

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'EXECUTION D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED ELARSS COMMUNE DE
GHASSIRA(W.BATNA)**

Présenté par :

M^rBERRAMDANI Mohamed

Devant les membres du jury :

Nom et prénoms	Grade	Qualité
M^r A.HADJ SADOK	M.C.B	Président
M^rM.BOUKHLIFA	M.A.B	Examineur
M^rM.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M^r S.TOUMI	M.C.B	Examineur
M^{me} A .ADDOU	M.A.A	Promotrice

September-2015

Dédicaces

Je dédie ce travail :

Avant tout à Ma mère HADJILA Qui est soutenu durant toutes ces années de formation.

A mes frères BACHIR, ZAKARIA, YUCEF et A ma sœur.

A toute la famille BERRAMDANI

A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a : ELHADJ, MOHAMED, BRAHIM, LETFI, REZKI, FAYCEL, NADJIB

A tous mes amis de l'E.N.S.H.

Et à toute la promotion 2014/2015 de l'hydraulique.

BERRAMDANI Mohamed



Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné la force, ainsi que la bonne volonté pour achever le cursus universitaire et ce modeste travail.

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice M^{me} A.ADDOU pour son aide, ses conseils instructifs et précieux, sa confiance, ses encouragements et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude.

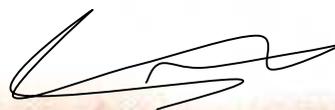
Je remercie Monsieur I.ZAIBAK, Monsieur B.BENLAOUKLI et Monsieur BOUKHELIFA, pour leurs conseils durant l'année de spécialité ainsi que pour leurs disponibilités à chaque fois que je les sollicite.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail : Mr.A.HADJ SADOK, Mr .BOUKHELIFA, Mr :BOUZAIANE Et Mr : TOUMI.

BERRAMDANI Mohamed



ملخص :

قمنا من خلال هذا العمل بدراسة تحقيقية على مستوى واد العرس بولاية باتنة من أجل إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي حوالي 110 هكتار من الأراضي الفلاحية للمنطقة المجاورة له.

بعد دراسة معمقة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية والطبوغرافية، قمنا باختيار

الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته.

Résume :

Dans ce travail, nous avons fait une étude d'exécution sur Oued EL ARSS (Wilaya de BATNA) pour réaliser une retenue collinaire, afin d'irriguer 110 ha des terres agricoles avoisinantes.

Après une étude détaillée des différentes étapes (géologique, hydrologique et topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis on a implanté la digue et vérifié sa stabilité.

Abstract :

In this work, we made an execution study on wadi EL ARSS (Wilaya of BATNA) to carry out a small dam, which should fit the possibility of irrigating 110 ha of the neighbouring arable lands.

After a precise study of the various stages (geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then we established the dam and checked its stability.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....

Chapitre I: Etude topographique

Introduction	1
I.1. Choix du Site de la retenue collinaire.....	1
I.2. Situation géographique	2
I.3. Zone de l'implantation de la retenue collinaire	3
Conclusion.....	4

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Introduction	6
II.1. Cadre géologique de la zone d'étude	6
II.2. Hydrogéologie	7
II.2.2. les roches de bassin versant :.....	7
II.1.3. les couches dans la cuvette	7
II.3. Géotechnique	9
II.3.1. travaux de prospection	9
II.3.2. contexte géologique :	10
II.3.3. travaux de laboratoire:	11
a.1 Essais physiques :	12
b.1. Essais mécaniques :	13
c. analyse chimique :	13
II.4 .seismecite de site ::	13
Conclusion.....	16

Chapitre III: Etude Hydrologique

Introduction	17
III.1. Caractéristiques du bassin versant	17
III.1.1. Paramètres géométriques.....	17
III.1.2. Paramètres morphologiques et hydrologiques	18
III.1.2.1. Indice de compacité de GRAVELIUS	18
III.1.2.2. Rectangle équivalent	20
III.1.3. Paramètres de relief.....	21
III.1.3.1. Répartition de la surface et la courbe hypsométrique	21

III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques.....	22
III.1.3.3. Les indices de pente	23
III.1.4. Hydrographie.....	24
III.1.4.1. chevelu hydrographique	25
1. Classification des ordres de talwegs	25
1. Densité de drainage (Dd)	26
III.1.5. Morphométrie.....	26
. Conclusion.....	28
III.2. Etude climatologique.....	29
III.2.1. Conditions climatiques	28
III.2.2. Caractéristiques des stations météorologiques	30
Conclusion.....	32
III.2.3. Analyse statistique des pluies maximales journalières	32
a) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel.....	
(doublement exponentiel).....	33
b) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normal (Galton).....	36
III.3. Pluie de courte durée a différentes fréquences.....	38
III.4. Etudes des apports	41
Conclusion.....	42
III.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :	42
III.4.1.3. Caractéristiques de l'écoulement	43
Conclusion.....	45
III.4.2. Apports fréquentiels :	45
III.4.2.1. Répartition de l'apport fréquentiel dans l'année :	45
III.4.3. Apport solide et volume mort :	46
III.5. Etude des crues.....	46
III.5.1. Choix du débit de crues.....	48
III.5.2. Hydrogramme de crue	50
III.5.3. Choix de la crue de projet	53
III.6. Régularisation des débits :	55
III.7. Laminage des crues :	65
III.7.1. Méthode de KOTCHERINE :	65
B. Estimation de la charge au dessus du déversoir :	66
III.8. Etude d'optimisation :.....	70
III.8.1. Calcul du coût approximatif de la digue :	74
III.9.3. Le coût total du barrage :	75

Conclusion.....	77
-----------------	----

Chapitre IV: Etude des variantes

Généralités	7 8
IV.1. Classification des barrage en terres :.....	79
IV.2. selon le mode de construction :	79
IV.3. selon la construction des dispositifs contre la filtration sous l'ouvrage :.....	79
IV.3.1. définition des variantes	80
A- Barrage en terre homogène :	81
B- Barrage en terre zonée :	81
C- Barrage à masque amont :	81
IV.4. Etude comparative :	86
IV.4.1. volume de la digue:	86
Conclusion :	96

Chapitre V: Etude de la variante choisie

Introduction. :	96
V.1. Dimension de la variante retenue :	96
V.2.3. Drains et filtres :	103
V.3. infiltrations :	107
V.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du noyau :	113
V.5. calcul de stabilité	115
V.5.5. Calcul du coefficient de sécurité:	119
Conclusion :	121

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

Introduction	124
VI.1. Evacuateur de crue :	124
VI.1.1. Types d'évacuateur de crue :	124
VI.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre :	124
VI.1.1.2. Les évacuateurs en charge :	124
VI.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues :	125
VI.1.3. Choix de la variante :	125
• Comparaison entre les évacuateurs de surface à entonnement :	125
VI.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :	125
➤ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :	129

VI.1.4.6. Dissipateur d'énergie :	130
VI.5.1.7. Canal de restitution :	131
VI.5.2. Hauteurs des murs bajoyers:	132
VI.2. Ouvrage de vidange :	134

Chapitre VII: Organisation De Chantier

Introduction	136
VII.1. instalalations du chantier	136
VII.2.1.1. succession des operations du chantier	137
VII.4. Planification	141
VII.4.1. délai de construction et programme des travaux	146
VII.4.2. Symboles des différentes opérations	130
VII.4.4Détermination du chemin critique	149
Conclusion.....	153

Chapitre VIII: Organisation De Chantier

Introduction	154
VIII.1. Conditions dangereuses dans le chantier :	154
VIII.2. Actions dangereuses	155
VIII.4. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	156
Conclusion	156

CONCLUSION GENERALE.....

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....

ANNEXE.....

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Etude topographique

Tableau I.1. coordonnées de la retenue collinaire Oued El ARSS.....	3
---	---

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Tableau II.1. valeur des caractéristiques physiques	11
Tableau II.2. résultats d'essais de la limite d'Atterberg	11
Tableau II.3. valeur des caractéristiques physiques	11
Tableau II.4. résultats d'essais de la limite d'ATTERBERG	12

Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III.1.Répartition de la surface en fonction de l'altitude.....	21
Tableau III.2.Nature du relief en fonction de lapente globale.....	23
Tableau III.3. Classification des ordres de talwegs (SCHUM).....	25
Tableau III.4 .Temps de concentration (heurs)	27
Tableau III.5.Caractéristiqueshydromorphométriques du bassin.....	28
Tableau III.6. Station pluviométrie	29
Tableau III.7.Température moyenne mensuelle.....	29
Tableau III.8.Température moyenne max et min	29
Tableau III.9.Vitesse de vent.....	30
Tableau III.10. Répartition mensuelle de l'évaporation.	30
Tableau III.11.Pluies moyennes mensuelles	32
Tableau III.12.Caractéristiques de l'échantillon	33
Tableau III.13. Résultats de l'ajustement Gumbel (Méthode des moments).....	34
Tableau III.14. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	35
Tableau III.15.Résultats de l'ajustement Méthode de log normale (Galton).....	37
Tableau III.16.Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	37
Tableau III.17.Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités	38

Tableau III.18.pluies de courte durée (mm) et leur intensités I_t (mm/h)	39
Tableau III.19.Récapitulatif des résultats des apports.....	39
Tableau III.20.Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.	41
Tableau III.21.Récapitulatif des résultats de coefficient de variante.	42
Tableau III.22.Calcul des apports fréquentielles.....	45
Tableau III.23.Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).	45
Tableau III.24.Degré de perméabilité.....	47
Tableau III.25. Densité volumétrique des différents types de sédiments	47
Tableau III.26.Débits fréquents pour différents périodes de retour obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY	49
Tableau III.28.Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode MALLET-GAUTHIER.	50
Tableau III.29.Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	51
Tableau III.30.Débits fréquents pour la construction l'hydrogramme de crue.	52
Tableau III.31.les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.	57
Tableau III.32.Répartition mensuelle des besoins.....	58
Tableau III.33.Répartition mensuelle des apports A80%.....	58
Tableau III.34.Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.	60
Tableau III.35.Répartition mensuelle de l'évaporation.	61
Tableau III.36.Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques	62
Tableau III.37.volume des pertes dans la retenue	63
Tableau III.38.Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.	63
Tableau III.39.Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.	67
Tableau III.40.1ère étape de calcul.	67
Tableau III.41.2ème étape de calcul (détermination de H_0 et Q en fonction deb)	68
Tableau III.42.3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de H , b	
et V_f).....	68
Tableau III.43. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.	70

Tableau III.44.Variation de la hauteur du barrage.	73
Tableau III.45.Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.	73
Tableau III.46.Cout des digues.....	74
Tableau III.47.Coût du déversoir.	75
Tableau III.49.Coût Totale du barrage.	75
Tableau III.50.Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.	77

Chapitre IV: Etude des variantes

Tableau IV.1: pentes des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage	85
Tableau IV.8 : Coût du noyau (barrage à noyau).	90
Tableau IV.13.Coûts des différentes variantes.	96

Chapitre V: Etude de la variante choisie

Tableau V.1: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	100
Tableau V.2: Valeur de C en fonction de pente de talus et du poids spécifiques	100
Tableau V.3: Epaisseur de l'encrochement avec le diamètre	102
Tableau V.4:Coordonnées de la parabole de KOZENY	109
Tableau V.6: Coefficient de stabilité admissible des talus.	116
Tableau V.7(K_1 - K_2) en fonction des pentes des talus(V.volkov, 1986)	117
Tableau V.8. coefficient de sécurité pour le talus amont.	121
Tableau V.9:coefficient de sécurité pour le talus aval.	121

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

Tableau VI.1 :Coordonnées du seuil Déversant	127
Tableau VI.2 :Calcul de ligne d'eau	129
Tableau VI.3:ligne d'eau a pas d'espace de 10m.....	130

Chapitre VII: Organisation De Chantier

Tableau .VII.1 :symboles des opérations	147
Tableau .VII.2 Détermination des chemins critiques.....	149

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Etude topographique

Figure I.1: Situation géographique de la commune	2
Figure I.2: PI PLAN D'ORIENTATION GENERALE DU SITE	4

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Figure II.1 : coupe géologique.....	8
Figure II.2: coupes lithologiques.....	10
Figure II.3. Carte de micro zonage sismique du territoire national.....	15

Chapitre III: Etude Hydrologique

Figure III.1: Délimitation du bassin versant.....	19
Figure III.2: Courbe hypsométrique.....	22
Figure III.3 : Classification du SCHUM	25
Figure III.4 : carte des stations pluviométriques	29
Figure III.5: Répartition mensuel de l'Evaporation.	32
Figure III.6: Ajustement a loi de Gumbel	36
Figure III.7 : Ajustement a loi de log normale (Galton).....	38
Figure III.8 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	42
Figure III.9 : Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).....	46
Figure III.10 : Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour	53
Figure III.11: Hydrogramme de crue de projet (Q1%).....	55
Figure III.12 : Courbes Surface-Hauteur	57
Figure III.13 : Courbes Capacité-Hauteur.	57
Figure III.14 : courbes du débit en fonction la hauteur.....	69
Figure III.15 : courbe du volume en fonction du débit.....	69
Figure III.16 : courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir	76

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

Figure VI.1 : Profil de déversoir type Creager.....	127
Figure VI.2 : Tirant d'eau dans le coursier.....	129
Figure VI.4: La ligne d'eau dans le coursier.....	130

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 :Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur l'oued ELARSS (W.BATNA).

Planche N° 2 : profil en long de la digue de l'oued ELARSS (W.BATNA).

Planche N° 3 : Coupes types et détaille de la digue sur l'oued ELARSS (W.BATNA).

Planche N° 4 :Profil en long de l'évacuateur de crue sur l'ouedELARSS (W.BATNA).

Planche N° 5 :Coupes types des différents variantessur l'ouedELARSS (W.BATNA).

INTRODUCTION GENERALE

La région méditerranéenne vit une véritable crise de l'eau. Notre pays n'échappe pas à ces aléas. Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de la ressource.

La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public a franchi un saut qualitatif important par la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire de pays, c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle.

Cette mobilisation se complète par la création au sein du ministère d'une unité appelée «retenues collinaires» qui prend en charge un important programme en ce sens, et matérialise un peu plus la fameuse mot d'ordre du secteur :

Cette mission, nouvellement dévolue, a démarré en dernière année dont les objectifs sont :

- Soutenir le développement de l'agriculture locale.
- La conservation des eaux et des sols et la protection des grands barrages contre l'envasement.

Notre projet de fin d'études s'inscrit à juste titre dans le plan d'aménagement de retenues collinaires qui vise à l'horizon 2014/2015 la mobilisation de 0.64 Hm³ dont 0,35Hm³ de volume régularisé afin d'aménager 110,00 ha pour la culture irriguée.

C'est dans ce cadre la retenue collinaire GHASSIRA dans la wilaya de BATNA a été projetée, ceci fera l'objectif de notre travail ou nous allons procéder à une étude de variantes susceptibles d'attirer l'attention des décideurs.

Le travail proprement dit consiste en une étude technico-économique assortie d'une conception appropriée, d'une étude de stabilité détaillée et étude des ouvrages annexes,

En dernier lieu, une étude d'organisation de chantier déterminera les volumes des travaux à exécuter suivie d'un plan de protection et sécurité de travail gage d'une bonne réussite de tout projet d'exécution.

Chapitre I : Etude topographique

Introduction :

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les informations nécessaires pour l'aménagement des cours d'eau (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.1. Choix du Site de la retenue collinaire :

Le but de cette phase est la recherche du site favorable à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques.

Parmi les critères déterminants le choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.
- Bonne géologie pour l'emplacement de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la retenue sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

I.2. Situation géographique :

Le site de la retenue collinaire d'OUED EL ARSS se situe dans la commune de GHASSIRA wilaya de BATNA, à quelques centaines de mètres au nord de la route nationale reliant la commune de GHASSIRA par la wilaya de BISKRA,

Le site se trouve au nord de la route Arris à Biskra « RN 31 » à une distance de 35 km.

L'agglomération la plus proche est celle dénommée « KEF LAAROUS ».

L'accès de la route se fait par une piste à 2500 m après l'intersection de l'agglomération de KEF LAAROUS.

Ces coordonnées l'Ambert sont :

X : 811.700km

Y : 201.600km

Chapitre I : Etude topographique

Ce site couvre une superficie de 60 km², le bassin versant de cette retenue fait partie du grand bassin versant « CHOTT MELRHIR », il est localisé entre les coordonnées l'Ambert longitudinales (810.200km -819.00km) et les coordonnées Lambert méridiennes (201.00km-215.00km) , la cote la plus haute des lignes des crêtes limitant ce bassin versant est de 1899m (N.G.A) au DJEBEL TARHADA, tandis que la cote ou niveau du site est de 697m(N.G.A). L'oued de cette retenue prend naissance essentiellement de oued TENIET EL BEIDA qui débute des versants sud du DJEBEL TARHADA ACH EL KRAR et DJEBEL TAKHOUMT et se jet plus en aval vers oued EL ABOID.

➤ Commune de GHASSIRA est bornée de :

Au Nord par la commune de TKOUT et ARRIS ;

A l'Est par la commune de TKOUT et KIMMEL ;

A l'Ouest par la commune de MENAA ;

Au Sud par la commune de MECHOUNECHE.



Ech. 1/50.000

Figure N°I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE

I.3. Zone de l'implantation de la retenue collinaire :

Le tableau suivant donne les coordonnées exactes du site de la retenue collinaire en système des coordonnées LAMBERT du Nord de l'Algérie.

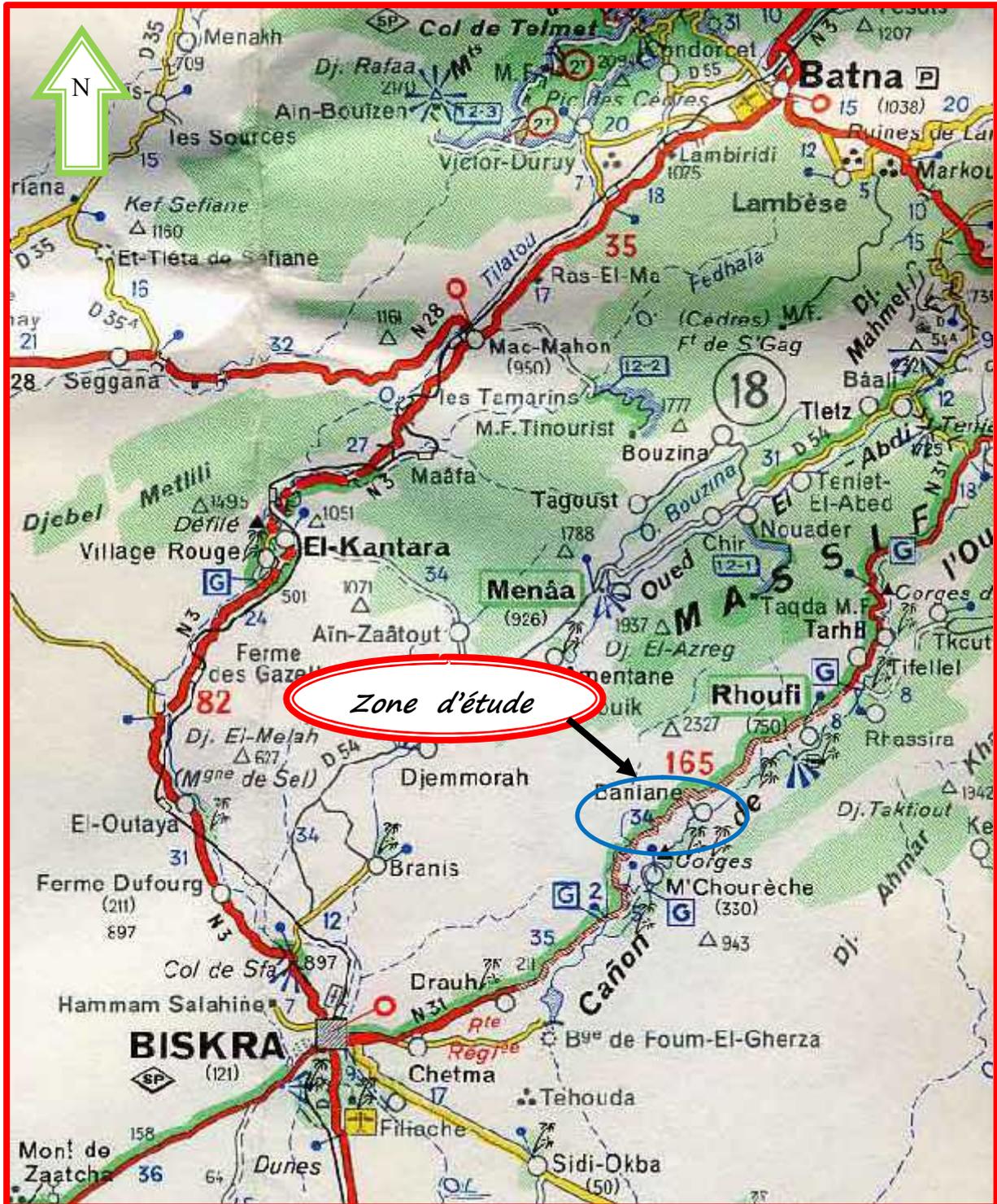
Tableau I.1 .coordonnées de la retenue collinaire d'OUED EL ARSS

coordonnées		Unités	Valeurs
Coordonnées LAMBERT	X	km	811.700
	Y	km	201.600
	Z	m,NGA	697



Ech. 1/50.000

Figure I.2:PLAN SATILETE DE SITUATION



Ech. 1/50.000

FIGURE N° :01 PLAN D'ORIENTATION GENERALE DU SITE

I.4 .Conclusion :

.L'étude préliminaire de la Retenue Collinaire d'OUED EL ARSSsurcommune de GHASSIRAdé Wilaya deBATNAc'est basée principalement sur :

- Les reconnaissances de terrain, et la collecte des données de base (carte d'état major, documentation géologique, données hydrologique), pour le choix du site et la détermination de ces caractéristiques sommaires.

De façon générale, on peut dire que le site de la Retenue Collinaire d'OUED EL ARSS sur la commune deGHASSIRAWilaya deBATNAest réalisable du point de vue topographique.

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction :

Les études, géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions suivantes :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants ;
- L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction de barrage.

L'étude géologique de la retenue sur l'oued EL ARSS (wilaya de BATNA) est basée sur la recherche et l'exploitation de la documentation de la région, le levé géologique du site et de sa retenue, ainsi les résultats de la reconnaissance géologique et géotechnique exécutés sur site et aux laboratoires.

II.1.Géologie de la zone d'étude :

Pour élaborer l'étude géologique nous avons la carte géologique N°:177 de GHASSIRA d'échelle:1/50000 et aussi sont fait selon les observations sur terrain, selon les examens des roches superficielles les relations techniques et selon les connaissances topographiques et géomorphologique.

❖ FONDATION :

Nous avons aspiré à la détermination de la présence du terrain de fond qui détermine la possibilité de la construction de retenue collinaire.

- Le terrain de fond du site et dans la cuvette est formée des marnes du maestrichtien inférieures.
- Ces marnes sont grises, vertes, grises bleues friables, feuilletées stratifiées, parfois plus solides.
- Elles présentent par fois des Mano-calcaires les quelles sont plus résistantes surtout sur les sommets des collines.
- Des marnes peuvent être trouvées partout sur les coté droit de la vallée comme matériaux de la chaîne de montagnes.
- Des marnes n'étant pas trouvées dans les puits de 3m de profondeur mais elles peuvent être trouvées probablement d'une profondeur de 4 à 6m au droit du site de digue.
- Les marnes superficielles dans l'entaille de l'Oued, s'allongent au-dessous du fond de la vallée à la hauteur du point de repère géologique et ici il y a des débris de 10 à 12 m d'épaisseur au-dessus de terrain de fond marneux.

Ces sédiments de débris du pléistocène constituent le matériau des collines élevées sur le côté gauche de la vallée, l'épaisseur de ce sédiment est de 10 à 15m.

- Sur la partie supérieure du pays de collines cette masse de décombe est découpée par des affleurements marneux, par contre sur la partie inférieure elle est présente comme couche continue.

- Les versants doux des collines sur le côté gauche de la vallée sont couverts par des argiles brunes de 1 à 3m d'épaisseur.

Ces argiles peuvent être trouvées parfois au-dessous de la masse de décombe.

Parfois au-dessus du terrain de fond marneux

- Au fond de la vallée il y a des débris et des couches argileuses, limoneuses grises foncées de 1 à 3m d'épaisseur.

II.2. hydrogéologie

II.2.1. les roches de bassin versant

-Les calcaires fissurés du paléogène qui longent l'intérieure des montagnes mêmes du bassin versant sont perméables.

Ces sources apparaissent en surface au-dessous des calcaires le long de la limite des marnes.

- Les marnes sont imperméables mais friables et pu solidifiées.

