu les protège et leurs offre la
chance et le bonheur Oujdene-Abed Errahmene-Med Yazen...*

A mon cher frère, mes sœurs et mes nièces

Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mes chères amies,

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

NACER EDDINE

DEDICACES

A mes très chère parant Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Votre affection me couvre, votre bienveillance me guide et votre présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon cher frère, mes sœurs Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

*A mes chères amis,
Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.*

MED LAMINE

Université Badji Mokhtar-Annaba

REMERCIEMENT

Nos remerciements s'étendent également à notre professeur Mr/ **DJEMILI Lakhdar**, pour ses bonnes explications qui m'ont éclairé le chemin de la recherche et sa collaboration dans l'accomplissement de ce modeste travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à nos recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, ont tiens également à remercier toutes personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Université Badji Mokhtar Annaba

Table des matières

✓	Introduction générale.....	8
✓	Chapitre1 : Présentation de la zone d'étude.....	9
	.1. Situation géographique	9
	.2. Le relief.....	11
	i. Les montagnes :	11
	ii. Les plateaux :	11
	iii. Les plaines :	11
	iv. Les parcours steppiques et les dépressions :	12
	.3. Hydrographie.....	13
	.4. Hydrogéologie	13
	.5. Présentation de la commune de Bouhmama.....	14
✓	Chapitre 2 : Etude géotechnique.....	14
	.1. Introduction.....	14
	.2. Prospection géotechnique du terrain	15
	.3. Prospection géotechnique en laboratoire.....	16
	.3.1. Nombre d'essais :	16
	3.1.1. Essais physiques d'identification et de classification	16
	.3.2. Mode opératoire des essais	17
	.4. Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation	18
	.4.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue	18
	.4.1.1. Alluvions D'oued	18
	.4.1.2. Les marnes grises du crétacé	18
	.4.2. Matériaux de construction de la digue	21
	.4.3. Matériaux d'enrochement (R i p – R a p)	23
	.5. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	23
	.5.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue.....	23
	.5.2. Matériaux de construction de la digue	24
	.6. Conclusions générales et recommandations	25
✓	Chapitre 3 : Etude hydrologique	26
	.1. Généralisation	26
	.2. But de l'étude	26
	.3. Caractéristiques physique du bassin versant	27
	.3.1. Bassin versant topographique	27
	.3.2. Bassin versant hydrogéologique :	27
	.3.3. Délimitation du bassin versant	27
	.4. Caractéristiques morphologiques du bassin versant	29

.4.1.	Surface	29
.4.2.	Périmètre	29
.4.3.	Forme morphométrie	30
.4.4.	Courbe hypsométrique :	31
.4.5.	Indice de pente globale I_g et pente moyenne I_m :	33
.4.6.	Temps de concentration T_c et vitesse de propagation de la crue :	34
.5.	Données climatologiques	36
.5.1.	Températures	36
.5.2.	Evaporation	37
.5.3.	Humidité	38
.5.4.	Levent	39
.5.5.	Precipitations	40
.6.	Apports liquides	42
.6.1.	Apport moyen annuel	42
.6.2.	Variabilité de l'apport : Coefficient C_v	45
.6.3.	Etude fréquentielle des apports.....	46
.7.	Etudes des crues	46
.7.1.	Etude des pluies journalières de différentes fréquences.....	46
.7.2.	Pluies de courte durée	50
.7.3.	Débits maximums.....	50
.8.	Volumes et hydrogrammes de crues	52
.9.	Etude des apports solides	54
.10.	Etude de régularisation	55
.10.1.	Objectifs et méthodologie.....	55
.10.2.	Paramètres de base de l'étude de la régularisation.....	55
.10.3.	Courbes Hauteur / Surface / Capacité :.....	58
.10.4.	Principe de calcul.....	59
.10.5.	Régularisation de la retenue	60
.10.6.	Résultats et conclusions	60
.11.	Etude de laminage des crues	61
.11.1.	But	61
.11.2.	Résultats et conclusion du laminage.....	61
.12.	La revanche	66
.12.1.	Calcul de la vague et du niveau de la crête de la digue :	66
.13.	Largeur et pente :	68
.13.1.	Calcul du tassement	68
.13.2.	Détermination de la largeur de la crête :.....	68
.13.3.	Pente des talus	69

.13.4.	Risberme :.....	70
.14.	Protection de la digue	70
.14.1.	Protection externe :.....	71
.14.2.	Protection interne :.....	74
.15.	Calcul et tracé de la ligne de saturation :.....	76
✓	Chapitre 4 : Stabilité.....	77
.1.	Définition :.....	77
.2.	Coefficient de sécurité relatif au glissement circulaire.....	77
.3.	Types de fonctionnements du barrage	79
.3.1.	Fin de construction :.....	79
.3.2.	Fonctionnement normal :.....	79
.3.3.	Vidange rapide :.....	79
.4.	Méthode des tranches(méthode simplifiée de Bishop).....	80
.4.1.	Résultat du calcul à la main :.....	82
.4.2.	Conclusion :.....	83
✓	Chapitre 5 : Ouvrages Annexes	84
.1.	Dérivation provisoire.....	84
.2.	Prise d'eau :.....	86
.2.1.	Généralités :.....	86
.2.2.	Dimensionnement :.....	86
.2.3.	Diamètre de la prise d'eau :.....	87
.3.	Vidange de fond	87
.3.1.	Temps de vidange :.....	88
.4.	Evacuateur de crues.....	91
.4.1.	But :.....	91
.4.2.	Type d'évacuateur de crue :.....	91
.4.3.	Critère de choix et de l'emplacement :.....	92
.4.4.	Canal d'entre	92
.4.5.	Déversoir	98
.4.6.	Transition.....	99
.4.7.	Coursier	102
.4.8.	Bassin d'amortissement	107
✓	Conclusion générale.....	110
✓	Bibliographie	110

✓ Introduction générale

L'eau est un élément indispensable pour la vie, aussi nécessaire pour tout développement que ce soit agricole ou industriel.

Cependant, le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, un facteur primordial dans la planification des budgets de l'état. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages présente une solution très largement utilisée pour combler les déficits en eau que plusieurs régions de l'Algérie le souffre.

Dans cette optique la wilaya de Khenchela a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui de la retenue collinaire Tadjmout qui est destiné à l'irrigation de cette région.

Le présent travail a pour but l'étude de faisabilité de cette retenue collinaire. Il comportera cinq chapitres :

- Le premier chapitre sera une courte présentation de la région et la zone d'étude.
- Le deuxième chapitre sera consacré pour l'analyse des conditions géologiques et géotechnique du site et des zones d'emprunts.
- Dans le troisième chapitre, on va définir les caractéristiques géomorphologiques, hydrographique et climatiques du bassin versant, et on traitera en détail les données pluviométriques en vue de calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide. Ensuite, dans ce même chapitre, on fera l'étude de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique et l'étude de laminage des crues afin de déterminer le débit laminé, la hauteur des plus hautes eaux et la largeur du déversoir.
- Ensuite, le quatrième chapitre sera consacré aux ouvrages annexes.

- Enfin, on terminera par une conclusion générale.

✓ Chapitre1 : Présentation de la zone d'étude

.1. Situation géographique

Située à l'Est du pays, au sud-est du Constantinois, et au contrefort du mont des Aurès, la wilaya de Khenchela, s'étend sur une superficie de 9.715km².

De part, sa position géographique, la wilaya de Khenchela est limitée par cinq (05) Wilayas (Batna, Oum El Bouaghi, Tebessa, Biskra, El Oued), dont les liens demeurent très étroits dans tous les domaines de l'activité économique et sociale, elle constitue également, un trait d'union non moins appréciable entre le nord-est et le sud du pays. Elle se trouve ainsi, située aux portes des grandes villes du sud et non éloignée des villes métropoles du nord.



Figure 1 Wilaya de Khenchela

Chiffres clés :

- ✓ Superficie : 9.715 Km²
- ✓ Population : 384.268 habitants
- ✓ Densité : 40 habitant /km²

✓ Organisation administrative : 8 Daïras regroupant 28 Communes

✓ Secteurs porteurs : Agriculture, Tourisme, Industrie et Mines.

Infrastructures de base :

Réseau routier : routes nationales (273 Km), chemins de Wilaya (457Km), chemins communaux (1000 Km).

Actuellement le territoire de la wilaya est composé de 21 communes regroupées en huit (08) Daïras (dont 05 Daïras créés en 1990) :

Tableau 1 Daïras et communes de la wilaya de Khenchela

<i>Daïra</i>	<i>Nombre de communes</i>	<i>Communes</i>
Khenchela	1	Khenchela
Babar	1	Babar
Bouhmama	4	Bouhmama • Chélia • M'Sara • Yabous
Chechar	4	Chechar • Djellal • El Oueldja • Khirane
El Hamma	4	Baghaï • El Hamma • Ensigna • Tamza
Kais	3	Kais • Remila • Taouzient
Ouled Rechache	2	El Mahmal • Ouled Rechache
Aïn Touila	2	Aïn Touila • M'Toussa



Figure 2 Carte des dairas de Khenchela

.2. Le relief

Le relief de la wilaya de Khenchela, est composé de quatre (04) grands ensembles géographiques.

i. Les montagnes :

On les rencontre essentiellement dans la zone Ouest de la wilaya (les Aurès) ; dans la zone centrale (les monts des Nememchas) et au nord-est (Ain - Touila).

ii. Les plateaux :

Ils sont situés au nord-est (plateau de O.Rechache) et s'étendent sur les communes de Mahmel et de Ouled Rechache.

iii. Les plaines :

Elles sont Situées au Nord et Nord /Ouest de la wilaya, elles comprennent Remila, Bouhmama et M'toussa. Il est à noter que ces deux derniers ensembles sont parfois appelés les hautes plaines.

iv. Les parcours steppiques et les dépressions :

Ils sont situés dans la partie méridionale de la wilaya. Ils se caractérisent par des terres sablonneuses et par la présence de chotts .Ces derniers constituent ainsi le point de convergence exutoire des oueds drainant le Sud de la wilaya.

De ce point de vue l'hétérogénéité du relief de la wilaya implique une extrême diversité des aspects climatiques. En général le climat est de type continental au Nord et presque saharien au Sud. Les Hivers, sont très rigoureux et les étés chauds et secs.

a- les températures :

- La moyenne de tous les minima : - 2 C°
- La moyenne de maxima : +21,4 C°
- Le minimum absolu observé : - 4,8 C°
- Le maximum absolu observé : +42 C°

Les maxima absolus observés pendant la saison estivale sont très élevés, ce qui engendre une forte évaporation pendant cette saison.

b- les précipitations :

Il faut souligner que les données sur les précipitations, les pluies torrentielles, la neige, les orages, la grêle, la gelée blanche et le brouillard sont celles de SELTZER ; pour 25 ans d'observation.

En dehors de la région montagneuse du nord-ouest (DJ.Chelia et DJ.Aidel) qui reçoit entre 700 et 1200 mm de pluies par an et du sud (les parcours sahariens) qui reçoit moins de 200 mm de pluies par an (Oued EL Meita) ; le reste du territoire de la wilaya est compris entre les isohyètes 200 et 600 mm (de pluies par an). Aussi, il a été relevé que le mois de mars est le plus humide (reçoit le plus de pluies) alors que le mois de juillet, est le plus sec (reçoit le moins de pluies.)

En général, les pluies de printemps sont plus importantes, (une moyenne de 60,33 mm) que celles de l'automne qui ont une moyenne de 43,67.

.3. Hydrographie

La wilaya est drainée par deux (02) grandes familles d'oueds :

- Les uns se dirigent vers le Nord pour se déverser généralement dans la dépression du tarf (O.Baghai, O.Kais, O.Boulefraï, O.Tamza etc...).
- Les autres, toujours parmi les plus importants (O. El Abiod, O. El Arab, O.Mellagou et Bejer) se dirigent vers le Sud pour se déverser dans les chotts.

.4. Hydrogéologie

Les estimations en eau souterraine de la wilaya ont été établies par l'Agence Nationale pour l'Aménagement du Territoire sur la base des caractéristiques de nombreux forages. Trois (03) nappes ont été différenciées et ce grâce à leurs profondeurs moyennes :

- La nappe phréatique (en moyenne inférieure à 100 m de profondeur) est captée par plusieurs forages répartis à travers la wilaya (nord, est et sud). Cette nappe alimente plusieurs sources d'intérêt local (Ain El Fedj, Ain Krim, Ain Frengal), le point d'exurgence de ces sources est généralement une faille ou une fracture.
- Une nappe moyenne (des grès miocènes) : sa profondeur varie de 100 à 300 m est elle aussi, captée par de nombreux forages à travers la wilaya.
- Une troisième nappe peut être différenciée par sa profondeur qui varie de 300 à 600 m (nappe profonde) ; Cette nappe concerne exclusivement le Sud de la wilaya.

(Ministère de l'Industrie et des Mines, 2001)

.5. Présentation de la commune de Bouhmama

La Daïra de Bouhmama fait partie de la Wilaya de Khenchela. Elle compte 30 073 habitants sur une superficie de 1 131 km². La densité de population de la Daïra de Bouhmama est donc de 26,6 habitants par km². Bouhmama, Yabous et Chelia sont les plus grandes villes de la Daïra de Bouhmama parmi les 4 villes qui la compose. Le climat semi-aride sec et froid est le climat principal de la Daïra de Bouhmama.

Elle est bordée à l'est par le mont Boulghman, à l'ouest par le mont Chelia, au sud par Chachar et au nord par Yabus,

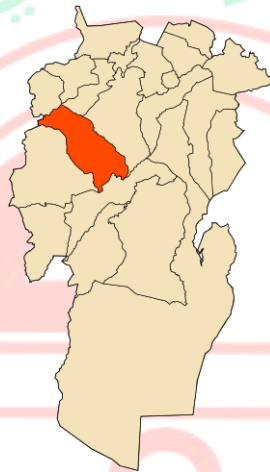


Figure 3 Daira de Bouhmama

✓ Chapitre 2 : Etude géotechnique

.1. Introduction

Le présent chapitre traite des études **géotechnique** et **géologique** de la retenue collinaire d'oued Bouhmama, commune de Bouhmama, wilaya de Khenchela.

La direction de ressource en eau de la wilaya de KHENCHELA a confié au bureau d'étude M.A.T.H l'étude géotechnique. Elles sont basées essentiellement sur des visites de reconnaissance effectuées sur terrain durant lesquelles des travaux de terrain, exécutions des fouilles et tranchées avec des prélèvements des échantillons de sol et sous-sol en différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuse et zone d'emprise de la digue. Afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue, ainsi que la détermination de la structure géomécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux; et au laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol prélevé).

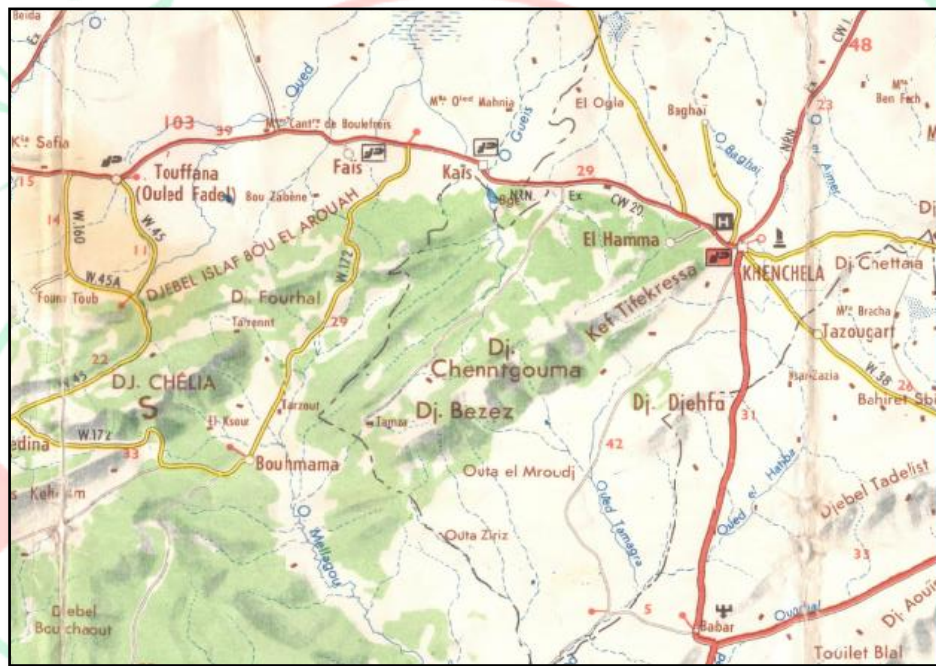


Figure 4 Zone d'étude Bouhmama

.2. Prospection géotechnique du terrain

La campagne de reconnaissance in situ s'est soldée par la réalisation de fouilles et tranchées d'une profondeur moyenne de trois (3,0 m) mètres en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts), suivi de prélèvements d'échantillons de sol et sous-sol

prélevés pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes, ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue colinéaire.

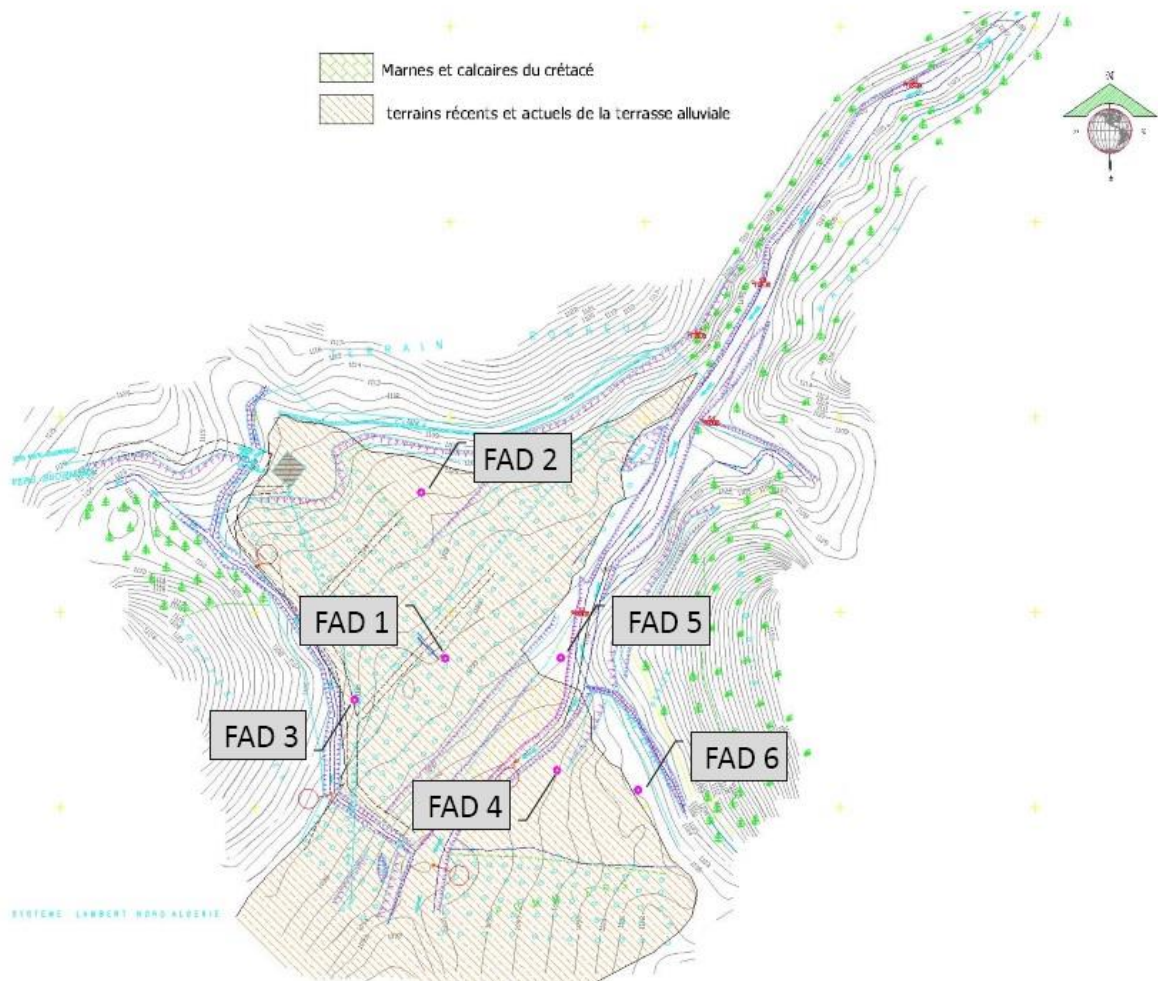


Figure 5 Zone d'emprunt

.3. Prospection géotechnique en laboratoire

.3.1. Nombre d'essais :

3.1.1. Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (**W_n**) 06 essais

Densité sèche (**γ_d**) 06 essais

Degré de saturation (Sr)	06 essais
Limite de liquidité (WL)	06 essais
Indice de plasticité (Ip)	06 essais
Granulométrie	06 essais
Sédimentometrie	06 essais

3.1.2. Essais mécaniques

Cisaillement rectiligne

Cohésion (Cu)	04 essais
Angle de frottement ($\rightarrow u$)	04 essais

Compactage selon Proctor normal

Teneur en eau maximale (Wmax)	04 essais
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$)	04 essais
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.95\%}$)	04 essais

Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate (CaCO₃)	06 essais
Teneur insolubles	06 essais
Teneur en gypses (CaSO₄, 2H₂O)	06 essais
Teneur en matières organiques (MO)	06 essais

.3.2. Mode opératoire des essais

- Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale (AFNOR).

- Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.
- Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

.4. Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

.4.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue

.4.1.1. Alluvions D'oued

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sous une épaisseur inférieure à deux (02) mètres. Ils sont représentés par des éléments grossiers blocs, cailloux, graves, sables et limons. Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères au niveau des massifs voisins de la dite retenue collinaire.

De par leur nature même, ils constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au-dessous du corps de la digue.

A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable marneux est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

.4.1.2. Les marnes grises du crétacé

Du fait qu'elles se trouvent à une grande profondeur sous les matériaux de la terrasse alluviale, nous n'avons atteint que le toit de ces marnes au niveau du lit de l'oued, au niveau de la fouille FAD 5.

Malgré l'altération importante de ces marnes, elles ont donné des caractéristiques intéressantes du point de vue géotechnique, à savoir :

Tableau 2 Caractéristiques des marnes grises du crétacé

N° Sondage		FAD 5
Profondeur (m)		3.2
Granulométrie	cailloux	0
	Graves	2
	G, sable	9
	M, sable	31
	F, sable	17
	limons et argiles	41
Densité	Teneur en eau W %	21,71
	Densité humide	1,98
	Densité sèche	1,706
	Degré de saturation Sr %	75,46
Limites D'ATTERBERG	Limite de liquidité L _l %	39,27
	Limite de plasticité L _p %	20,5
	Indice de Plasticité I _p	19
Cisaillement UU	Cohésion C (bar)	0,41
	Angle de frottement phi (°)	18
OEDOMETRE	Pression de consolidation P _c (bar)	1,2
	Coefficient de compressibilité C _c (%)	1,66
	Coefficient de gonflement C _g (%)	0,28
	Mesure perméabilité	1,527*10 ⁻¹¹
Analyses Chimiques	Sulfates (%)	TRACES
	Chlores (%)	----
	Insoluble (%)	----
	Calcium Carbonate %	24
	Matières Organiques %	----

- Selon LPC/USCS – catégorie Ap,

- Peu plastique, non gonflant, peu compressible et imperméable, avec absence d'éléments agressifs.

.4.1.3. Argiles limoneuses de la terrasse alluviale :

Ces argiles serviront aussi bien comme terrain d'ancrage de la digue sur les rives que comme matériaux de construction de la digue, leurs essais ont donné les résultats suivants :

Tableau 3 Caractéristiques des argiles limoneuses de la terrasse alluviale

Localisation		Rive D.	Rive G.	Rive G.
N° Sondage		FAD 1	FAD 4	FAD 6
Profondeur (m)		/	/	/
Granulométrie	cailloux	0	2	0
	graves	5	3	3
	G, sable	6	2	2
	M, sable	23	7	12
	F, sable	15	9	8
	limons et argiles	51	77	75
Densité	Teneur en eau W %	19,38	20,56	16,88
	Densité humide	1,971	1,998	2,034
	Densité sèche	1,775	1,738	1,856
	Degré de saturation Sr %	56,12	73,62	57,17
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité L _l %	33,44	29,02	39,02
	Limite de plasticité L _p %	27,29	19,72	30,7

	Indice de Plasticité Ip	6,15	9,65	8,31
Cisaillement UU	Cohésion C (bars)	-	0,53	0,73
	Angle de frottement phi (°)	-	16	16
Oedometre	Pression de consolidation Pc (bars)	--	1,4	0,98
	Coefficient de compressibilité Cc (%)	-	1,66	1,33
	Coefficient de gonflement Cg (%)	-	0,28	0,39
	Mesure perméabilité	-	1,25*10-10	1,11*10-10
Analyses Chimiques	Sulfates (%)	TRACES	TRACES	TRACES
	Chlores (%)	----	----	----
	Insoluble (%)	----	----	----
	Calcium Carbonate %	23	22	22
	Matières Organiques %	----	----	----
ESSAI PROCTOR	Teneur en eau optimal (%)			15.66
	densité sèche max (t/m3)			1,71

- Selon LPC/USCS – catégorie Ap,

- Peu Plastique, non gonflant, peu compressible et imperméable, avec absence d'éléments agressifs.

.4.2. Matériaux de construction de la digue

Ils sont récupérés à partir de la cuvette du projet au niveau de la terrasse alluviale, efsont représentés par des argiles limoneuses homogènes, dont les essais ont donné les résultats suivants:

Tableau 4 Caractéristiques des argiles limoneuses homogènes

Localisation		cuvette	Rive D.
N° Sondage		FAD 2	FAD 3
Profondeur (m)		/	/
Granulométrie	cailloux	0	0
	graves	5	0
	G, sable	5	0
	M, sable	21	3
	F, sable	13	23
	limons et argiles	56	74
Densité	Teneur en eau W %	21,33	20,02
	Densité humide	1,984	1,97
	Densité sèche	1,718	1,756
	Degré de saturation Sr %	72,62	60,85
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité L _l %	35,22	43,09
	Limite de plasticité L _p %	26,63	30,31
	Indice de Plasticité I _p	8,58	12,78
Cisaillement UU	Cohésion C (bars)	-	0,37
	Angle de frottement phi (°)	-	11
Œdomètre	Pression de consolidation P _c (bars)	-	1,82
	Coefficient de compressibilité C _c (%)	-	2,32
	Coefficient de gonflement C _g (%)	-	0,28
	Mesure perméabilité	-	1,71*10 ⁻¹¹
Analyses	Sulfates (%)	TRACES	TRACES

Chimiques	Chlores (%)	----	----
	Calcium Carbonate %	20	24
	Matières Organiques %	----	----
ESSAI PROCTOR	Teneur en eau optimal (%)		14,33
	densité sèche max (t/m ³)		1,72

- Selon LPC/USCS – catégorie CL (Ap),

- Peu Plastique, non gonflant, peu compressible et imperméable, avec absence d'éléments agressifs.

.4.3. Matériaux d'enrochement (R i p – R a p)

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités par ramassages des blocs qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire où le cas échéant à partir des carrières de calcaires très nombreuses dans la région. A titre indicatif, leurs propriétés géotechniques sont globalement les suivantes :

- Poids spécifique des grains (γ_s) 2,0-2,5 t/m³
- Micro-Deval à l'eau (M.D.E) <40 %
- Los Angeles (L.A) 35 %
- Résistance à la compression simple (Rc) 50-150 Mpa
- Résistance à la compression simple de saturation (Rcsat) 40-130 Mpa

Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200mm et 300mm pour pouvoir résister aux mouvements des vagues.

.5. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

.5.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue

.5.1.1. Marnes argileuses du substratum crétacé

- Poids spécifique des grains (γ_s) 1.8 t/m³

- Capacité portante (Rdt) 0,75 Mpa
- Perméabilité (k) 10 -10 m/s
- Coefficient de compressibilité Cc (%) 2.5
- Coefficient de gonflement Cg (%) 0.3

.5.1.2. Argiles limoneuses de la terrasse alluviale

- Poids spécifique des grains (Υ_s) 1.7 t/m³
- Capacité portante (Rdt) 0,75 Mpa
- Perméabilité (k) 10 -11 m/s
- Coefficient de compressibilité Cc (%) 2.3
- Coefficient de gonflement Cg (%) 0.25

.5.2. Matériaux de construction de la digue

.5.2.1. Argile limoneuse

Tableau 5 Caractéristiques de l'argile limoneuse

Paramètres proposés	Teneur en eau W %	21
	Densité humide	2
	Densité sèche	1.8
	Degré de saturation Sr %	60
	Limite de liquidité L _l %	44
	Limite de plasticité L _p %	28
	Indice de Plasticité I _p	18
	Cohésion C (bars)	0,4
	Angle de frottement phi (°)	11
	Coefficient de compressibilité C _c (%)	3
	Coefficient de gonflement C _g (%)	0,28
	Perméabilité (K)	1,71*10 ⁻¹¹
	Sulfates (%)	TRACES
	Chlores (%)	----

	Insoluble (%)	----
	Calcium Carbonate %	24
	Matières Organiques %	----
	Teneur en eau optimal (%)	14.33
	densité sèche max (t/m ³)	1.72

.6. Conclusions générales et recommandations

Après analyses de toutes les données géotechniques du terrain et en laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) ; le laboratoire M.A.T.H nous a livré les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée aussi bien par les marnes du substratum que par les argiles limoneuses de la terrasse alluviale qui ont une grande profondeur au droit de l'axe de la digue proposé.

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la vallée nous oblige à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

Les matériaux de construction de la digue seront exploités à partir des argiles limoneuses affleurant sur les rives de la cuvette de la dite retenue collinaire.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis à partir des carrières avoisinantes avec un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm.

On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage collinaire en terre homogène sur le site de la retenue collinaire TADJMOUT commune de BOUHMAMA Wilaya de Khenchela.

✓ Chapitre 3 : Etude hydrologique

.1. Généralisation

D'une façon général, l'hydrologie se définit comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation des différents flux.

L'hydrologie au sens large regroupe :

- la climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitation, retour à l'atmosphère, transfère, etc.....)
- L'hydrologie de surface au sens strict, pour les écoulements de surface des continents,
- L'hydrodynamique des milieux non saturés pour les échanges entre les eaux de surface et les eaux souterraines (infiltration, retour à l'atmosphère, à partir des nappes, etc....)
- L'hydrodynamique souterraine pour l'écoulement en milieux saturés.

L'hydrologie de surface est la science qui traite essentiellement des problèmes qualitatifs des oueds. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions ou pré détermination de débits ou volumes en un point ou sur une surface. (Musy, 2005)

.2. But de l'étude

L'étude de l'hydrologie aura pour but d'étudier le bassin versant à fin de déterminer l'apport solide, liquide et les crues de différentes fréquences.

.3. Caractéristiques physique du bassin versant

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et est en amont de la section.

Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section appelée exutoire pour poursuivre son trajet vers l'aval selon la nature des terrains.

Nous serons amenés à considérer deux définitions (Llamas, 1998) :

.3.1. *Bassin versant topographique* :

Si le sous-sol est imperméable le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie.

Le bassin versant sera alors limité par la ligne de crête et des lignes de plus grandes pentes.

.3.2. *Bassin versant hydrogéologique* :

Dans le cas d'une région au sous-sol perméable il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieure du bassin topographique s'infilte puis, sorte par voie souterraine dans le bassin (ou qu'à l'inverse les eaux entrent par voie souterraine dans le bassin).

Dans ce cas nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologiques pour déterminer les limites du bassin versant.

.3.3. **Délimitation du bassin versant**

Le site de la future retenue collinaire TAJMOUT se trouve à 7.5 km environ à vol d'oiseau au sud-est de la commune de BOUHMAMA, Figure N5.



Figure 6 Carte topographique de la zone d'étude

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur les cartes d'État-major

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur les cartes d'État-major CHELIA Feuille N° 231 et DJEBEL DJAHFA N° 232 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivant :

$$\mathbf{X = 873,15Km}$$

$$\mathbf{Y = 227,40Km}$$

$$\mathbf{Z = 1098m}$$

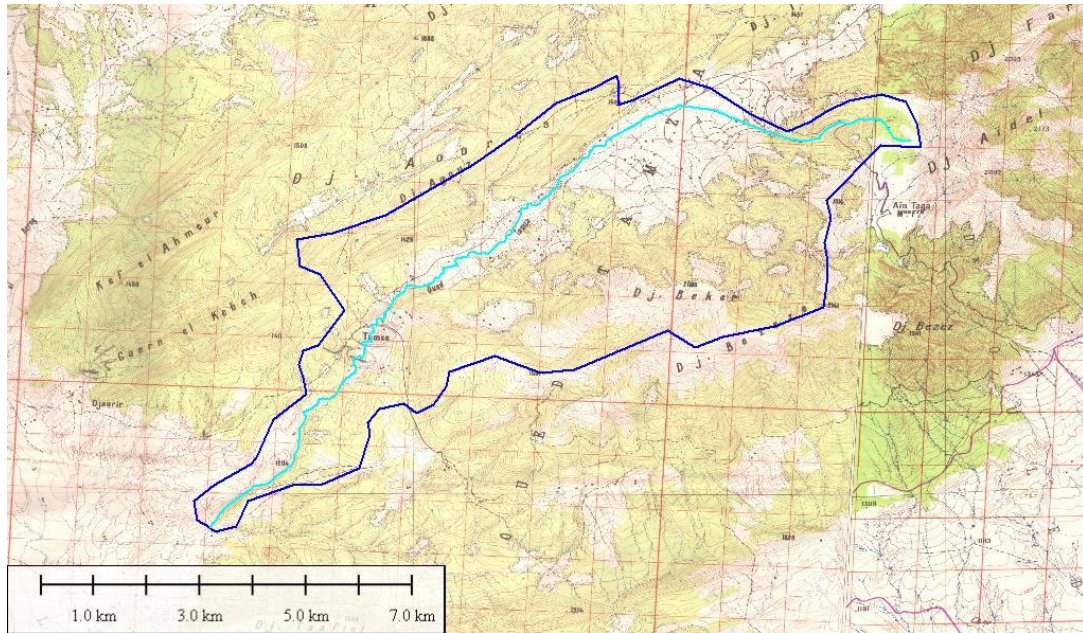


Figure 7 Délimitation du bassin versant - Cartes d'état major (Feuille n° 231-232-l'échelle 1/50.000-)

.4. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

.4.1. Surface

La surface du bassin versant est la plus importante des caractéristiques, elle s'obtient par planimétrie sur une carte topographique, après que l'on est tracé les limites topographiques et éventuellement hydrologique, on décompose l'air à planimètre en autant de sous bassin que cela est nécessaire ; la surface totale sera :

$$S = \sum S_i$$

Ou : S_i est la surface des sous bassin ; dans notre cas : **$S_{bv} = 38,19 \text{ Km}^2$**

.4.2. Périmètre

On utilise différentes caractéristiques de longueur, la première et l'une des plus utilisées, est le périmètre du bassin versant.

$$P_{bv} = 35,35 \text{ Km}$$

.4.3. Forme morphométrie

Le bassin versant de la retenue collinaire TAJMOUT est délimité à partir de la carte topographique (Figure N5). Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique et carte hydrographique du bassin versant.

- **Indice de compacité K_c** : la caractéristique de forme la plus utilisée est le coefficient K_c dit coefficient de GRAVELIUS.

Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant la même surface.

Soit :
$$K_c = \frac{\text{perimetre du bassin versant}}{\text{perimetre cercle équivalent}} \dots\dots\dots (1)$$

Donc :
$$K_c = \frac{P_{b.v}}{P_{cercle}} = \frac{P_{b.v}}{2\pi R} = 0.28 * \frac{P_{b.v}}{\sqrt{S_{b.v}}}$$

Avec :

P : périmètre du B.V (Km).

S : surface du B.V (Km²).

Et ainsi pour :

$$K_c = 1 \text{ _ forme circulaire.}$$

$$K_c = 1,12 \text{ _ forme d'un carré.}$$

$$K_c > 1,12 \text{ _ forme rectangulaire.}$$

A.N : **$K_c = 1,60$**

- **Longueur du Rectangle équivalent L (km) :**

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

K_c : indice de compacité.

A : surface du B.V (km^2).

On obtient : $L = 15,13 \text{ Km}$

- **Largeur du Rectangle équivalent l (km) :**

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots (3)$$

Avec :

K_c : indice de compacité.

A : surface du B.V (km^2).

On obtient : $l = 2,52 \text{ Km}$

En conclusion, et d'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, on peut dire que *notre bassin est relativement allongé*.

.4.4. Courbe hypsométrique :

Il est facile de comprendre que le relief à une forte influence sur l'hydrogramme, une pente très forte provoque un écoulement plus rapide donc un temps de concentration plus court, donc une montée plus rapide des eaux.

On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique du bassin versant considéré.

Etant fonction de l'altitude, il est intéressant de calculer par le planimétrie des cartes topographiques comportant les courbes de niveaux du terrain, la répartition de la surface du bassin versant (en pourcentage de la surface totale) par tranche d'altitude équidistante.

Le calcul des pourcentages des surfaces partielles et cumulées est illustré dans le tableau qui suit :

Tableau 6 Altitude - Surface - Surface Cumulée

Altitude	Surface	Surface cumulée	Surface %
2100	0,03	38,19	0,0785546
2050	0,29	38,16	0,83791568
2000	0,74	37,87	2,77559571
1950	0,67	37,13	4,52998167
1900	0,83	36,46	6,70332548
1850	0,73	35,63	8,61482063
1800	1,93	34,9	13,6684996
1750	1,53	32,97	17,674784
1700	1,74	31,44	22,2309505
1650	1,64	29,7	26,5252684
1600	1,81	28,06	31,264729
1550	1,6	26,25	35,4543074
1500	1,6	24,65	39,6438858
1450	2,55	23,05	46,3210264
1400	6,32	20,5	62,8698612
1350	3,97	14,18	73,2652527
1300	2,65	10,21	80,2042419
1250	3,06	7,56	88,2168107
1200	2,68	4,5	95,2343545
1150	1,48	1,82	99,1097146
1098	0,34	0,34	100

Ainsi on peut tracer la courbe hypsométrique :

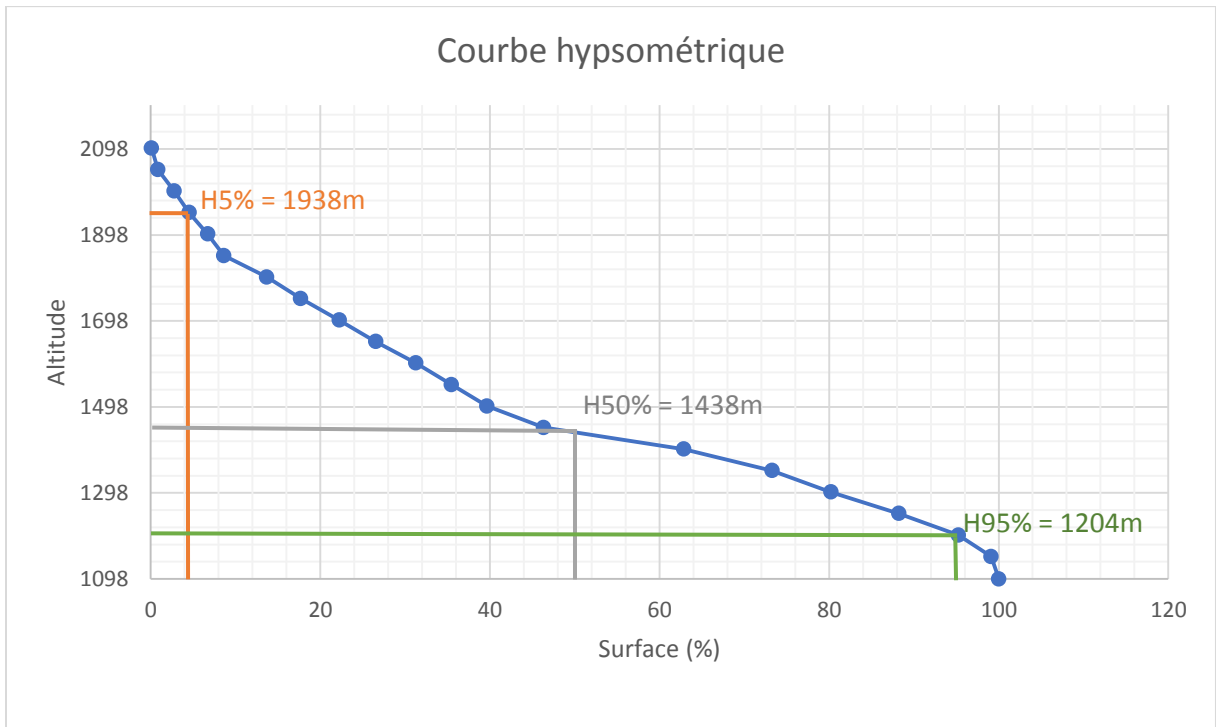


Figure 8 Courbe hypsométrique

A partir de la courbe hypsométrique on obtient :

Altitude à 95% de la surface du B.V : 1204m

Altitude à 50% de la surface du B.V : 1438m

Altitude à 5% de la surface du B.V : 1938m

.4.5. Indice de pente globale I_g et pente moyenne I_m :

L'indice de pente globale « I_g » et pente moyenne « I_m » sont calculés respectivement par :

$$I_g = \frac{D}{L_r} \text{ et } I_m = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

I_g : Indice de pente globale.

D : Dénivelées qui représente la différence entre les altitudes délimitant 90%, (entre 5% et 95%) de la surface totale du bassin versant.

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} [m] \Rightarrow D = 1938 - 1204 \Rightarrow D = 734m$$

Lr : Longueur du rectangle équivalent.

Im : Indice de pente moyenne.

L : Longueur du thalweg principal [Km].

AN :

$$I_g = \frac{734}{15.31} = 47,94m / Km \quad \text{et} \quad I_m = \frac{1043}{16.79} = 62,12m / Km$$

- **Densité spécifique** :

Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

Avec :

Ig : Pente globale [m / Km].

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

AN :

$$D_s = 47,94 \sqrt{38,19} \Rightarrow D_s = 296,3m$$

.4.6. Temps de concentration Tc et vitesse de propagation de la crue :

- **Temps de concentration** : est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant. (Musy & Higy, 2004)

L'estimation du temps de concentration se fera par la formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

- S : surface du bassin versant, km²
- L : longueur du thalweg principal, km
- H_{moy} : altitude moyenne, m
- H_{min} : altitude à l'exutoire, m

On obtient : ***T_c = 3,14 h***

- **Vitesse de propagation de la crue (km/heure).**

$$V_e = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (6)$$

Avec :

- L_p : longueur du thalweg (km).
- T_c : temps de concentration (h)

Tableau 7 Caractéristiques du bassin versant

On aura : ***V_e = 5,35 km/h***

Les caractéristiques morpho-métriques sont récapitulées dans le tableau qui suit:

Désignations	Unités	Valeurs
Coordonnées du site :		
X	km	873,15
Y	km	227,4
Z	m	1098
Superficie du bassin «S»	km ²	38,19
Périmètre du bassin versant « P»	km	35,35
Indice de compacité K _c		1,61
L (longueur équivalent)	km	15,31
I (largeur équivalent)	km	2,5
IPR		8,41
I _g	m/km	47,95
Altitudes caractéristiques		
H _{max}	m	2141
H _{moy}	m	1492,5
H _{min}	m	1098
Dénivelée brute « h »	m	1043
Dénivelée utile (H _{5%} -H _{95%})	m	734
Longueur du thalweg principal L _p	km	16,79

Temps de concentration Tc	<i>h</i>	3,14
Vitesse moyenne de propagation de la crue	<i>km/h</i>	5,35

5. Données climatologiques

5.1. Temperatures

Climatologique de l'office national de météorologie (ONM) à savoir la station de Khenchela pour une période d'observation allant de 1978 à 2007. les caractéristiques de cette station figure dans le tableau ci-dessous.