- Les grandes vallées du bassin versant se sont constituées dans ces marnes.

- Les calcaires massifs du crétacé sur les bords du bassin versant sont moyennement perméables.

- La formation la plus âgée est formé de marnes du crétacé bordant le chaîne de montagnes, elles sont imperméables mais peut consolider.

II.2.2. les couches dans la cuvette

-Le terrain de fond de la cuvette est marneux et peut être considéré comme imperméable, ces marnes sont présentes partout sur la rive droite de la cuvette, des marnes s'allongent sur la rive gauche forment un verrou sur le tronçon de la vallée (la gorge).

- Comme le verrou est étroit et les marnes imperméables, ces condition assurer la possibilité de la construction d'une retenue sur ce tronçon de la vallée.

-Les débris (masse de décombe) de 10 à 15m d'épaisseur sur la rive gauche de la vallée et de 5 à 6m d'épaisseur au fond de la vallée, sont perméables.

-L'importance et la position de cette couche doivent être précises par 2 sondages de 12m de profondeur sur la rive gauche du site et au fond de la vallée.

-La coupe géologique dans l'axe de la digue peut être déterminée après l'exécution de ces sondages.

- La couverture du versant doux des collines est formée d'argiles brunes qui sont perméables.

-Les débris limoneux au fond de la vallée sont moyennement perméables.

Selon les examens hydrogéologiques jusqu'à présent, on peut déterminer que l'infiltration dans la cuvette est improbable.

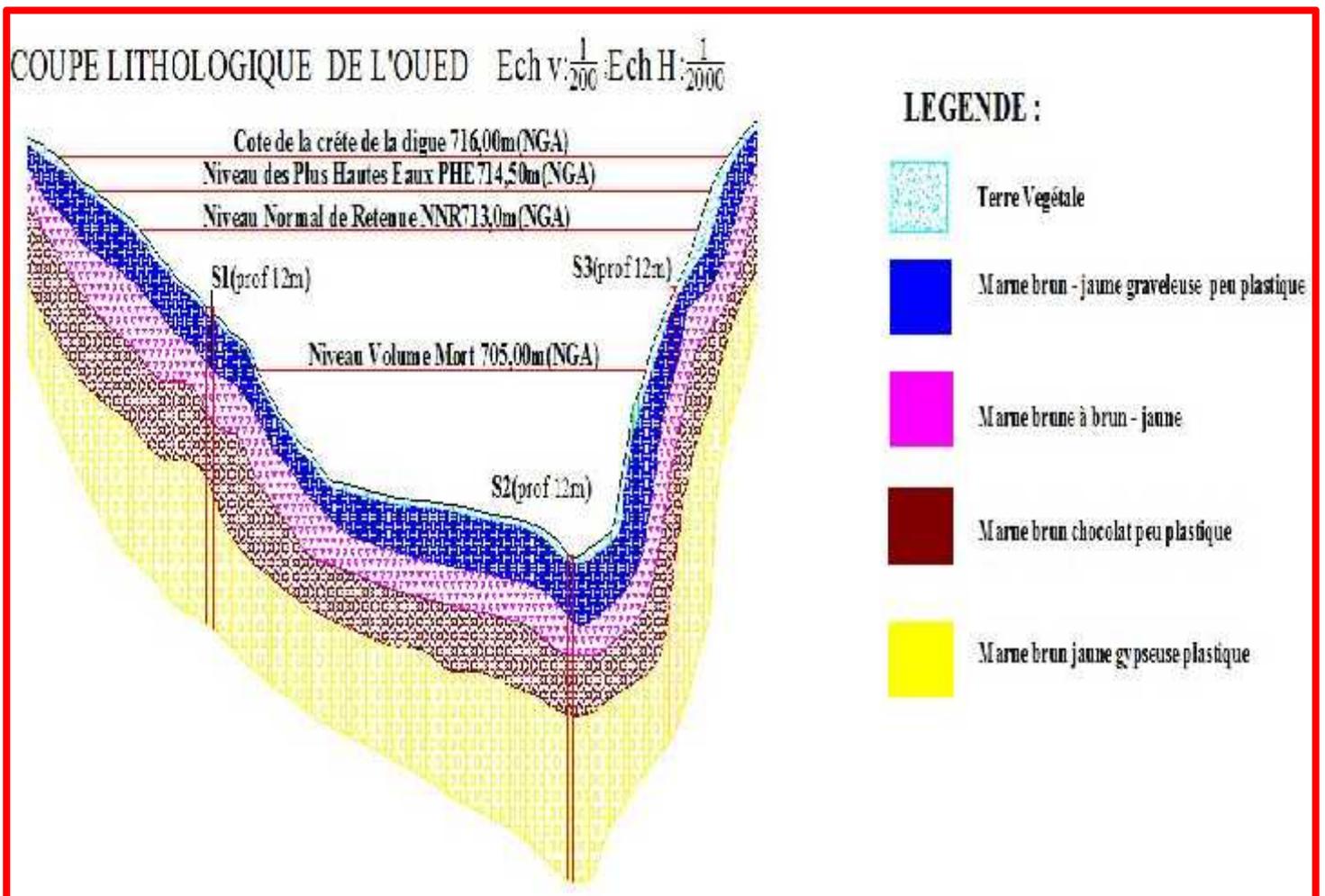


Figure II.1 :coupe géologique

II.3.geotechnique

II.3.1.travaux de prospection

Afin de connaître la nature et le comportement des sols sous-jacents nous avons réalisé les travaux de sondages et puits de reconnaissance et sera représenté comme suit:

- ❖ **(03) trois sondages carottés** d'une profondeur d'investigation de 12,00m chacun ont été réalisés sur l'axe de la digue en vue de dresser les coupes lithologiques des sols sous-jacents qui sont représentées par **Figure II.1.**

Les échantillons prélevés seront soumis aux différents essais classiques de laboratoire.

- ❖ **(05) cinq puits de reconnaissance** d'une profondeur d'investigation de 3,00m chacun ont été réalisés et implantés suivant le plan d'implantations, les coupes lithologiques des sols sous-jacents sont représentées dans la **Figure II.2.**

Les échantillons prélevés des différents puits de reconnaissance seront soumis aux différents essais au laboratoire possibles.

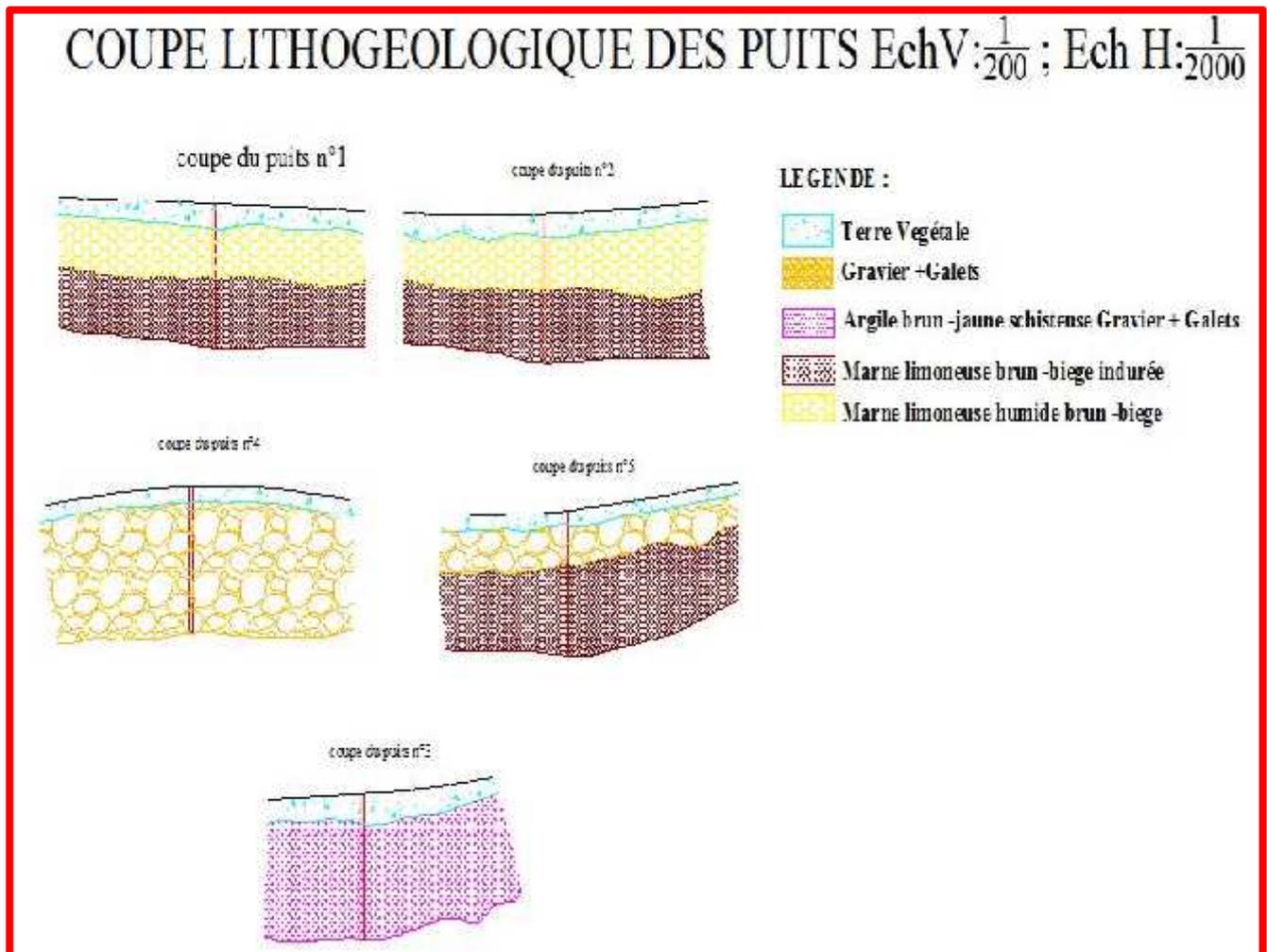


Figure II.2 :coupes lithologiques

II.3.2.contexte géologique :

En analysant les coupes lithologiques dressées à partir des sondages réalisés au niveau du site, nous remarquons que la partie sommitale est une couche de terre végétale dont l'épaisseur est de 0,30m.

Au-dessous nous avons relevé les termes lithologiques suivant :

- marnes brunes–jaunes graveleuses à plastique.
- Marne brune–jaune gypseuse d'aspect schisteux (sondage S1)
- Marne brune à brune–chocolat à brune–jaune, gypseuse et plastique en profondeur (sondage S2).
- Marne brune à brune–verdâtre peu plastique, gypseuse et graveleuse, à partir de 6.50m parviennent les blocs et graviers à matrices argileuses (sondages SO3 à proximité de l'oued).

II.3.3. TRAVAUX DE LABORATOIRE

Les échantillons de sol prélevés des différents sondages et puits de reconnaissance réalisés ont été soumis aux essais classiques de laboratoire tel que :

Les essais physiques, les essais mécaniques et des analyses chimiques.

a-1 Essais physiques (sondages carottés) :

Les valeurs des caractéristiques physiques obtenues sont les suivantes :

Tableau N°II.1 : valeur des caractéristiques physiques

Densité sèche γ_d	$1,55 < \gamma_d < 1,79$
Densité humide γ_h	$1,91 < \gamma_h < 2,11$
Teneur en eau $w\%$	$17,43 < w < 23,44$
Densité de saturation $S_r\%$	$83,55 < S_r < 99,22$

Les sols rencontrés sont dans un état détrempe à saturé.

Nous avons réalisé une limite d'ATTERBERG au sondage N°01 à la profondeur 3.0 à 3,50 m qui a donné les résultats suivants :

Tableau N°II.2 : résultats d'essais de la limite d'Atterberg

La limite de liquidité	LL=56
La limite de plasticité	LP =38,5
Indice de plasticité	IP=17,50

D'après l'abaque de plasticité de CASAGRANDE les sols en question sont classés parmi **les sols argileux peu plastiques**.

a-2 Essais physiques (puits de reconnaissance) :

Les valeurs des caractéristiques physiques obtenues sont les suivantes :

Tableau N°II.3 : valeur des caractéristiques physiques

Densité sèche γ_d	$1,43 < \gamma_d < 1,75$
Densité humide γ_h	$1,72 < \gamma_h < 2,08$
Teneur en eau $w\%$	$13,81 < w < 20,35$
Densité de saturation $S_r\%$	$54,39 < S_r < 101,29$

Les sols rencontrés sont dans un état **détrempe à saturé**.

Nous avons réalisé aussi **des limites d'Atterberg** au puits N°01 et 03 et 05 dont les résultats sont les suivants :

Tableau N°II.4 : résultats d'essais de la limite d'ATTERBERG

Puits N°01 prof de 2,00m	Limite de liquidité	LL=53,23
	limite de plasticité	LP = 26,14
	Indice de plasticité	IP =27,09
Puits N°03 prof de 2,00m	Limite de liquidité	LL=53,00
	limite de plasticité	LP = 33,40
	Indice de plasticité	IP =19,60
Puits N°05 prof de 1,50m	Limite de liquidité	LL=45,00
	limite de plasticité	LP = 29,30
	Indice de plasticité	IP =15,60

D'après l'abaque de plasticité de CASAGRANDE les sols mis en évidence sont **des argiles peu plastiques.**

a.3. Perméabilité :

Sondage S1 :

- A 6,0 m de profondeur nous avons $K = 3.2 \cdot 10^{-9}$ m/s.
- A 9,0 m de profondeur nous avons $K = 4.3 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- A 12 m de profondeur nous avons $K = 2.3 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Donc la rive gauche est pratiquement imperméable.

Sondage S2 :

Au niveau du sondage S2 (dans l'oued), cinq essais lugeons ont été réalisés :

- A 3,15 m de profondeur nous avons $K = 8,64 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- A 6,00 m de profondeur nous avons $K = 7,2 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- A 9,50 m de profondeur nous avons $K = 1,26 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- A 12,0 m de profondeur nous avons $K = 1,98 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Donc est pratiquement imperméable.

Sondage S3 :

En rive droite, les essais Lugeons ont débuté à 12,0 m de profondeur. La formation testée est la marne graveleuse $K = 3.8 \cdot 10^{-9}$ m/s.

A cette profondeur l'étanchéité est pratiquement parfaite.

b-1 Essais mécaniques (sondages carottés) :

Pour l'évaluation de la portance du sol ou une éventuelle étude de stabilité de la digue, nous avons réalisé des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE qui ont donné les résultats suivants :

$$6^\circ < \varphi < 8,5^\circ \quad \text{et} \quad 0,1 < C < 0,35 \text{ bars}$$

Pour l'évaluation des déformations sous les contraintes appliquées, nous avons réalisé des essais de compressibilité à l'oedométrie qui ont montré que les sols en question sont :

❖ Sur consolidés p_c (bars) :

$$1,50 \leq p_c \leq 5,03 \text{ bars}$$

❖ Moyennement compressible C_c % :

$$10 \leq C_c \leq 36,0$$

❖ Indice de gonflement C_g % :

$$4,1 \leq C_g \leq 13,60$$

b-2 Essais mécaniques (puits de reconnaissance) :

Nous avons réalisé des essais de compressibilité à l'odomètre qui ont montré que les sols en question sont :

❖ Sur consolidés p_c (bars) : $1,20 \leq p_c \leq 3,60 \text{ bars}$

❖ Assez fortement compressible C_c % : $18,20 \leq C_c \leq 35,70$

❖ Indice de gonflement C_g % : $5,4 \leq C_g \leq 9,00$

C - Analyse chimique

L'analyse chimique effectuée sur les échantillons prélevés des sondages et des puits de reconnaissance montre que les sols de fondation sont d'agressivité allant de **Nulle à très forte en profondeur (teneur en sulfates SO_4^{--})**.

II.4.sismicite de site :

- L'Algérie est un pays très fortement exposé aux activités séismiques, sur la partie septentrionale de son territoire se trouvent les chaînes de L'Atlas Tellien et L'Atlas Saharien formées lors de l'orogénèse Alpine.
- Cette action se continue encore de nos jours. Le territoire est actuellement le foyer de nombreuses telluriques souvent des destructrices.
Ces secousses sont souvent d'origine tectonique et orogénique.
- La retenue de GHASSIRA se trouve dans L'Atlas Saharien.
L'activité séismique au niveau de ce territoire étant plus faible.

- Cette région classée zone I par le Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme au niveau des règles parasismiques Algériennes de 2003 à la direction de la réglementation et l'information technique C.T.C.
- Le coefficient séismique «K» définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans l'étude de stabilité de la digue soumise à des tremblements de terre, peut être déterminée en fonction de l'accélération maximale horizontale due aux mouvements séismique de la manière suivante :

$$K = \frac{2}{3} A$$

- Cette règle empirique est fondée sur l'observation du comportement de nombreux barrages en terre et enrochement construits dans des zones de fortes séismicités.
- Cette règle empirique donne la valeur : $K=0,08$

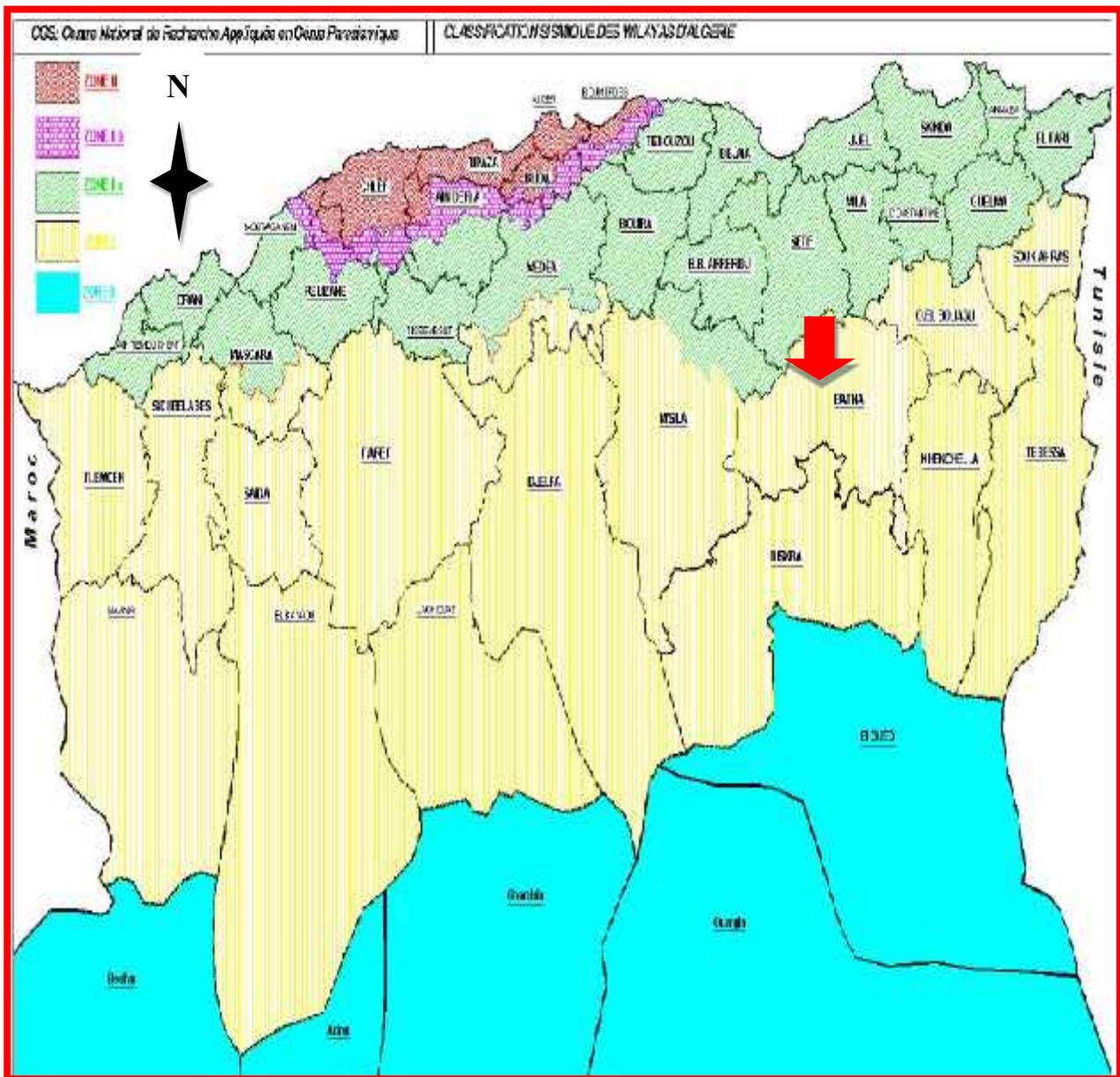


Figure II.3. Carte de micro zonage sismique du territoire national [www.seismo.ethz.ch]

II.4. CONCLUSION

A la lumière des résultats obtenus des sondages carottés, des puits de reconnaissance et enfin les essais de laboratoire, nous pouvons faire les conclusions suivantes :

- ❖ Les sols mis en évidence se caractérisent par les formations suivantes :
 - Terre végétale.
 - Marnes brunes–jaune graveleuses à plastiques.
 - Marne brune–jaune gypseuse d’aspect schisteux (sondage SO1)
 - Marne brune à brune–chocolat à brune–jaune, gypseuse et plastique en profondeur (sondage SO2).
 - Marne brune à brune–verdâtre peu plastique, gypseuse et graveleuse. A partir de 6,50m parviennent les blocs et graviers à matrices argileuses (sondage SO3 à proximité de l’oued).
 - Les sols de fondation sont gonflants au niveau des marnes schisteuses.
 - Les sols de fondations sont d’agressivité allant de nulle à très forte (teneur en sulfates SO4--).
 - L’activité séismique au niveau de site étant plus faible.

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous les trois états : gazeux, liquide et solide ; l'une de ses branches principales est consacrée à l'analyse du débit des crues d'eau.

Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables dès le début de la mise sur pied des projets d'usines hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, de drainage, d'irrigation et de navigation fluviale. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une saine évaluation, non seulement des débits disponibles en moyenne, mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage) (G.Réméniras, 1999).

L'étude hydrologique du bassin versant a pour but d'une part de préciser si la réserve sera bien alimentée et, d'autre part, d'évaluer l'importance de la crue exceptionnelle qui conditionnera les dimensions des ouvrages hydrauliques.

III.1) Le bassin versant :

Le bassin versant en un point ou plus précisément dans une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la dite section ; tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

III.1.1. Caractéristiques du bassin versant :

III.1.1.1. Paramètres géométriques :

Les Paramètres géométriques du bassin versant sont :

- *Surface: $S = 60 \text{ km}^2$*
- *Altitude maximale: $H_{Max} = 1899,00 \text{ mNGA}$*
- *Altitude minimale : $H_{Min} = 697,00 \text{ mNGA}$*
- *Longueur de Thalweg principal : $L_P = 21.7 \text{ km}$*
- *Périmètre : $P = 42.57 \text{ km}$*

III.1.1.2. Paramètres morphologiques et hydrologiques :

Pour déterminer les paramètres morphologiques et hydrologiques des bassins versants, on fait recours aux outils informatiques disponibles, dans ce cas on a utilisé le logiciel **AUTO CAD** pour digitaliser et reproduire à nouveau les cartes d'état major, on s'intéresse en particulier aux :

- Courbes de niveaux normales et maitresses.
- Cours d'eau permanents et temporaires.
- Points cotes.

III.1.1.2.1. Indice de compacité de GRAVELIUS :

Cet indice de la comparaison du périmètre d'un bassin versant à celui d'un cercle équivalent ayant la même surface.

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

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant (Km).

P_c : Périmètre du cercle équivalent (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN : K_c = 1.55 > 1.

Si : K_c = 1 : le bassin est ramassé.

Si : K_c > 1: le bassin est allongé.

Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

- III.1.1.2.1. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : Ca = L_p² / S

L_p : la longueur du talweg principal L_p = 21.7 km

S : la superficie du bassin versant. S = 60 km²

AN : Ca = 7.84

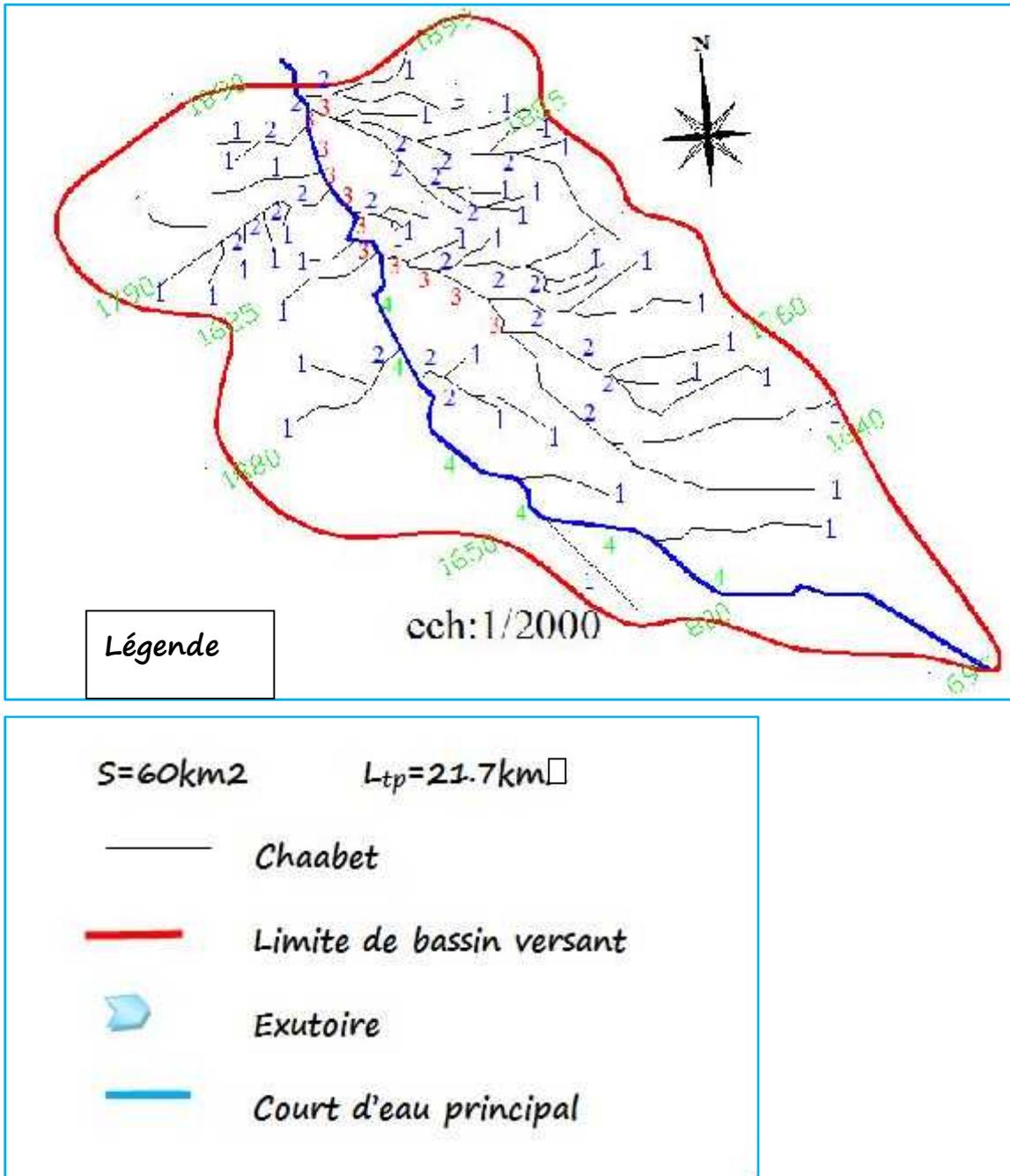


Figure III.1: Délimitation du bassin versant

- III.1.1.2.3. Rectangle équivalent :

On considère que l'écoulement sur le bassin versant est le même que sur un rectangle de même superficie, Les dimensions sont tirées comme suit (largeur et longueur du rectangle équivalent) :

$S = L \cdot l$ Où : L : longueur de rectangle équivalent.

l : largeur de rectangle équivalent.

$P/2 = (L+l)$

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \Rightarrow P = \frac{Kc \sqrt{S}}{0.28}$$

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation : $X^2 - P/2 \cdot X + S = 0$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = Kc^2 \frac{S}{0.28^2 \cdot 4} - 4S$$

Avec: $Kc \geq 0 \Rightarrow \Delta \geq 0$

Donc :

La longueur "L" :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III2)$$

La largeur "l" :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III3)$$

Avec: L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

l : Largeur du rectangle équivalent (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

KC : Indice de compacité de GRAVILLUS.

AN: L = 18.14 Km, l = 3.31 Km

III.1.1.3. Paramètres de relief:

III.1.3.1. Répartition de la surface et la courbe hypsométrique :

Le but de l'étude hypsométrique est la détermination de la classe du relief, la hauteur moyenne, le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau. Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau III.1. la courbe hypsométrique est donnée par la figure III.2

Tableau III.1. Répartition de la surface en fonction de l'altitude

Altitudes (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	Hi (m)	Hi*Si
697-700	0,0156	0,03%	0,03%	698,5	10,8966
700-800	2,0608	3,43%	3,46%	750	1545,6
800-900	3,95	6,58%	10,04%	850	3357,5
900-1000	4,025	6,71%	16,75%	950	3823,75
1000-1100	2,6	4,33%	21,09%	1050	2730
1100-1200	7,15	11,92%	33,00%	1150	8222,5
1200-1300	11,375	18,96%	51,96%	1250	14218,75
1300-1400	9,725	16,21%	68,17%	1350	13128,75
1400-1500	5,575	9,29%	77,46%	1450	8083,75
1500-1600	4,75	7,92%	85,38%	1550	7362,5
1600-1700	5,85	9,75%	95,13%	1650	9652,5
1700-1800	2	3,33%	98,46%	1750	3500
1800-1899	0,93	1,55%	100,00%	1849,5	1720,035

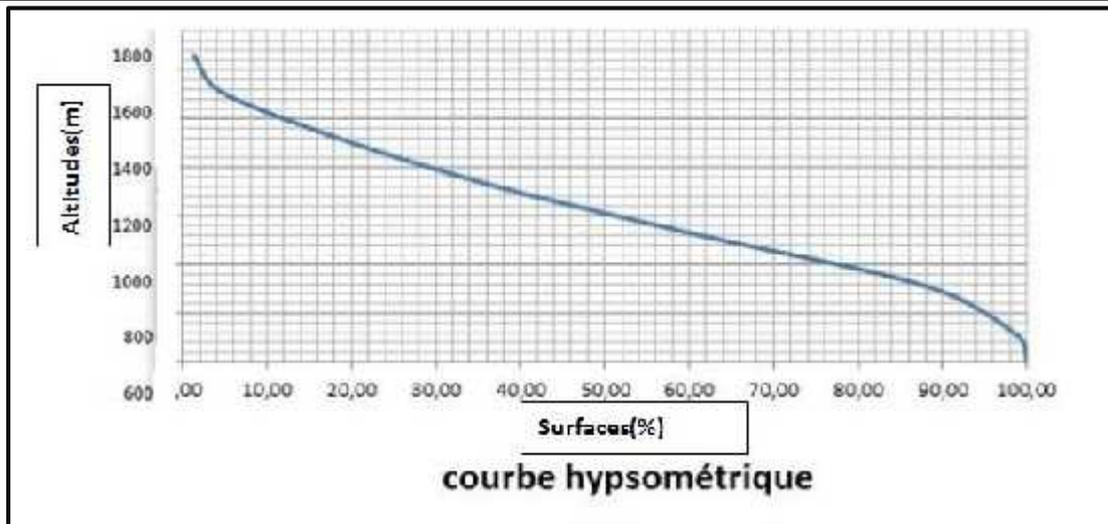


Figure III.2: Courbe hypsométrique

III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques :

1. Les altitudes maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes d'Etat Major. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considérée comme le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

$$H_{max}=1899mNGA$$

$$H_{min}=697mNGA$$

2. L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définie comme suit :

$$H_{MOY} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i S_i}{S} \dots\dots\dots(III.4)$$

D'où : $H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$

Donc: $H_{moy} = \mathbf{1289.28m}$

3. L'Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

D'où : $H_{50\%} = \mathbf{1289.7m}$

III.1.3.3. Les indice de pente :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et de classification.

3.1. Indice de pente globale (Ig) :

L'indice de pente globale est déterminé à partir de la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III.5)$$

Ou D = Dénivelée entre H5% et H95%

On prend :

D = H05 – H95 pour notre bassin versant, on a donc

D = 1692 – 824 = 868 m avec ;

H5% et H95% : sont les altitudes correspondantes à S5% et S95%

L : la longueur du rectangle équivalent (km) donc : **L=18.14km et D=868m**

AN : **I_g=47.85 m/Km⇒I_g=4.785%**

3.2. Indice de pente de Roche (Ip) :

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{A_i(D_i)} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec: L : Longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : Surface partielle correspondante (%).

Hi _ Hi-1	Di=Hi-Hi-1	Si (Km2)	Ai=Si/S (%)	Ai*Di	$\sqrt{A_i * D_i}$
1899-1800	99	0,93	1,55	153,45	12,387494
1800-1700	100	2	3,33	333	18,248288
1700-1600	100	5,85	9,75	975	31,22499
1600-1500	100	4,75	7,92	792	28,142495
1500-1400	100	5,575	9,29	929	30,479501
1400-1300	100	9,725	16,21	1621	40,261644
1300-1200	100	11,375	18,96	1896	43,543082
1200-1100	100	7,15	11,92	1192	34,525353
1100-1000	100	2,6	4,33	433	20,808652
1000-900	100	4,025	6,71	671	25,903668
900-800	100	3,95	6,58	658	25,651511
800-700	100	2,0608	3,43	343	18,520259
700-697	3	0,0156	0,03	0,09	0,3
		Σ=60	100		Σ=329,99

AN : **I_p=2.45**

3.3. Indice de pente moyenne (Im) :

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_M = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (III .7)$$

HMAX : Altitude maximale observée sur le bassin versant (m).

HMIN : Altitude minimale observée sur le bassin versant (m).

AN : **$I_m = 155.17 \text{ m/Km} \Rightarrow I_m = 15.517\%$**

3.4. Dénivelé spécifique (DS) :

Elle est définie comme étant le produit de pente globale "Ig" et la racine carrée de la surface du bassin versant.

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} \dots \dots \dots (III .8)$$

D'où : **$D_s = 370.64 \text{ m}$**

$D_s > 150 \text{ m} \Rightarrow$ Relief fort.

3.5. Remarque :

HMOY : Altitude moyenne du bassin versant (m).

Hi: Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (m).

Si: Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (Km2).

S : Surface totale du bassin versant (Km2).

D: Dénivelé entre H5% et H95%, $D= H5\% - H 95\%$ (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (m).

HMAX : Altitude maximale observée sur le bassin versant (m).

HMIN : Altitude minimale observée sur le bassin versant (m).

Ig : Indice de pente globale (m/Km).

III.1.4. Hydrographie :

Les paramètres hydrographiques se résument essentiellement dans la densité de drainage, sa détermination repose sur une classification des talwegs par ordres et détermination des longueurs de chaque ordre.

En conséquence toute mesure s'appuie sur l'établissement du plan chevelu hydrographique complet du bassin versant.

III.1.4.1. Chevelu hydrographique :

1. Classification des ordres de talwegs :

Les résultats de la classification des ordres de talwegs par la méthode de SCHUM sont regroupés dans le tableau III.3

Tableau III.3. Classification des ordres de talwegs (SCHUM)

Ordre x	Nombre n _x	Longueur l _x (km)	Longueur moyenne \bar{L}_x (km)
1	46	64	1.39
2	24	23	0.95
3	11	8	0.73
4	6	17	2.83
Total	87	112	5.9

On peut en déduire que :

- L'ordre du talweg principal est de (04).
- La longueur cumulée totale de tous les talwegs est de 112Km.

Le réseau hydrographique du bassin d'oued El ARSS est représenté dans la figure III.3.

2 .Densité de drainage (Dd) :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tout ordre L_x sur la surface du bassin versant S.

la densité de drainage est donnée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{x=1}^n L_x}{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

Dd : Densité de drainage (Km/Km²).

L_x : Longueur totale cumulée des rivières d'ordre x (Déterminée à l'aide de l'AUTO CAD sur la carte du chevelu hydrographique)=112km.

S : Superficie du bassin versant (Km²)=60km².

Donc : **Dd= 1.86 Km⁻¹**

III.1.5. Morphométrie :

III.1.5.1. Coefficient de torrentialité (Ct) :

Le coefficient de torrentialité est un bon indice de l'érodabilité du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

$$C_t = D_d \cdot \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

Ct : Coefficient de torrentialité.

Dd : Densité de drainage (Km/Km²).

N1 : Nombre de talweg d'ordre 1.

S : Surface du bassin versant (Km²).

Donc : **Ct=1.43 Km⁻³**

III.1.5.2. Temps de concentration (T_C) :

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

Il peut être calculé par plusieurs formules empiriques.

Tableau III.4 .Temps de concentration (heurs)

Formule		T_C(Heure)
Giandotti	$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}}$	3.26
Anonyme	$T_C = \left[\frac{\sqrt{SL_p}}{\sqrt{I_g}} \right]^{0,75}$	3.45
TEMEZ	$T_C = 0,3 \left[\frac{L_p}{I^{1/4}} \right]^{0,76}$	2.24

Avec :

TC: Temps de concentration (h) ;

LP: Longueur du talweg principal (Km)=21.7km ;

S: Superficie du bassin versant (Km²)=60km² ;

.I : Pente moyenne du cours d'eau (m/Km)=55.39m/km ;

Ig : pente globale (5.53%)

Où :
$$I = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_p} = 55.39m/km$$

Hmoy : altitude moyenne (m)=1289.28m ;

Hmin : altitude minimale (m)=697m.

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur $T_c=3.26$ heures, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte plusieurs paramètres géométriques du bassin.

III.1.5.3. Vitesse de ruissellement(V_r) :

C'est la vitesse moyenne de propagation de la crue, elle est donnée par la formule:

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

V_r : Vitesse de concentration (Km/h).

L_p : Longueur du talweg principal (Km)=21.7km.

T_c : Temps de concentration (h)=3.26h.

Donc : **$V_r=6.66$ Km/h**

Conclusion :

Chaque bassin versant réagit de façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Les caractéristiques hydrologiques d'un bassin sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Les paramètres hydro-morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristiques			
Description	Symbole	Unités	Valeurs
<i>Coordonnées du site:</i>	<i>X</i>	<i>km</i>	<i>811.700</i>
	<i>Y</i>	<i>km</i>	<i>201.600</i>
	<i>Z</i>	<i>m,NGA</i>	<i>697</i>
<i>Superficie</i>	<i>S</i>	<i>km²</i>	<i>60</i>
<i>Périmètre</i>	<i>P</i>	<i>Km</i>	<i>42.57</i>
<i>Altitudes caractéristiques:</i>			
<i>Altitude maximale</i>	<i>HMAX</i>	<i>m,NGA</i>	<i>1899.00</i>
<i>Altitude moyenne</i>	<i>HMOY</i>	<i>m,NGA</i>	<i>1289.28</i>
<i>Altitude minimale</i>	<i>HMIN</i>	<i>m,NGA</i>	<i>697</i>
<i>Altitude médiane</i>	<i>HMED</i>	<i>m,NGA</i>	<i>1289.7</i>
<i>Longueur du talweg principal</i>	<i>LP</i>	<i>Km</i>	<i>21.7</i>
<i>Hauteur correspond à 5% de la surface</i>	<i>H05%</i>	<i>m</i>	<i>1692</i>
<i>Hauteur correspond à 95% de la surface</i>	<i>H95%</i>	<i>m</i>	<i>824</i>
<i>Indice de compacité</i>	<i>KC</i>	<i>-</i>	<i>1,55</i>
<i>Longueur du rectangle équivalent</i>	<i>L</i>	<i>Km</i>	<i>18.14</i>
<i>Largeur du rectangle équivalent</i>	<i>l</i>	<i>Km</i>	<i>3.31</i>
<i>Indice de pente globale</i>	<i>Ig</i>	<i>m/Km</i>	<i>47.85</i>
<i>Indice de pente de Roche</i>	<i>IP</i>	<i>m/Km</i>	<i>2.45</i>
<i>Indice de pente moyenne</i>	<i>Im</i>	<i>m/Km</i>	<i>155.17</i>
<i>Dénivelé Spécifique</i>	<i>DS</i>	<i>m</i>	<i>370.64</i>
<i>Densité de drainage</i>	<i>Dd</i>	<i>km</i>	<i>1.86</i>
<i>Coefficient de torrentialité</i>	<i>CT</i>	<i>m</i>	<i>1.43</i>
<i>Temps de concentration</i>	<i>TC</i>	<i>Heure</i>	<i>3.26</i>
<i>Vitesse de ruissellement</i>	<i>Vr</i>	<i>Km/Heure</i>	<i>6.66</i>
		<i>m/s</i>	<i>1.85</i>

III.2. Etude climatologique :

III.2.1. Conditions climatique :

Pour l'étude des conditions climatiques, nous allons utiliser les données des stations météorologiques et hydrométriques les plus représentatives. Pour mieux concevoir l'étude climatique de la zone d'étude, nous prendrons la station de TKOUT.

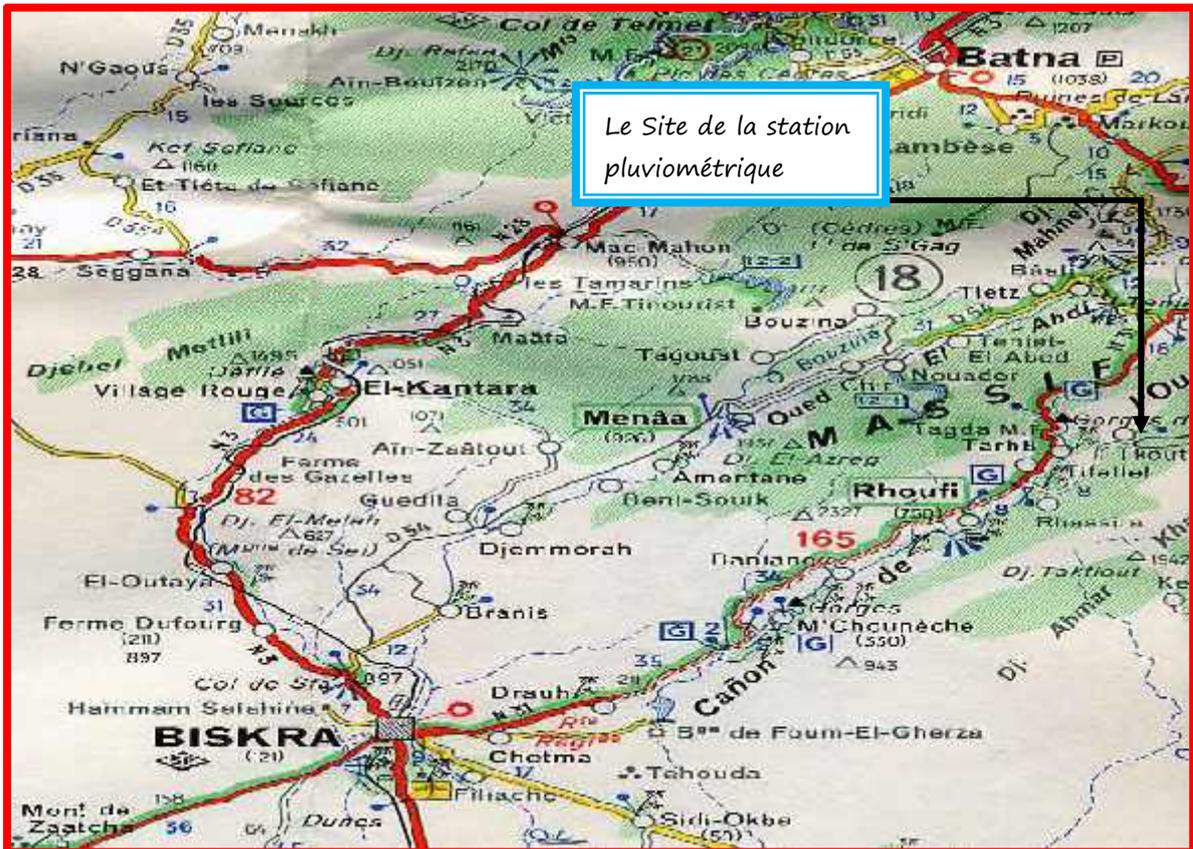


Figure III.4 Le Site de la station pluviométrique

Nous avons opté pour la station avoisinante 061505 (TKOUT) qui présente les mêmes caractéristiques hydrologique par rapport à notre zone d'étude, elle se trouve à une distance d'environ 25km.

Tableau III.6. Station pluviométrie

Nom de la station	Code de la station	Source	Coordonnées		
			X (m)	Y(m)	Z(m)
TKOUT	061505	ONM	828.85	210.5	980

III.2.2. Caractéristiques des stations météorologiques :

Chapitre III : Etude Hydrologique

Les facteurs climatiques nécessaires à l'élaboration de la présente étude sont :

- La pluviométrie ;
- Les températures ;
- Les vents ;
- L'Evaporation.

III.2.2.1. La température :

➤ **Température moyenne mensuelle :**

Elle est donnée par le tableau III.7.

Tableau III.7. :Température moyenne en °C (bassin versant en utilisant les données destation TKOUT):

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Moyenne annuelle
T MOY(C°)	16,8	10,9	5,9	3,3	1,9	3,2	5,0	8,0	12,8	18,6	21,8	21,2	10,80

Source : ONM

La température moyenne mensuelle est de 11°C, ce sont donc des températures moyennes assez basse que l'on a observées durant toute l'année.

➤ **Température moyenne min et max :**

La diminution des températures en fonction de l'altitude est valable aussi bien pour les moyennes que pour les maxima et les minima et ce durant toute l'année.

Tableau III.8.Température moyenne max et min.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Moy
T max (°c)	18,9	13,5	8,4	5,8	2,1	5,9	8,9	10,6	15,2	21,4	24,3	23,4	13,2
T min (°c)	14,9	8,6	3,4	1,1	-1,1	0,6	2,1	5,8	9,2	16,3	19,3	19,8	8,33

Source : ONM

b) Le vent :

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 dans le Tableau N°III.09.

Tableau n°III.09 : Vitesse du vent moyenne mensuelle

Chapitre III : Etude Hydrologique

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	An
Vent (m/s)	2,88	3,40	3,46	3,70	3,37	3,08	2,98	2,60	2,60	2,35	2,87	2,93	3,0

Source : O.N.M

c) L'Evaporation :

Elle est minimale durant les mois d'hiver (Décembre et janvier), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juillet et Août).

Tableau III.10. Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	Jui	Juil	Août
Evaporation (mm)	200	144	87	55	58	67	124	172	210	298	310	270
Evaporation (%)	10.13	7.33	4.25	3.29	3.07	3.86	5.92	8.03	10.9	13.16	15.53	14.47

Source : O.N.M.

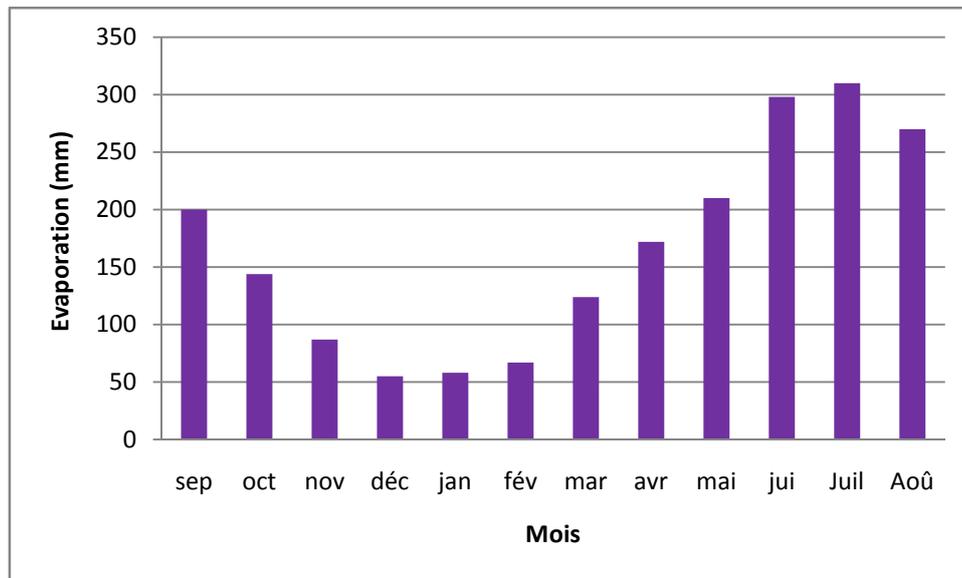


Figure III.5: Répartition mensuel de l'Evaporation.

d) la pluviométrie :

La préparation mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été étalier sur la base de la série des précipitations à la station de TKOUT(061505) sur la période (1975-2009), elle est donnée par le tableau III.11.(Voir annexe III.1).