Tableau 8 Température moyennemensuelle de Khenchela

	Température		
	T° moy \max	T° moy \min	T ° moy
Janvier	11,8	1,37	8
Fevrier	13,53	2,21	10,58
Mars	16,18	4,4	13,88
Avril	20,05	7,05	19,19
Mai	25,69	11,56	23,7
Juin	31,16	15,42	27,2
Juillet	34,64	18,18	26,51
Aout	34,12	18,35	22
Septembre	28,85	15,26	17,45
Octobre	23,3	11,36	12
Novembre	17,09	6,65	7,99
Décembre	12,82	2,9	8
Annuel	22,43	9,56	15,7

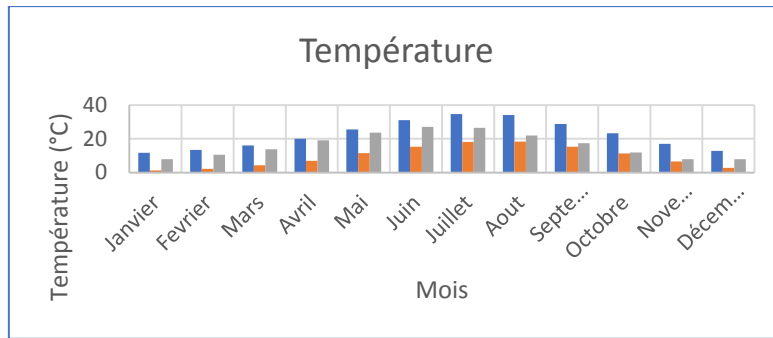


Figure 9 *Température moyenne mensuelle de Khenchela*

Les températures les plus élevées sont observées de juin à septembre, et les plus basses de décembre à mars.

Les moyennes des minima restent faibles de novembre à avril.

On remarque que le mois le plus froid est janvier avec une moyenne de 1.37 °C

Pour la moyenne des maxima, les mois les plus chauds sont juillet et août avec des valeurs de 34.64 et 34.12 °C.

.5.2. Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station Khenchela. L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1560 mm / an, comme on le remarque dans le tableau N° 9ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août) (Fig N°9).

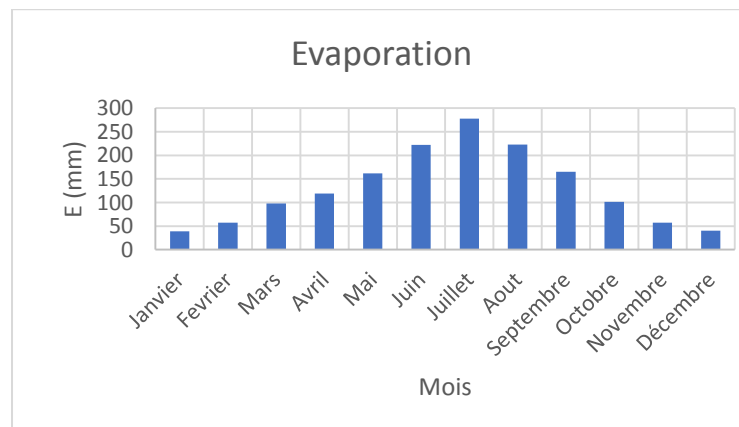


Figure 10 *Evaporation moyenne mensuelle de Khenchela*

Tableau 9 Evaporation moyenne mensuelle de Khenchela

	Evaporation
	E (mm)
Janvier	39
Fevrier	57
Mars	98
Avril	119
Mai	162
Juin	222
Juillet	278
Aout	223
Septembre	165
Octobre	101
Novembre	57
Décembre	40
Annuel	1561

.5.3. Humidité

L'humidité relative interannuelle est égale à 60%, la valeur moyenne mensuelle est égale à 60%, la valeur moyenne mensuelle maximale est pendant le mois de décembre 74%.

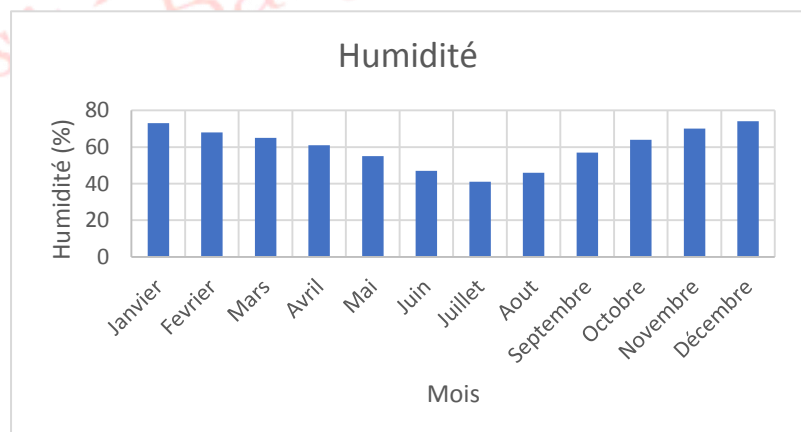


Figure 11 Humidité moyenne mensuelle de Khenchela

Tableau 10 Humidité moyenne mensuelle de Khenchela

	Humidité
	(%)
Janvier	73
Fevrier	68
Mars	65
Avril	61
Mai	55
Juin	47
Juillet	41
Aout	46
Septembre	57
Octobre	64
Novembre	70
Décembre	74

.5.4. Levent

La vitesse du vent dans la région ne dépasse pas 3.7m/s. la vitesse moyenne la plus petite est égale à 2.35m/s. La répartition annuelle de la vitesse du vent est représentée.

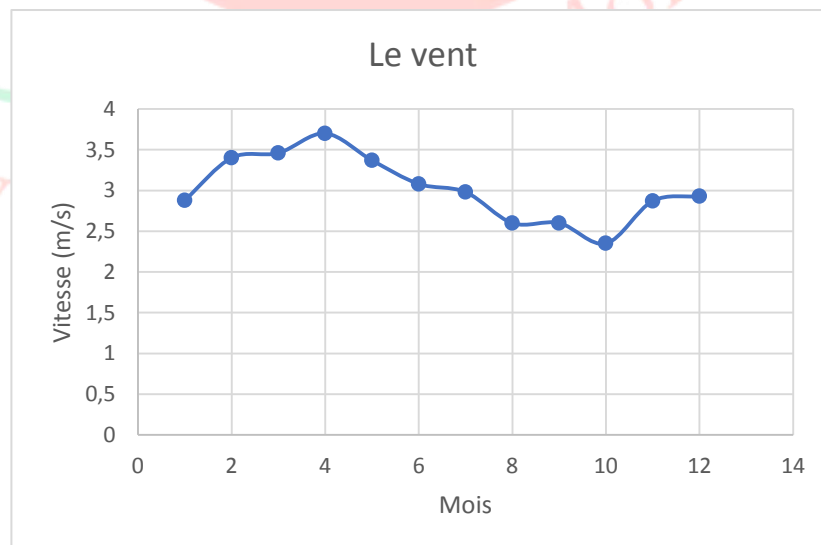


Figure 12 Vents moyens mensuels de Khenchela

Tableau 11 Vents moyens mensuels de Khenchela

	Le vent
	(m/s)
Janvier	2,88
Fevrier	3,4
Mars	3,46
Avril	3,7
Mai	3,37
Juin	3,08
Juillet	2,98
Aout	2,6
Septembre	2,6
Octobre	2,35
Novembre	2,87
Décembre	2,93

.5.5. Precipitations

Données disponibles :

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le Tableau N°12. Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station de Yabous et d'Ain Mimoun sont les stations les plus proches de la zone de l'étude. Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.

Tableau 12 Caractéristiques des stations pluviométriques

Nom de la station	Code	ALT (m)	Années d'observation
Ain Mimoun	070704	1055	1968-2010
Yabous	070604	1180	1968-2012

Pluies annuelles :

Les stations pluviométriques les plus proches du bassin versant sont la station d'Ain Mimoun et la station de Yabous possède une série de (1968-2012).

Tableau 13 Précipitation des stations - Yabous et Ain Mimoun -

	Precipitation (mm)	
	P Yabous	P Ain Mimoun
Janvier	32,53	38,14
Fevrier	30,16	34,5
Mars	45,5	52,76
Avril	41,76	46,84
Mai	45,21	46,6
Juin	21,39	22,82
Juillet	10,67	12,41
Aout	10,67	24,78
Septembre	40,07	37,99
Octobre	32,42	36,5
Novembre	36,82	38,21

Décembre	33,61	41,05
----------	-------	-------

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle, le bureau a analysé les données de la station de Yabous et la station d'Ain Mimoun.

Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station de Yabous est de 389,43 mm et à la station d'Ain Mimoun est de 433 mm. Le mois le plus pluvieux est Mars dans les deux stations (45,50 mm) dans la station de Yabous et (52,76mm) dans la station de Ain mimoun. Après l'analyse de la viabilité des données, nous utilisons la station d'Ain Mimoun.

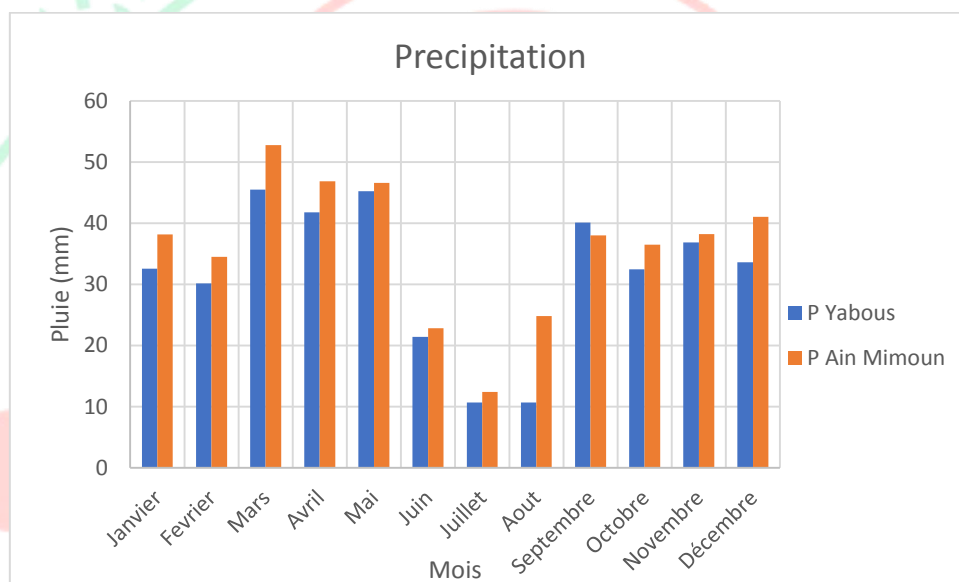


Figure 13 Précipitation des stations - Yabous et Ain Mimoun -

.6. Apports liquides

.6.1. Apport moyen annuel

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'Oued, l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques :

- Formule DERI 1977
- Formule de MALLET et GAUTHIER

- Formule ANRH

(Anctil, Rousselle, & Lauzon, 2012)

➤ Formule de DERI 1977

$$L_e = 11,8 \times \left(\frac{P_a}{1000}\right) \times 2,82 \times 31,536 \dots\dots\dots (7)$$

$$A = L_e \times S \times 10^{-3} \dots\dots\dots (8)$$

Avec :

Pa : Pluie moyenne annuel, (mm)

Le : lame d'eau ruisselée (mm).

A : apport moyen annuel (hm³/an)

S : surface de bassin versant (m²)

$$L_e = 35.12 \text{ mm}$$

$$A = 1.341325 \text{ Hm}^3$$

➤ Formule de MALLET et GAUTHIER

$$L_e = 600 \times P_{moy} \times \left[1 - 10^{-0,36(P_{moy}^2)}\right] \dots\dots\dots (9)$$

P : pluie annuelle, exprimée en m.

$$L_e = 37.39 \text{ mm}$$

$$A = 1.428143 \text{ Hm}^3$$

➤ Formule ANRH

$$L_e = P \times (1 - 10^{-K \times P^2}) \times 10^3 \dots\dots\dots (10)$$

Ou: $K = a - 0,01 \log S$ avec a=0,18

P : pluie en(m)

$$L_e = 29.63 \text{ mm}$$

$$A = 1.131489 \text{ Hm}^3$$

Tableau 14 Résultats calcul de la lame d'eau et de l'apport moyen annuel A

Calcul de la lame d'eau	Le (mm)	A (Hm ³)
Formule de DERI 1977	35,122	1,341
Formule de MALLET et GAUTHIER	37,396	1,428
Formule ANRH	29,628	1,131

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **37,396 mm** engendrant un apport liquide moyen de **1,428 Hm³ / an**.

Pluie moyenne annuelle (mm) : $Pa = 433mm$

La distribution moyenne mensuelle des apports liquides sur l'Oued de la retenue est portée dans le tableau.

Tableau 15 Distribution moyenne mensuelle des apports liquides

	Apport Liquide	
	(%)	km ³
Janvier	6,77	0,088
Février	11,75	0,153
Mars	25,82	0,336
Avril	21,06	0,274
Mai	11,02	0,143
Juin	3,48	0,045
Juillet	1,51	0,02
Aout	2,74	0,036
Septembre	3,09	0,04
Octobre	4,14	0,054

Novembre	4,76	0,062
Décembre	3,88	0,05

Les apports baissent considérablement durant la période s'étendant du mois de juin au mois d'Août.

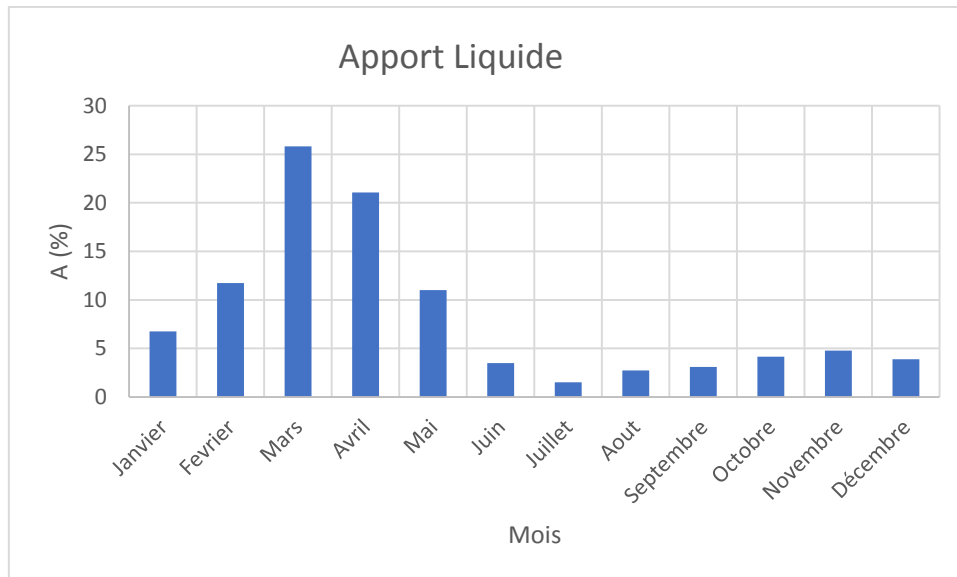


Figure 14 Distribution moyenne mensuelle des apports liquides

.6.2. Variabilité de l'apport : Coefficient Cv

Pour les cours d'eau non jaugés, on a recours généralement soit à l'analogie des Oueds observés, soit aux formules empiriques :

$$Cv = \frac{0,70}{Mo^{0,125}} \times Ks \dots\dots\dots (11)$$

Avec :

Mo : module spécifique l/s/Km²

Ks : coefficient de réduction qui tient compte de la pérennité de l'oued (Ks= 1 pour les oueds temporaires et Ks = 0,25 pour les oueds pérennes).

Dans notre cas : Ks = 1 ce qui donne : **Cv =0,91**

.6.3. Etude fréquentielle des apports

Nous adoptons la distribution LOG NORMALE (GALTON) qui s'ajuste bien en général aux séries observées, l'expression de la loi s'écrit (Bouanani, 2011) :

$$Af\% = \frac{Ae^u \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}{\sqrt{Cv^2 + 1}} \dots\dots\dots (12)$$

Avec :

A : Apport moyen annuel

Af % : Apport liquide de fréquence donnée

Cv : Coefficient de variation

U : variable de Gauss

.7. Etudes des crues

L'étude des crues nécessite la détermination des paramètres conditionnant le comportement hydrologique du bassin versant tels que :

- Le temps de concentration
- La pluie maximale journalière de différente fréquence.
- La pluie de courte durée de même fréquence. (Marche, 2008)

.7.1. Etude des pluies journalières de différentes fréquences

Pour l'étude des pluies journalières maximales, les données relevées à la station d'Ain Mimoun est prise en compte. Un traitement statistique a été appliqué à la série des Pjmax et plusieurs lois sont utilisées afin de tester l'ajustement et de choisir celle qui est la plus représentative pour l'estimation des valeurs fréquentielle Tab (N°13, 14, 16) et Fig N° 10 et 11. Les valeurs des pluies journalières maximales sont portées dans le tableau N16.

- La loi de Galton (loi Log-normale)

- Classer l'échantillon par ordre croissant ou décroissant, l'ordre de classement, la fréquence expérimentale calculée par la formule :

$$\hat{F}(x_i) = \frac{i - 0.5}{n} \quad (i : \text{rang de classement}, n : \text{taille de l'échantillon}) \dots \dots \dots$$

(13)

Les valeurs de la variable sont toujours portées en ordonnées et les fréquences au non dépassement en abscisses, selon les échelles adaptées à la loi.

La loi théorique est matérialisée par une droite en trait fort. La plus part du temps vous verrez également deux courbes en trait fin limitant un intervalle de confiance à 80% (intervalle que vous pourrez modifier).

La fonction de répartition est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad \text{Avec :} \quad u = \frac{\log(x - x_0) - a}{b}$$

Içi nous considérerons que c'est la variable $\log(x-x_0)$ qui suit une loi de Gauss à deux paramètres (Remenieras, 1986):

- a : la moyenne des $\log(x-x_0)$;
- b : l'écart-type des $\log(x-x_0)$.

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n \log(x_i - x_0)}{n} \quad b = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \log^2(x_i - x_0) - n a^2}{n - 1}}$$

Tableau 16 Pluies journalières maximales - période de 43ans -

N°	Pjmax
1	9,5
2	23

23	40
24	41

3	23,8	25	41,5
4	25,5	26	42,2
5	26	27	42,9
6	26,5	28	43,3
7	30,3	29	45,5
8	30,7	30	45,6
9	31,8	31	46,4
10	33,5	32	47,6
11	33,7	33	48
12	34,3	34	48,5
13	34,4	35	48,8
14	36,7	36	49
15	36,8	37	50
16	36,8	38	54,5
17	36,9	39	54,9
18	37	40	58,9
19	37,2	41	60,9
20	37,3	42	88
21	37,4	43	116,9
22	38,1		

■ Ajustement pluies journalières max

Tableau 17 Ajustement pluies journalières maximales

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (80%)
10000	0,9999	164	27,7	129-200
2000	0,9995	139	21,1	112-166

1000	0,9990	129	18,5	105-153
200	0,9950	106	13,1	88,7-122
100	0,9900	95,8	11,0	81,7-110
50	0,9800	86,2	9,1	74,5-97,8
20	0,9500	73,5	6,7	64,9-82,1
10	0,9000	63,8	5,1	57,3-70,4
5	0,8000	53,8	3,7	49-58,6
3	0,6667	45,9	2,8	42,2-49,5
2	0,5000	38,8	2,3	35,9-41,8

Tableau 18 Pjmax fréquentielle

Période de retour (années)	1000	200	100,0	50	10
FREQUENCE (%)	0,1	0.5	1	2	10
Pjmax	129	106	85.8	86.2	63.8

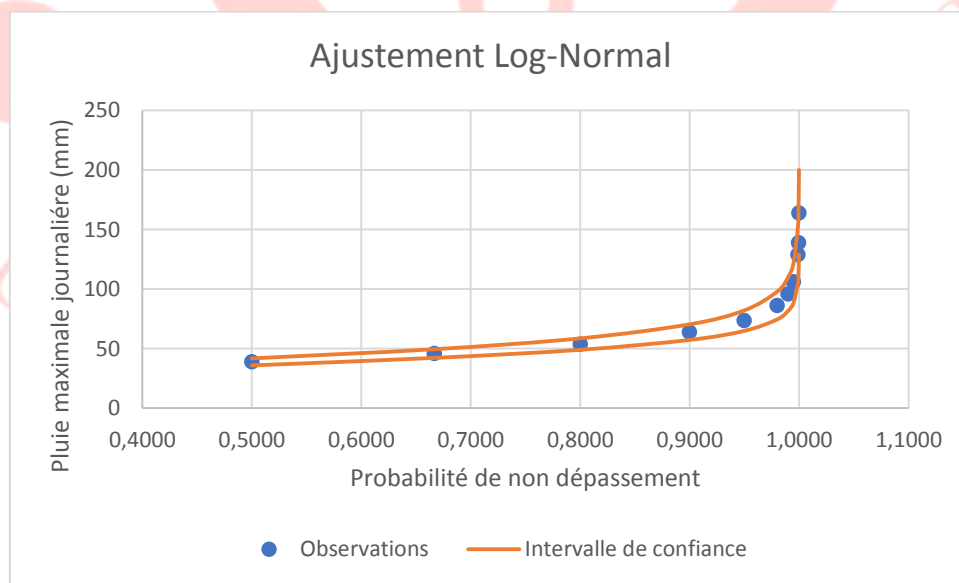


Figure 15 Ajustement Log-Normal

.7.2. Pluies de courte durée

A partir des pluies journalières maximales nous calculons les pluies de courte durée de même fréquence en utilisant la relation suivante :

$$P_{tc} = P_{jmax} \times \left(\frac{T_c}{24}\right)^b \dots\dots\dots (14)$$

Avec :

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée, mm

$P_j \text{ max.}$: pluie max. journalière de même fréquence, mm

T_c : temps de concentration, heure

B : coefficient climatique 0.33

.7.3. Débits maximums

En raison de l'absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l'utilisation des formules de Turazza, de Sokolovsky et de Giandotti qui donnent des résultats acceptables concernant les débits estimés de l'Oued de la retenue collinaire.

- Formule de TURAZZA

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courte durée, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{\text{max}} = \frac{C \times P_{tc} \times S}{3,6 \times T_c} = \frac{1}{3,6} \times S \times It \times C \dots\dots\dots (15)$$

Avec:

P_{tc} : pluie de courte durée pour un temps $t = T_c$

S : superficie du bassin versant, Km^2

T_c : temps de concentration, heure

It : intensité de la pluie, mm/h

C : Coefficient de ruissellement (0.8-0.3).

▪ Formule de GIANDOTTI

La formule de Giandotti représente le rapport entre le débit instantané et le débit moyen journalier.

$$\frac{Q_{inst}}{Q_t} = \frac{P_{tc}}{P_{jmax}} \times \frac{24}{T_c} \dots \dots \dots (16)$$

Avec

QT : débit moyen journalier de temps de retour T

QT : est calculé par la formule de SAMIE

$$Q_t = \frac{Cr \times P_t \times S}{108} \dots \dots \dots (17)$$

Cr : coefficient de ruissellement en grande crue Cr=0,90

S : surface du BV 38.19 km².

▪ Formule de SOKOLOVSKY

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q_{max} = \frac{(0,28 \times C \times S \times F)}{T_c} \dots \dots \dots (18)$$

Avec :

Ptc : pluie de courte durée pour un temps.

C : coefficient de ruissellement (0,8-0,6).

S : superficie du bassin versant 38.19 Km²

Tc : temps de montée de la crue Tm=Tc=3.14 heure.

F : Coefficient de la formule de l'hydrogramme = 0,75.

Les résultats obtenus par les trois formules citées ci-dessus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 19 Débits maximums

T (ans)	Fréquence	1 - Fréquence	Z	Pjmax	Ptc	Debit max (m ³)		
						Turuzza	Giandotti	Sokolovsky
1000	0,001	0,999	3,09	95,161	48,641	131,438	60,466	99,367
200	0,005	0,995	2,575	86,322	44,124	119,230	54,850	90,138
100	0,01	0,99	2,33	82,118	41,974	113,422	52,178	85,747
50	0,02	0,98	2,055	77,398	39,562	106,904	49,179	80,819
10	0,1	0,9	1,28	64,098	32,763	88,533	40,728	66,931

.8. Volumes et hydrogrammes de crues

La forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques, l'une traduisant la montée de la crue et qui s'écrit (Saad, 2009):

$$Q(t) = Q_{max} \times \left(\frac{T}{T_m}\right)^2 \dots\dots\dots (19)$$

Et l'équation de décrue :

$$Q(t) = Q_{max} \times \left(\frac{T_d - T}{T_d}\right)^3 \dots\dots\dots (20)$$

Avec :

T_m : temps de montée de la crue

T_d : temps de décrue avec **T_d = δ × T_m** et **δ=2.5**

Les volumes de crue pour différentes fréquences calculés d'après l'équation et les hydrogrammes sont dans le tableau ci-après :

$$Vt = \frac{1,8 \times Qt \times Tb}{1000} \dots\dots\dots (21)$$

$$Tb = 2 \times Tc \dots\dots\dots (22)$$

Avec :

VT : volume de crue hm³.

Qt : débit maximal m³

Tc : temps de concentration heure.

Tableau 20 Temps de concentration - Temps de descente - Temps de montée - Temps de base

Tc (h)	3,141
Td (h)	7,852
Tm (h)	3,141
Tb (h)	10,992

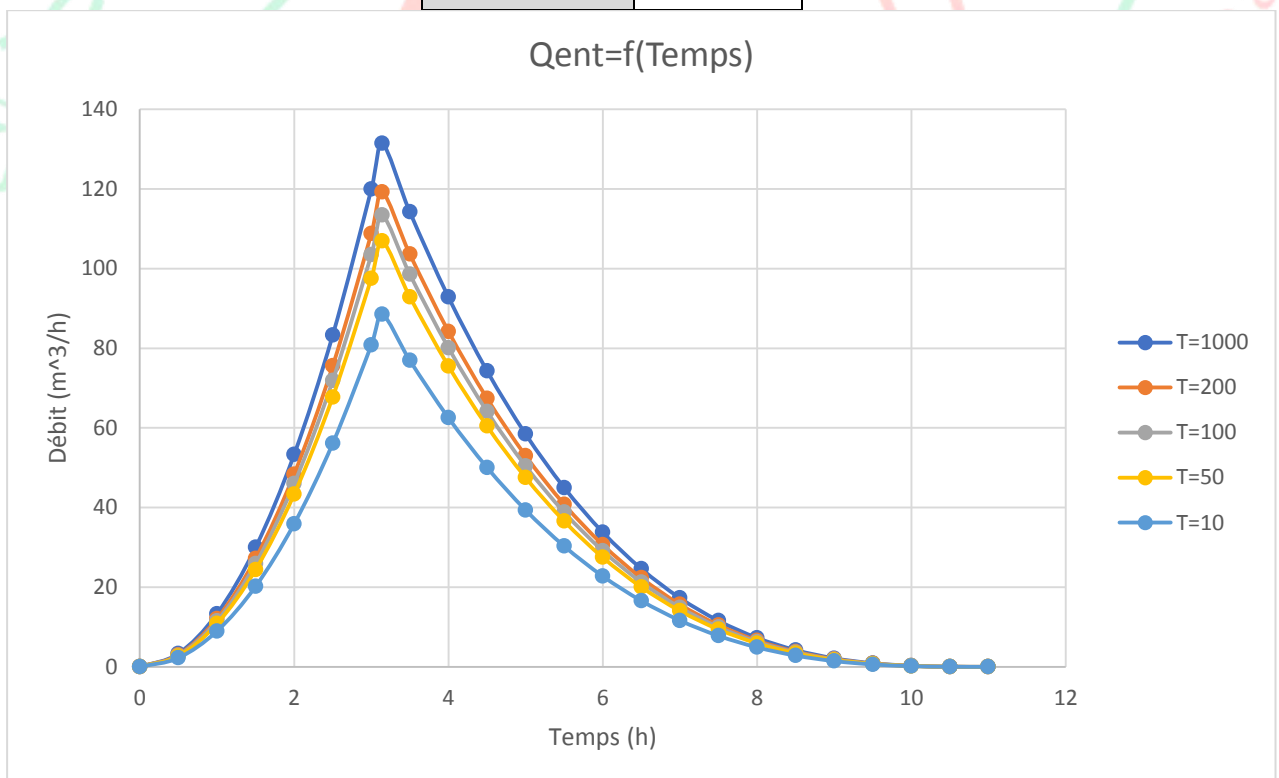


Figure 16 Hydrogramme des crues

Tableau 21 Période de retour - Volume de crue

Période de retour (ans)	1000	200	100	50	10
Volume de crue (Hm ³)	1,703	1,664	1,637	1,625	1,566

.9. Etude des apports solides

L'estimation du volume d'envasement du barrage a été faite en utilisant la relation de SOGREAH -TIXERONT (Roose, 2008) :

$$Ta = 75 \times R^{0,15} \dots\dots\dots (23)$$

Avec :

R : lame d'eau écoulée, mm (R =Le = 37.39mm)

Ta : taux d'abrasion, T/Km²/an

On trouve un taux d'abrasion égal à :

$$Ta = 129.12 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

En considérant un poids spécifique de **1,6 T/m³**, le volume mort ou garde d'envasement se calcule comme suit :

$$Vs = \frac{S \times Ta \times t}{1,6} \dots\dots\dots (24)$$

Avec :

T : durée de vie du barrage (en années)

Dans notre cas on prendra t = 10années, ce qui nous donnera un volume mort de :

$$Vmort = 30\ 818.72 \text{ m}^3$$

.10. Etude de régularisation

.10.1. Objectifs et méthodologie

L'objet de cette étude est d'établir la capacité de la retenue de façon à ce que la régularisation annuelle des apports de l'oued soit optimum, la retenue étant destinée strictement à l'irrigation. (Roche, Miquel, & Gaume, 2012)

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique qui est basée sur les données suivantes :

- Répartition mensuelle de l'évaporation.
- Répartition mensuelle de l'infiltration
- Répartition mensuelle des apports moyens mensuels.
- Besoin en eau.

.10.2. Paramètres de base de l'étude de la régularisation

.10.2.1. Distribution mensuelle des apports liquides :

La distribution moyenne mensuelle des apports liquides sur oued Bouhmama est portée dans le tableau suivant :

Tableau 22 Distribution mensuelle des apports liquides

Mois	Amoy(%)	A (m3)	A0,8 (m3)
Septembre	3,09	44129,63	35303,70
Octobre	4,14	59125,13	47300,10
Novembre	4,76	67979,62	54383,69
Décembre	3,88	55411,96	44329,57
Janvier	6,77	96685,30	77348,24
Février	11,75	167806,83	134245,46
Mars	25,8	368460,95	294768,76
Avril	21,06	300766,96	240613,57

Mai	11,02	157381,38	125905,11
Juin	3,48	49699,38	39759,51
Juillet	1,51	21564,96	17251,97
Aout	2,74	39131,12	31304,90
<i>Somme</i>	<i>100</i>	<i>1428143,21</i>	<i>1142514,57</i>

.10.2.2. Distribution mensuelle des besoins :

L'eau est destinée à couvrir les besoins en irrigation. La modulation mensuelle est également donnée. Elle varie entre 7 et 25 % suivant le mois considéré.

Taux de la régularisation : $\alpha = \frac{B}{A} \times 100 \dots \dots \dots (25)$

Avec :

α : compris entre 80%–95%

Pour : $\alpha = 95 \%$

On a : $B = \frac{A \times 95}{100} \longrightarrow B = 1,36 \text{ Hm}^3$

Tableau 23 Distribution mensuelle des besoins

Mois	Besoin(%)	B (m ³)
Septembre	15	203510,41
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0

Avril	5	67836,80
Mai	15	203510,41
Juin	20	271347,21
Juillet	25	339184,01
Aout	20	271347,21
<i>Somme</i>	<i>100</i>	<i>1356736,05</i>

.10.2.3. L'infiltration :

L'infiltration varie au cours de l'année en fonction de la caractéristique physique du sol et elle a été estimée à 1% de la capacité de la retenu.

.10.2.4. L'évaporation :

Tableau 24 Distribution mensuelle de l'évaporation

Mois	Evaporation (%)	E (mm)	E (m3)
Septembre	10,57	165	2043,75
Octobre	6,47	101	1251,02
Novembre	3,65	57	1436,04
Décembre	2,56	40	1445,94
Janvier	2,50	39	1641,91
Février	3,65	57	2653,457
Mars	6,28	98	3492,31
Avril	7,62	119	8762,46
Mai	10,38	162	31639,55
Juin	14,22	222	31203,09
Juillet	17,81	278	5314,73
Aout	14,29	223	10117,04
Somme	100	1561	

.10.3. Courbes Hauteur / Surface / Capacité :

Tableau 25 Altitude - Surface - Volume - Volume cumulé

Altitude (m)	Delta H (m)	Surface (Km²)	Volume (Hm³)	Volume Cumulé (Hm³)
1098	1	0,00075345	0,000836	0,000836
1099	1	0,002454	0,001603725	0,002439725
1100	1	0,005934	0,004194	0,006633725
1101	1	0,010278	0,008106	0,014739725
1102	1	0,0144226	0,0123503	0,027090025
1103	1	0,0176067	0,01601465	0,043104675
1104	1	0,021116	0,01936135	0,062466025
1105	1	0,025935	0,0235255	0,085991525
1106	1	0,0293576	0,0276463	0,113637825
1107	1	0,033228	0,0312928	0,144930625
1108	1	0,037047	0,0351375	0,180068125
1109	1	0,042349	0,039698	0,219766125
1110	1	0,047749	0,045049	0,264815125
1111	1	0,05353	0,0506395	0,315454625
1112	1	0,0585	0,056015	0,371469625
1113	1	0,062	0,06025	0,431719625
1114	1	0,068	0,065	0,496719625
1115	1	0,072	0,07	0,566719625
1116	1	0,079	0,0755	0,642219625
1117	1	0,082	0,0805	0,722719625

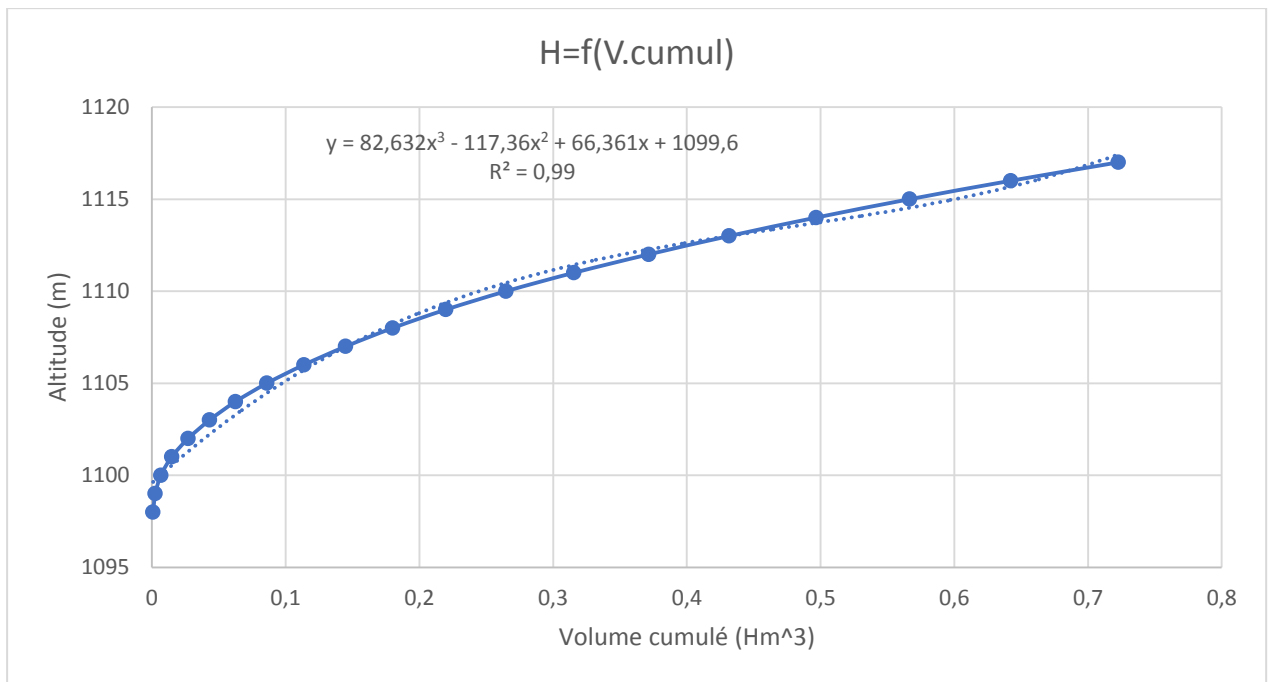


Figure 17 Altitude en fonction du volume cumulé

Remarque : la régularisation est faite pour obtenir la capacité totale et le niveau normal de la retenue.

.10.4. Principe de calcul

La méthode du bilan hydrique basée sur la formule suivante :

$$Cr = V_{initial} + A - \sum Pertes \dots \dots \dots (26)$$

Avec :

Cr : Capacité de la retenue.

V_{initial} : Volume au début du mois.

A₁ : Apport mensuel.

B_i : Besoin mensuel.

$$\sum Pertes = V_{eva} + V_{inf} + B_i \quad \text{et} \quad V_{eva} = Eva \times s \dots \dots \dots (27) (28)$$

Avec :

Eva : évaporation en (mm).

S : Surface du plan d'eau qui correspond au volume initial en m².

$$V_t = V_u + V_{mort} \dots \dots \dots (29)$$

Avec :

V_t : Volume total

V_u : Volume utile en m³

V_{mort} : Volume mort

.10.5. Régularisation de la retenue

La capacité de la retenue est déterminée à partir de la méthode du bilan hydrique :

Annexe 1

.10.6. Résultats et conclusions

D'après les résultats de la régularisation, on remarque que :

- La capacité totale de la retenue est de : $CT = 1037908,146 \text{ m}^3 = 1,04 \text{ Hm}^3$
- Le volume mort est de : $V_m = 0,0308 \text{ hm}^3$
- Le volume utile est de : $V_u = CT - V_m = 1,01 \text{ hm}^3$
- Le niveau normal de la retenue est de : $NNR = 1111,58 \text{ m}$
- La hauteur du niveau normal de la retenue est de : $HNNR = NNR - NTN$

$$= 1111,58 - 1098$$

$$HNNR = 13,58 \text{ m}$$

Avec : (NTN) : niveau terrain normal.

La probabilité de garantie doit être $\geq 80\%$

On a : $PG = \text{nombre de mois garantie}/12$

La probabilité de garantie est de : $PG = 83,33\%$

.11. Etude de laminage des crues

Après l'identification des crues et la définition de leurs paramètres représentatifs, nous décrivons à présent les conditions hydrologiques de l'amortissement des crues et en particulier l'effet de laminage engendré par la retenue qui réduit le volume et la pointe des débits instantanés déversés par l'évacuateur.

La définition de la longueur définitive de l'évacuateur de crue est un problème en relation avec l'avant-projet. De ce fait, l'étude du laminage de crue a été réalisée pour des valeurs variables de longueurs du déversoir. (Saad, 2009)

.11.1. But

Un barrage, s'il retient les écoulements, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne submerge le barrage, car il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé "évacuateur de crue". (Anton & P, 2011)

L'étude du laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue les dimensions du déversoir de crue (longueur déversant) étant fixée à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, (la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue) étant fixée à priori.

En général pour des raisons hydrauliques, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil du déversoir comprise entre 0,6 et 1,5 m

.11.2. Résultats et conclusion du laminage

Pour une longueur du déversoir ($L_d = 20\text{m}$) :

Tableau 26 Laminage pour une longueur du déversoir 20m

t(h)	dt(h)	Qent (m ³ /s)	Qent(moy (m ³ /s)	Vent (m ³)	Vret (m ³)	cote(m)	Hdev(m)	Qdev (m ³ /s)	Vsort (m ³)
0	0	0	0	0	1267941,021	1112,058	0	0	0
0,5	0,5	2,875	1,437	2587,219	1270528,240	1112,063	0,005	0,014	25,935
1	0,5	11,499	7,187	12936,096	1283438,401	1112,087	0,029	0,210	377,335
1,5	0,5	25,872	18,685	33633,850	1316694,916	1112,147	0,089	1,147	2065,313
2	0,5	45,995	35,934	64680,480	1379310,083	1112,256	0,198	3,824	6883,866
2,5	0,5	71,867	58,931	106075,987	1478502,204	1112,420	0,361	9,428	16970,115
3	0,5	103,489	87,678	157820,371	1619352,460	1112,634	0,575	18,943	34097,190
3,141	0,14	113,422	108,456	54927,421	1640182,691	1112,664	0,605	20,447	10355,240
3,5	0,36	98,552	105,987	137099,733	1766927,184	1112,839	0,780	29,928	38713,915
4	0,5	80,109	89,331	160795,374	1889008,643	1112,996	0,938	39,407	70933,126
4,5	0,5	64,124	72,117	129809,722	1947885,240	1113,068	1,010	44,045	79280,392
5	0,5	50,420	57,272	103089,709	1971694,557	1113,097	1,038	45,927	82669,111
5,5	0,5	38,823	44,622	80319,004	1969344,451	1113,094	1,036	45,741	82334,363
6	0,5	29,156	33,990	61181,278	1948191,366	1113,068	1,010	44,069	79323,922
6,5	0,5	21,244	25,200	45360,200	1914227,644	1113,027	0,969	41,390	74501,976
7	0,5	14,911	18,077	32539,439	1872265,107	1112,975	0,917	38,095	68570,230
7,5	0,5	9,981	12,446	22402,666	1826097,543	1112,916	0,858	34,493	62087,967
8	0,5	6,279	8,130	14633,551	1778643,127	1112,854	0,796	30,827	55488,482
8,5	0,5	3,628	4,953	8915,762	1732070,407	1112,792	0,734	27,274	49093,049
9	0,5	1,853	2,741	4932,971	1687910,330	1112,731	0,673	23,958	43123,943
9,5	0,5	0,779	1,316	2368,847	1647155,234	1112,674	0,615	20,954	37717,518
10	0,5	0,229	0,504	907,060	1610344,776	1112,621	0,562	18,299	32937,647
10,5	0,5	0,028	0,128	231,279	1577638,407	1112,572	0,514	15,994	28789,180
10,992	0,49	0,000	0,014	24,791	1548874,018	1112,529	0,471	14,017	24846,356

Université Badji Mokhtar

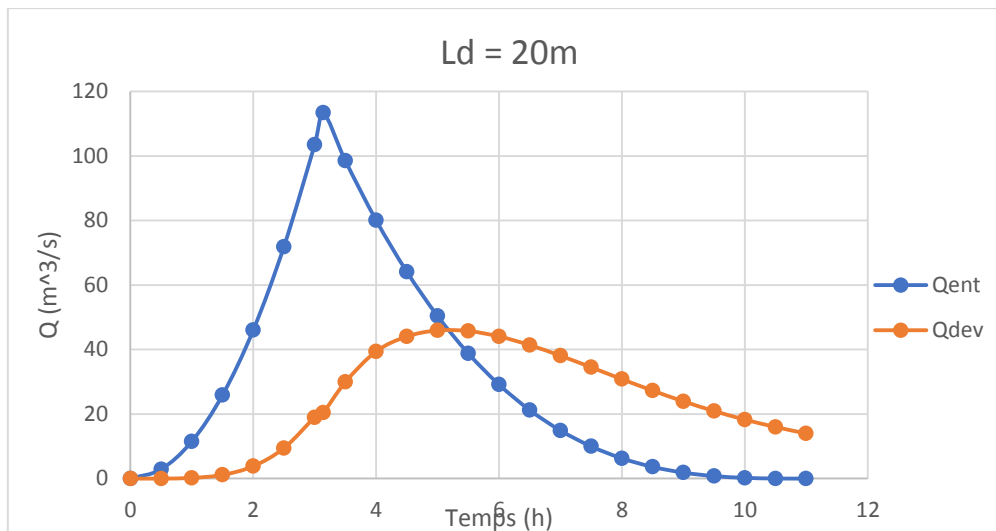


Figure 18 Laminage pour une longueur du déversoir 20m

Pour une longueur du déversoir ($L_d = 22m$) :