Tableau III.11. Pluies moyennes mensuelles

Chapitre III : Etude Hydrologique

mois	Sep	Oct.	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Année
Pmoy (mm)	23,6	24,2	30,4	33,6	36,19	24,8	24,3	22,1	23,6	21,5	17,2	17,9	300
Pmoy (%)	7,88	8,09	10,1	11,2	12,06	8,29	8,11	7,39	7,89	7,18	5,73	5,96	100,00

Source : ONM

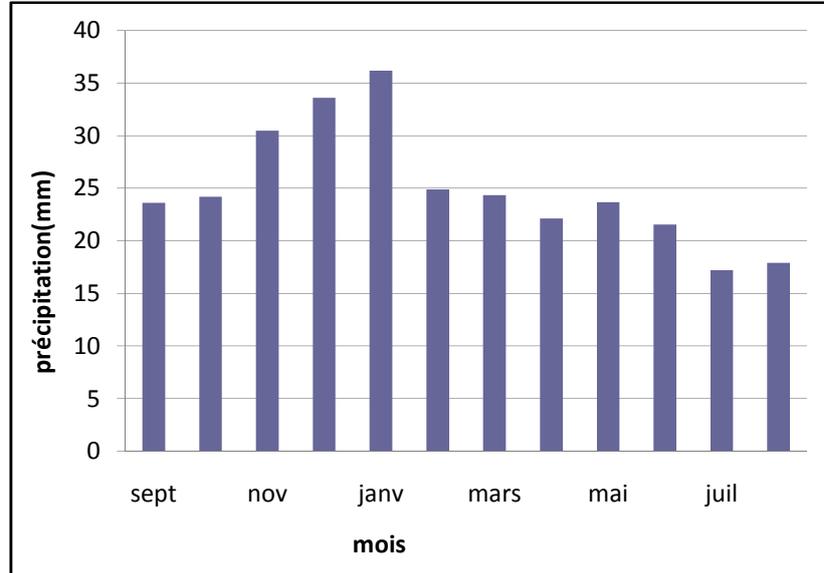


Figure N° III.6 :précipitation moyens mensuels (mm)

Conclusion :

Sur la base de l'étude du climat, il peut être aisément conclu que la zone d'études se caractérise par :

- Une pluviométrie variant de 198.04 mm à 395.7mm ;
- Un climat semi-aride à hiver frais ;
- Une période sèche s'étalant du mois de juin au mois d'Août ;
- Une évaporation intense pendant les moins : juin, Juillet et Août.

III.2.3. Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station TKOUT est considérée avec une série d'observation de 35 années (Annexe III.1).

En utiliser le logiciel (HYFRAN) pour déterminer les paramètres de la série et pour l'ajustement.

Tableau III.12.Caractéristiques de l'échantillon

Statistiques de base	35
Minimum	22
Maximum	81
Moyenne	47.0
Ecart-type	14.6
Médiane	42
Coefficient de variation (Cv)	0.311
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.632
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40

a) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel :

(Doublement exponentiel) :

Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

➤ **Test de la médiane :**

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

➤ **La médiane :**

Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $(N+1)/2$ c'est-à-dire en rang 18

Médiane(X50%) = 42 mm

Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

Ns = 18Ts = 4.

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$Ns > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N + 1}) = 12.12 \text{ vérifiée}$$

Ts < 3.3 (log10 (N) + 1) = 8.39 vérifiée

Avec : $\alpha = 5\%$ $u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

b) loi de Gumbel (Doublement exponentiel) :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = e^{-e^Y}$$

Avec: $Y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMBEL

Y : variable réduite de GUMBEL, On peut écrire :

$$Y = - \ln (- \ln (F (x)))$$

x : précipitation maximale journalière (mm).

x_0 : paramètre de position (mode).

Les résultats obtenus par les différentes fréquences sont récapitulés dans le (Tableau III.13) et la (Figure III.6)

Paramètres :

u = 40.4163

α = 11.406

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau III.13. Résultats de l'ajustement Gumbel (Méthode des moments)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.9990	119	14.3	94.2- 154
200	0.9950	101	11.1	81.4-127
100	0.9900	92.9	9.7	75.9- 116
50	0.9800	84.9	8.33	70.3- 105
20	0.9500	74.3	6.52	62.8-89.9
10	0.9000	66.1	5.16	56.9-78.4
5	0.8000	57.5	3.82	50.6-66.5
2	0.5000	44.6	2.27	40.1-49.6
1.1	0.1000	30.9	2.57	25.0-35.7

Gumbel (Méthode des moments)

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel

Résultats :

D'après le test de khi2 on obtient les résultats suivants :

Résultat de la statistique : $X^2 = 5.00$

p-value $p = 0.4159$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.14. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	22
Maximum	Aucun	81
Moyenne	47.0	47.0
Ecart-type	14.6	14.6
Médiane	44.6	42
Coefficient de variation(Cv)	0.311	0.311
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.632
Coefficient d'aplatissement(Ck)	2.40	2.40

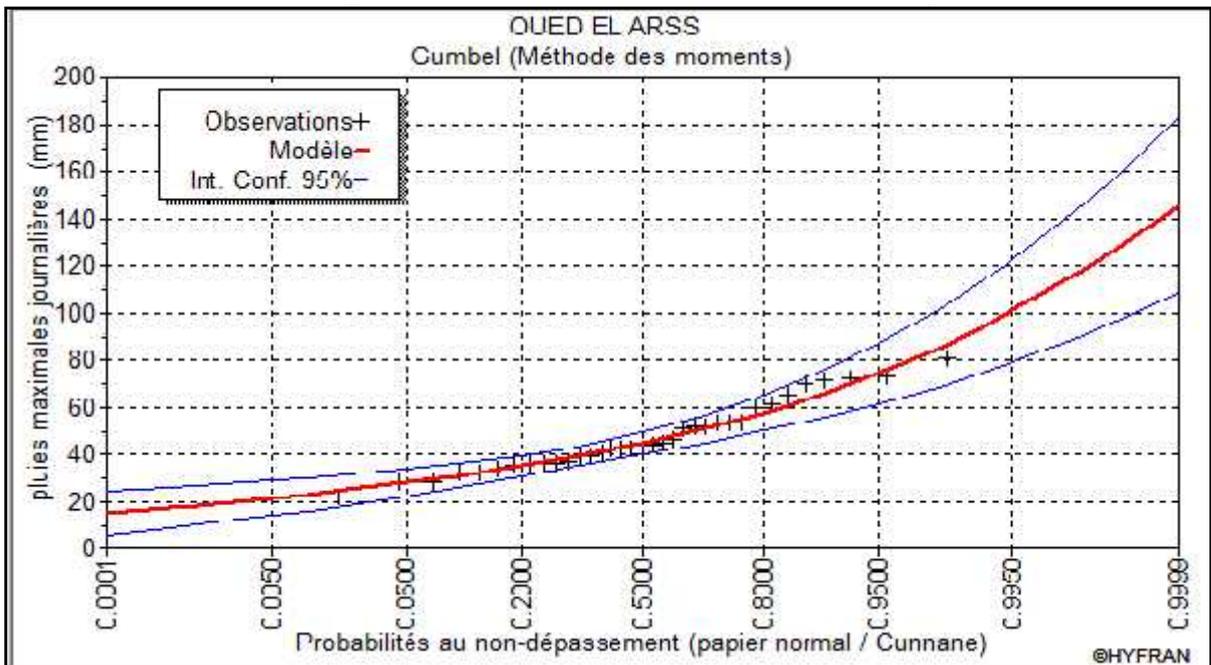


Figure III.6: Ajustement à loi de Gumbel (b) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale.

La loi de GALTON à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \text{ (Fréquence au non dépassement)}$$

Où : $u = \frac{X - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS).

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } X} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log } X_i}{N}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le (Tableau III.15) et la (Figure III.7)

Nombre d'observations: 35

Paramètres

$\mu = 3.80396$

$\sigma = 0.308962$

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau III.15. Résultats de l'ajustement Méthode de log normale (Galton)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Précipitation(XT)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	117	14.8	87.6 - 146
200.0	0.9950	99.5	10.9	78.1 - 121
100.0	0.9900	92.1	9.36	73.7 - 110
50.0	0.9800	84.7	7.87	69.2 - 100
20.0	0.9500	74.6	6.03	62.8 - 86.4
10.0	0.9000	66.7	4.73	57.4 - 76
5.0	0.8000	58.2	3.55	51.2 - 65.2
2.0	0.5000	44.9	2.34	40.3 - 49.5
1.1	0.1000	30.2	2.14	26.0 - 34.4

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi2 on obtient les résultats suivants :

$$X^2 = 6.83$$

p-value $p = 0.2337$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

Tableau III.16. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	22
Maximum	Aucun	81
Moyenne	47.1	47.0
Ecart-type	14.9	14.6
Médiane	44.9	42
Coefficient de variation (Cv)	0.316	0.311
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.981	0.632
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.76	2.40

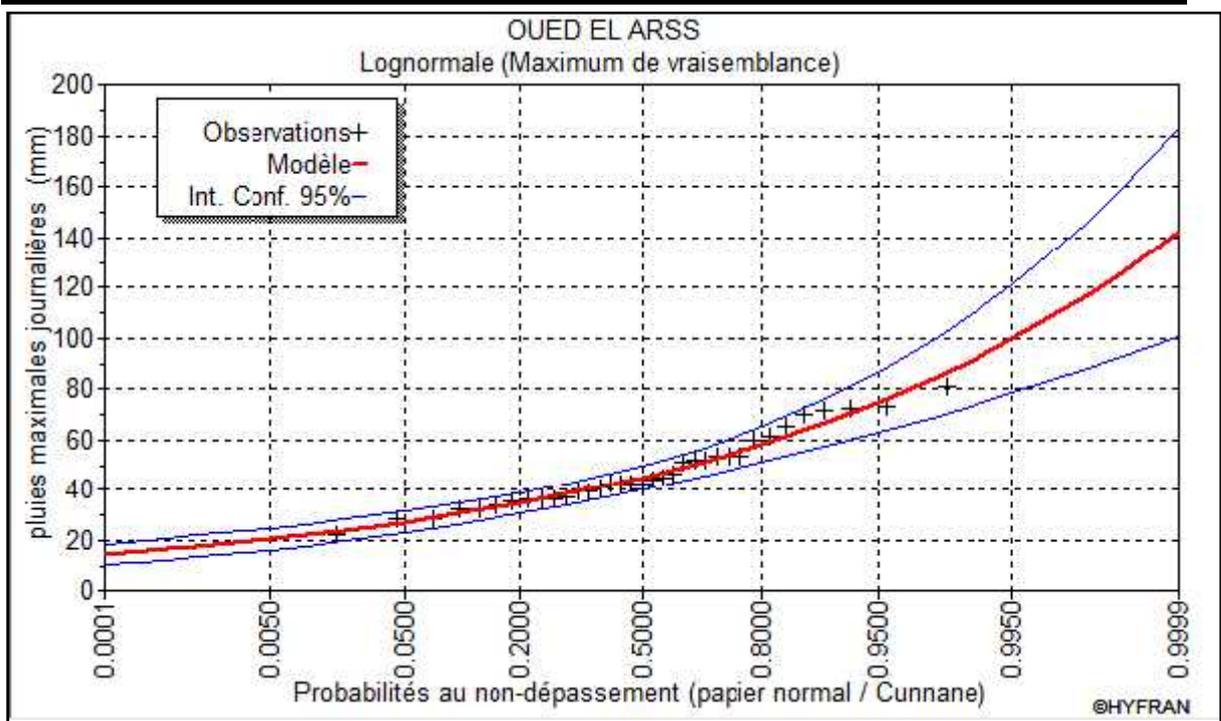


Figure III.7 : Ajustement a loi de log normale (Galton)

Conclusion

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi log normale «GALTON» mieux que celle de la loi de GUMBEL.

Tableau III.17. Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2
$\bar{P}_{max j p\%}$ (mm)	92.1	84.7	74.6	66.7	58.2	44.9

III.3. Pluie de courte durée a différentes fréquences

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée en un temps (t) est déterminée par la formule suivante:

$$P_{max t, P\%} = P_{max j, P\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec :

$P_{max t, P\%}$: Pluie de courte durée pour une fréquence donnée (mm).

$P_{max j, P\%}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de pluie (h).

b : Exposant climatique. b = 0,30.

Chapitre III : Etude Hydrologique

$$\text{L'intensité des pluies } I_t = \frac{P_{tc}}{t}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux III.18

Tableau III.18.Pluies de courte durée (mm) et leurs intensités I_t (mm/h)

Période de retour	10		20		50		100	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	25,71	25,71	28,75	28,75	32,65	32,65	35,50	35,50
2	31,65	15,82	35,40	17,70	40,19	20,10	43,70	21,85
3	35,74	11,91	39,98	13,33	45,39	15,13	49,36	16,45
3.26	36.65	11.24	38.44	11.79	46.54	14.27	50.60	15.52
4	38,97	9,74	43,58	10,90	49,48	12,37	53,80	13,45
5	41,66	8,33	46,60	9,32	52,91	10,58	57,53	11,51
6	44,01	7,33	49,22	8,20	55,88	9,31	60,76	10,13
7	46,09	6,58	51,55	7,36	58,53	8,36	63,64	9,09
8	47,97	6,00	53,65	6,71	60,92	7,61	66,24	8,28
9	49,70	5,52	55,58	6,18	63,11	7,01	68,62	7,62
10	51,29	5,13	57,37	5,74	65,14	6,51	70,83	7,08
11	52,78	4,80	59,03	5,37	67,03	6,09	72,88	6,63
12	54,18	4,51	60,59	5,05	68,80	5,73	74,81	6,23
13	55,49	4,27	62,07	4,77	70,47	5,42	76,63	5,89
14	56,74	4,05	63,46	4,53	72,05	5,15	78,35	5,60
15	57,93	3,86	64,79	4,32	73,56	4,90	79,99	5,33
16	59,06	3,69	66,06	4,13	75,00	4,69	81,55	5,10
17	60,14	3,54	67,27	3,96	76,38	4,49	83,05	4,89
18	61,18	3,40	68,43	3,80	77,70	4,32	84,48	4,69
19	62,19	3,27	69,55	3,66	78,97	4,16	85,87	4,52
20	63,15	3,16	70,63	3,53	80,19	4,01	87,20	4,36
21	64,08	3,05	71,67	3,41	81,37	3,87	88,48	4,21
22	64,98	2,95	72,68	3,30	82,52	3,75	89,73	4,08
23	65,85	2,86	73,65	3,20	83,63	3,64	90,93	3,95
24	66,70	2,78	74,60	3,11	84,70	3,53	92,10	3,84

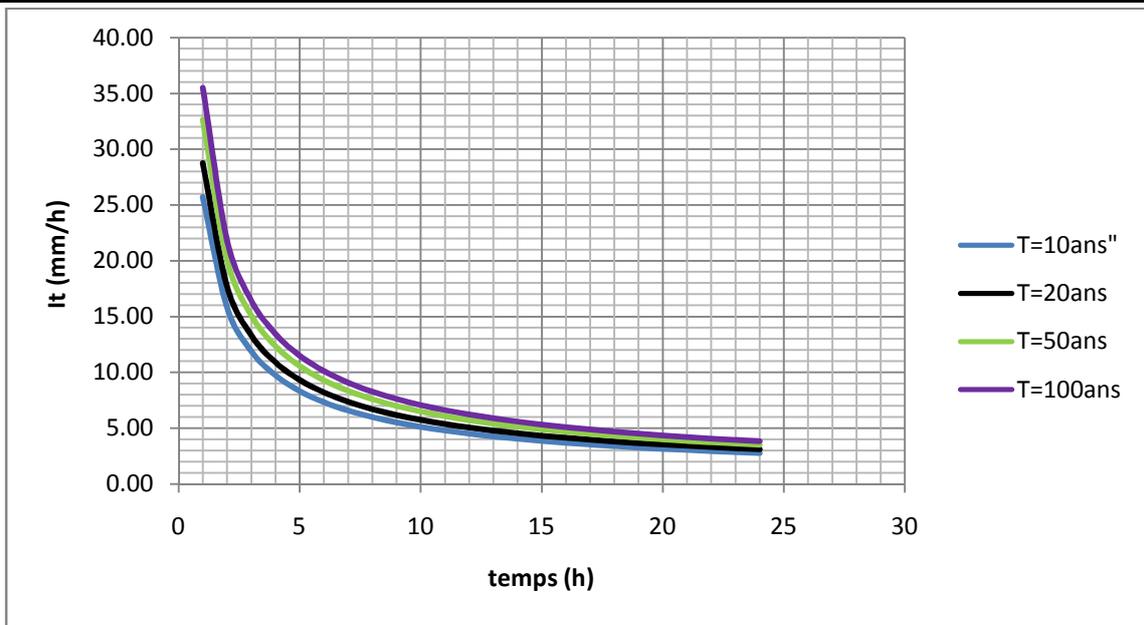


Figure III.8 : Intensité pour les différentes fréquences

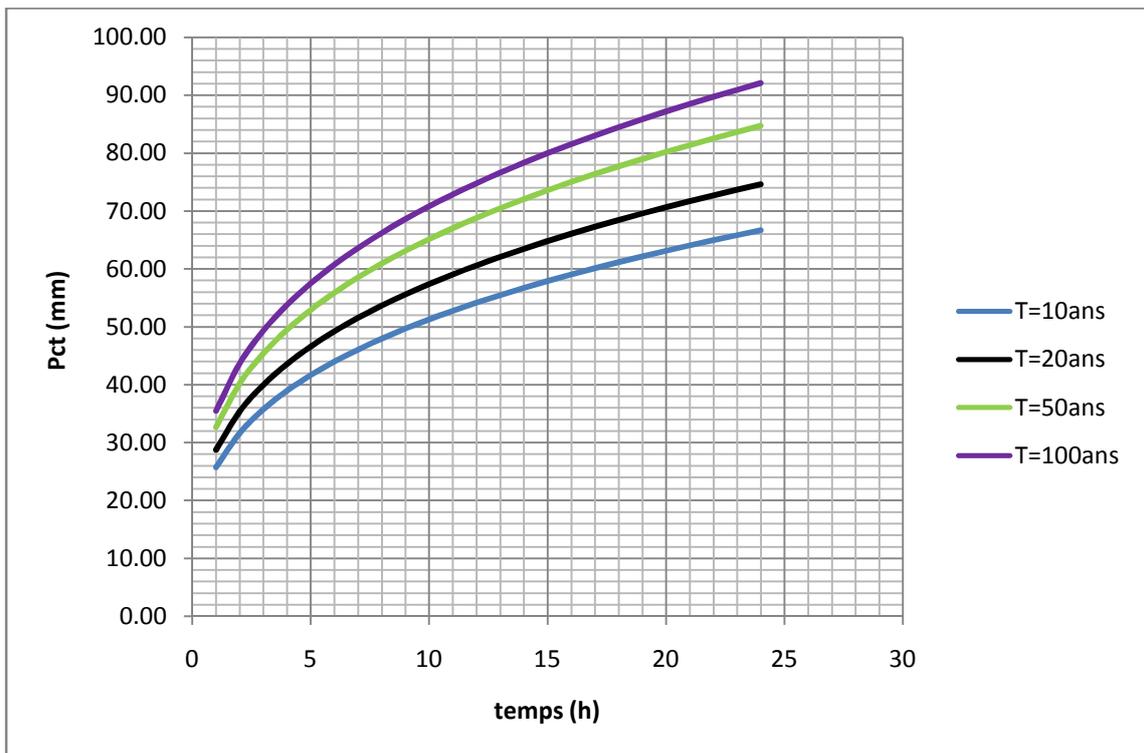


Figure III 9 : Courbe des pluies courtes

III.4. Etudes des apports

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui exige.

La plus parts des petits retenues sont destinées d'assurer une régularisation saisonnière des ressource en eau, elle se remplissant pondant la saison humide et se vident en plus au moins complètement pondant la saison sèche. Dans ce cas, on procédera à une étude détalée

que possible des apports annuels afin de déterminer le volume maximal utilisable sur le site avec le taux se satisfaction choisi, et on vérifiera que ce volume est suffisant pour remplir la retenue.

III.4.1. Apport liquide :

Les apports liquides de notre retenue sont déterminés par des formules empiriques.

III.4.1.1. Apport moyen annuelle :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuelle A_0 . Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.19

Tableau III.19.Récapitulatif des résultats des apports.

Les formules		Le (mm)	Apport moyen A_0 (m ³)
ANRH	$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$	16.36	1135580.41
SOGREAH	$Le = 720 \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1,85}$ $A_0 = Le \times S$	21.53	1281000
SAMIE	$Le = P^2_{\text{moy}} (293 - 2.2 \bar{S})$ $A_0 = Le \times S$	22.28	1490177.9
Mallet Gauthier	$A_0 = Le * S$ $Le = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 * P_{\text{moy}}^2})$	11.01	776399.35

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) =300mm.

S : Surface du bassin versant en (km^2) =60 km^2 .

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

Lavaleur moyenne : $A_0 = 1170789.41 m^3$.

Conclusion

D'après quatrérésultats, on adopte finalement la valeur moyenne des autres valeurs, c'est -à-dire : $A_0=1170789.41m^3$.

III.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

La répartition se fait comme celle du pluviométrique, on prend les mêmes pourcentages mensuelle de la pluie, comme montre le tableau suivant :

Tableau III.20.Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
A(%)	7,88	8,09	10,1	11.2	12,06	8,29	8,11	7.39	7,89	7,18	5,73	5,96	100
A (m^3)	92102	94444	118910	131128	141236	97164	94834	86248	92389	84113	67183	69857	1170789.41

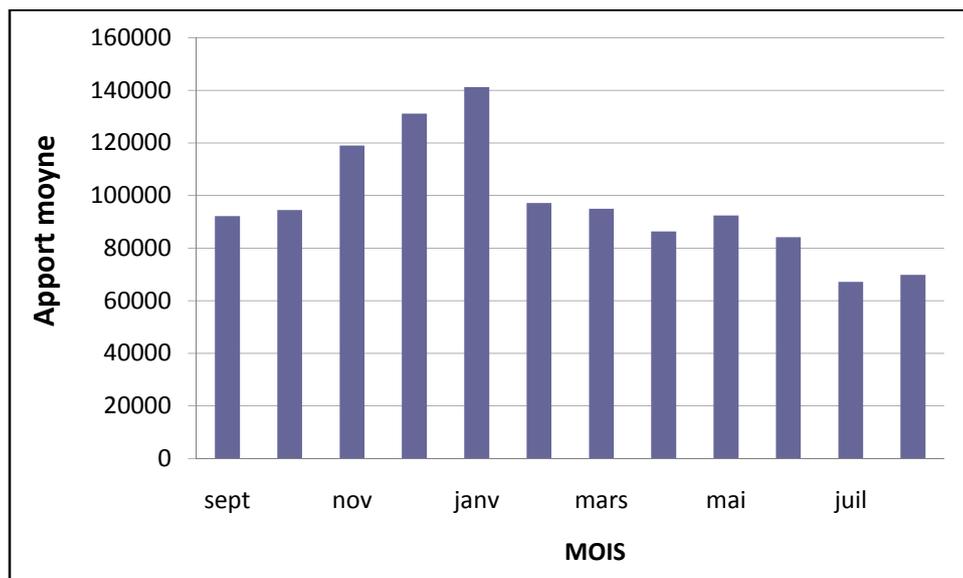


Figure III.8: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

III.4.1.3. Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement (M_e) :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III\ 12)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ s".

AN : $M_e = 37.12$ l/S

b) Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(II\ I.13)$$

Où

: M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficies du bassin(km^2)

AN: $M_0 = 0.62$ l/s. km^2

c)Lame d'eau écoulée

$$L_e = A_0/S. \dots\dots\dots (III.14)$$

$L_e = 19.51$ mm

d) Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(III.15)$$

Où : $L_e = 19.51$ mm et $P_{moy} = 300$ mm

AN : $C_e = 0,065$

e) Coefficient de variation

Le coefficient de variation est un paramètre caractérisant l'écoulement, on le calcule à l'aide des formules empiriques.

1. Formule de N.N PADOUM:

$$C_v = k. \frac{0,93}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec :

C_v : Coefficient de variation.

K : Coefficient de réduction $K = 0,75$.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=0.62$ l/s.Km²)

2. Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_V = 0,78 - 0,29 \text{Log} M_0 - 0,063 \text{Log}(S+1) \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

Avec : C_V : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²). $S=60$ Km².

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=0.62$ l/s.Km²)

3. Formule d'URGIPROVODKMOZ :

$$C_V = \frac{0,70}{M_0^{0,125}} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=0.62$ l/s.Km²)

4. Formule de KRITSKLY–MENKEL :

$$C_V = \frac{0,83}{S^{0,06} M_0^{0,27}} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=0.62$ l/s.Km²).

S : Surface du bassin versant (Km²). $S=60$ Km².

Les résultats de calcul du coefficient de variation sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21.Récapitulatif des résultats de coefficient de variante.