Tableau 27 Laminage pour une longueur du déversoir 22m

t(h)	dt(h)	Qent (m ³ /s)	Qent(moy) (m ³ /s)	Vent(m ³)	Vret(m ³)	cote(m)	Hdev(m)	Qdev(m ³ /s)	Vsort(m ³)
0	0	0	0	0	1267941,021	1112,058	0	0	0
0,5	0,5	2,875	1,437	2587,219	1270528,240	1112,063	0,005	0,016	28,528
1	0,5	11,499	7,187	12936,096	1283435,808	1112,087	0,029	0,231	414,964
1,5	0,5	25,872	18,685	33633,850	1316654,693	1112,147	0,089	1,261	2269,085
2	0,5	45,995	35,934	64680,480	1379066,087	1112,256	0,198	4,194	7548,397
2,5	0,5	71,867	58,931	106075,987	1477593,677	1112,418	0,360	10,308	18555,211
3	0,5	103,489	87,678	157820,371	1616858,837	1112,630	0,572	20,641	37153,052
3,141	0,14	113,422	108,456	54927,421	1634633,207	1112,656	0,597	22,049	11166,544
3,5	0,36	98,552	105,987	137099,733	1760566,396	1112,830	0,772	32,386	41892,992
4	0,5	80,109	89,331	160795,374	1879468,778	1112,984	0,926	42,525	76544,753
4,5	0,5	64,124	72,117	129809,722	1932733,747	1113,050	0,991	47,133	84840,115
5	0,5	50,420	57,272	103089,709	1950983,342	1113,072	1,013	48,718	87693,079
5,5	0,5	38,823	44,622	80319,004	1943609,267	1113,063	1,005	48,078	86539,732

6	0,5	29,156	33,990	61181,278	1918250,813	1113,032	0,974	45,878	82579,524
6,5	0,5	21,244	25,200	45360,200	1881031,489	1112,986	0,928	42,660	76787,330
7	0,5	14,911	18,077	32539,439	1836783,598	1112,930	0,872	38,857	69941,917
7,5	0,5	9,981	12,446	22402,666	1789244,346	1112,868	0,810	34,807	62651,899
8	0,5	6,279	8,130	14633,551	1741225,998	1112,804	0,746	30,765	55377,213
8,5	0,5	3,628	4,953	8915,762	1694764,548	1112,741	0,682	26,915	48447,798
9	0,5	1,853	2,741	4932,971	1651249,721	1112,680	0,621	23,378	42081,173
9,5	0,5	0,779	1,316	2368,847	1611537,395	1112,622	0,564	20,222	36399,850
10	0,5	0,229	0,504	907,060	1576044,605	1112,570	0,512	17,471	31448,648
10,5	0,5	0,028	0,128	231,279	1544827,237	1112,523	0,465	15,117	27211,377
10,992	0,49	0,000	0,014	24,791	1517640,651	1112,481	0,423	13,126	23266,090

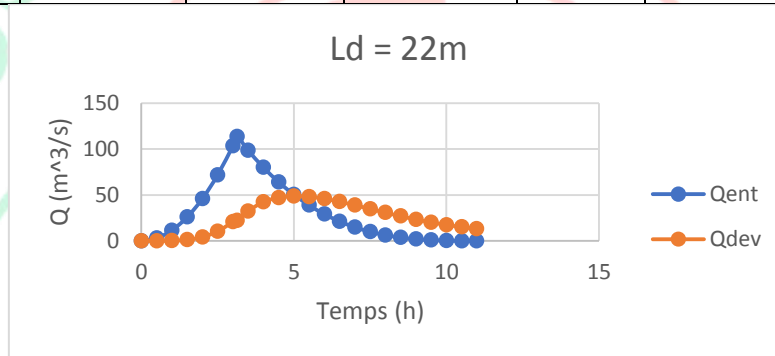


Figure 19 Laminage pour une longueur du déversoir 22m

Pour une longueur du déversoir (Ld = 24m) :

Tableau 28 Laminage pour une longueur du déversoir 24m

t(h)	dt(h)	Qent (m ³ /s)	Qent(moy) (m ³ /s)	Vent(m ³)	Vret(m ³)	cote(m)	Hdev(m)	Qdev (m ³ /s)	Vsort(m ³)
0	0	0	0	0	1267941,021	1112,058	0	0	0
0,5	0,5	2,875	1,437	2587,219	1270528,240	1112,063	0,005	0,017	31,122
1	0,5	11,499	7,187	12936,096	1283433,214	1112,087	0,029	0,251	452,575
1,5	0,5	25,872	18,685	33633,850	1316614,488	1112,147	0,089	1,374	2472,359
2	0,5	45,995	35,934	64680,480	1378822,609	1112,255	0,197	4,560	8208,668
2,5	0,5	71,867	58,931	106075,987	1476689,928	1112,417	0,358	11,178	20120,769
3	0,5	103,489	87,678	157820,371	1614389,530	1112,626	0,568	22,305	40148,960
3,141	0,14	113,422	108,456	54927,421	1629167,991	1112,648	0,590	23,579	11941,580

3,5	0,36	98,552	105,987	137099,733	1754326,145	1112,822	0,764	34,759	44961,891
4	0,5	80,109	89,331	160795,374	1870159,628	1112,972	0,914	45,516	81928,210
4,5	0,5	64,124	72,117	129809,722	1918041,140	1113,032	0,973	50,028	90051,078
5	0,5	50,420	57,272	103089,709	1931079,771	1113,048	0,989	51,262	92271,038
5,5	0,5	38,823	44,622	80319,004	1919127,738	1113,033	0,975	50,131	90235,967
6	0,5	29,156	33,990	61181,278	1890073,049	1112,997	0,939	47,389	85300,229
6,5	0,5	21,244	25,200	45360,200	1850133,019	1112,947	0,889	43,637	78547,397
7	0,5	14,911	18,077	32539,439	1804125,060	1112,888	0,829	39,349	70827,799
7,5	0,5	9,981	12,446	22402,666	1755699,928	1112,824	0,765	34,884	62791,791
8	0,5	6,279	8,130	14633,551	1707541,688	1112,758	0,700	30,510	54917,589
8,5	0,5	3,628	4,953	8915,762	1661539,861	1112,694	0,636	26,409	47535,774
9	0,5	1,853	2,741	4932,971	1618937,058	1112,633	0,575	22,696	40852,278
9,5	0,5	0,779	1,316	2368,847	1580453,627	1112,576	0,518	19,428	34970,642
10	0,5	0,229	0,504	907,060	1546390,044	1112,525	0,467	16,619	29913,375
10,5	0,5	0,028	0,128	231,279	1516707,948	1112,480	0,421	14,245	25641,723
10,992	0,49	0,000	0,014	24,791	1491091,016	1112,440	0,381	12,263	21736,656

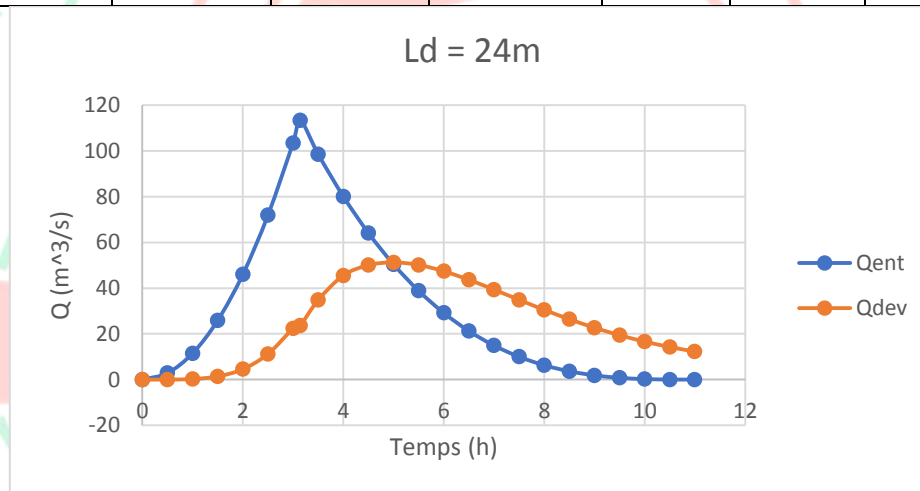


Figure 20 Laminage pour une longueur du déversoir 24m

Le choix de la hauteur, se fait en fonction de :

$$Q_{dev} / Q_{1\%} \approx (70\% \text{ à } 75\%)$$

Tableau 29 Résultats du laminage

Ld (m)	20	22	24
Qdev (m³/s)	45,927	48,718	51,262

Hdev (m)	1,038	1,013	0,989
Qdev/Q1 (%)	69	73	77

La hauteur de la lame déversante est égale à 1,013 m, donc le niveau des plus hautes eaux : NPHE = 1113m.

.12. La revanche

C'est une tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux (PHE) et la crête du barrage, pour la déterminer on doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsqu'elles rencontrent le barrage.

Donc on doit évaluer la hauteur et la vitesse des vagues.

.12.1. Calcul de la vague et du niveau de la crête de la digue :

Il existe plusieurs formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur et la vitesse des vagues en fonction de la longueur au plan d'eau appelée FETCH.

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante :

$$Côte_{crête} = PHE + Rv \dots\dots\dots (30)$$

Avec :

Rv : hauteur de montée de la vague ou revanche.

Formule de STEVENSON :

Pour F (fetch) < 18 km

Pour notre retenue le fetch : $F = 0,23 \text{ Km}$

$$Rv = 0,75hv + \frac{Vv^2}{2g} \dots\dots\dots (31)$$

$$hv = 0,75 + 0,34F^{1/2} - 0,26F^{1/4} \dots\dots\dots (32)$$

$$Vv = 1,5 + 0,66hv^{1/2} \dots\dots\dots (33)$$

Avec :

Rv = hauteur de montée de la vague (m).

F (fetch)= longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km).

hv = hauteur de la vague (m).

Vv = vitesse de propagation de la vague (m / s).

g = accélération de la gravité (9.81 m / s²).

Formule de MALLET et de PAQUANT :

$$Rv = hv + \frac{Vv^2}{2g} \dots\dots\dots (34)$$

$$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} F^{1/2} \dots\dots\dots (35)$$

$$Vv = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} hv \dots\dots\dots (36)$$

Tableau des résultats :

Tableau 30 Résultats du calcul de la revanche

Formule	Hv (m)	Revanche (m)	Vv (m/s)
Stevenson	0,743	0,875	2,069
Mallet et Paquant	0,660	0,952	1,940
Valeur prise	0,701	0,914	

$$Côte_{crête} = PHE + Rv$$

$$Cote\ crête = 1113 + 0.90 = 1113,9$$

$$Cote\ crête = 1113,9\ m$$

La hauteur de la digue :

$$H_b = Cote\ crête - Cote\ TN \dots\dots\dots (37)$$

$$H_b = 1113,9 - 1098$$

$$**H_b = 16\ m**$$

.13. Largeur et pente :

.13.1. Calcul du tassement

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égal à (0.5 4 1.5) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule :

$$T = 0,01 \times H_b \dots\dots\dots (38)$$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

A.N : $T = 0,01 \times 16 = 0,16m$

.13.2. Détermination de la largeur de la crête :

Pour cela on utilise des formules ; parmi les plus utilisées, on a :

a) Formule de KNAPPEN. $b = 1,65\sqrt{H_b}$

(39)

b) Formule de PREECE. $b = 1,10\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots (40)$

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6 m (Lautrin, 2003).

Tableau des résultats :

Tableau 31 Résultats largeur de la crête

<i>Formule</i>	<i>b (m)</i>
<u>T.T. KNAPPEN</u>	6,600
<u>E. F. PREECE</u>	5,400

.13.3. Pente des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de sa fondation.

Concernant le massif à titre indicatif le tableau de TERZAGHI donne des valeurs qui doivent être confirmées par une étude de stabilité.

Le tableau de TERZAGHI :

Tableau 32 Tableau de Terzaghi (Lakhdar, 2010)

<i>Hauteur du barrage</i>	<i>Type de barrage</i>	<i>Pente</i>	
		<i>amont</i>	<i>aval</i>
<i>< a 5,00 m</i>	<i>Homogène</i>	<i>1/2,5</i>	<i>1/2,5</i>
	<i>A zone</i>	<i>1/2</i>	<i>1/2</i>
<i>5,00 à 10,00 m</i>	<i>Homogène</i>	<i>1/2</i>	<i>1/2</i>
	<i>Homogène à fort %</i>	<i>1/2,5</i>	<i>1/2,5</i>
	<i>d'argile</i>	<i>1/2,5</i>	<i>1/2,5</i>
	<i>A zone</i>		
<i>10,00 à 20,00 m</i>	<i>Homogène</i>	<i>1/2,5</i>	<i>1/2,5</i>
	<i>Homogène à fort %</i>	<i>1/3</i>	<i>1/2,5</i>

	d'argile A zone	1/3	1/2
> a 20,00	Homogène Homogène à fort % d'argile A zone	1/3 1/3,5 1/3	1/2,5 1/2,5 1/3

Notre barrage est en terre homogène à fort % d'argile

La hauteur du barrage est de : $H_b = 16 \text{ m}$

Donc : les pentes sont :

Tableau 33 Pente de la digue

Talus amont	Talus aval
1/3	1/2,5

.13.4. Risberme :

Si la hauteur du barrage est supérieur au égale à 10,00 m, il nous faut une pente variable, plus petite à la semelle et plus grande à la crête du barrage, avec une risberme.

- La variation des pentes ne dépasse pas 0,5
- La longueur de risberme $\leq 3,00$

Note : la risberme a pour but d'augmenter la stabilité de la digue, dans notre cas, elle ne sera pas prise en compte dans la suite de notre calcul mais le choix est laissé à l'ingénieur de l'incorporer au corps du barrage.

.14. Protection de la digue

La protection de la digue est nécessaire afin de la préservée des effets néfastes d'érosion dues aux infiltrations pluviales.

Cette protection se fait sur les deux parties suivantes :

.14.1. Protection externe :

Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter l'érosion causée par les pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une couche d'enrochement avec une épaisseur de 0.70 m.

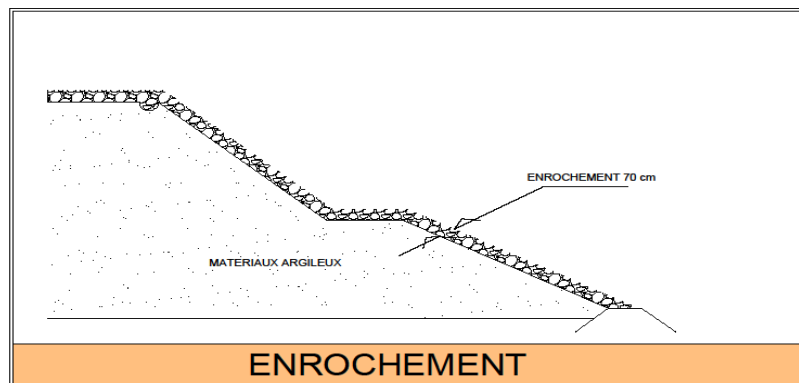


Figure 21 Enrochement du talus aval

La crête

Il faut aussi prévoir des rigoles des deux côtés ; gauche et droit tout au long de la route, pour éviter les infiltrations à travers cette dernière et ainsi faire évacuer les eaux des précipitations.

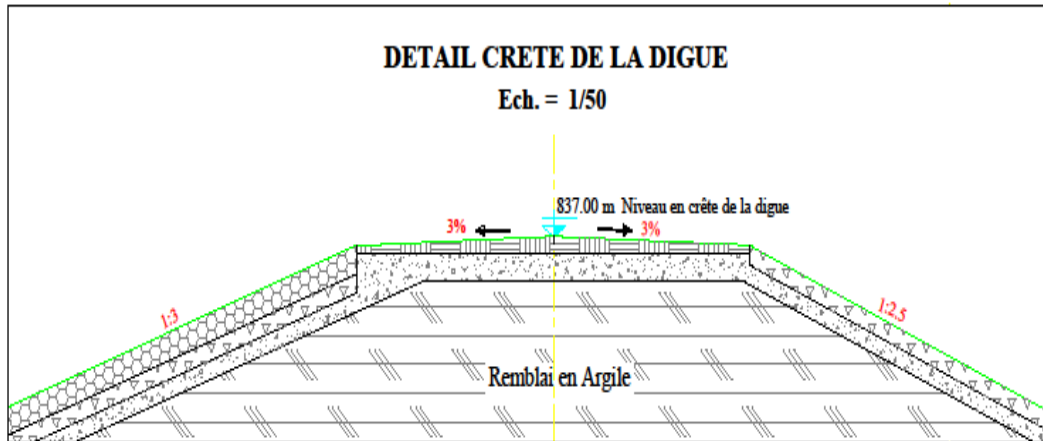


Figure 22 Protection de la crête

Talus amont

Pour le talus amont on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes.

Première méthode :

$$e = c \times V^2 \dots\dots\dots (41)$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} hv \dots\dots\dots (42)$$

Avec :

hv = hauteur de la vague en (m).

V = vitesse de propagation de la vague (m).

c = coefficient qui dépend de la pente et du poids volumique des grains solides

- Pour des digues homogènes : c = 0,024 (Lakhdar, 2010)

Tableau 34 Protection talus amont - 1er méthode -

<i>1er méthode</i>	
V=	1,968

e=	0,093
----	-------

Deuxième méthode :

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau.

Épaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau 35 Protection talus amont - 2eme méthode – (Lakhdar, 2010)

2eme méthode		
Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,3	0,2
0,30 ÷ 0,60	0,4	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,3
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,4
1,80 ÷ 2,40	0,7	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,8	0,55

Pour notre retenue la hauteur de la vague varie entre 0.60 et 1.20 m, donc on peut prendre l'épaisseur de la couche d'enrochement égale à 0.45 m avec un D50 minimal égal à 0.30 m.

Conclusion :

La protection du talus amont contre l'action des vagues on a proposé une couche d'enrochement de 0,45 m.

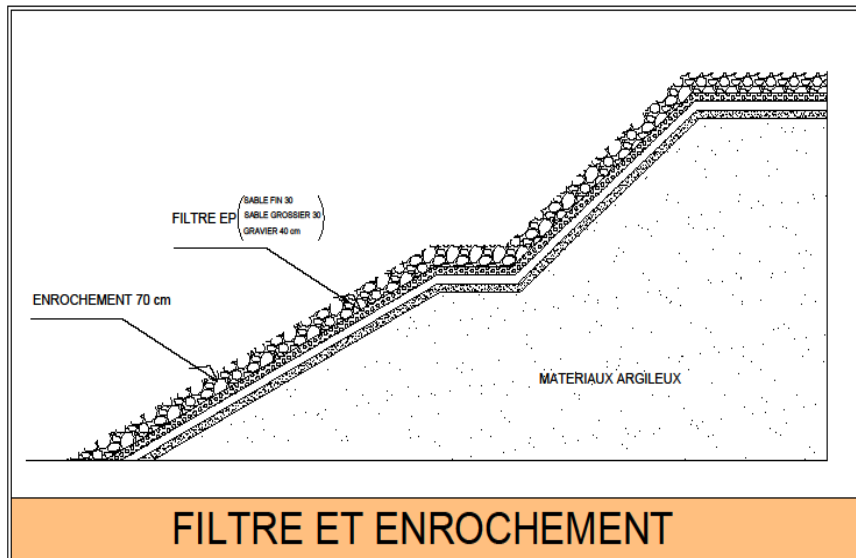


Figure 23 Filtre et enrochement du talus amont

.14.2. Protection interne :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Ces deux phénomènes physiques qui sont :

- L'infiltration à travers le corps du barrage provoque la destruction de cette dernière (Phénomène de **Renard**).
- La pression **hydrostatique** influe négativement sur la stabilité du barrage.

Afin d'éviter ces problèmes on doit drainer en premier lieu les eaux d'infiltrations par le biais d'un dispositif de drainage installé à l'aval du barrage.

Ce dispositif est constitué en deux parties :

- **Un tapis drainant**
- **Un prisme de drainage**

.14.2.1. Un tapis drainant

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Pour son dimensionnement on prend comme épaisseur $e = 1,0$ m.

La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_c = (1/3 \text{ à } 1/4) L_b$$

Avec :

L_b = Longueur en base du barrage.

AN : **$L_c = 31$ m**

Pour la longueur du tapis drainant la valeur prise est de $L_c = 31$ m avec une épaisseur de 1.00 m composée de trois couches :

- $T1$: sable fin d'épaisseur de 0.30 m
- $T2$: sable grossier d'épaisseur de 0.30 m
- $T3$: gravier d'épaisseur de 0.40 m

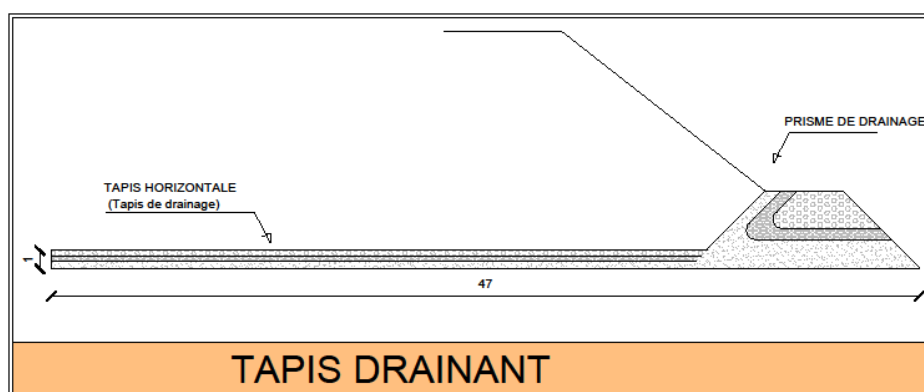


Figure 24 Protection interne - Tapis drainant et prisme de drainage -

.14.2.2. Un prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued.

- **Hauteur (H_p) :** $H_p = (0.1 \text{ à } 0.2) H_b = 3,2 \text{ m}$
- **Largeur (L_P) :** $3,00 \text{ m}$
- **Pentes :** d'après le tableau de TERZAGHI les pentes sont :

Amont : 1/2,5 et Aval : 1/2,5

.15. Calcul et tracé de la ligne de saturation :

$$Y = [H_1^2 - (H_1^2 - H_2^2) \times \frac{x}{L}]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (44) \text{ (Tachi, 2018)}$$

Avec :

H_1 : hauteur du niveau normal de la retenue = 13,58 m,

H_2 : hauteur à la sortie de la ligne de saturation

$$H_2 = (H_1^2 + d^2)^{1/2} - d \dots \dots \dots (45)$$

$$H_2 = 2,62 \text{ m}$$

L : longueur de la ligne de saturation = 18,00 m

Tableau 36 Ligne de saturation

Ligne de Saturation - Non drainée		
X	Y²	Y
0	184,416	13,58
10	127,142	11,276
20	69,867	8,359
30	12,593	3,549
31	6,865	2,620

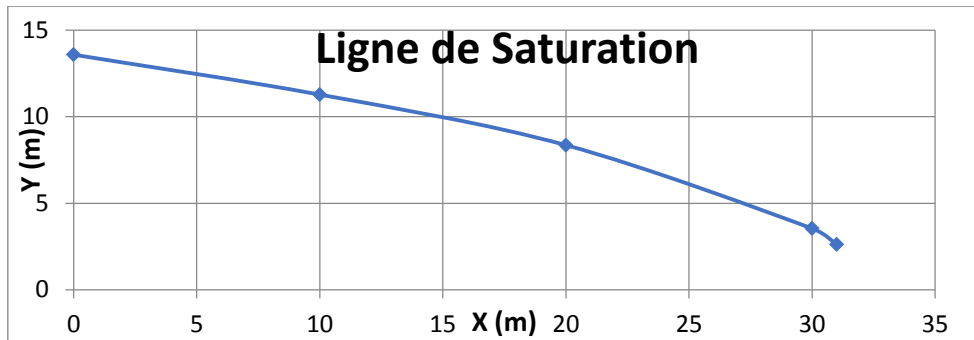


Figure 25 Ligne de saturation

✓ Chapitre 4 : Stabilité

.1. Définition :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et, sans aucun doute, le plus ancien. Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité et la terre assez imperméable (typiquement de l'argile) pour éviter de passer au travers du barrage. Les parements peuvent comprendre des banquettes intermédiaires appelées risbermes, ce qui améliore encore la stabilité et facilite la surveillance et l'entretien. Comme pour tous les barrages en remblai, ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton. La conception de ces ouvrages est fortement dépendantes de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate. (Delliou, 2008)

.2. Coefficient de sécurité relatif au glissement circulaire

Le coefficient de sécurité relatif à la tenue d'une masse de sol potentiellement instable face à un phénomène de glissement circulaire peut être évalué comme la relation entre les actions stabilisatrices et les actions déstabilisatrices. (Morgenstern, 1965)

Quantitativement, il peut s'exprimer, en termes de moments, comme:

$$kg = \frac{\sum F \text{ stabilisatrice}}{\sum F \text{ déstabilisatrice}} \dots\dots\dots (46)$$

$$kg = \frac{\text{Frottement+Cohésion}}{\sum Ti} \dots\dots\dots (47)$$

- *Le poids G_i :*

$$\gamma = \frac{Gi}{v} \Rightarrow G = \gamma \times v \Rightarrow \gamma = b \times h \times 1$$

$$G = b (h_1 \times \gamma_1 + h_2 \times \gamma_2 + h_3 \times \gamma_3) \dots\dots\dots (48)$$

- *Composante tangentielle T_i*

$$T_i = G_i \times \text{Sin} (x_i) \dots\dots\dots (49)$$

$$\text{Sin} (x_i) = \frac{n}{m} \dots\dots\dots (50)$$

n: nombre de la tranche

- *Composante normal N_i :*

$$N_i = G_i \times \text{cos} (x_i) \dots\dots\dots (51)$$

$$\text{Cos} (x_i) = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$$

- *Force de pression Fp_i :*

$$P_i = \frac{Fpi}{S} \Rightarrow Fpi = p_i \times S \dots\dots\dots (52)$$

$$S = dl \times 1 \Rightarrow dl = \frac{b}{\text{cos } x} \dots\dots\dots (53)$$

$$P_i = \gamma_{\text{eau}} \times h_2 \dots\dots\dots (54)$$

$$Fp_i = \gamma_{\text{eau}} \times h_2 \times \frac{b}{\text{cos } x} \dots\dots\dots (55)$$

- *Force de cohésion Fc_i :*

$$F_{c_i} = \frac{c_i \times b}{\cos x} \dots \dots \dots (56)$$

$$k_g = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i - F_{p_i}) \tan \theta + \sum_{i=1}^n F_{c_i}}{\sum_{i=1}^n F_{T_i}} \dots \dots \dots (57)$$

Ce coefficient de sécurité peut être associé à différents paramètres, tels que la résistance du terrain, la valeur des surcharges, l'excitation sismique, etc., selon les valeurs de ces paramètres employées dans la formule. C'est-à-dire que le coefficient de sécurité obtenu évalue la résistance au cisaillement exigée par le terrain, ou l'excès de charge pouvant agir sur le terrain, ou l'excitation sismique maximale acceptée par le système, etc. (Anton & P, 2011)

.3. Types de fonctionnements du barrage

.3.1. Fin de construction :

A la fin de construction du Barrage, le réservoir (cuvette) est vide.

Donc :

$F_{p_i} = 0$ (le corps du barrage est sec)

Le coefficient de glissement doit être supérieur ou égale à 1,4

$$K_g \geq 1,4$$

.3.2. Fonctionnement normal :

Le réservoir est plein, donc :

$F_{p_i} \neq 0$ (le corps du barrage dépend de la ligne de saturation)

Le coefficient de glissements doit être supérieur ou égale à 1,5

$$K_g \geq 1,5$$

.3.3. Vidange rapide :

La vidange rapide (vidange total) se fait seulement dans la partie amont du barrage.

Le coefficient de glissement doit être supérieur ou égale à 1,2

$$K_g \geq 1,2$$

.4. Méthode des tranches (méthode simplifiée de Bishop)

Cette méthode consiste à analyser l'équilibre d'une masse de terrain suivant une surface de glissement circulaire. Pour cela, on trace un cercle sur la section transversale du terrain et on divise en tranches la masse glissante contenue dans ce cercle.

En se basant sur le schéma isolé de chaque tranche générique "i" comme il est montré sur la figure, on expose la formule mathématique de la méthode.

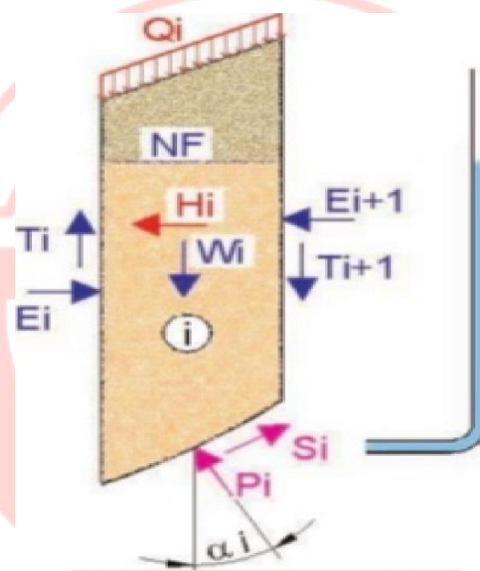


Figure 26 Tranche i (méthode de Bishop) (Morgenstern, 1965)

Pour un talus déterminé, l'équation utilisée pour obtenir le coefficient de sécurité F d'un cercle quelconque de rayon R (ayant ou non des surcharges « Q ») est la suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c_i \times b_i + (W_i + Q_i - u_i \times b_i) \times \tan \varphi}{m_{\alpha i}} \dots \dots \dots (58)$$

$$m_{\alpha_i} = \cos \alpha_i \times \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{F} \right) \dots\dots\dots (59)$$

Avec :

b_i : largeur d' la tranche « i »

c_i : valeur d la cohésion du terrain au point milieu d la base de la tranche « i »

$\tan (\varphi)_i$: valeur de la tangente de l'angle de rotation interne du terrain au point milieu de la base de la tranche « i »

$(\alpha)_i$: valeur de l'angle formé par la droite unissant le centre du cercle avec le point milieu de la base de la tranche « i » et la verticale

W_i : somme des poids de toutes les couches de terrain présentes au-dessus du point milieu de la base de la tranche « i »

Q_i : résultante de la pression produite par les surcharges agissant dans le terrain au-dessus du point milieu de la base de la tranche « i »

u_i : valeur de la surpression des pores au point milieu de la base de la tranche « i »

Il est supposé que les forces entre tranches sont nulles, c'est-à-dire $\Delta T_i = 0$ et $\Delta E_i = 0$

L'équation précédente, qui est de type implicite en F, se résout par itérations successives, en partant d'une valeur initiale $F = F_1$ qui est introduite dans l'équation [59] et est comparée avec la valeur F_2 obtenue à partir del'équation [58]. Si les valeurs F_1 et F_2 ne sont pas suffisamment proches, une nouvelle itération est lancée à partir de la valeur F_2 de l'équation [59] et ainsi de suite jusqu'à la convergence vers une valeur finale du coefficient de sécurité F. (Morgenstern, 1965).

.4.1. Résultat du calcul à la main :

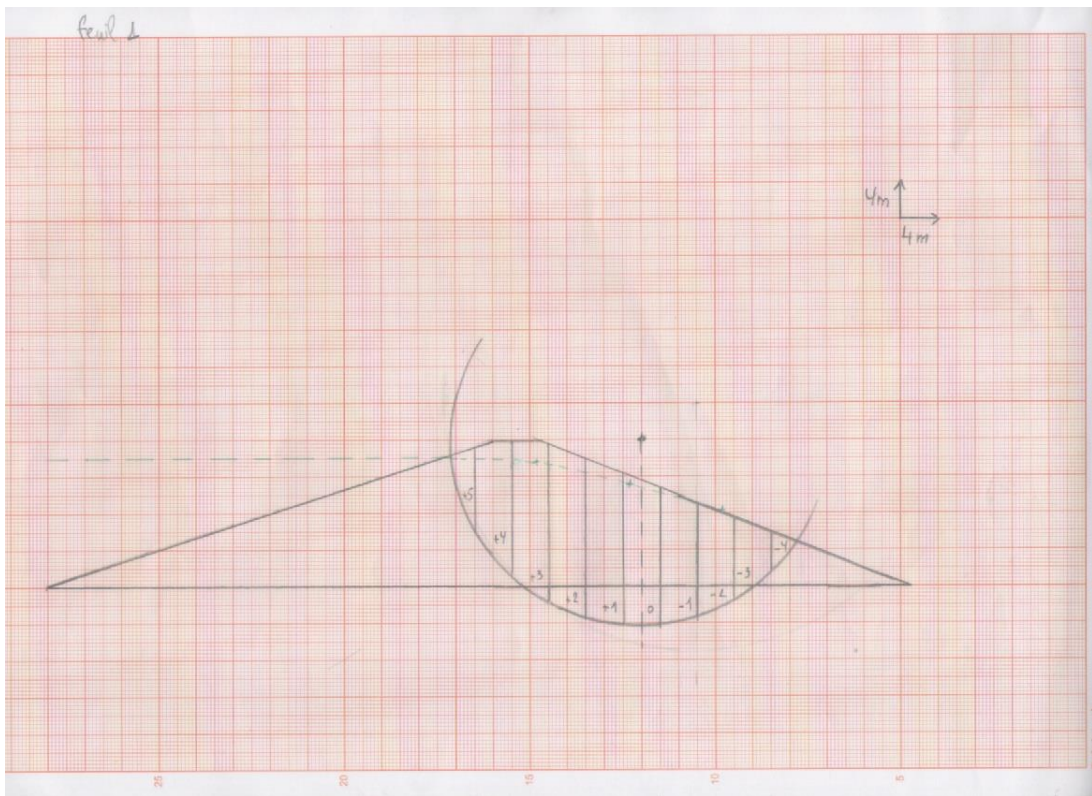


Figure 27 Schéma du calcul de la stabilité à la main

Fin de construction :

(Annexe 2)

$$K_g = 2,64$$

Fonctionnement normal :

(Annexe 3)

$$K_g = 1,868$$

Vidange Rapide :

(Annexe 4)

$$K_g = 1,695$$

.4.2. Conclusion :

Dans les (3) cas, retenue vide, fonctionnement normal et vidange rapide, notre retenue est stable ;

- ✓ Retenue vide : $Kg = 2,229 > 1,4$
- ✓ Fonctionnement normal : $Kg = 1,776 > 1,5$
- ✓ Vidange rapide : $Kg=1,695 > 1,2$



✓ Chapitre 5 : Ouvrages Annexes

.1. Dérivation provisoire

La dérivation provisoire est réalisée pour travailler à sec. Pour les retenues collinaires la durée de construction est de six (06) mois (d'avril à septembre), le cours d'eau est à sec, donc il ne nécessite pas de dérivation provisoire.

Concernant les grands et moyens barrages, la durée de construction est de 10 ans, donc cette dérivation est nécessaire.

Choix et emplacement :

- ✓ *Géologique* : il faut éviter les terrains rocheux
- ✓ *Topographique* : il faut éviter les pentes et avoir un batardeau. (H & JS, 2009)

Batardeau :

Pour dériver un débit de : $Q_{10\%} = 66,931 \text{ m}^3/\text{s}$.

On propose un diamètre : $D = 4,5 \text{ m}$

Le débit transite par une conduite travaillant en charge, il est défini par la formule suivante :

$$v = U \times \sqrt{2 \times g \times h} \dots \dots \dots (60) \text{ (Delliou, 2008)}$$

Et : U : coefficient de débit

$$U = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \lambda \times \left(\frac{L}{D}\right)}} \dots \dots \dots (61)$$

Avec :

$\sum \xi$: somme des pertes de charge singulière

$\lambda \cdot (L/D)$: coefficient de pertes de charge linéaire

λ : coefficient de **DARCY** = $(8 \cdot g) / C^2$

C : coefficient de **CHEEZY** = $(1/n) \cdot R^{1/6}$

R : rayon hydraulique = $D/4$

n : rugosité = 0.014

Donc :

$$V = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\lambda^3+\lambda\times(\frac{L}{D})}} \times \sqrt{h} \dots \dots \dots (62)$$

Tableau 37 Dimensionnement du batardeau - Débit en fonction de la hauteur

H	W	√H	U	v	Q
0,5	15,904	0,707	1,70	1,202	19,117
1	15,904	1	1,70	1,700	27,035
1,5	15,904	1,225	1,70	2,082	33,111
2	15,904	1,414	1,70	2,404	38,233
2,5	15,904	1,581	1,70	2,688	42,746
3	15,904	1,732	1,70	2,944	46,826
3,5	15,904	1,871	1,70	3,180	50,578
4	15,904	2	1,70	3,400	54,070
4,5	15,904	2,121	1,70	3,606	57,350
5	15,904	2,236	1,70	3,801	60,452
5,5	15,904	2,345	1,70	3,986	63,402
6	15,904	2,449	1,70	4,164	66,222
6,5	15,904	2,550	1,70	4,334	68,926
7	15,904	2,646	1,70	4,497	71,528
7,5	15,904	2,739	1,70	4,655	74,038
8	15,904	2,828	1,70	4,808	76,466
8,5	15,904	2,915	1,70	4,956	78,820
9	15,904	3	1,70	5,100	81,105
9,5	15,904	3,082	1,70	5,239	83,327
10	15,90431	3,162	1,70	5,375	85,492

Dimension du batardeau :

On opte pour

- un diamètre de dérivation $D = 4,5 m$
- une hauteur du batardeau $hb = 7 m$

.2. Prise d'eau :

.2.1. Généralités :

Dans les écoulements sous pression, on dimensionne l'ouvrage de prise d'eau pour que la charge hydraulique puisse supporter toutes les pertes de charges et évacuer les débits nécessaires. C'est pourquoi, il est nécessaire d'effectuer une étude de ces pertes. En générale dans les écoulements forcés, on utilisera des conduites de section circulaire.

En général les ouvrages de prise et de vidanges avec écoulement sous pression sont composés de 4 parties fondamentales : l'entrée, la conduite, la chambre des vannes et la structure de dissipation d'énergie, ce dernier assure la décharge libre à la fin de la conduite. Voir le schéma qui représente un ouvrage de prise d'eau avec régime d'écoulement forcé (à pression) formé par des conduites circulaires.

La prise d'eau est réalisée pour satisfaire les besoins domestique, industriel et l'irrigation. (H & JS, 2009)

.2.2. Dimensionnement :

D'après la répartition mensuelle des besoins, on remarque la valeur max se trouve en mois de juillet.

$$B = 339184,01 m^3$$

Généralement les retenus sont construites pour satisfaire l'irrigation, qui se fait pendant 25 jour et 8 heures sur 24.

$$Qp = 0,471 m^3/s$$

.2.3. Diamètre de la prise d'eau :

- *Hauteur du volume utile*

$$Hu = NNR - NTN = 1111,58 - 1098$$

$$Hu = 13,58 \text{ m}$$

On a : $Q_p = u \times w \times \sqrt{2 \times g \times h} \dots\dots\dots (63)$

Avec :

u : coefficient de débit = 0.49

$$w = \frac{Q_p}{u} \times \sqrt{2 \times g \times h} \dots\dots\dots (64)$$

w : la section de la prise d'eau et circulaire

$$D = \frac{\sqrt{4 \times w}}{\pi} \dots\dots\dots (65)$$

D : diamètre de prise d'eau

Tableau 38 Calcul du diamètre de la conduite de prise d'eau

B (m³)	339184,01
Hu (m)	13,58
u (-)	0,49
Qp (m³/s)	0,471
W (m²)	0,059
D (m)	0,274

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est de **275mm**.

.3. Vidange de fond

La vidange du fond est obligatoire dans les barrages et les retenus. Elle a pour but de :

- Diminuer le volume mort

- Panne de l'évacuateur de crue
- Guerre (vidange total)
- Défaillance de la digue (fissure)

3.1. Temps de vidange :

L'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond doit être conçu avec une capacité suffisante qui garantit le temps de vidange du barrage et qui n'affecte pas la stabilité de la pente du barrage, mais en même temps, elle permettra la diminution du niveau d'eau de la cuvette en un temps préétabli en permettant la réparation de tous les problèmes qui se présentent dans cette dernière. Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante (Lambert, 1996):

$$T = \frac{V}{Q} \dots \dots \dots (66) \quad (1)$$

Avec :

T = temps de vidange (jours)

V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m³)

Q = débits (m³/s)

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot W \cdot (2 g H_u)^{1/2} \quad (2)$$

Avec :

μ : coefficient de débit du système = 0.49

g : accélération de la gravité, (m/s²).

H_u : volume utile.

W : surface de la section transversale de la conduite, (m²) ;

$$W = \frac{\pi d^2}{4}$$

d : diamètre de la conduite, (m).

Tout le calcul est effectué à l'aide d'un tableau type A ; en plus, il est

nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette (courbe surface - capacité en fonction de la hauteur).

Tableau 39 Temps de vidange

Côte	Côte moy	Hauteur (m)	Q (m ³ /s)	Volume (m ³)	Temps (s)
1117					
1116	1116,5	18,5	0,54984319	52665,90334	95783,49607
1115	1115,5	17,5	0,53477613	52674,16198	98497,59389
1114	1114,5	16,5	0,51927207	52682,41047	101454,3509
1113	1113,5	15,5	0,50329062	52690,64871	104692,2919
1112	1112,5	14,5	0,48678478	52698,87656	108259,0887
1111	1111,5	13,5	0,46969926	52707,09392	112214,5567
1110	1110,5	12,5	0,45196832	52715,30065	116634,9459
1109	1109,5	11,5	0,43351278	52723,49665	121619,2431
1108	1108,5	10,5	0,41423581	52731,68178	127298,7046
1107	1107,5	9,5	0,39401685	52739,85594	133851,779
1106	1106,5	8,5	0,37270263	52748,01899	141528,4343
1105	1105,5	7,5	0,35009316	52756,17083	150691,8086
1104	1104,5	6,5	0,32591899	52764,31132	161893,9453
1103	1103,5	5,5	0,29980187	52772,44036	176024,3884
1102	1102,5	4,5	0,27118099	52780,55781	194632,2172
1101	1101,5	3,5	0,23915916	52788,66357	220726,0829
1100	1100,5	2,5	0,20212638	52796,7575	261206,6673
1099	1099,5	1,5	0,15656642	52804,8395	337267,9776
1098	1098,5	0,5	0,09039366	52812,90943	584254,5485
				Somme	3348532,121

Le temps en jour :

$$T = \sum T / 86400 \text{ (jours)}$$

T = 38,76 jours

Ensuite, on donne le temps d'évacuation pour les retenues collinaires de hauteurs $H \leq 20$ m ; ces valeurs ne doivent pas être considérées comme absolues ; elles constituent un guide de travail pour la conception de la prise d'eau et de la vidange de fond. La valeur définitive sera le résultat de l'analyse de tout le projet. (Thual, 2010)

Tableau 40 Temps de vidange en fonction de la hauteur

Hauteur (m)	Temps (jour)
15	30 - 32
10	23 - 25
5	14 - 16
2	08-oct

Conclusion :

La vidange totale de la retenus se fait pendant **39 jour** par mesure de sécurité.

Le diamètre de la conduite du fond et de **500 mm**

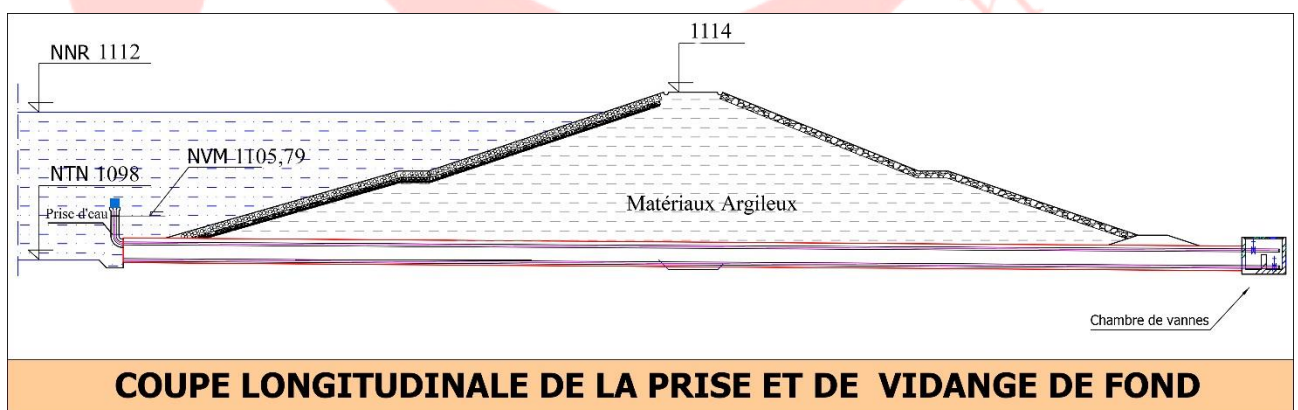


Figure 28 Coupe longitudinale de la prise d'eau et de la vidange de fond

.4. Evacuateur de crues

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 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. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les pouvoirs publics, les concepteurs et exploitants de barrage, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue. (Llano, 1992)

Pour la retenue BOUHMAMA, On a opté pour un évacuateur frontal instauré sur la rive droite et composé des parties suivantes :

- ✓ Canal d'entre
- ✓ Déversoir
- ✓ Transition
- ✓ Coursier
- ✓ Bassin d'amortissement

.4.1. But :

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. (Lavabre & Lang, 2007)

.4.2. Type d'évacuateur de crue :

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

.4.3. Critère de choix et de l'emplacement :

- Topographique : en évite les terrassements.
- Géologique : en évite les terrains rocheux.