FORMULE				
	N.N PADOUM	SOKOLOVSKY	URGIPROVODKMOZ	KRITSKLY–MENKEL
C_V	0,77	0.72	0.74	0,73

La valeur moyenne $C_V=0.74$

Conclusion

Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules sont proches, on prend comme valeur finale la moyenne ou celle donnée par la formule de URGIPROVODKMOZ c'est-à-dire $C_V=0,74$.

III.4.2. Apports fréquentiels :

Chapitre III : Etude Hydrologique

L'estimation fréquentielle des apports est envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{1,17 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,74 + 1)}}}{\sqrt{0,74^2 + 1}} = 0,94 \cdot e^{0,49 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A0 : Apport moyen annuel (Mm³).

Cv : Coefficient de variation.

Tableau III.22. Calcul des apports fréquentielles.

Période retour (ans)	4/5	10	20	50	100
Fréquence (%)	80	10	5	2	1
U (GAUSS)	-0.84145	1.28229	1.64308	2.05046	2.32723
A (Mm³)	0.64	1.76	2.10	2.57	2.94

III.4.2.1. Répartition de l'apport fréquentiel dans l'année :

L'apport fréquentiel a la même distribution de pourcentage de la pluviométrie, on prend la valeur qui correspond à la fréquence de 80% pour garantir un remplissage de 4 années sur 5.

Tableau III.23. Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).

Mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Août	Total
A 80 %(m3)	0,0488	0,05	0,063	0,069	0,074	0,051	0,0748	0,050	0,048	0,044	0,035	0,037	0.64
Apports en %	7,88	8,09	10,1	11.2	12,06	8,29	8,11	7.39	7,89	7,18	5,73	5,96	100,00

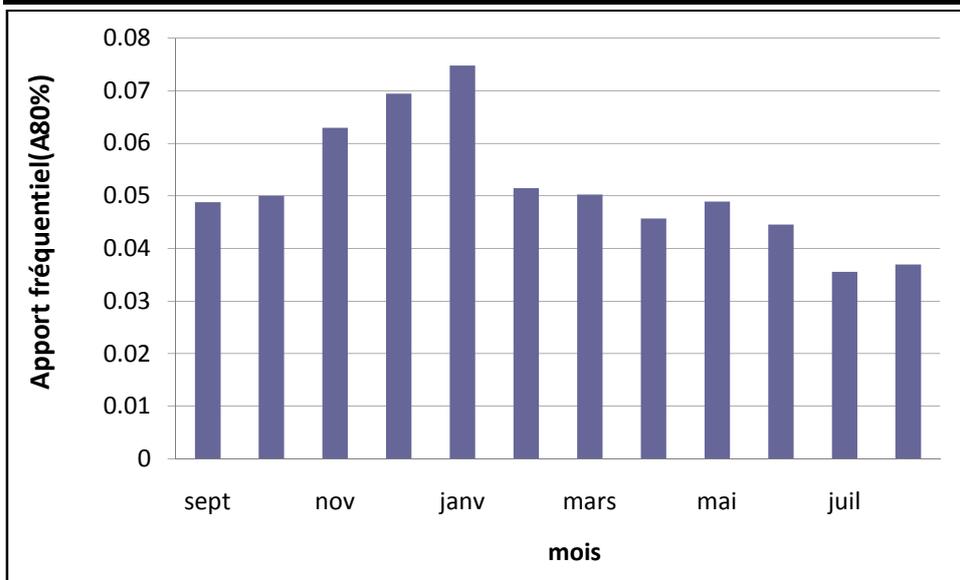


Figure III.9: Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).

III.4.3. Apport solide et volume mort :

Les apports solides dépendent de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle-même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il doit répondre à certaines conditions:

- ✓ Accumulation des matériaux solides dans la retenue ;
- ✓ Garantir le fonctionnement normal des pompes.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques.

➤ Formule de Tixeront :

Le volume de solides pour l'étape de faisabilité est déterminé par la formule de Tixeront-Songera, dont l'expression est la suivante:

$$Q_s = K L_e^{0,15} \dots \dots \dots (III.21)$$

Q_s : Volume total de solides, en T/km² par année.

L_e : Lamé d'écoulement en mm, déterminée à partir de l'apport moyen.

K : Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin

Tableau III.24.Degré de perméabilité

K	Degré de perméabilité
8.5	Elevé
75	Moyenne
350	Moyennefaible
1400	Faible
3200	Imperméable

K : Egale à 75 pour un bassin à perméabilité moyenne $L_e = 19.51 \text{ mm}$

AN: $Q_s = 117.11T/\text{km}^2/\text{an}$

Préliminairement, le volume mort (V_m) est déterminé en fonction du volume total des sédiments, le nombre d'années de vie utile de l'ouvrage et le poids spécifique des

sédiments: $V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot S \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.22)$

Où:

T: Vie utile de l'ouvrage (années).

δ_s : Poids spécifique des sédiments, en T/m^3 (Voir tableau).

S : Superficie du bassin versant [Km^2]

Tableau III.25. Densité volumétrique des différents types de sédiments

Typologie des sédiments	Poids volumétrique T/m^3	Typologie des sédiments	Poids volumétrique T/m^3
Boue fine	0.7 - 0.8	Sable fin	1.5 - 1.6
Boue fine	0.8 - 0.9	Sable moyen	1.6 - 1.7
Boue avec mélange de sable	0.9 - 1.1	Sable moyen et lourd	1.1 - 1.8
Sable fin sédimenté	1.1 - 1.2	Sable avec gravier	1.8 - 1.9
Sable fin et moyen sédimenté	1.2 - 1.3	Gravier	1.9 - 2.1
Sable moyen sédimenté	1.3 - 1.5	Cailloux avec gravier	2.1 - 2.4

AN :

$$Q_s = 117.11 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

$$S = 60 \text{ km}^2$$

$$T = 20 \text{ ans}$$

$$\delta_s = 1,6 \text{ T/m}^3$$

Donc : Le Volume mort $V_m = 87832.5 \text{ m}^3$ nous majorons ce volume par jusqu'à 90.000 m^3 qui correspond à la cote 706 m.

$$NVM = 706 \text{ m NGA}$$

III.5. Etude des crues

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

En absence de stations et d'observations hydrométriques sur le bassin hydrographique, l'estimation des débits de crues fréquentielle se fera à partir d'un examen des formules empiriques : méthode volumique (SOKOLOVSKY), TURAZZA et MALLET-GAUTIER.

a. Méthode Volumique (Formule de SOKOLOVSKY)

$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_m} \dots\dots\dots (III.23)$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en m

$T_m = T_c$: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \text{ (hydrogramme triangulaire)} \dots\dots\dots (III.24)$$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 7 \text{ mm}$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$ Donc : $F = 1,2$

S : Superficie du bassin (Km^2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$p\% = \frac{P_{ct\%} - H_0}{P_{ct\%} + H_0} \dots\dots\dots (III.25)$$

Pct%: Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

Tableau III.26.Débits fréquentiels pour différents périodes de retour obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY

	débits des crues fréquentielles Q_{max} (m^3/s)			
Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour (ans)	10	20	50	100
$P_{tcp\%}$ (mm)	36.65	38.44	46.54	50.6
$\alpha p\%$	0,39	0.40	0.44	0.46
$Q_{maxp\%}$ (m^3/s)	71.50	75.29	107.51	123.94

b. Formule de TURRAZA

$$Q_{max,p\%} = \frac{C_e P_{tcp\%} S}{3,6 t_c} = \frac{C_e I_{tcp\%} S}{3,6} \dots\dots\dots(III.26)$$

S : superficie du bassin versant (km^2) **S=60 Km^2** .

C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

$P_{tcp\%}$: pluies de durée égale au temps de concentration (mm)

$I_{tcp\%}$: Intensité des pluies pour une fréquence donnée.

Tableau III.27.Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode TURRAZA

Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour (an)	10	20	50	100
$p_{tcp\%}$ (mm)	36.65	38.44	46.54	50.6
c_e	0,313	0,351	0,391	0,415
$Q_{maxp\%}$ (m^3/s)	58,647	68,97	93,032	107,356

c. Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{max,p\%} = 2K \log(1 + A \cdot P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{Lp}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log(S)} \dots\dots\dots(III.27)$$

S : superficie du Bassin versant, (Km^2), **S=60 Km^2** .

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en (m), **P=0.3 m**.

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [**A = 20**]m

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3, **K=1**.

T : période de retour en années.

Lp : longueur du talweg principale en (km), **Lp=21.7 Km**.

Tableau III.28. Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode MALLET–GAUTHIER.

	débits des crues fréquentielles Q_{max} (m^3/s)			
Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour (ans)	10	20	50	100
$Q_{maxp\%}$ (m^3/s)	39.12	45.84	53.44	58.53

III.5.1. Choix du débit de crues

✓ La formule de « SOKOLOVSKI » est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, on considère les débits obtenus par cette méthode comme les débits de crues de dimensionnement.

III.5.2. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de SOKOLOVSKY. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

• **Pour le monté de la crue :** $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$ (III.28)

• **Pour la décrue:** $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y$ (III .29)

Avec :

Qm : Débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Qd : Débit instantané de la décrue (m^3/s)

t_m : Temps de montée de la crue, t_m=t_c(Selon SOKOLOVSKY)

t_d: Temps de la décrue t_d=δt_m.

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

x et y : Puissance des courbes (x= 2 pour la montée de la crue et Y= 3 pour la décrue)

Tableau III.29. Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin on prend : $\delta=2.5$

$$t_d = 2.5 * 3.26 = 8.15 \text{ heures.}$$

$$\text{Donc : } Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{3.26} \right)^2$$

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{8.15 - t}{8.15} \right)^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le tableau III.30.

Tableau III.30.Débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue.

	Hydro grammes de crues pour différentes périodes de retour			
période (ans)	Q (10ans)	Q (20ans)	Q (50ans)	Q (100ans)
temps(h)	71,5	75,29	107,51	123,94
0	0	0	0	0
0,5	1,68194136	1,771096014	2,529028191	2,915521849
1	6,727765441	7,084384057	10,11611276	11,6620874
1,5	15,13747224	15,93986413	22,76125372	26,23969664
2	26,91106176	28,33753623	40,46445105	46,64834958
2,5	42,04853401	44,27740035	63,22570477	72,88804622
3	60,54988897	63,75945651	91,04501487	104,9587866
3,26	71,5	75,29	107,51	123,94
3,5	59,1313128	62,26568588	88,91199215	102,500
4	48,27823018	50,83731399	72,59290246	83,687
4,5	38,84169302	40,90057437	58,40378204	67,329
5	30,72264219	32,35115707	46,19568199	53,255
5,5	23,82201858	25,08475215	35,81965339	41,294
6	18,04076306	18,99704966	27,12674736	31,272
6,5	15,444	16,26264	23,22216	26,771
7	13,27981651	13,98373965	19,968015	23,020
7,5	9,440119799	9,940512163	14,19450741	16,364
8	6,422613812	6,763057258	9,657275678	11,133
8,15	4,128239424	4,347064982	6,207370915	7,156
9	2,457937511	2,588225387	3,69584422	4,261
9,5	1,312648949	1,382228523	1,973746693	2,275
10	0,593314618	0,624764441	0,892129434	0,348
10,5	0,200875392	0,211523192	0,302043544	0,063
11	0,000445766	0,000469395	0,00067027	0,001
11,41	0	0	0	0,000

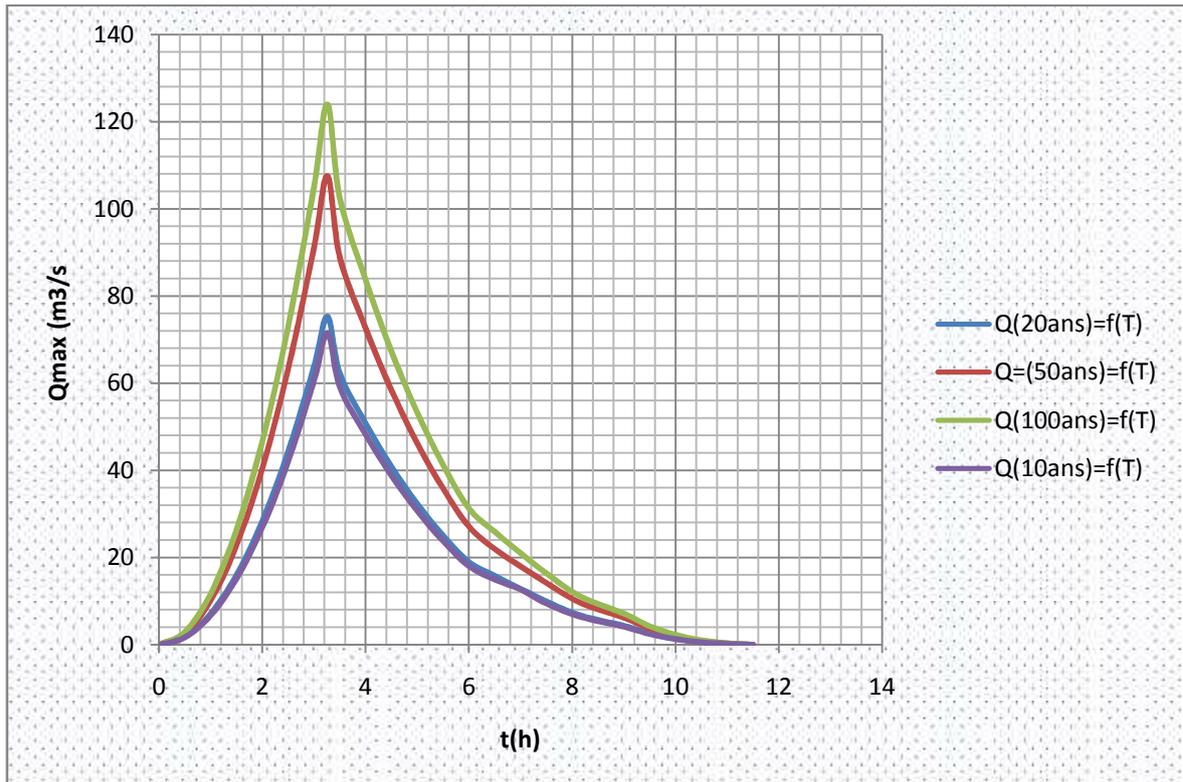


Figure III.10: Hydrographes des crues pour différentes période de retour

III.5.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer.

Pour le choix de la crue de projet parmi les différentes valeurs fournies par les formules examinées il n'y a pas une règle objective ou bien une valeur particulière à considérer : Recommandation de comité national Australien des grands barrages

Pour le choix de la crue de projet.

Catégorie des dommages supplémentaires résultant des crues

Domage élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval	Pas de pertes de vies envisagées
Pertes économiques considérables : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation ▪ Dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval. 	Pertes économiques appréciables : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et d'autres réservoirs à l'aval. 	Pertes économiques minimales : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage : Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Crue de projet recommandée

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandée Probabilité de dépassement annuel
Elevés : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Pertes de vies ; ▪ Dommages considérables. 	1/100000 à 1/10000
importants: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Pas de pertes de vies ; ▪ Dommages importants. 	1/10000 à 1/1000
20.Faibles : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Pas de pertes de vies ▪ Dommages légers. 	1/1000 à 1/100

(Source BULLETIN DE CIGB, EVALUATION DE CRUE DE PROJET)

Pour la crue de projet, on adopte une période de retour T=100ans tandis qu'on adopte une période T=50ans pour la crue des travaux.

C'est-à-dire crue de projet : $Q_{max1\%}=123.94m^3/s$

Et pour la crue des travaux (50ans) : $Q_{max5\%} =107.51m^3/s$

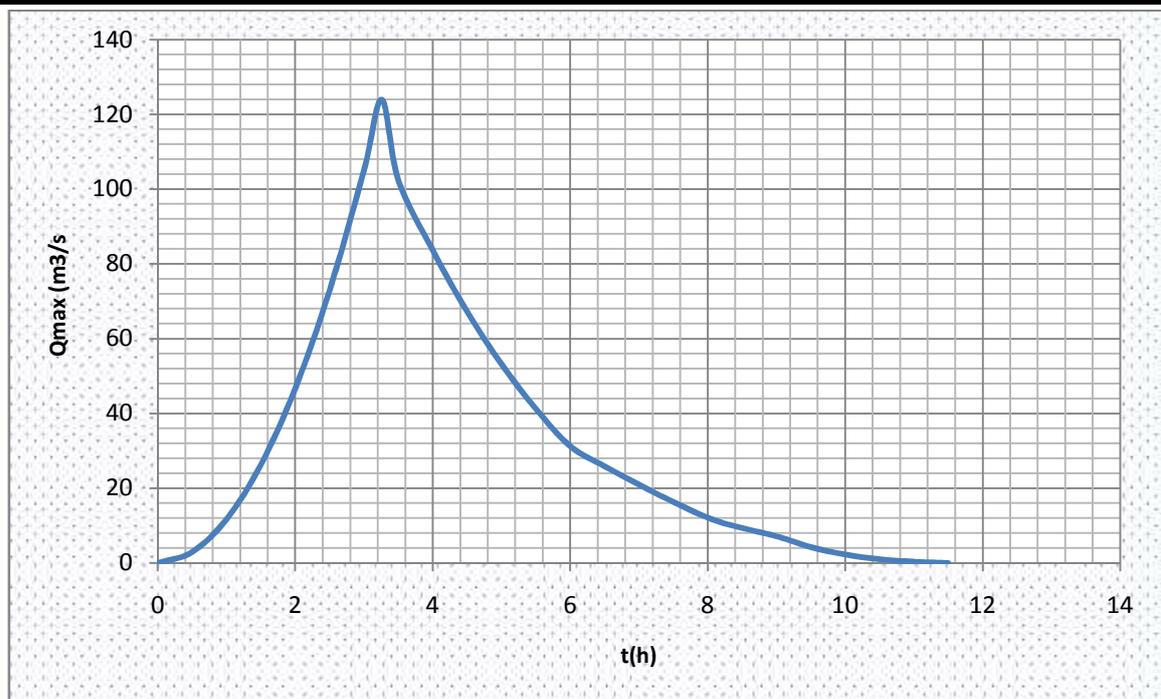


Figure III.11 :Hydrogramme de crue de projet (Q1%).

III.6. Régularisation des débits :

L'étude de la régularisation du retenue à pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

- Les paramètres de la retenue ;
- Le niveau normal de la retenue.

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

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

- ✓ Apports moyens mensuels ;
- ✓ Répartition statique des apports ;
- ✓ Modulation de la demande ;
- ✓ Evaporation ;
- ✓ Courbes hauteur – capacité – surface ;
- ✓ Infiltration ;

III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

Chapitre III : Etude Hydrologique

La côte minimale est de 699m et la côte maximale est de 716 m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.30)$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1}

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives

On représente les caractéristiques topographiques suivantes :

Courbe capacité hauteur $H=f(V)$

Courbe surface hauteur. $H=f(S)$

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Tableau III.31.les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Hauteur (m)	Surface partielle (m ²)	Surface cumulée (m ²)	Volume (m ³)	Hauteur	Cote NGA(m)
0	0,00	0,00	0,00	0	699,00
1,00	458,00	458,00	305,33	1	700,00
2,00	3309,00	3767,00	2417,83	2	701,00
3,00	3811,00	7578,00	8090,33	3	702,00
4,00	4698,00	12276,00	18017,33	4	703,00
5,00	5339,00	17615,00	32962,83	5	704,00
6,00	6775,00	24390,00	90965,33	6	705,00
7,00	5784,00	30174,00	102247,33	7	706,00
8,00	8085,00	38259,00	115463,83	8	707,00
9,00	9513,00	47772,00	158479,33	9	708,00
10,00	8303,00	56075,00	210402,83	10	709,00
11,00	9921,00	65996,00	271438,33	11	710,00
12,00	9832,00	75828,00	342350,33	12	711,00
13,00	8401,00	84229,00	422378,83	13	712,00
14,00	3199,00	87428,00	468207,33	14	713,00
15,00	13224,00	100652,00	602247,33	15	714,00
16,00	7308,00	107960,00	706553,33	16	715,00
17,00	6412,00	114372,00	817719,33	17	716,00

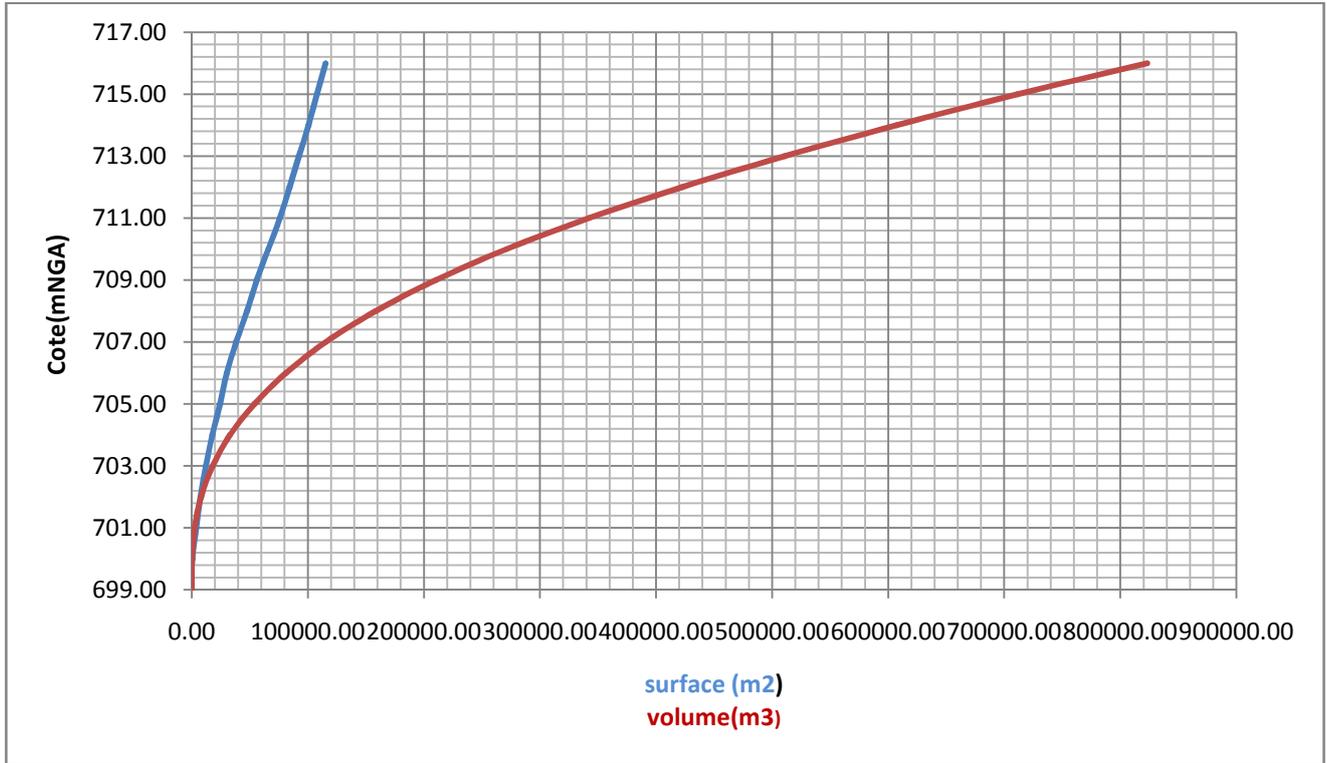


Figure III.12 : Courbes Surface -Capacité -Hauteur.

III.6.2. Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au Tableau III.32.

Tableau III.32.Répartition mensuelle des besoins

Mois	Besoin (m3/ha/an)	Besoin (%)	12ha	15ha	18ha	20ha	25ha	120ha
Septembre	750	15	9000	11250	13500	15000	18750	90000
Octobre	0	0	0	0	0	0	0	0
Novembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Décembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Janvier	0	0	0	0	0	0	0	0
Février	0	0	0	0	0	0	0	0
Mars	0	0	0	0	0	0	0	0
Avril	250	5	3000	3750	4500	5000	6250	30000
Mai	750	15	9000	11250	13500	15000	18750	90000
Juin	1000	20	12000	15000	18000	20000	25000	120000
Juillet	1250	25	15000	18750	22500	25000	31250	150000
Août	1000	20	12000	15000	18000	20000	25000	120000
Totale	5000	100	60000	75000	90000	100000	125000	600000

D'après le tableau au-dessus on considère des besoins de l'ordre 5000 m3/ha, la surface totale à irriguer est dans les environs de **120 ha**, le volume d'eau perdu sur cette surface est de : $V_{Irrig} = 600000 \text{ m}^3/\text{h/an}$.

III.6.3. Répartition mensuelle de l'apport A80% :

La répartition mensuelle de l'apport A80% est donnée dans le Tableau III.33.

Tableau III.33. Répartition mensuelle des apports A80%.

mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Août	Total
A 80 % (Mm3)	0,0488	0,05	0,063	0,069	0,074	0,051	0,0748	0,050	0,048	0,044	0,035	0,037	0.64
Apports en %	7,88	8,09	10,1	11.2	12,06	8,29	8,11	7.39	7,89	7,18	5,73	5,96	100,00

III.6.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

- ✓ L'apport annuel A80% ;
- ✓ La consommation totale ;

- ✓ Le volume mort de la retenue.