.4.4. Canal d'entre

Procédure pour le calcul des pertes dans le canal et la largeur du fond.

- Données du déversoir.

N.P.H.E = 1113 m

N.R.N = 1112 m

Qd = 48,718 m³/s

P= 0,5 m

b_d= 22 m

Type de déversoir. CREAGER

- Données du canal d'accès.

Tableau 41 Pente talus en fonction du matériaux

N ₀	Matériaux	Talus	
		m ₁	m ₂
1	Roche.	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton.	0.50÷1.0	0.75

3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre.	1.0	0.75
4	Argile consolidée.	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée.	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée.	3.0	2.0

Tableau 42 Rugosité 'n' en fonction des caractéristiques du canal

N ₀	Caractéristiques du canal	Coefficient "n"
1	Sol, de section prismatique, petit rayon de courbure et peu de végétation.	0.025
2	Sol, de section prismatique, rayon de courbure appréciable et peu de végétation.	0.030
3	Roche, de section prismatique, petit rayon de courbure et peu de végétation.	0.030
4	Roche, de section prismatique, rayon de courbure appréciable et peu de végétation	0.035

Tableau 43 Vitesse admissible en fonction du type de sol et de la hauteur d'écoulement

Types de sols	% de particules		Vadm (m/s) pour différents sols et hauteur.															
			Peu consistant e = (1.2 ÷ 0.9) $\gamma = 12 \text{ KN/m}^3$				Consistant moyenne e = (0.9 ÷ 0.6) $\gamma = 12 \div 16.2 \text{ KN/m}^3$				Consistant dure e = (0.6 ÷ 0.3) $\gamma = 16.3 \div 20 \text{ KN/m}^3$				Consistant très dure e = (0.3 ÷ 0.2)			
	<0.005	0.005 a 0.05	Hauteur d'écoulement (m)															
0.4			1.0	2.0	≥3.0	0.40	1.0	2.0	≥3.0	0.4	1.0	2.0	≥3.0	0.4	1.0	2.0	≥3.0	
Argile lourde	20 ÷ 30	80 ÷ 70	0.35	0.4	0.45	0.50	0.70	0.85	0.95	1.10	1.00	1.20	1.40	1.50	1.4	1.7	1.9	2.10
Argile Légère	10 ÷ 20	90 ÷ 80	0.35	0.4	0.45	0.50	0.65	0.80	0.90	1.00	0.95	1.20	1.40	1.50	1.4	1.7	1.9	2.10
Lœss consolidé	-----	-----					0.60	0.70	0.80	0.85	0.80	1.00	1.20	1.30	1.1	1.3	1.5	1.70

Donc :

$$L_{can} = 32,87 \text{ m}$$

$$M = 2,0$$

$$n = 0,030$$

$$V_{adm} = 1,1 \text{ (m/s)}$$

1) On suppose $H_0 = H = (N.P.H.E - N.R.N)$

2) Calcul de la charge statique :

$$H = H_0 - h_v \text{ (m)} \dots \dots \dots (67)$$

$$h_v = \frac{V_{adm}^2}{2g} \text{ (m)} \dots \dots \dots (68)$$

Avec :

H_0 = charge obtenue du laminage de la crue, (m)

h_v = charge due à la vitesse, (m).

V_{adm} = vitesse admissible, (m/s).

A.N :

$$h_v = 0,062 \text{ m}$$

$$H = 0,938 \text{ m}$$

3) Calcul de la largeur du canal d'accès.

$$b_{acc} = \frac{Q_d}{(P + H)V_{adm}} \text{ (m)} \dots \dots \dots (69)$$

$$b_{acc} = 30,8 \text{ m}$$

Tableau 44 Coefficient K en fonction de la largeur du déversoir

N₀	Largeur du déversoir	K
1	$B_d \leq 30m$	1.10
2	$B_d \leq 60m$	1.05
3	$B_d > 60m$	1.00

Donc :

$$b_{can} = K \times b_d = 1.05 \times 22 = 23,1 m$$

Revêtir le canal d'entrée d'enrochement et calculer la vitesse pour choisir le diamètre de la pierre.

$$V_{adm} = \frac{Q_d}{(P + H)b_{can}} \dots\dots\dots (70)$$

$$V_{adm} = 1,47 \text{ m/s}$$

Connaissant la vitesse et la hauteur moyenne de l'eau, on cherche à partir du tableau suivant, pour obtenir le diamètre du revêtement :

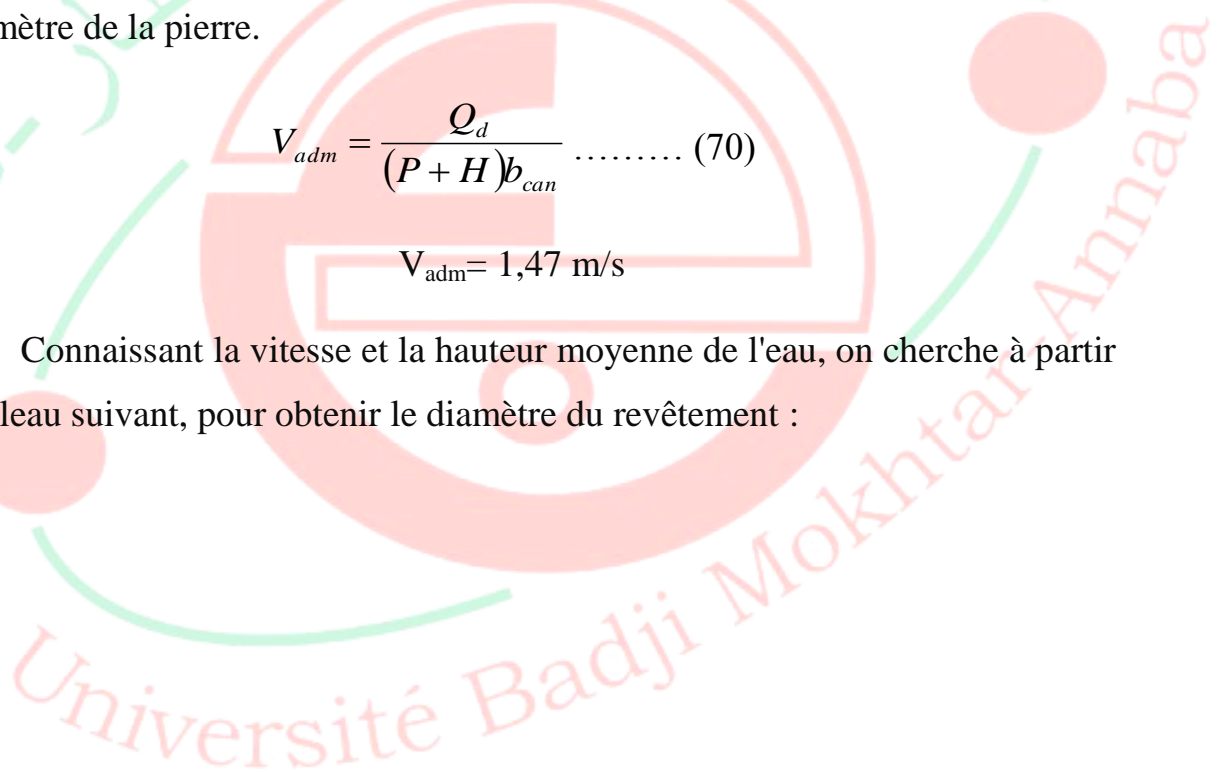


Tableau 45 Vitesse admissible pour différentes hauteurs en fonction du type de sols

Types de sols	Diamètre d ₅₀ (mm)	V _{adm} (m/s) pour différentes 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 ÷ 1.00	0.90 ÷ 1.10	1.00 ÷ 1.20
Gravier moyen	5.0 ÷ 10	0.85 ÷ 0.90	0.85 ÷ 1.05	1.00 ÷ 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 ÷ 2.00
Cailloux gros	25 ÷ 40	1.25 ÷ 1.50	1.45 ÷ 1.85	1.65 ÷ 2.10	1.85 ÷ 2.30	2.00 ÷ 2.45
Cailloux très gros	40 ÷ 75	1.50 ÷ 2.00	1.85 ÷ 2.40	2.10 ÷ 2.75	2.30 ÷ 3.10	2.45 ÷ 3.30
Petite pierre	75 ÷ 100	2.00 ÷ 2.45	2.40 ÷ 2.80	2.75 ÷ 3.20	3.10 ÷ 3.50	3.30 ÷ 3.80
Pierre moyenne	100 ÷ 150	2.45 ÷ 3.00	2.80 ÷ 3.35	3.20 ÷ 3.75	3.50 ÷ 4.10	3.80 ÷ 4.40
Grosse pierre	150 ÷ 200	3.00 ÷ 3.50	3.35 ÷ 3.80	3.75 ÷ 4.30	4.10 ÷ 4.65	4.40 ÷ 5.00
Petite bloc	200 ÷ 300	3.50 ÷ 3.85	3.80 ÷ 4.35	4.30 ÷ 4.70	4.65 ÷ 4.90	5.00 ÷ 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 ÷ 6.00
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grés calcifiés, etc.		2.50	3.00	3.40	3.70	
Grés 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	

$$(H+P) = 1,44 \approx 1$$

$D_{50} = 45 \text{ mm}$ [cailloux très gros]

4) Calcul du débit spécifique dans le canal d'accès.

$$q_c = \frac{Q_d}{b_{can}} \text{ (m}^2\text{/s/m) } \dots\dots\dots (71)$$

$$q_c = 2,17 \text{ m}^2\text{/s}$$

5) Calcul de la pente du canal

$$i_0 = \left(\frac{nV_{adm}}{R^{2/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (72)$$

$$i = 0,012$$

Conclusion :

Tableau 46 Dimension du canal d'entrée

Longueur	32,87
Largeur à l'entrée	30,8
Largeur à la sortie	23,1
Pente	0,012

4.5. Déversoir

Pour le déversoir on a opté section type CREAGER dont les caractéristiques sont :

$$Hdev = 1,013 \text{ m}$$

$$P = \frac{Hdev}{2} = 0,51 \dots\dots\dots (73)$$

$$R = \frac{P}{2} = 0,25 \dots\dots\dots (74)$$

Tableau 47 Hauteur de la ligne d'eau dans le déversoir

x	y	X=x*Hdev	Y=y*Hdev
0	0,13	0,00	0,13
0,1	0,04	0,10	0,04
0,3	0	0,30	0,00
0,6	0,06	0,61	0,06
1	0,29	1,01	0,29
1,4	0,57	1,42	0,58
1,7	0,87	1,72	0,88
2	1,23	2,03	1,25

4.6. Transition

Définition :

Les transitions sont des structures qui placées entre le déversoir et le coursier. L'utilisation des transitions est déterminée par la nécessité de réduire les dimensions des ouvrages en aval qui par rapport aux grandes longueurs déversantes qui sont généralement tirées du calcul de la section de contrôle.

Critères généraux pour le dimensionnement :

a) La largeur initiale (B_t) et finale (b_t).

- ✓ La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement ($b_d = B_T$).
- ✓ La largeur finale (b_t) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Sevchenko.

b) Longueur de la transition (L_t).

- ✓ La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique avec les recommandations de Sevchenko.
- c) La pente de fond (i_0).
 - ✓ Dans les transitions subcritiques, il est recommandé $S_0 = 0$, pour qu'il existe des méthodes pour sa conception.
- d) Niveau du fond de la transition (C_t).
 - ✓ Il est étroitement lié aux conditions topographiques de la zone, en évitant l'étouffement du déversoir.
- e) Hauteur des parois latérales (H_{mt}).
 - ✓ Elle dépend de la hauteur d'eau dans la transition.

Dimensionnement :

Données : $Q = 48,718 \text{ m}^3/\text{s}$
 $P = 0,51 \text{ m}$
 $B_t = b_d = 23,1 \text{ m}$
 $H_0 = H_d = 1,013 \text{ m}$

Calcul de la largeur finale de la transition

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46 \times B_t^2 \times Y_1^2} \right) - H_0 \dots \dots \dots (75)$$

$$b_t = 0.70 \sqrt{\frac{Q_d^2}{gP^{*3}}} \dots \dots \dots (76)$$

Avec :

Q_{dev} : débit de projet (m^3/s).

P^* : hauteur des parements des eaux en aval (m).

g : accélération de la gravité (m/s^2).

Calcul de la longueur de la transition

$$L_t = 2.5 (B_t - b_t) \dots \dots \dots (77)$$

Avec :

B_t : Largeur initiale de la transition (m).

L_t : longueur de la transition (m).

Calcul du niveau d'eau au début et à la fin de la transition :

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88,29 \times B_t^2}} \dots \dots \dots (78)$$

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{g \times b_t^2}} \dots \dots \dots (79)$$

Avec :

Y_1 : hauteur de l'eau au début de la transition (m).

Y_2 : hauteur de l'eau à la fin de la transition (m).

Calcul de la longueur du saut hydraulique

$$L_{saut} = 22.45 \times Y_1 \dots \dots \dots (80)$$

Résultat :

Tableau 48 Dimension du transition

Symbole	(m)
<i>Bt (largeur Transition)</i>	23,1
<i>Y1 (hauteur d'eau)</i>	0,38
<i>bt (largeur à la fin)</i>	11,7
<i>Y2(hauteur d'eau à la fin)</i>	1,21
<i>Longueur transition</i>	25,75
<i>Hauteur parois</i>	1,6
<i>Long-saut hydraulique</i>	8,53

.4.7. Coursier

Définition :

Le coursier est la partie de l'évacuateur de crues qui permet le passage de l'eau de la côte du déversoir vers l'aval. (Durand, Royet, & Mériaux, 1999)

Critères généraux pour le dimensionnement

La conception hydraulique d'un coursier implique la solution des aspects suivants :

- a. Tracé en plan.
- b. Tracé du profil longitudinal.
- c. Obtention de la section transversale.
- d. Calcul de la hauteur des parois latérales.

Vue en plan du coursier.

Pour la réalisation du tracé en plan, on prend en considérations les conditions suivantes :

- a. Utiliser le thalweg.
- b. Éviter les changements de direction en plan du coursier car on ne peut pas oublier que le régime d'écoulement est sur critique.
- c. Réduire avec son tracé la distance entre la cuvette et la sortie dans la rivière, pour économiser les travaux d'excavation et le bétonnage.

Tracé du profil longitudinal du coursier.

Ceci dépend de l'expérience du concepteur, de la géologie et de la topographie de la zone, bien qu'il reste encore d'autres questions qui doivent être considérées.

- a) On doit éviter l'obtention de pentes très prononcées (30 %) puisqu'elles provoquent de hautes vitesses dans le flux qui peuvent donner lieu à la cavitation.
- b) Suivre la pente naturelle du terrain afin de diminuer l'excavation.

Obtention de la section transversale du coursier.

Les sections transversales d'avantage employées sont les sections trapézoïdales ou rectangulaires. La définition de la largeur (b) reste le critère le plus économique. Il est nécessaire de savoir que pas toujours le coursier le plus économique porte l'évacuateur de crues le plus économique. Deux exemples :

1. Une largeur imposée pour le coursier peut conduire à un mauvais fonctionnement soit de la transition, soit de la section de contrôle, soit des deux, ce qui aura pour effet d'augmenter le coût de l'ouvrage.
2. Une petite largeur de coursier peut provoquer un débit spécifique important dans le dissipateur d'énergie, ce qui augmentera considérablement le coût de l'ouvrage.

(Durand, Royet, & Mériaux, 1999)

Formules directes approximatives pour la détermination de la hauteur de l'écoulement d'eau

La hauteur du coursier est déterminée par la formule générale suivante:

$$Y_i = \frac{Y_{cr} b_{cour} (K_a b_{cour} + K_c L_i)}{(b_{cour}^2 + K_b b_{cour} L_i + K_d L_i^2)} \dots\dots\dots (81)$$

Avec :

K_a ; K_b ; K_c et K_d : sont les coefficients qui dépendent de la pente du coursier, ils sont calculés par les formules suivantes:

$$K_a = 0.959 - 0.184i_0$$

$$K_b = 0.243 + 3.768i_0$$

$$K_c = 0.280 + 0.189i_0$$

$$K_d = 0.006 - 0.013i_0$$

Y_{cr} : Hauteur d'eau critique au début du coursier. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$Y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{gb_{cour}^2}} \dots\dots (82)$$

Avec :

Q_d : débit de projet (m^3/s).

g : accélération de la gravité (m/s^2)

b_{cour} : Largeur du coursier (m).

L_i : Distance depuis le début jusqu'à la section où l'on voudrait connaître la hauteur de l'eau.

Ces formules seront utilisées dans les conditions suivantes :

- ✓ $0.05 \leq i_0 \leq 0.30$ (pente du fond du coursier).
- ✓ $2.13 \leq q \leq 15.50$ (débit spécifique) $q = \frac{Q_d}{b_{cour}}$
- ✓ $L_c \leq 150m$ (longueur totale du coursier.)

Calcul de la hauteur des parois

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$h_3 = Y_{crit} + HL \dots\dots\dots (83)$$

Avec :

Y_{crit} : hauteur d'eau critique (m).

HL : hauteur libre (0.5m ÷ 1.0m).

Application numérique :

Données

$$Q_{dev} = 48,718 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Lc = 68,54 \text{ m}$$

$$i_1 = 0,29$$

$$bc = bt = 11,7 \text{ m}$$

Puisque (*i*₁) est inférieur a 0.300 donc la valeur est acceptable.

$$q = \frac{Q_d}{b_{cour}} \dots\dots\dots (84)$$

$$q = 4,16 \text{ m}^2/\text{s}$$

Puisque 4,16 est inférieur à 15.50 m² /s, la valeur est acceptable.

Calcul des coefficients :

Tableau 49 Coefficient dépendant de la pente du coursier

Ka	0,957
Kb	0,288
Kc	0,282
Kd	0,006

- Calcul de Y_{cr} :

$$Y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{g b_{cour}^2}} \dots\dots\dots (85)$$

$$Y_{cr} = 1,209 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur (Ycr) dans la formule [81]

On peut réaliser le tableau suivant pour obtenir le tracé de la ligne d'eau dans le coursier par la formule précédente :

Tableau 50 Ligne d'eau dans le coursier

<i>Li</i>	<i>Yi</i>
10	1,158
20	1,153
30	1,143
40	1,131
50	1,118
60	1,105
68,54	1,092

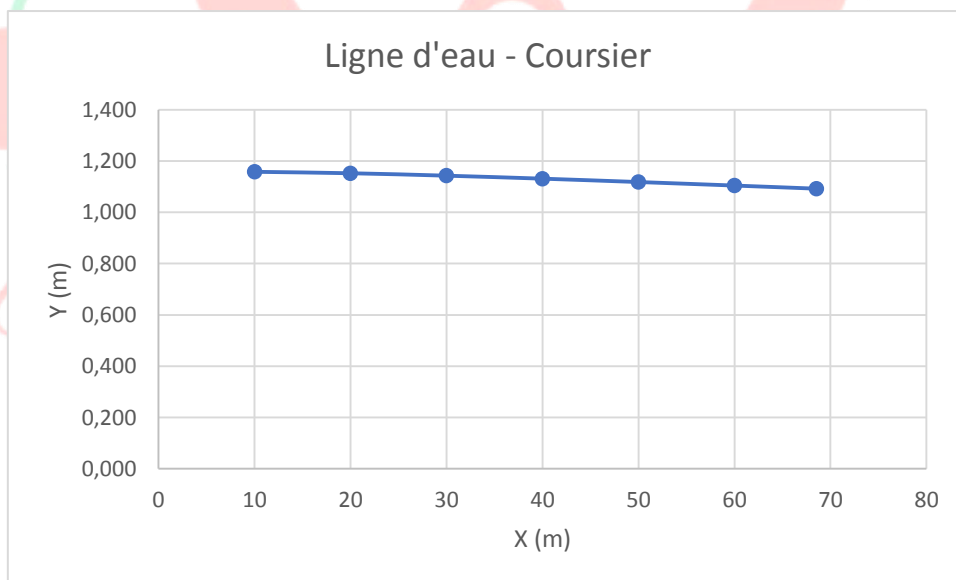


Figure 29 Ligne d'eau dans le coursier

.4.8. Bassin d'amortissement

Définition

Les bassins d'amortissement sont des structures chargées d'alléger l'importante énergie que l'eau acquiert dans sa chute.

Le saut a lieu lors de l'union de deux régimes d'écoulement : l'un d'arrivée torrentielle et l'autre de sortie subcritique. Le saut aura lieu dans une section du coursier rectangulaire horizontal dans laquelle sera satisfaite l'équation suivante :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right) \dots\dots\dots (86)$$

Avec :

Y_1 = hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du saut (m).

Y_2 = hauteur d'écoulement de l'eau après le saut (conjuguée d' Y_1)

Fr = nombre de Froude dans la section initiale du saut.

Dimensionnement d'un bassin d'amortissement situé au pied d'un coursier. Méthodologie de conception.

Cette méthodologie a été conçue en supposant les données suivantes :

- Niveau final du coursier C_1 (m).
- Débit de conception Q_d (m^3/s).
- Largueur du coursier b_{cour} (m).
- Accélération de la pesanteur g (m/s^2).
- Pente du coursier (i_o).
- Largeur du bassin d'amortissement (b_b)

On calcul aussi la courbe superficielle selon la formule (86) et on déterminer L_b ; h_b et L_{cour} selon le plan.

Procédure :

- a) On connaît la hauteur d'écoulement de l'eau à la fin du coursier qui est égale à celle d'entrée dans le bassin d'amortissement Y_1 (m).
- b) On calcule la hauteur conjuguée (Y_2) par la formule suivante :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{(8F_{r1}^2 + 1)} - 1 \right)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}} \dots \dots \dots (87)$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{b_b \times Y_1} \dots \dots \dots (88)$$

$$y_3 = 1,25 \times y_1 \dots \dots \dots (89)$$

Avec :

b_b = est la largeur du bassin d'amortissement, laquelle sera la même que la largeur du coursier.

Données :

- $Q_d = 48,718 \text{ m}^3/\text{s}$
- $b_c = 11,7$
- $Y_1 = 1,084 \text{ m}$

Donc :

Tableau 51 Vitesse - Froud - Hauteurs conjuguées dans le bassin d'amortissement

V	5,418
Fr	1,662
Y2	2,062
Y3	1,355

Calcul de la longueur du bassin d'amortissement (Lb)

$$L_p = L_s = 6x(Y_2 - Y_1) = 5,7m \dots\dots\dots (90)$$

Calcul de la hauteur des parois du bassin d'amortissement :

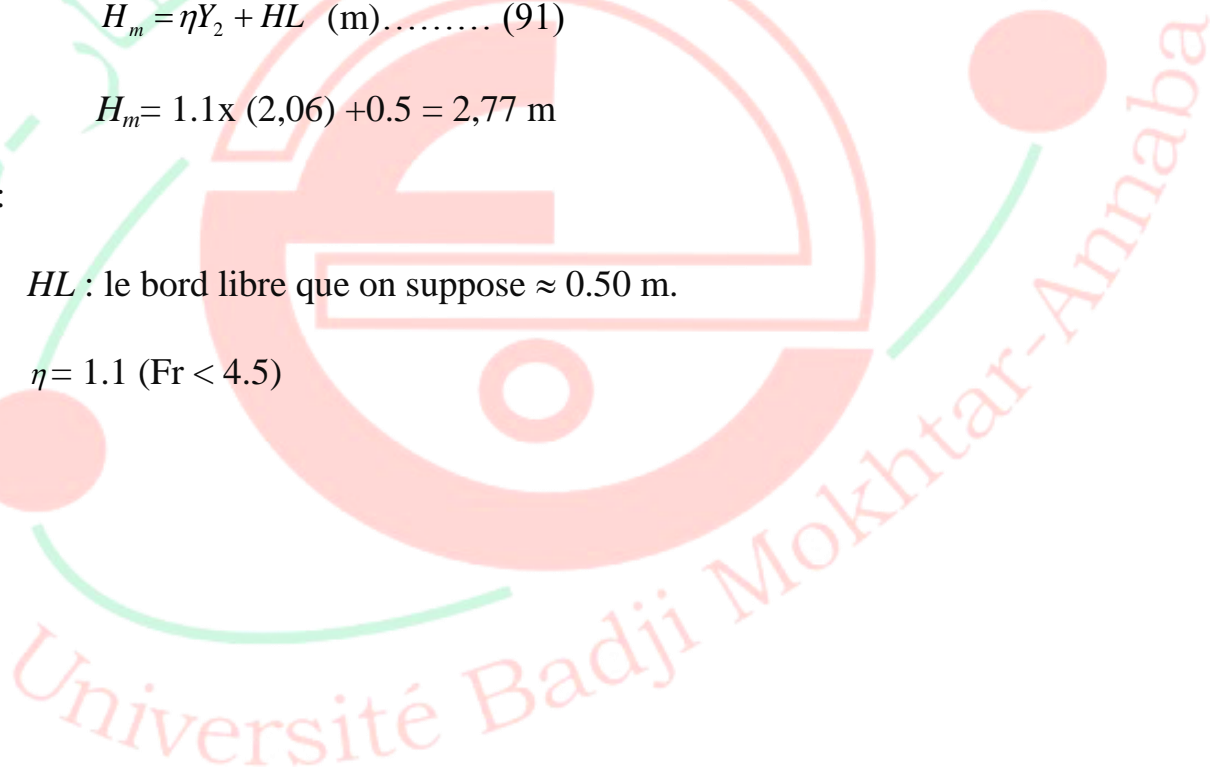
$$H_m = \eta Y_2 + HL \text{ (m)} \dots\dots\dots (91)$$

$$H_m = 1.1x (2,06) + 0.5 = 2,77 \text{ m}$$

Avec :

HL : le bord libre que on suppose $\approx 0.50 \text{ m}$.

$$\eta = 1.1 \text{ (Fr} < 4.5)$$



✓ Conclusion générale

L'étude de faisabilité d'un aménagement hydraulique important dans la wilaya de Khenchela est le principal objectif du présent mémoire de fin d'études. Cet ouvrage d'envergure n'est autre que la retenue collinaire de Bouhmama, destiné essentiellement à l'irrigation de la région en question. On signale que la dite région est à vocation agricole.

Les résultats des analyses et investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité de la retenue collinaire TADJMOUT, permet de tirer les conclusions suivantes :

- Site favorable à la réalisation d'un barrage sur l'oued de Bouhmama dans le but de mobiliser les eaux de surface et leur utilisation à des fins d'irrigation, d'écrêter les crues qui menacent les terres agricoles et d'alimenter les nappes alluvionnaires.
- La construction de la retenue collinaire TADJMOUT est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type « en terre » comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ.
- Grâce à la capacité de de sa retenue qui est de $1,04\text{Hm}^3$, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.
- Après la détermination de la côte des plus hautes eaux, on a pu calculer la hauteur totale du barrage qui est de 16m.

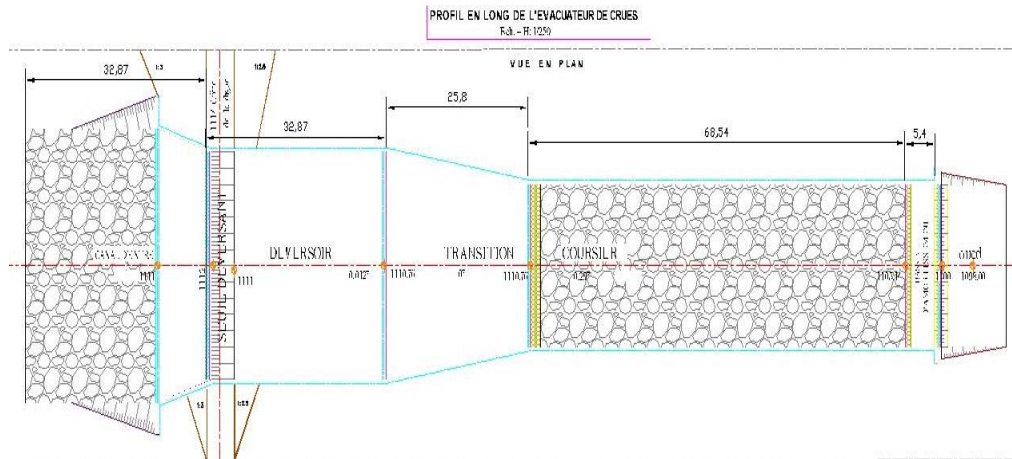


Figure 30 Profil en long de l'évacuateur de crues

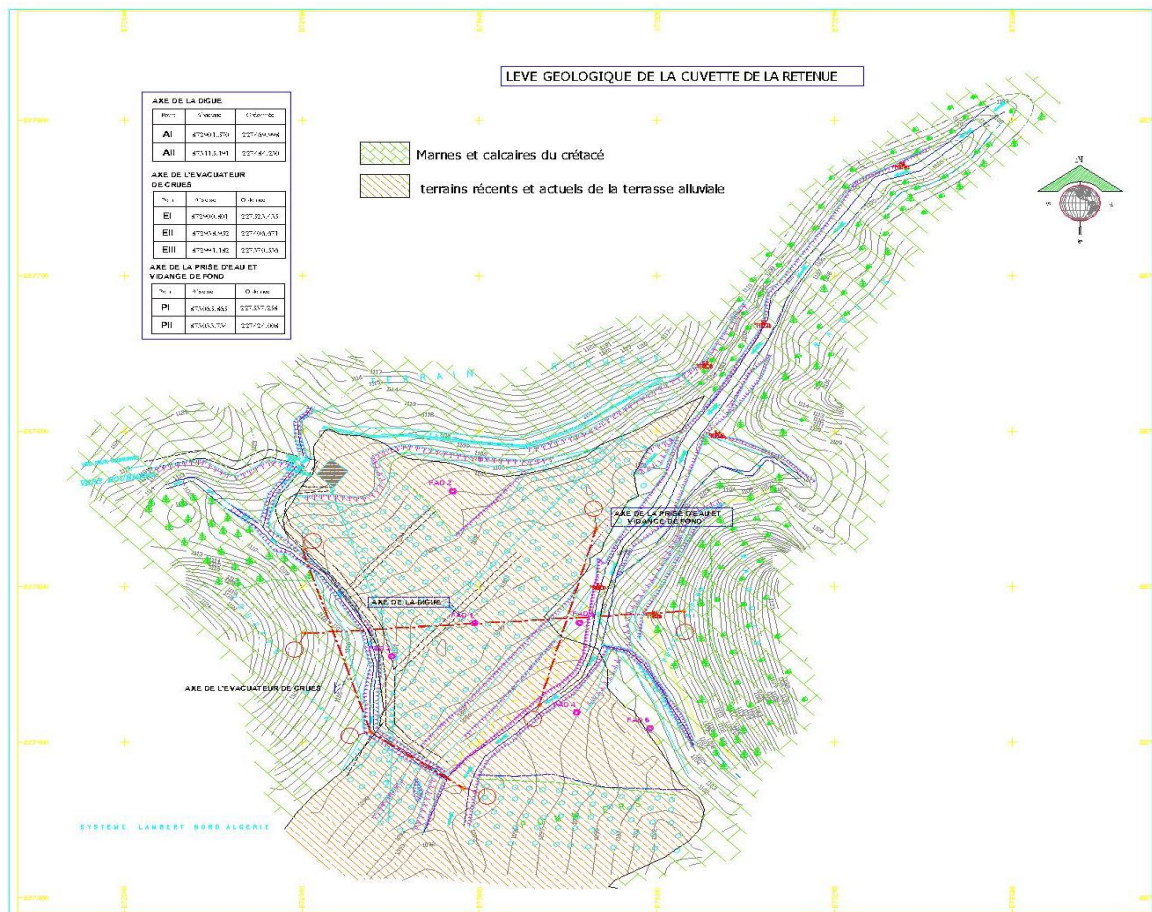


Figure 31 Axe de la digue - Axe de l'évacuateur de crue - Axe de vidange de fond

Mois	Capacité au début du mois (m3)	Surface du plan d'eau (Km2)	Evaporation (%)	E (mm)	E(m3)	In(m3)	Amoy (%)	A (m3)	Besoin (%)	B(m3)	Sortie(m3)	Vol à la fin du mois (m3)	Déficit(m3)	Côte
Septembre	30818,70	0,012386	10,57	165	2043,7518	308,186957	3,09	44129,6252	15	203510,407	205862,346	0,000	-30818,696	-
Octobre	30818,70	0,012386	6,47	101	1251,02383	308,186957	4,14	59125,1289	0	0	1559,211	88384,614	57565,918	1105,79
Novembre	88384,61	0,025193	3,65	57	1436,03651	883,846138	4,76	67979,6168	0	0	2319,883	154044,348	65659,734	1107,10
Décembre	154044,35	0,036148	2,56	40	1445,94045	1540,44348	3,88	55411,9566	0	0	2986,384	206469,921	52425,573	1107,79
Janvier	206469,92	0,042100	2,50	39	1641,91059	2064,69921	6,77	96685,2953	0	0	3706,610	299448,606	92978,686	1108,66
Février	299448,61	0,046551	3,65	57	2653,45746	2994,48606	11,75	167806,827	0	0	5647,944	461607,490	162158,884	1109,68
Mars	461607,49	0,035635	6,28	98	3492,31464	4616,0749	25,8	368460,948	0	0	8108,390	821960,048	360352,559	1111,04
Avril	821960,05	0,073634	7,62	119	8762,45917	8219,60048	21,06	300766,96	5	67836,8025	84818,862	1037908,146	215948,098	1111,588
Mai	1037908,15	0,195305	10,38	162	31639,5482	10379,0815	11,02	157381,382	15	203510,407	245529,037	949760,491	88147,655	1111,38
Juin	949760,49	0,140554	14,22	222	31203,0967	9497,60491	3,48	49699,3837	20	271347,21	312047,911	687411,963	262348,528	1110,62
Juillet	687411,96	0,019117	17,81	278	5314,72633	6874,11963	1,51	21564,9625	25	339184,012	351372,858	357604,067	329807,896	1109,08
Aout	357604,07	0,045367	14,29	223	10117,0376	3576,04067	2,74	39131,124	20	271347,21	285040,288	111694,903	-245909,164	1106,34
Somme			100	1561			100	1428143,21	100	1356736,05				

Annexe 1 Tableau de régularisation

N°	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	sinai	Gi	Ni	Ti	dli	Pi	tgji	(Ni-Pi)tgji	Ci	Ci.dli		
-4	0,6	3,6	0	0	1,718	1,98	2,15	-0,4	3,71	3,40	-1,48	0,65	0,00	0,31	1,04	0,37	0,24		
-3	1	2,8	0	0	1,718	1,98	2,15	-0,3	4,81	4,59	-1,44	1,05	0,00	0,31	1,40	0,37	0,39		
-2	1	8,4	0	2,4	1,718	1,98	2,15	-0,2	19,59	19,20	-3,92	1,02	0,00	0,31	5,87	0,37	0,38		
-1	1	10,4	0	4	1,718	1,98	2,15	-0,1	26,47	26,33	-2,65	1,01	0,00	0,31	8,05	0,37	0,37		
0	1	12	0	4,4	1,718	1,98	2,15	0	30,08	30,08	0,00	1,00	0,00	0,31	9,20	0,37	0,37		
1	1	13,4	0	4	1,718	1,98	2,15	0,1	31,62	31,46	3,16	1,01	0,00	0,31	9,62	0,37	0,37		
2	1	14,8	0	2,4	1,718	1,98	2,15	0,2	30,59	29,97	6,12	1,02	0,00	0,31	9,16	0,37	0,38		
3	1	16	0	0,8	1,718	1,98	2,15	0,3	29,21	27,86	8,76	1,05	0,00	0,31	8,52	0,37	0,39		
4	1	12,8	0	0	1,718	1,98	2,15	0,4	21,99	20,15	8,80	1,09	0,00	0,31	6,16	0,37	0,40		
5	0,6	6,8	0	0	1,718	1,98	2,15	0,5	7,01	6,07	3,50	0,69	0,00	0,31	1,86	0,37	0,26		
											$\Sigma z =$	20,85				$\Sigma x =$	50,88	$\Sigma y =$	3,55
														Kg =	2,610				

Annexe 2 Calcul de la stabilité à la main - Fin de construction

Université Badji Mokhtar

N°	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	sinai	Gi	Ni	Ti	dli	Pi	tgji	(Ni-Pi)tgji	Ci	Ci.dli		
-4	0,6	0	3,6	0	1,718	1,98	2,15	-0,4	4,28	3,92	-1,71	0,65	2,36	0,31	0,48	0,37	0,24		
-3	1	0	2,8	0	1,718	1,98	2,15	-0,3	5,54	5,29	-1,66	1,05	2,94	0,31	0,72	0,37	0,39		
-2	1	0	8,4	2,4	1,718	1,98	2,15	-0,2	21,79	21,35	-4,36	1,02	8,57	0,31	3,91	0,37	0,38		
-1	1	0,4	10	4	1,718	1,98	2,15	-0,1	29,09	28,94	-2,91	1,01	10,05	0,31	5,78	0,37	0,37		
0	1	1,2	10,8	4,4	1,718	1,98	2,15	0	32,91	32,91	0,00	1,00	10,80	0,31	6,76	0,37	0,37		
1	1	1,4	12	4	1,718	1,98	2,15	0,1	34,77	34,59	3,48	1,01	12,06	0,31	6,89	0,37	0,37		
2	1	2	12,8	2,4	1,718	1,98	2,15	0,2	33,94	33,25	6,79	1,02	13,06	0,31	6,17	0,37	0,38		
3	1	2,4	13,6	0,8	1,718	1,98	2,15	0,3	32,77	31,26	9,83	1,05	14,26	0,31	5,20	0,37	0,39		
4	1	2	10,8	0	1,718	1,98	2,15	0,4	24,82	22,75	9,93	1,09	11,78	0,31	3,35	0,37	0,40		
5	0,6	0,8	6	0	1,718	1,98	2,15	0,5	7,95	6,89	3,98	0,69	4,16	0,31	0,83	0,37	0,26		
$\Sigma z =$											23,36	$\Sigma x =$				40,08	$\Sigma y =$		3,55
Kg =														1,868					

Annexe 3 Calcul de la stabilité à la main - Fonctionnement normal

Université Badji Mokhtar

Tableau 52 Calcul de la stabilité à la main - Vidange rapide

N°	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	sinai	Gi	Ni	Ti	dli	Pi	tgji	(Ni-Pi)tgji	Ci	Ci.dli	a.Gi		
-3	1,3	0	2	1,6	1,718	1,98	2,15	-0,3	9,62	9,18	-2,89	1,36	2,73	0,31	1,972	0,37	0,504	1,44		
-2	1,3	0	3,6	4	1,718	1,98	2,15	-0,2	20,4	20	-4,09	1,33	4,78	0,31	4,664	0,37	0,491	3,07		
-1	1,3	0	5,2	5,6	1,718	1,98	2,15	-0,1	29	28,9	-2,9	1,31	6,79	0,31	6,756	0,37	0,483	4,36		
0	1,3	0	6,8	6,4	1,718	1,98	2,15	0	35,4	35,4	0	1,3	8,84	0,31	8,118	0,37	0,481	5,31		
1	1,3	0	8,8	5,6	1,718	1,98	2,15	0,1	38,3	38,1	3,83	1,31	11,5	0,31	8,137	0,37	0,483	5,75		
2	1,3	0	10,4	4	1,718	1,98	2,15	0,2	37,9	37,2	7,59	1,33	13,8	0,31	7,149	0,37	0,491	5,69		
3	1,3	0	12	1,6	1,718	1,98	2,15	0,3	35,4	33,7	10,6	1,36	16,4	0,31	5,313	0,37	0,504	5,3		
4	1,3	0,4	9,2	0	1,718	1,98	2,15	0,4	24,6	22,5	9,83	1,42	13	0,31	2,896	0,37	0,525	3,69		
5	1,3	1,6	5,2	0	1,718	1,98	2,15	0,5	17	14,7	8,48	1,5	7,81	0,31	2,104	0,37	0,555	2,54		
											$\sum z =$	30,5			$\sum x =$	47,1088	$\sum y =$	4,518		
													Kg =	1,695024						

Université Badji Mokhtar

Bibliographie

- Ancil, F., Rousselle, J., & Lauzon, N. (2012). *Hydrologie: Cheminement de l'eau*. Lausanne: Presses inter Polytechnique.
- Anton, J., & P, H. (2011). *Les barrages, volume 17 : Du projet à la mise en service : Concept de sécurité*. Lausanne: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Bouanani, A. (2011). *Hydrologie Transport Solide Et Modélisation*. Sarrebruck: Editions universitaires europeennes.
- Delliou, P. L. (2008). *Les barrages : conception et maintenance : Généralités*. Lyon: Presses universitaires de Lyon.
- Durand, J.-M., Royet, P., & Mériaux, P. (1999). *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale*. Versailles: Editions Quae.
- H, W., & JS, A. (2009). *Constructions hydrauliques II : Ouvrages Annexes*. Lausanne: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Lakhdar, D. (2010). *Barrages*. Annaba.
- Lambert, R. (1996). *Géographie du cycle de l'eau*. Toulouse: Presses Univ. du Mirail.
- Lautrin, D. (2003). *Viellissement et réhabilitation des petits barrages en terre*. Antony: CEMAGREF.
- Lavabre, J., & Lang, M. (2007). *Estimation de la crue centennale pour les plans de prévention des risques d'inondations*. Versailles : Editions Quae.
- Llamas, J. (1998). *HYDROLOGIE GENERALE. Principes et applications, 2ème édition : Définitions des caractéristiques physiques et physiographiques des*. Montréal: Gaetan Morin.
- Llano, F. L. (1992). *Correction des torrents et stabilisation des lits*. Rome: Food & Agriculture Org.
- Marche, C. (2008). *Barrages, crues de rupture et protection civile : Barrages, ruptures de barrages et crues de rupture*. Montréal: Presses internationales polytechniques.
- Ministère de l'Industrie et des Mines. (2001). *andi.dz*. Récupéré sur Agence Nationale de Développement de l'Investissement: <http://www.andi.dz/PDF/monographies/Khenchela.pdf>
- Morgenstern, N. a. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique Volume 18 Issue 3*, 175.
- Musy, A. (2005). *Hydrologie Générale : Le cycle et le bilan hydrologiques*. Lausanne: EPFL.
- Musy, A., & Higy, C. (2004). *Hydrologie: Une science de la nature*. Montréal: Presses polytechniques.
- Remenieras, G. (1986). *L'hydrologie de l'ingénieur : Lois de probabilité*. Paris: Eyrolles.
- Roche, P.-A., Miquel, J., & Gaume, E. (2012). *Hydrologie quantitative: Processus, modèles et aide à la décision*. Berlin: Springer Science & Business Media.
- Roose, E. (2008). *Efficacité de la gestion de l'eau et de la fertilité des sols en milieux semi-arides*. Marseille: IRD Editions.
- Saad, B. (2007). *Hydraulique et hydrologie 2eme édition : chapitre 9 Laminage des crues*. Montréal: Presses de l'Université du Québec.

Saad, B. (2009). *Hydraulique et hydrologie 2eme édition : chapitre Hydrogrammes des crues*. Montréal: Presses de l'Université du Québec.

Tachi, S. E. (2018). *Cours Barrages*. Alger.

Thual, O. (2010). *Hydrodynamique de l'environnement : Hydraulique à surface libre*. Toulouse: Ecole Polytechnique.