Méthode de calcul :

On utilise la méthode du billon d'eau par les étapes suivantes :

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

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

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots (III.31)$$

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

➤ **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

➤ **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Les résultats de calcul de **1^{ère} Consigne d'exploitation** sont représentés dans le tableau III.34.

Tableau III.34.Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.

mois	A80%	U80%	A80%-U80%	1er consigne		
				Vrf	Vri	S
oct	0,05	0	0,05	0,14	0,09	
					0,14	
nov	0,063	0	0,063	0,203	0,203	0
dec	0,069	0	0,069	0,272	0,272	0
jan	0,074	0	0,074	0,346	0,346	0
fev	0,051	0	0,051	0,397	0,397	0
mars	0,0748	0	0,0748	0,472	0,440	0,031
avril	0,05	0.0225	0,02	0,4608	0,440	0,02
mai	0,048	0.0675	-0,042	0,398	0,398	0
juin	0,044	0.09	-0,076	0,322	0,322	0
jui	0,035	0.1125	-0,11	0,212	0,212	0
aout	0,037	0.09	-0,081	0,131	0,131	0
sept	0,048	0.0675	-0,041	0,09	0,090	

D'après le tableau, On a : $V_s = 0.4018Mm^3$.

$$V_d = 0.359Mm^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps ($V_s > V_d$)

D'où : $V_u = V_d = 0.359Mm^3$.

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (III.32)$$

D'où : $V_{NNR} = V_u + V_m = 0.359 + 0.09$

$$V_{NNR} = 0.449m^3$$

Donc : **NNR = 713m NGA.**

Avec : V_{rf} = Volume de remplissage final (m^3).

V_{ri} = Volume de remplissage initial (m^3).

V_{ev} = Volume excédentaire à évacuer (m^3).

III.6.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes:

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juil	Août
Evaporation (mm)	200	144	87	55	58	67	124	172	210	298	310	270
Evaporation (%)	10.1	7.33	4.25	3.29	3.07	3.86	5.92	8.03	10.9	13.1	15.5	14.47

Source : O.N.M.

Le volume évaporé est :

$$V_{ép} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec:

E_s : Evaporation mensuelle (mm)

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe capacité-hauteur.

Le volume moyen : $V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2}$

V_{rfi} et V_{rfi+1} : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Pour notre cas on prend une valeur de 5% pour toute l'année, donc pour chaque mois le volume infiltré égale à 0.5% du volume moyenne.

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.37. Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.

Mois	V _{rf,i} (Mm ³)	V _{moy} (Mm3)	S _{moy} (m ²)	Es (m)	V _{inf} (m ³)	V _{evp} (m ³)	π (Mm ³)	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W-(U+ π) (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
											V _{ri} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S(Mm ³)
Oct	0,09	0,115	37271,08	0,144	575	4128,48886	0,00156783	0,05	0	0,04843217	0,09	0,09	0
	0,14										0,138	0,138	0
Nov	0,203	0,1715	49982,03	0,087	857,5	3344,95124	0,00140082	0,063	0	0,061599183	0,20	0,200	0
	0,272										0,267	0,267	0
Dec	0,346	0,2375	60754,02	0,055	1187,5	2570,36238	0,00125262	0,069	0	0,067747379	0,34	0,34	0
	0,397										0,38	0,389	0
Jan	0,472	0,309	71526,014	0,058	1545	3191,16062	0,00157872	0,074	0	0,07242128	0,46	0,460	0
	0,46										0,4759	0,469	0,006
Fev	0,398	0,3715	78850,96	0,067	1857,5	4063,85717	0,00197379	0,051	0	0,049026214	0,421	0,42	0
	0,322										0,33	0,339	0
Mar	0,212	0,4345	85314,16	0,124	2172,5	8137,65834	0,00343672	0,0748	0	0,071363281	0,218	0,218	0
	0,131										0,1317	0,1317	0
Avr	0,131	0,466	88114,87	0,172	2330	11658,2751	0,00466276	0,05	0,03	0,015337242	0,09	0,09	0
	0,09										0,09	0,09	0
Mai	0,212	0,429	84667,84	0,21	2145	13677,1126	0,00527404	0,048	0,09	-0,047274038	0,09	0,09	0
	0,398										0,421	0,42	0
Juin	0,322	0,36	77989,2	0,298	1800	17877,5243	0,00655917	0,044	0,12	-0,082559175	0,33	0,339	0
	0,267										0,33	0,339	0
Juil	0,212	0,267	65278,25	0,31	1335	15566,3519	0,00563378	0,035	0,15	-0,120633784	0,218	0,218	0
	0,131										0,1317	0,1317	0
Août	0,131	0,1715	49982,03	0,27	857,5	10380,8832	0,00374613	0,037	0,12	-0,086746128	0,1317	0,1317	0
	0,09										0,09	0,09	0
Sep	0,09	0,1105	3721,085	0,2	552,5	572,474615	0,00037499	0,048	0,09	-0,042374992	0,09	0,09	0
	0,09										0,09	0,09	0

D'après le tableau III.37 on a :

$$V_s' = 0.39 \text{ Mm}^3$$

$$V_d' = 0.37 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps ($V_s' > V_d'$)

$$V_u' = V_d' = 0.37 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Le niveau normal de la retenue : } V_{\text{NNR}} = V_m + V_u' = 0.46 \text{ Mm}^3$$

C) Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V_u' - V_u}{V_u'} \cdot 100 \quad \zeta < 5\% \quad \dots\dots\dots \text{(III.35)}$$

$$\zeta = \frac{0.46 - 0.449}{0.46} \cdot 100 = 2\%$$

La condition ($\zeta < 5\%$) vérifiée, donc

$$\text{Donc : } V_u = V_d$$

$$V_u = 0.37 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.46 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{NNR} = 713 \text{ m NGA.}$$

III.7. Laminage des crues :

Il existe plusieurs méthode pour faire l'étude da laminage, la méthode de Hindelblat, Kotcherine, Blackmore et Step par Step.

On calcule avec la méthode Kotcherine.

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) .

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) .

S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt} \dots\dots\dots(III.38)$$

$\frac{dH}{dt}$: représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

III.7.1. Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procède grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

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

A. Procédé de calcul :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec :

V_F : le volume d'eau en charge (m^3).

V_C : le volume de la crue (m^3).

$Q\%$: le débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : le débit laminé (m^3/s).

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (III.40)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

B. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.41)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : l'accélération de la pesanteur [g = 9,81 m/s²].

b : largeur du déversoir (m) .

H : la charge sur le déversoir.

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots (III.42)$$

$$\text{Et : } S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (III.43)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.44)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et b compris entre 25 et 40 mètres.

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \dots\dots\dots (III.45)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.46)$$

Où :

Ho : est la charge globale (m).

P : la hauteur de pelle (m).

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$: la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam}, Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b".

Les graphiques représentées au-dessus sont accordées à la table de calculs, en faisant varier les variables H et b, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.39.Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.

Données initiales	
g	9,81 m/s²
α	1
Q1%	123.94m³/s
Vcrue 1%	2543248.8m³
m	0,49
P	1 m

Tous les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.40.1ère étape de calcul.

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Vfree
g	9,81	10	0,2	1,94	2	0,97	1200
α	1	15	0,4	8,24	6	1,37	33211
2*g	19,62	20	0,6	20,17	12	1,68	62301
2.g^{0.5}	4,429446918	25	0,8	38,83	20	1,94	104310
Q_{1%}	123,94	30	1	65,11	30	2,17	147247
W_{1%}	2543248,8	35	1,2	99,86	42	2,38	173356
m=	0,49	40	1,5	159,49	60	2,66	199400

Tableau III.41.2ème étape de calcul (détermination de H0 et b en fonction Débit)

hauteur	vitesse	hauteur tot					
m	m/s	m	20	25	30	35	40
0,2	0,97	0,20	3,88	4,85	5,82	6,79	7,77
0,4	1,37	0,50	15,17	18,96	22,75	26,54	30,33
0,6	1,68	0,74	27,86	34,83	41,79	48,76	55,72
0,8	1,94	0,99	42,89	53,62	64,34	75,06	85,79
1	2,17	1,24	59,95	74,93	89,92	104,91	119,89
1,2	2,38	1,49	78,80	98,50	118,20	137,90	157,60
1,5	2,66	1,86	110,13	137,66	165,19	192,72	220,26

Tableau III.42.3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de H, b et Vf).

h	V _{ferce}	q	20	25	30	35	40
0,2	1200	123,88	15,17	4,85	5,82	6,79	7,77
0,4	33211	122,32	27,86	18,96	22,75	26,54	30,33
0,6	62301	120,90	42,89	34,83	41,79	48,76	55,72
0,8	104310	118,86	59,95	53,62	64,34	75,06	85,79
1	147247	116,76	78,80	74,93	89,92	104,91	119,89
1,2	173356	115,49	110,13	98,50	118,20	137,90	157,60
1,5	199400	114,22	3,88	137,66	165,19	192,72	220,26

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.14 et III.15

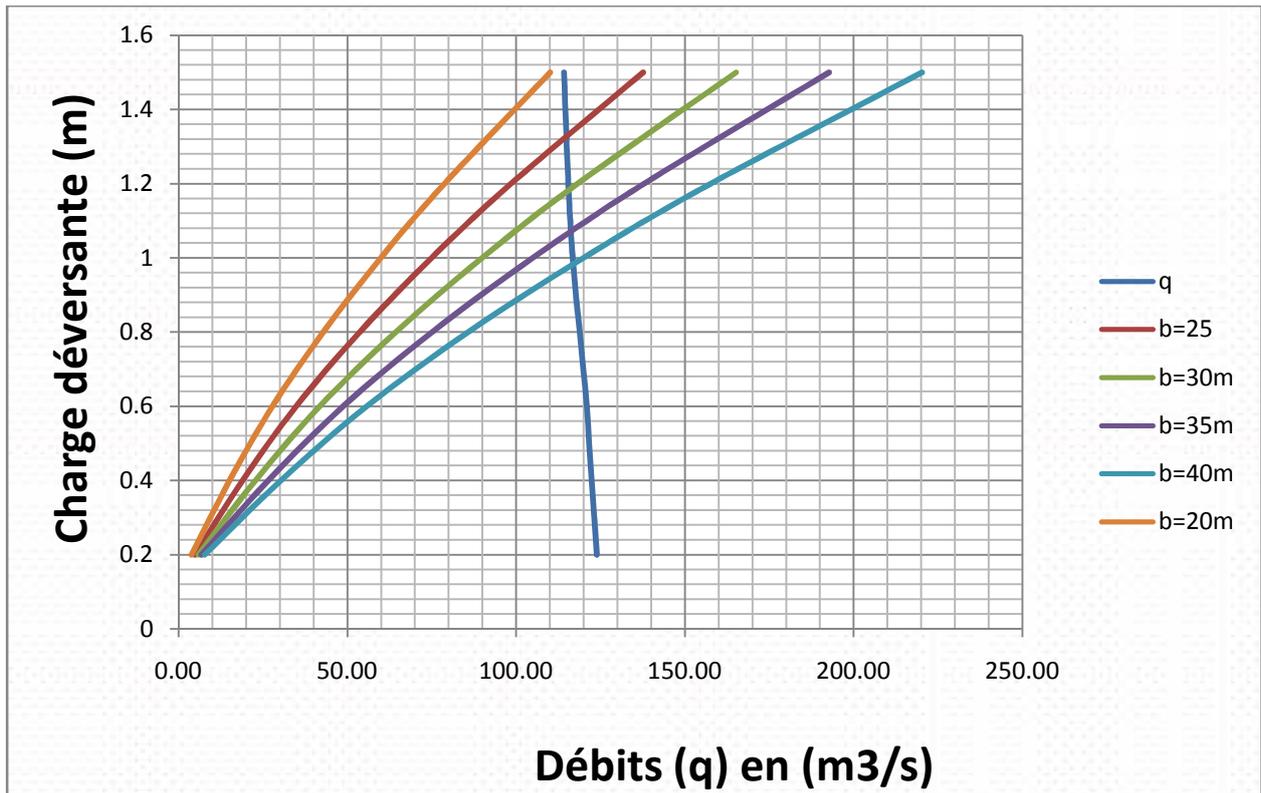


Figure III.14 : courbes du débit en fonction la hauteur.

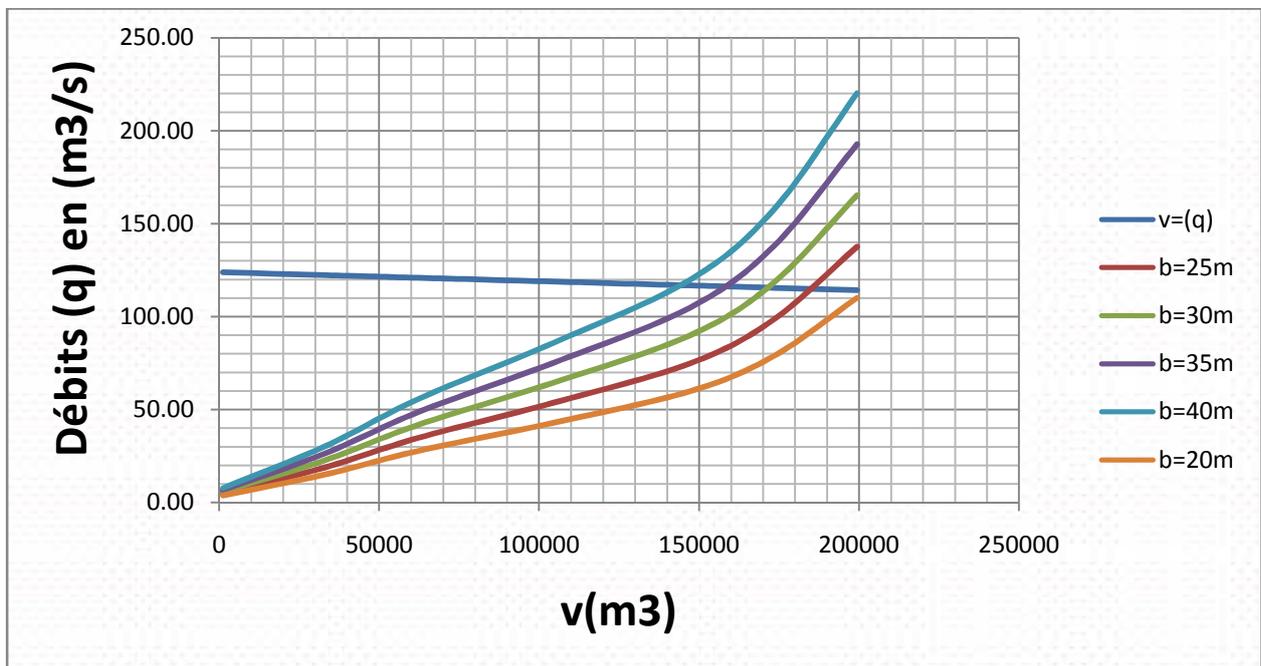


Figure III.15 : courbe du volume en fonction du débit.

Tableau III.43. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.

Largeur (m)	Hauteur(m)	NPHE m.NGA	Q_L (m ³ /s)	$V_{forcé}(m^3)$
-------------	------------	------------	---------------------------	------------------

25	1.32	714.32	115.30	180561.25
30	1.19	714.19	115.60	172321.5
35	1.07	714.07	116.90	152325.32
40	0.99	713.99	118.97	146933.56

III.8. Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

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

III.8.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (III.47)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \dots\dots\dots (III.48)$

V_i : le volume du barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i :

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (III.49)$$

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots\dots\dots (III.50)$

m_1 et m_2 : Pentes des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i :

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots (III.51)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

a) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

C'est la tranche d'eau comprise dans entre la crête de retenue collinaire et la cote des plus hautes eaux (PHE).

Elle est fonction de la hauteur (H) des vagues, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue

La revanche minimum est donnée par la relation suivante :

$$R=0,75H+V^2/ 2g$$

D'où :

g : la pesanteur = 9,81m/s²

H : Hauteur des vagues en m.

❖ **Formule de STEVENSON :**

$$h_v = 0.75 + 0.34 F^{1/2} - 0.26F^{1/4} \quad (m)$$

$$V_v = 1.5 + 2h_v \quad (m/s)$$

La revanche aux vagues est $R_v = 0.75h_v + V_v^2/2g$

Les résultats

La hauteur des vagues h_v (m)	0.78
La vitesse des vagues V_v (m/s)	3.06
La revanche (m)	1,07

❖ **Formule de H. VARLET:**

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} F^{1/2}$$

$$F = 0.560 \text{ km}$$

Ou : $h_v = 0.87 \text{ m}$

h_v : hauteur des vagues (m).

F : Longueur du Fetch (km).

$$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \cdot h_v = 2,08 \text{ m/s}$$

V_v : vitesse des vagues (m/s)

La revanche aux vagues est :

$$R_v = h_v + (V_v^2/2g) + S = 1,39 \text{ m}$$

Où : S = Réserve de sécurité (0.30 m)

Les résultats

La flèche F (km)	0.560
La hauteur des vagues h_v (m)	0.87
La vitesse des vagues V_v (m/s)	2.08
La revanche (m)	1,39

❖ **formule simplifiée**

$$R_v = 1 + 0.3 F^{1/2}$$

$$R_v = 1,22 \text{ m}$$

Finalement on majore la revanche par : $R = 1,50 \text{ m}$.

a) Calcul du Tassement :

Le tassement de la digue est calculé les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots \dots \dots \text{ (III. 59)}$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b =Hauteur du barrage.

On admet une valeur de tassement $t=0.25\text{m}$.

b) Largeur en crête :

➤ **Formule de T- KNAPEN :**

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.61)$$

➤ **Formule de F-PREECE:**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.62)$$

➤ **Formule Anonyme (simplifiée):**

$$b_{cr} = 3,6 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.63) .$$

➤ **Formule pratique :**

$$b_{cr} = 5/3 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.64)$$

H_b : Hauteur du barrage (m)

Avec : $H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots (III.65).$

On présente les résultats dans le tableau III.4

Tableau III.44. Variation de la hauteur du barrage.

Largeur (m)	Hauteur (m)	NPHE m.NGA	Q _L (m ³ /s)	V _{forcé} (m ³)	R (m)	T (m)	Cote du crête m.NGA	H _{barrage} (m)
25	1.32	714.32	115.30	180561.25	1.5	0.25	716.03	17.03
30	1.19	714.19	115.60	172321.5			715.94	16.94
35	1.07	714.07	116.90	152325.32			715.82	16.82
40	0,99	713.99	118.97	146933.56			715.74	16.74

Tableau III.45. Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.

b (m)	H (m)	H _b (m)	Largeur en crête (bcr)(m)			
			KNAPPEN	PREECE	anonyme	PRATIQUE
25	1.32	17.03	6.8	5.53	5.25	6.87
30	1.19	16.94	5,51	4,67	5,04	5,57
35	1.07	16.82	5,46	4,64	5,00	5,52
40	0.99	16.74	5,45	4,64	4,99	5,51
		bcr(moy)	5,16			

On opte pour une largeur de crête égale à : **b_{cr}=5.5m.**

a) Calcul du coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversâtes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues. Sont donnés dans le tableau ci-après (Voire l'annexe III.4).

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **270m**. Le cout de chaque digue est représenté dans le tableau III.46, sachant que le prix d'un **m³** en remblais est de **600 DA**.

Tableau III.46. Lecout des digues.

Digues N°	B (m)	Hdev (m)	V (m³)	cout (DA)
1	25	1.32	108016	64809600
2	30	1.19	107406	64443600
3	35	1.07	105416	63249600
4	40	0.99	95616	57369600

III.8.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

a) Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.66)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{\text{dév}} = S * B \dots\dots\dots (III.67)$

S : Section transversale (m²).

B : Largeur déversant (m).

Le mètre cube en béton est estimé à **36000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversâtes, sera :

Tableau III.47.Coût Evacuateur de crues.

Profil N°	b (m)	Hdév (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (millions DA)
1	25	1.32	8,620	167,228	6,019
2	30	1.19	11,055	275,600	9.9
3	35	1.09	13,705	461,600	16.6
4	40	0.99	18,530	910,000	32.7

III.8.3. Le coût total du barrage :

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

Tableau III.49.Coût Totale du barrage.

N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (Millions de DA)		
			Digue	Evacuateur de crues	global
1	25	716.03	64.8096	6.019	70,8286
2	30	715.94	64.4436	9.9	74,3436
3	35	715.82	63.2496	16.6	79,8496
4	40	715.74	57.3696	32.7	90,0696

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.16, la largeur du déversoir donnant un cout économique est de : **b = 25 m**.

La charge déversant et le débit laminaire correspondant à la largeur optimale sont : **h=1.32m**, **q=115.3m³/s**.

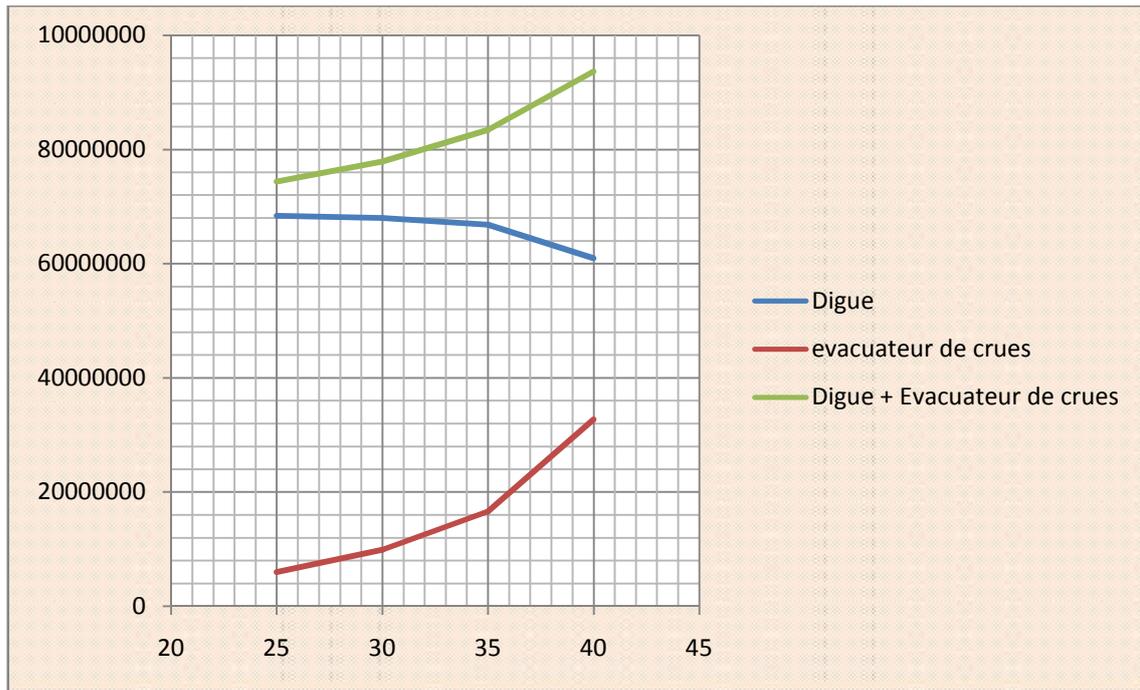


Figure III.16 : courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé plusieurs paramètres concernant les caractéristiques de bassin, ainsi notre ambition est bien menée parce qu'on a déterminé des quantiles dont l'absence des données hydrométriques, suivant des formules empiriques avec comparaison des résultats. Et par des choix de calcul pour les cas défavorables, ensuite on cherche des dimensions optimales. Ces dernières sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.50.Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume utile	Mm ³	0.37
Volume au NNR	Mm ³	0.46
Cote du fond	m NGA	699
Cote du NNR	m NGA	713
Cote NPHE	m NGA	714.2
Cote en crête	m NGA	716
Largeur en crête	m	5.5
Largeur du déversoir	m	25

Chapitre IV : Etude des variantes

INTRODUCTION :

L'étude comparative des variantes permet de sélectionner la variante qui s'adapte mieux aux conditions géologiques, économiques et la disponibilité des matériaux de construction en quantité suffisante.

IV.1 Généralités sur les barrages en terre, en pierre et mixte :

Les barrages en terre sont des remblais en forme de trapèze. On utilise ces barrages comme ouvrages de retenue sans débordement à travers la crête, c'est-à-dire comme barrages fixes.

La singularité des barrages en terre consiste en passage de l'eau à travers leur corps et en formation d'un écoulement souterrain avec une surface libre. La ligne de la surface libre de l'eau est dite : ligne phréatique ou ligne piézométrique ou courbe de dépression.

On classe en outre parmi les barrages les digues de garde (de protection) et les remblais de canaux.

On construit les barrages en pierres et mixtes (terre-enrochement) dans les régions où il y a beaucoup de pierres comme matériau de construction.

IV.1.1 Avantages des barrages en terre :

1. Utilisation du sol, matériau local pour la construction du barrage ;
2. Possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les régions géographiques ;
3. Possibilité d'utiliser n'importe quel sol ;
4. Tous les procédés de construction sont mécanisés ;
5. Construction de ces barrages avec n'importe quelle hauteur.

IV.1.2 Inconvénients des barrages en terre :

1. Impossibilité de conduire le débit de crue à travers l'ouvrage ;
2. Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage ;

3. Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables et utilisation des dispositifs contre la filtration.

IV.1.3 Classification des barrages en terres :

Tous les barrages en terre se subdivisent comme suit :

IV.1.3.1 Selon le mode de construction :

- a) Barrages en remblai non compactés en cas de présence ou absence d'eau.
- b) Barrages en terre compacté.
- c) Barrages formés par la méthode d'exploitation d'explosion orientée.
- d) Barrages de remblayage hydraulique.

IV.1.3.2 Selon la construction du corps du barrage :

- a) Barrages en terre homogène.
- b) Barrages en terre hétérogènes.
- c) Barrages en terre avec masque formé par un sol imperméable.
- d) Barrages en terre avec un masque par matériaux artificiels.
- e) Barrages en terre à noyau.
- f) Barrages en terre à diaphragme.

IV.1.3.3 Selon la construction des dispositifs contre la filtration sous l'ouvrage :

- a) Barrages avec para fouille.
- b) Barrages avec para fouille et rideau de palplanche.
- c) Barrages avec coupure par injection.
- d) Barrages avec tapis étanche.

IV.1.4 La vaste utilisation des barrages en pierres et mixtes est expliquée par les causes suivantes :

- a) Il est possible de construire ces barrages dans n'importe quelle saison de l'année.

- b) Les travaux sont mécanisés.
- c) Il est possible de construire ces barrages sur n'importe quelle assise. (Sol de fondation) rocheuse et non rocheuse.
- d) Ils résistent aux tremblements de terre.
- e) La hauteur du barrage n'est pas limitée.

IV.1.5 Cependant ces barrages ont des défauts :

- a) Il est nécessaire de construire des ouvrages d'évacuation séparés ;
- b) Complexité de construction des dispositifs d'étanchéité.

IV.1.6. Classification

IV.1.6.1 Selon la construction : On distingue :

- 1) Barrages en enrochements avec dispositif d'étanchéité (masque ou diaphragme) en matériaux non naturels (artificiels) ;
- 2) Barrages mixtes terre–enrochements, dont le dispositif d'étanchéité (masque ou noyau) est exécuté en terre ; le noyau de ces barrages peut avoir une position verticale ou inclinée ;
- 3) Barrages maçonnés lorsqu'on place les pierres en assises (rangs) de maçonnerie horizontales appareillées –comme maçonnerie en pierres sèches ou bien comme maçonnerie en pierres avec mortier ;
- 4) Barrages semi–enrochements dans lesquels la partie amont est exécutée en maçonnerie de pierres sèches et la partie aval est formée par enrochements.

La différence entre le masque et le noyau incliné consiste dans le fait que le noyau incliné a un angle d'inclinaison du parement de ce noyau contigu au massif en enrochement par rapport à l'horizon supérieur à l'angle de frottement interne. C'est pourquoi il est nécessaire de construire le noyau incliné et le prisme du massif du barrage en même temps.

IV.1.6.2 Selon les modes d'exécution : on distingue :

- 1) Barrages construits avec compactage mécanique ;
- 2) Barrages construits sans compactage artificiel.

IV.2 Définition des variantes : Pour la définition des variantes à considérer, nous avons pris en compte tous les éléments disponibles et, en particulier, les conditions topographiques et géotechniques de la fondation et surtout les matériaux disponibles près du site de la retenue.

IV.2.1 1ère Variante :

Cette variante correspond à un barrage en terre homogène est le types de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tous les corps de barrage.

IV.2.2 2ème Variante :

Cette variante correspond à un barrage à noyau, souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leur leurs caractéristiques géotechnique ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif des plusieurs zones dont chacune et constitué d'un matériaux différentes, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanché réalisée en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

IV.2.3 3ème Variante :

Cette variante correspond à un barrage en terre avec masque étanche, on prend par ce terme un barrage dont l'étanchéité est assurée par un dispositif d'imperméabilisation de faible épaisseur, s'étendant sur la totalité du remblai.

Il s'agit d'ouvrage dont le remblai est réalisé en matériaux perméable (sable ou gravier) et dont le dispositif d'étanchéité est formé par un écran, intéressant le centre du remblai ou le parement amont. L'écran peut être constitué de matériaux meubles assurant une bonne imperméabilisation, des produit bitumineux, de béton ou rarement de métal, son exécution facile et peu coûteux, est constitué d'un remblai perméable pourvu, sur tout le parement amont d'un revêtement en matelas de treillis galvanisé, imprégnés au mastic de bitume, ou d'un revêtement en membranes polymérisées étanches.

IV.3 ETUDE DES VARIANTES :

IV.3.1 dimensionnement de la digue :

1. Hauteur de la digue :

a) Niveau normal de la retenue :

Le niveau normal de la retenue est calculé en fonction de la capacité utile à stocker, de la tranche morte éventuellement prévue au fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts et la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

Pour notre cas, il est de $NNR=713\text{mNGA}$

b) Niveau des plus hautes eaux :

On appelle le niveau de hautes eaux, le niveau normal majoré par une charge maximal vau dessus du déversoir, trouvé par le laminage,

NPHE = NNR+ hd avec hd : lame déversant

$$NPHE = 713 + 1,32$$

$$NPHE = 714.32m$$

c) La revanche

C'est la tranche d'eau comprise dans entre la crête de retenue collinaire et la cote des plus hautes eaux (PHE).

Elle est fonction de la hauteur (H) des vagues, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue

La revanche minimum est donnée par la relation suivante :

$$R=0,75H_v+V^2/ 2g$$

D'où :

g : la pesanteur = 9,81m2/s

h_v : Hauteur des vagues en m.

❖ Formule de STEVENSON :

$$h_v = 0.75 + 0.34 F^{1/2} - 0.26F^{1/4}(m)$$

$$V_v = 1.5 + 2h_v (m/s)$$

La revanche aux vagues est $R_v = 0.75h_v+V_v^2/2g$

Les résultats

La hauteur des vagues h _v (m)	0.78
La vitesse des vagues V _v (m/s)	3.06
La revanche (m)	1,07

❖ **Formule de H.VARLET:**

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} F^{\frac{1}{2}}$$

$$F = 0.560 \text{ km}$$

Ou : $h_v = 0.87 \text{ m}$

h_v : hauteur des vagues (m).

F : Longueur du Fetch (km).

$$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \cdot h_v = 2,08 \text{ m/s}$$

V_v : vitesse des vagues (m/s)

La revanche aux vagues est :

$$R_v = h_v + \frac{V_v^2}{2g} + S = 1,39 \text{ m}$$

Ou : S = Réserve de sécurité (0.30 m)

Les résultats

La flèche F (km)	0.560
La hauteur des vagues h_v (m)	0.87
La vitesse des vagues V_v (m/s)	2.08
La revanche (m)	1,39

❖ **formule simplifiée**

$$R_v = 1 + 0.3 F^{1/2}$$

$$R_v = 1,22 \text{ m}$$

Finalement on majore la revanche par : $R = 1,50 \text{ m}$.

Donc la Hauteur du la digue est calculée comme suit :

$$H_b = H_{NNR} + h_d + R$$

H_b : Hauteur du barrage au dessus de la vallée (m);

HNNR : Hauteur correspondant au niveau normal de la retenue (m) ;

h_d : lame déversante ;

R : La revanche du barrage (m).

On trouve : $H_b = 17m$

2. Largeur en crête :

la largeur en crête d'une retenue collinaire doit être suffisante pour permettre la circulation des engins lors de la mise en œuvre de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien, elle doit également protéger le retenue contre tout risque de submersion par les vagues, sur tout lorsque le retenue et pleine.

Elle est fonction de la hauteur de la retenue, la largeur en crête peut être évaluée par les formules suivantes :

❖ Formule de KNAPEEN

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H} \quad \text{avec : } H : \text{Hauteur du barrage.}$$

❖ Formule de E.F.PREECE

$$b_{cr} = 1,10 \sqrt{H} + 1$$

❖ En pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \cdot \sqrt{H}$$

❖ Formule anonyme

Elle est traduite par la relation ci-après :

$$b_{cr} = 3,6.H^{1/3} - 3$$

Pour une hauteur du barrage de 17m les résultats sont donnés dans le tableau suivant : **calcul de largeur en crête.**

Formules	$b_{cr}(m)$
<i>KNAPEEN</i>	6,8
<i>E.F.PREECE</i>	5,53
<i>En pratique</i>	6,87
<i>Anonyme</i>	5,25

Nous adoptons la largeur $b = 5,50$ m

3. Longueur en crête :

La longueur en crête mesurée à partir du plan d'ensemble des ouvrages, par rapport à l'axe défini de la digue, cette longueur est de $L_{cr} = 270$ m

4. pente de talus de la digue :

La pente des talus dépend des caractéristiques des matériaux dans la confection de la digue, elle est déterminée par le calcul de stabilité.

Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistances au cisaillement.

Le tableau suivant donne les différentes pentes de talus selon la hauteur de la digue en terre,

Il se représente dans le tableau suivant :

Tableau N°IV 1: pentes des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage

Pente de talus		
Type de barrage	Amont (m1)	Aval (m2)
Homogène en argile limoneuse	2,5	2,5
En terre zoné	2,5	3
Enrochement avec masque en béton	2,7	2,0

IV.3.2 Pré dimensionnement du noyau :

a) Niveau en crête :

La Cote de la crête = Cote NNR + Hdev + Rv = $713,00 + 1,32 + 1,50 = 715,82$ m.

Pour des mesures de sécurité, nous prendrons la Cote de la crête = 716 m.

b) largeur en crête :

Elle est donnée en fonction de la hauteur du retenue, elle ne doit être inférieure à 1m .on prend $b_{crN} = 5.5$ m.

c) les pentes :

On prend $m_1 = m_2 = 0,5$

V.3.3 Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

a) Volume de la digue :

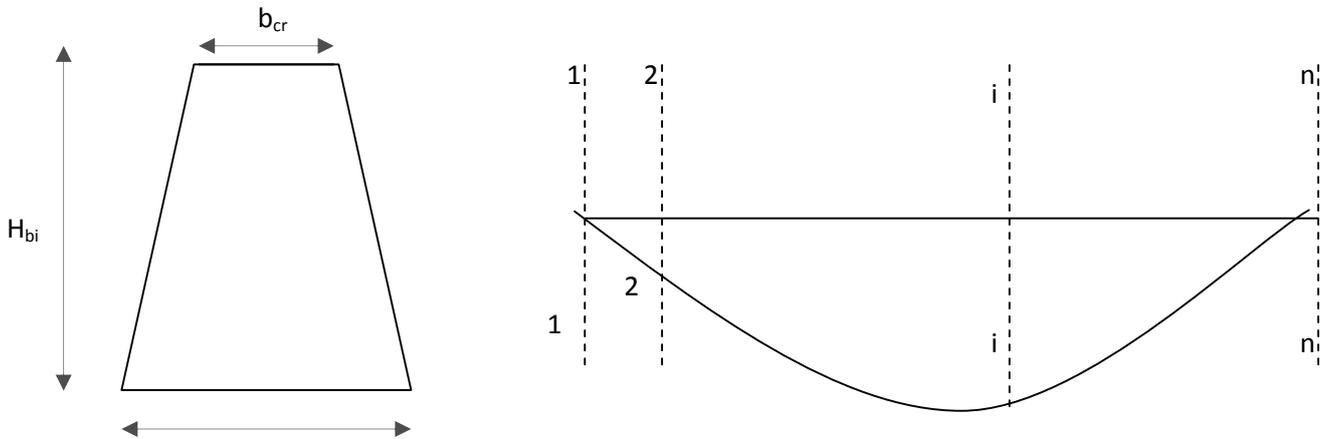
Pour le calcul du volume de la digue, on aura à procéder de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi directement grâce à l'utilisation de l'outil informatique à l'occurrence **l'AUTOCAD 2008**

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \text{ Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i$$

L_i : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}



a.1) barrage homogène

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 17m, en prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=m_2=2.5$, le volume du corps de la digue est calculé dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.5 : calcul du volume des corps de barrage homogène

N°	S_i (m ²)	$(S_i+S_{i+1})/2$ (m ²)	L_i (m)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0
1	29,2337	14.6	52	759,2
2	120,5565	74.89	50	3744,5
3	350,5319	235.54	29	6830,66
4	506,90135	428.7	49	21006,3
5	681,1124	594	19	11286
6	723,3661	702.23	29	20364,67
7	503,2715	613.31	25	15332,75
8	213,32555	358.29	16	5732,64
Volume total 85056,72m3				

a.1.1) volume d'excavation

Le volume d'excavation est représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°V 6: calcul de volume d'excavation d'un barrage homogène.

N°	S_i (m ²)	$(S_i+S_{i+1})/2$ (m ²)	L_i (m)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0
1	17,3228	8,6614	52	450,3928
2	50,1702	33,7465	50	1687,325
3	119,3688	84,7695	29	2458,3155
4	161,079	140,2239	49	6870,9711
5	246,5981	203,83855	19	3872,93245
6	59,9539	153,276	29	4445,004
7	118,3371	89,1455	25	2228,6375
8	0	59,16855	16	946,6968
Volume total				22960,2752m³

a.2) barrage zoné

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 17m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ – $m_2= 3$), le volume du noyau et des recharges sont représenté respectivement dans les tableaux suivant :

Tableau N°IV 7: calcul du volume des recharges pour un barrage zoné :

N°	S_i (m ²)	$(S_i+S_{i+1})/2$ (m ²)	L_i (m)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0
1	31,4314	15,71	52	816,92
2	118,357	74,89	50	3744,5
3	322,614	220,48	29	6393,92
4	334,9473	328,78065	49	16110,2519
5	589,6675	462,3074	19	8783,8406
6	383,6513	486,6594	29	14113,1226
7	282,6415	333,1464	25	8328,66
8	0	141,32075	16	2261,132
Volume total				60552,3471m³

Tableau N°IV 8: calcul du volume du noyau pour un barrage zoné

N°	S_i (m ²)	$(S_i+S_{i+1})/2$ (m ²)	L_i (m)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0
1	614,9234	11,82545	52	614.64
2	2173,54	43,4708	50	2173.5
3	3024,1244	104,28015	29	4588.32
4	6673,0797	136,1853	49	8715.84
5	3041,2673	160,0667	19	5442.04
6	4772,4445	164,56705	29	4772.24
7	3128,7125	125,1485	25	5130.74
8	913,5624	57,09765	16	913.44
Volume total 24341,654m³				

a.2.1) le volume d'excavation

Le volume d'excavation d'un barrage à noyau est représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°IV 9 : calcul de volume d'excavation d'un barrage à noyau.

N°	S_i (m ²)	$(S_i+S_{i+1})/2$ (m ²)	L_i (m)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0
1	17,3228	8,6614	52	450,3928
2	50,1702	33,7465	50	1687,325
3	119,3688	84,7695	29	2458,3155
4	161,079	140,2239	49	6870,9711
5	246,5981	203,83855	19	3872,93245
6	59,9539	153,276	29	4445,004
7	118,3371	89,1455	25	2228,6375
8	0	59,16855	16	946,6968
Volume total 22960,2752m³				

a.3) barrage en terre avec masque en béton

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 17m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,7$ – $m_2=2,0$), le volume du remblai et représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°IV 10: calcul le volume de corps de barrage avec masque

N°	S_i (m ²)	$(S_i+S_{i+1})/2$ (m ²)	L_i (m)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0
1	44,9494	22,4747	52	1168,6844
2	150,5013	97,72535	50	4886,2675
3	420,5161	285,5087	29	8279,7523
4	415,1659	417,841	49	20474,209
5	728,2539	571,7099	19	10862,488
6	481,7716	605,01275	29	17545,37
7	354,6463	418,20895	25	10455,224
8	0	177,32315	16	2837,1704
Volume total 76509,165m³				

a.3.1) volume du masque en béton

Ce type de barrage est réalisé en enrochement avec un dispositif d'étanchéité qui est le masque en béton, en amont de la digue, dans le calcul en basant sur les coupes longitudinales du barrage,

❖ on calcul la distance inclinée suivant la tranche :

$$X_i = \sqrt{Hb_i^2(1 + m_i^2)}$$

Avec :

X_i : distance inclinée suivant la tranche i .

M_1 : pente du talus amont.

H_{bi} : hauteur du barrage suivant la tranche i ,

❖ la surface du plan incliné de la tranche i :

$$S_i = X_i \cdot L_i$$

S_i : surface inclinée

X_i : distance inclinée

L_i : largeur de la tranche

❖ la surface du plan incliné du talus amont

$$S = \sum S_i$$

❖ le volume du masque d'épaisseur $E=0.35\text{m}$;

$$V = S \cdot E$$

Est déterminée ainsi directement grâce à l'utilisation de l'out informatique à l'occurrence l'AUTOCAD 2008

Les résultats sont donne dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.11: calcul le volume de béton pour un barrage avec masque

N°	X_i (m)	$(X_i+X_{i+1})/2$ (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0	0
1	8,7152	4,3576	52	226,5952	79,30832
2	19,3035	14,00935	50	700,4675	245,163625
3	30,1383	24,7209	29	716,9061	250,917135
4	33,8767	32,0075	49	1568,368	548,928625
5	50,0226	41,94965	19	797,0434	278,965173
6	36,9597	43,49115	29	1261,243	441,435173
7	22,609	29,78435	25	744,6088	260,613063
8	0	11,3045	16	180,872	63,3052
Volume total					2168,63631m³

a.3.2) volume d'excavation :

Le volume d'excavation est représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°IV 12:calcul le volume d'excavation d'un barrage avec masque

N°	S_i (m ²)	$(S_i+S_{i+1})/2$ (m ²)	L_i (m)	Volume (m ³)
0	0	0	0	0
1	7,1899	3,59495	52	186,9374
2	19,0238	13,10685	50	655,3425
3	72,0013	45,51255	29	1319,86395
4	114,1966	93,09895	49	4561,84855
5	192,1521	153,17435	19	2910,31265
6	21,9725	107,0623	29	3104,8067
7	76,1466	49,05955	25	1226,48875
8	0	38,0733	16	609,1728
Volume totale		14574,7733m³		

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°IV 13:Etude comparative de différentes variantes

Type de barrage	Destination	Unité	Quantité (m³)	prix unitaire	Le coût (10⁶DA)
Barrage homogène	remblaisExcavati on	M ³	85056,72	600	60.22
		M ³	22960,2752	400	
Barrage zoné	Noyau remblaisExcavati on	M ³	24341,65	800	64.99
		M ³	60552,34	600	
		M ³	22960,27	400	
Barrage enterre avec masque en béton	remblaisMasque en béton Excavation	M ³	76509,165	600	121.13
		M ³	2168,63	32000	
		M ³	14574,77	400	

Le mètre cube en béton est estimé à 32000 DA

Le prix d'un m³ en remblais est de 600 DA.

Excavation : 400DA.

Conclusion :

D'après l'estimation de différents volumes de chacun des types de retenue proposées et vue la présence des matériaux de construction en quantités limitées et d'après les conditions suivantes :

- ❖ la quantité du limon argileux disponible au niveau de la zone d'emprunt est insuffisante pour la réalisation d'un barrage homogène.
- ❖ La construction d'un barrage en terre avec masque en béton donne la bonne étanchéité mais très coûteux, et le barrage homogène en limon sableux graveleux est moins étanche par rapport à un barrage zoné de noyau en argile compactée et des recharges en alluvions.
- ❖ Donc on prévoit un barrage zoné constitué d'un noyau central en argile compactée et que les recharges sont en alluvions.

Chapitre V : Etude de variante choisie

Introduction :

La variante proposée est digue en remblai d'alluvions avec noyau d'argile compacté.

V.1. Dimension de la variante retenue :

V.1 Détermination de la revanche :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche, ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

$$R=1.5m$$

V.2 Détermination de la hauteur la retenue :

la hauteur du barrage peut se formuler de la façon suivante:

$$H_b = C_{phe} + R - C_f$$

H_b : hauteur de barrage.

C_{PHE} : cote de plus hautes eaux en m NGA.

R : Revanche.

C_f : Côte du fond en m NGA.

$$H = (714.5 - 699) + 1,5 = 17m$$

Donc $H_b = 17m$

V.3 Conception de la crête de la retenue :

La crête de la retenue collinaire en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés.

Afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies, on prévoit une pente de 2% de part et d'autre à partir de l'axe de la crête.

V.3.1 Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête de retenue collinaire doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau important dans le retenue collinaire près de son couronnement lorsque est pleine, elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du retenue et les éventuels pour les entretiens ultérieurs.

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

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

❖ **Formule de KNAPEEN :**

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H} \quad \text{avec : } H : \text{Hauteur du barrage.}$$

❖ **Formule de E.F.PREECE :**

$$b_{cr} = 1,10 \sqrt{H} + 1$$

❖ **En pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H}$$

❖ **Formule anonyme :**

Elle est traduite par la relation ci-après :

$$b_{cr} = 3,6.H^{1/3-3}$$

Pour une hauteur du barrage de 17m les résultats sont donnés dans le tableau suivant : **Tableau N°V 3 : calcul de largeur en crête.**

Formules	b_{cr}(m)
<i>KNAPEEN</i>	6,8
<i>E.F.PREECE</i>	5,53
<i>En pratique</i>	6,87
<i>Anonyme</i>	5,25

Nous adoptons la largeur $b = 5,50$ m.

V.1. 3.2. Longueur en crête :

La longueur en crête mesurée à partir de la vue en plan de l'ensemble des ouvrages, par rapport à l'axe défini de la digue, cette longueur est de $L_{cr} = 270\text{ m}$

V.1.4. les bermes :

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tel que l'accès pour la réparation de talus amont et aval. Les bermes sont de (2-3) mètres de largeur.

Etant donné que la digue de la retenue est de l'ordre de 17m, il est indispensable de prévoir une berme sur le parement aval à la cote de 707 m NGA pour l'entretien et la réparation avec une largeur de 3,0m nécessaire au déplacement des engins, l'existence de cette berme fait accroître la stabilité du talus, cette berme a également le rôle de lutter contre le phénomène de l'érosion du parement de fait de la présence du ruissellement des eaux de pluies,

A cet effet à l'extrémité intérieure (dans le sens de talus) est prévu un caniveau qui doit jouer le rôle de collecteur des eaux des pluies, donc la berme doit avoir une pente dans le sens du talus supérieure ou égale à 2%.

❖ Aval :

La cote de la berme est de 707m.N.G.A.

❖ Amont :

La cote de la berme est de 707.5m.N.G.A.

V.1.5 Pentes des talus :

Les talus ont en général des pentes variables

D'après le tableau N°IV-4 :

Amont (1÷3)

Aval (1÷3)

On optera pour les pentes des talus pour la retenue collinaire sont :

Fruit du talus amont $m_1 = 3,0$

Fruit du talus aval $m_2 = 2,5$

Les pentes du talus peuvent être corrigées dans le cas où la stabilité ne serait pas vérifiée.

V.1.6 Le noyau :

La fonction primordiale du noyau est d'assurer l'étanchéité de la retenue et diminuer ainsi le débit de fuite, il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- avoir une grande imperméabilité.
- être insoluble dans l'eau et ne contiennent pas particules de gypse

Ou sel

V.1.6.1 Emplacement du noyau :

Le noyau proposé est de type central car il présente l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, la hauteur de noyau est prise supérieure à celle de niveau des plus hautes eaux pour éviter tout risque de siphonage par-dessus la crête de celui-ci.

Le noyau est ancré dans la fondation pour renforcer la stabilité de la retenue et réduire les infiltrations.

V.1.6.2 Dimension du noyau :

Nous n'avons aucune règle générale pour le dimensionnement du noyau, néanmoins nous prenons en considération quelques règles générales pratiques:

a- Largeur en crête du noyau :

La largeur au sommet du noyau sera déterminée par des raisons de conduite du chantier pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité, et aussi par la formule suivante :

$$Ln = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3} \right) Hb$$

Elle est estimée à

$$Ln = \frac{1}{5} Hb = 3.4m \quad \text{donc on adopte } Ln = 3.4m.$$

b- Cote de la crête du noyau :

Pour éviter le phénomène de siphonage dû à l'effet de capillarité par la crête du noyau, on prend généralement :

$$\Delta C_{\text{noy}} = NPHE + (0,5-1) \text{ m .}$$

ΔC_{noy} : Cote de crête du noyau m NGA.

NPHE : Niveau des plus hautes eaux m NGA.

On prend $\Delta C_{\text{noy}} = 715 \text{ m NGA.}$

Donc : $Hn = 16m$

c- Epaisseur à la base du noyau :

Elle dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau .

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

H2 : Hauteur d'eau à l'aval (H2=0).

H1 : Hauteur d'eau à l'amont (H1=14 m)

B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m);

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible qui est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau N°V-2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
- Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
- Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
- Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau N°V.2, notre retenue appartient à la classe III.

Le tableau N°V.2 nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Tableau N°V-3: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, on a : $J_{adm} = 1,8$

$$\text{Donc : } B_{Noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{14-0}{1,8} = 7,77 \quad \text{on prend} \quad B_{Noy}=7,77$$

Et en peut aussi calculer l'épaisseur de noyau par les formules suivant :

la base du noyau est déterminée par:

$$B_{noymin} = 6 + CHN \quad 0,15 < C < 0,3$$

$$B_{noymax} = (0,8-1,2)H_b$$

$$B_{noymin} = 11m \quad (C=0,3)$$

$$B_{noymax} = 20,4m \quad \text{d'où} \quad B_{Noy} = 17m$$

d- Pente des talus du noyau :

Généralement pour le noyau on prend des pentes identiques pour l'amont et l'aval.

Cette pente est calculée suivant la relation :

$$B_{Noy} = L_n + 2 m H_n$$

Où : H_n : Hauteur du noyau.

m : Fruit du noyau.

$$\text{Donc } m = \frac{B_{NOY} - L_{noycrete}}{2H_n}$$
$$m = \frac{17-3}{2 \cdot 14} ; m = 0,5$$

$$\text{D'où : } m_1 = m_2 = 0,5$$

e- Dimensionnement de clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile, elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue

Est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable, la hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3,5m avec une épaisseur de base de 4m, les pente des talus des para fouille $m_1 = m_2 = 1$

V.1.7 Protection des talus :

Les travaux de protection du remblai se justifient essentiellement pour prévenir les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- ❖ Eaux de retenue pour ce qui concerne la protection anti battillage du talus amont
- ❖ Eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le vaineement.

V.1.7.1 Talus aval :

Pour les retenues collinaires en matériaux locaux la solution la plus rependue et la plus économique consistent à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30cm.

V.1.7.2 Talus amont :

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et Les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- asphaltique ;
- en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des Vagues.

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :[H]

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise La méthode de « U.S.ARMAY »

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D50 min sont

Données par le tableau V.4

Tableau V.4: Détermination de l'épaisseur min de la couche d'enrochement

Hauteur des vagues	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	D ₅₀ min (m)
0 à 0.3	0.3	0.2
0.3à0.6	0.35	0.25
0.6 à1.2	0.40	0.3
1.2à1.8	0.45	0.35
1.8à2.4	0.7	0.45
2.4à3	0.80	0.55

On a calculé précédemment la hauteur des vagues, $H_v = 1,5m$.D'après le tableau V.4 on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D₅₀min égale à 0,35m.

D'où: $e = 0,45 m$; $D_{50} = 0,35 m$

Pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection Du parement amont sera constituée par 0,45m d'encrochement et de 0,4m du filtre (lit de sable et gravier).

V.2 Disposition des filtres et drains :

V.2.1 Les filtres :

De fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif et ses fondations.

Afin d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées ne nuisent pas la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du retenue, nous avons prévu des drains et des filtres s'ils seront nécessaire.

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages en terre, Ils constituent une zone de transition entre le noyau imperméable et le remblai.

Les filtres possèdent de nombreuses fonctions :

- Les filtres amont évitent les déformations du noyau pendant la vidange rapide.
- Les filtres aval permettent le rabattement de la ligne phréatique, et bloquent la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans le noyau.

V.2.1.1 Conditions aux filtres :

- ❖ Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater.
- ❖ Un filtre est idéalement constitué par des minces couches de matériaux dont les éléments augmentent en grosseur dans la direction de l'écoulement.
- ❖ Un filtre est doit assurer le drainage de la terre qu'il recouvre. La nécessité de disposer les filtres est conditionnées par la vérification du critère de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D15 : Diamètre des particules correspond à 15%

d85 : Diamètre des particules correspond à 85%

V.2.1.2 Vérification du contact de la couche de protection et la recharge alluvionnaire :

Cette vérification est entièrement basée sur la mécanique des sols et s'appuie sur la loi de TERZAGUI. Nous devons vérifier le contact entre les recharges et la Protection suivant l'inéquation suivante:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D₁₅: diamètre des particules du sol protégeant (Enrochement);

d₈₅: diamètre des particules du sol protégé (alluvions).

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{35}{6,5} = 5,38 > 4$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il faut mettre un filtre entre la couche de protection et la recharge.

On détermine les diamètres de ses sols correspondants à 15% d'après l'expression :

$$D_{15}^I = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4).6,5 \text{ mm}$$

$$D_{15} = (19,5 \div 26)mm \quad D_{15} = 25mm$$

V.2.1.3 Vérification du contact noyau, recharge :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D₁₅ : Diamètre des particules des recharges ;

d₈₅ : Diamètre des particules du corps du noyau ;

$$D_{15} = 0,26 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,042 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,26}{0,042} = 6,2 > 4$$

La condition n'est pas vérifiée, il faut mettre une zone de transition dont le diamètre de sol est :

$$D_{15}^F = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4).0,042 \text{ mm}$$

Avec :

d₈₅ = 0,042mm Diamètre à 85% du sol de noyau (argile)

$$D_{15}^F = (0,126 \div 0,168)mm \quad D_{15}^F = 0,150mm$$

On prévoit alors, une zone de transition d'épaisseur 1m qui assurera une transition sans filtration de formation.

V.2.1.4 Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard :

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta}(1+0,05\eta) \frac{n}{n-1}$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F}$$

Avec : $D_5^F, D_{17}^F, D_{10}^F, D_{60}^F$: diamètres des particules égales à 5, 17, 10 et 60%.

$$D_5^F = 0,025mm$$

$$D_{17}^F = 0,06mm$$

$$D_{10}^F = 0,08mm$$

$$D_{60}^F = 1,2mm$$

$$\eta = \frac{1,8}{0,08} = 15 \text{ et } \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = \frac{0,025}{0,06} = 0,5$$

$$n = n_0 - 0,1 \log(\eta)$$

$$n^0 = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log(15)$$

$$n = 0,36$$

Ce qui donne

$$0,32 \sqrt[6]{15}(1+0,05.15) \frac{0,36}{1-0,36} = 0,29$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,5 \geq 0,29$$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre, donc la couche est acceptée.

V.2.1.5 Vérification de la condition de déformation d'infiltration :

$$\frac{D_{15}^I}{d_{85}} < 4$$

$$D_{15}^I = 0,11mm.$$

$$d_{85} = 0,045 \text{ mm} \frac{D_{15}'}{d_{85}} = \frac{0,11}{0,045} = 2,2 < 4$$

Pas de risque de déformation d'infiltration.

V.2.1.6 Vérification du contact entre la recharge et zone de transition :

$$\frac{d_{15}}{d_{85}} < 4$$

$$d_{15} = 0,26 \text{ mm.}$$

$$d_{85} = 1,8 \text{ mm}$$

$$\frac{d_{15}}{d_{85}} = \frac{0,26}{1,8} = 0,14 < 4$$

La condition est vérifiée.

V.2.1.7 Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{\eta}) K_n$$

Où :

K_f : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-4} m/s

K_n : Coefficient de perméabilité du noyau $3,76910^{-9}$ m/s.

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 15$$

$$(2 + \sqrt[6]{\eta}) K_n = 1,345 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$K_f > 1,345 \cdot 10^{-8}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

Conclusion :

La réalisation est vérifiée entre la zone de transition et le noyau, on prend l'épaisseur de chaque couche de filtre selon l'expérience de construction de retenue collinaire $e=1\text{m}$ de part et d'autre du noyau.

V.2.2 Les drains :

On construit les drainages dans les barrages en terre dans le cas où la hauteur de ces barrages est égale ou supérieure à 6m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception (de prise d'eau) et d'évacuation.

V.2.2.1 Dimensionnement du Drain Tapis :

$$L_d = (L_b / 4)$$

L_d : Longueur du drain tapis en m

L_b : Largeur transversale du barrage ($L_b = 92$)

On trouve :

$$L_d = 23\text{m}$$

V.2.2.2 Dimensionnement du prisme :

Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,25$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

a) Hauteur de prisme :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage $H_b = 17$ m

On prend, $h_d = 0,2 H_b$ et on opte $h_{dr} = 4$ m

b) Largeur en sommet :

$$b_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$$

$$b_{dr} = 1/4 \cdot 4 = 1 \text{ m}$$

c) Largeur en base :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

Donc on adopte $B = 14$ m

V.3 LES INFILTRATIONS :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau.

Les infiltrations sont le principal ennemi d'un barrage par ses effets qui se présentent sous deux aspects:

- d'une part, les pertes d'eau qui réduisent sensiblement la capacité de la retenue;
- d'autre part, elles peuvent nuire à la stabilité de l'ouvrage par création d'effet de renard ou de sous- pression.

Ce calcul s'appuie sur le tracé de la ligne de saturation, dont plusieurs auteurs ont essayé de définir. Nous utiliserons la méthode grapho-analytique établie par Kozeny.

V.3.1 Principe :

Les hypothèses suivantes ont été émises pour le calcul:

- la filtration est supposée dans un seul plan;
- les composantes des vitesses dans la direction perpendiculaire à ce plan sont nulles;
- l'écoulement suit la loi de Darcy;
- le massif du barrage est homogène et isotrope.

D'après ces hypothèses, Kozeny a montré que la ligne de saturation est une parabole d'axe horizontal, dont le foyer est situé au pied du parement aval du noyau du barrage.

L'équation de cette parabole est la suivante:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0$$

Avec: $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

d: Largeur en base du noyau déterminée à 0,7b;

b: Projection horizontale de la partie mouillée du Parement amont (du noyau dans notre cas).

La ligne phréatique coupe le talus aval en C_0 à une distance "a" du point "O" (origine de la parabole) et à une distance "a+Δa" du point d'intersection "C" de la parabole de Kozeny avec le talus aval.

CASAGRANDE a montré que "a" ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle "θ" du talus aval. En dressant la courbe de variation de $C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en fonction de "θ", nous déterminons le point "C₀".

Pour obtenir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point "C₀", et

Le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau par une courbe normale au parement, et tangente à la parabole.

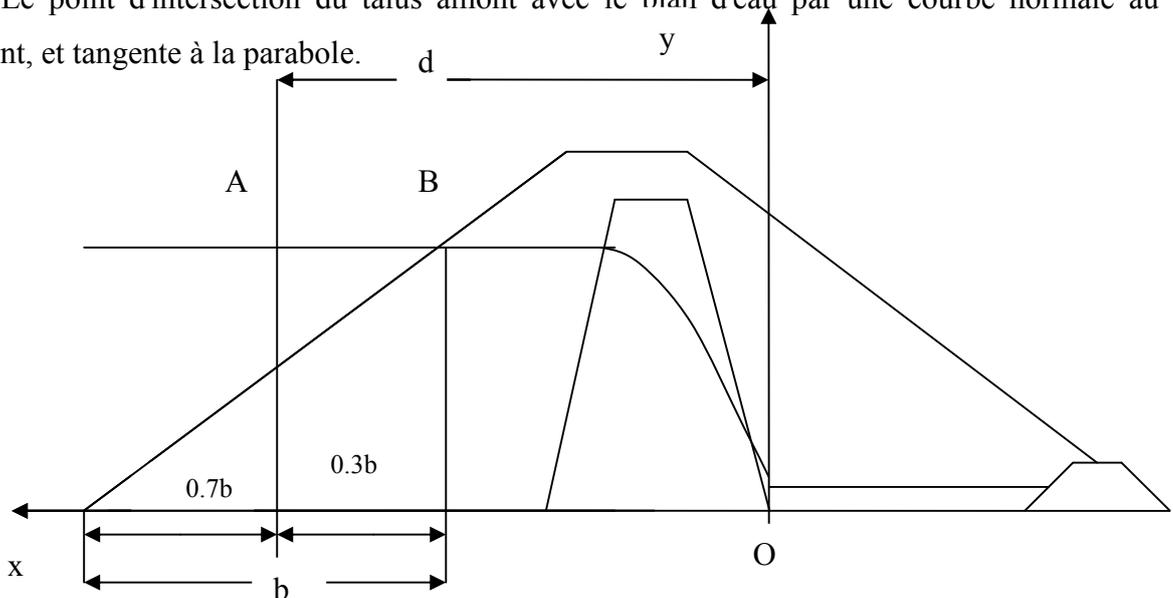


Figure (V.1) : calcul les infiltrations qui travers le corps de la digue.

V.3.2 Tracé de la ligne de saturation :

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique. Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Nous avons :

$$d = Bn - 0,7b$$

Avec $b = m_n \cdot h$

m_n : pente du talus amont du noyau;

h : charge d'eau à l'amont = 14m ;

$$b = 0,5 \times 14m = 7m. \qquad \qquad \qquad \mathbf{b = 7m}$$

D'où

$$d = 17 - 0,7 \times 7 = 12,1m. \mathbf{d = 12,1 m}$$

Ainsi, Nous pouvons calculer Y_0 .

$$Y_0 = \sqrt{(14)^2 + (12,1)^2} - 12,1 = 4,981m$$

$$\mathbf{Y_0 = 4,981 m}$$

L'équation de la parabole s'écrit alors:

$$2xy_0 = y^2 - Y_0^2 \Rightarrow 2x(4,981) = Y^2 - (4,981)^2$$

$$\mathbf{D'où y^2 = 9,962x + 24,810}$$

les coordonnées de la parabole sont données par le tableau N°V-5.

Tableau N°V-5 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	0	2	5	8	10	12	17
Y (m)	4,981	6,69	8,64	10,22	11,15	12,01	13,20

Nous ne jugeons pas nécessaire de prendre les valeurs négatives de x , pour la construction de la ligne puisque nous avons un drain aval après le noyau. Celui-ci rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage.

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau est déterminé par l'équation polaire:

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Avec :

a : distance OC_0 ;

Δa : distance C_0C ;

α : Angle de la face aval du noyau avec l'horizontal;

$$\alpha = \arctg \frac{1}{m_1} = 63,43^\circ$$

$a + \Delta a$: Point d'intersection.

a partir de l'abaque de CASAGRANDE, on détermine $\frac{\Delta a}{\Delta a + a}$

Pour notre cas, nous avons :

$$\alpha = 63,43^\circ \Rightarrow \frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,32$$

$$\text{D'où : } a + \Delta a = \frac{4,981}{1 - \cos 63,43} = 9,01m$$

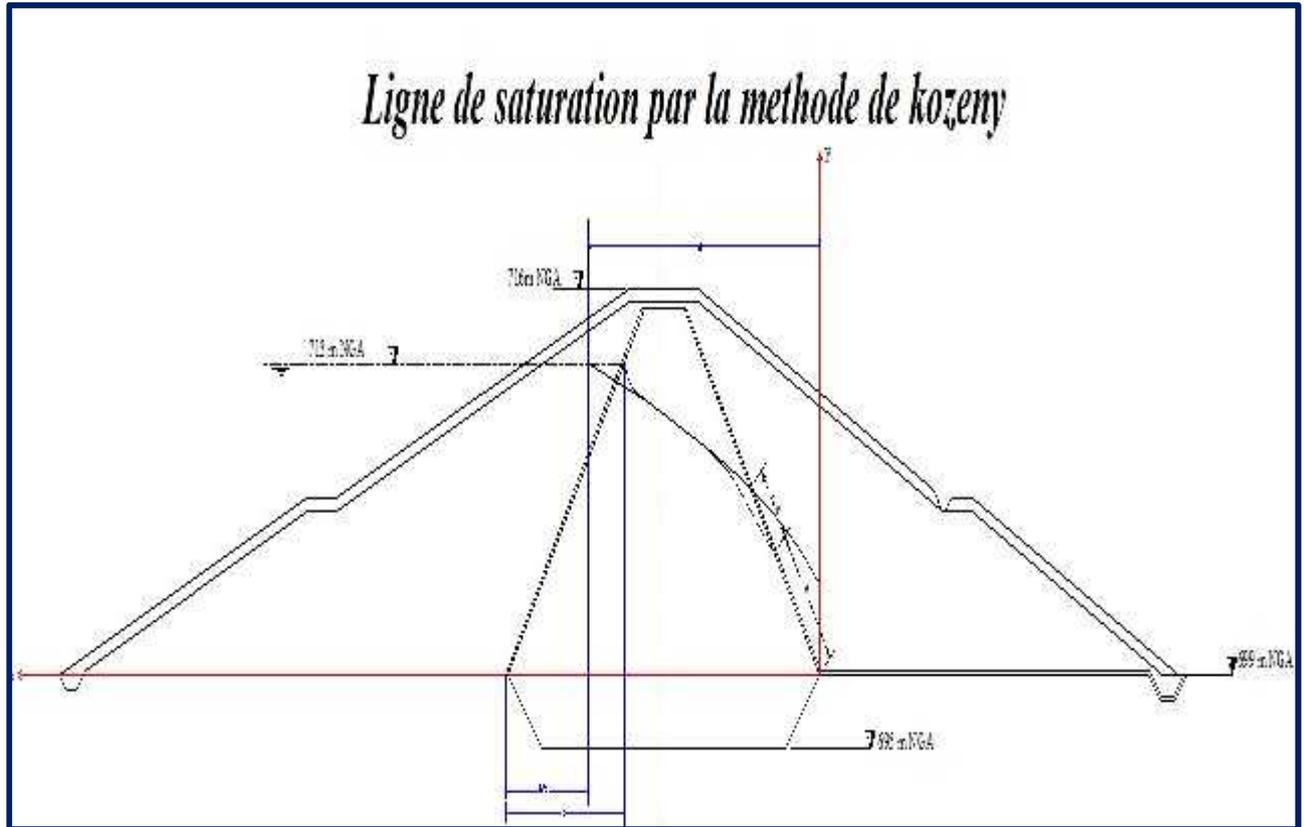
On aura le système : $a + \Delta a = 9,01$

$$0,32(a + \Delta a) = \Delta a$$

$$\text{D'où } \Delta a = 9,01 \times 0,32 = 2,88m \quad \Delta a = \mathbf{2,88m}$$

$$\text{Donc } a = 9,01 - 2,88 = 6,13m \quad a = \mathbf{6,13m}$$

Connaissant toutes ces valeurs, nous pouvons effectuer le tracé de la ligne de saturation.



V.3.3 Calcul du débit d'infiltration (Débit de fuite)

Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de ligne de courant, orthogonale aux lignes équipotentiels. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage

Ce calcul est basé sur la connaissance du réseau d'équipotentiels et de lignes de courant. La construction de ces derniers s'avère très pénible et nécessite une bonne précision graphiquement.

Le calcul se fera donc suivant les règles de l'écoulement à travers une digue homogène d'autant plus que l'écoulement à travers le barrage est conditionné essentiellement par la nature du noyau.

En supposant que la ligne de saturation dans la partie amont est horizontale et coïncide avec le plan d'eau, nous pouvons appliquer la loi de Darcy.

Le débit de fuite est donné par:

$$q_n = K \cdot i \cdot A$$

Avec : K: coefficient de perméabilité;

i : gradient hydraulique moyen;

A: section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par la relation suivante:

$$I = \frac{dY}{dX} \quad \text{Et } A=Y.1$$

$$\text{Donc: } qr = K.Y. \frac{dY}{dX} \quad \text{Avec } Y. \frac{dY}{dX} = Y_0$$

$$\text{D'où } q_n = K Y_0$$

$$\text{AN: } K = 3,769.10^{-9} \text{ m/s.}$$

$$Y_0 = 4,981 \text{ m}$$

$$q_r = 18,773.10^{-8} \text{ m}^3/\text{s} \text{ Soit } q_n = 1,62.10^{-3} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$q_r = 1,62.10^{-3} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_r = q_r. L = 0,43 \text{ m}^3/\text{j}$$

V-3-3-1 Calcul du débit de fuite à travers la fondation

D'après TERZAGUI, le débit de fuite est:

$$\text{f- } B > 2h \Rightarrow q = \frac{KH}{(0,88 + \frac{B}{h})}$$

$$\text{g- } B < 2h \Rightarrow q = \frac{KH}{2} \sqrt[3]{\frac{2h}{B} - 1}$$

B: contour de la parafouille (m).

K: perméabilité de la fondation ($3,769.10^{-9}$ m/s).

h: profondeur du substratum (m).

$$B = 2 \times 7,78 + 17 = 32,56 \text{ m} \text{ et } 2h = 2 \times 5,5 = 11 \text{ m.}$$

$$\text{Donc on prend : } q = \frac{KH}{(0,88 + \frac{B}{h})} \text{ alors } q = 7,7610^{-9} \text{ m/s.}$$

$$Q_f = q . L_{cr}$$

L_{cr} : Longueur du couronnement en crête de la retenue.

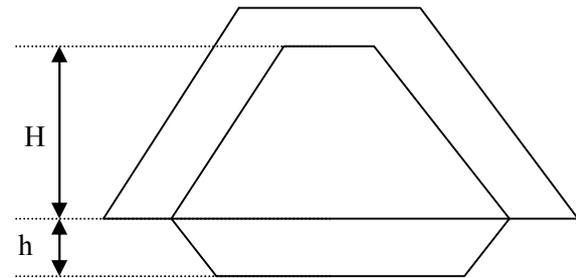
$$\text{AN: } L_{cr} = 270 \text{ m}$$

$$Q_f = 1,59 . 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total de fuite est de : $Q_{tf} = Q_r + Q_f$

$$\text{AN: } Q_r = 0,43 \text{ m}^3/\text{j} ; Q_f = 0,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{tot}} = 0,95 \text{ m}^3/\text{j}$$



a) L'épaisseur du tapis filtrant

L'épaisseur du tapis filtrant sera telle que la capacité du filtre soit supérieure de deux fois la capacité qui traverse le corps du barrage.

$$e = 2\sqrt{q \cdot \frac{L}{K}}$$

$K = 10^{-4}$ m/s (tapis de drainage)

q : débit de fuite à travers le corps du barrage qui sera calculer ci-dessus.

L : Longueur du tapis filtrant (23m).

$$q = K_r \frac{H_1^2 - h_0^2}{2L}$$

K_r : Coefficient de perméabilité des recharges = 10^{-5} m/s.

L : Longueur du massif aval (m).

L=36 m

q=4,32 .10⁻⁵ m²/s/ml

e =0,4m

On optera pour une épaisseur de e=0,5m afin de pouvoir évacuer les eaux provenant des eaux souterraines.

b) Vérification de la résistance d'infiltration du sol noyau

$$I = \frac{\Delta H}{S_n} \leq J_{adm}$$

S_n : épaisseur moyenne du noyau.

$S_n=10$ m

ΔH : Perte de charge dans le noyau.

$H_1-H_3=12,3-6,69=5,61$ m

H3 : Déduite des données de la courbe d'infiltration

$$I = \frac{6,69}{10} = 0,669 < 1,8$$

Condition vérifiée, la résistance du sol du noyau est assurée.

c) Vérification de l'érosion du sol de la retenue

L'érosion interne d'un massif n'aura pas lieu à la condition suivante est vérifiée :

$V_f \leq V_e(adm)$

V_f : Vitesse d'écoulement à travers le massif (m/s).

$V_f = kn.I$

I : Gradient hydraulique.

K_n : coefficient de perméabilité du noyau (m/s).

$$K_n = 3,769 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

V_e (adm) : vitesse d'érosion admissible (m/s).

$$V_{e(adm)} = \frac{1}{30} \sqrt{K_n} \quad [\text{m/s}]$$

Si $V_f > V_e$ (adm) : Il est nécessaire de prévoir un drainage à travers.

$$V_m = K_n \frac{H_{am} - h_1}{L_{noy}} = 1,84 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$V_{e(adm)} = \frac{1}{30} \sqrt{K_n} = 2,046 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

D'où $V_f < V_e$ (adm).

Donc la condition est vérifiée.

V.4 Tassement De La Digue

En général, un massif de terre soumis à l'action d'une charge extérieure de compression constante, subit une réduction de volume qu'on appelle tassement

Le tassement total c'est le tassement de la digue augmente du tassement de la fondation notre ouvrage est considéré comme étant un petit retenue collinaire suppose bien compacté, le tassement du massif de la digue est faible voire nul, le tassement de la fondation est un tassement de consolidation.

Le tassement se compose en deux parties :

- Au moment de l'application de la charge il se produit un tassement instantané, puis la charge étant maintenue, il se produit un tassement progressif. Le premier phénomène s'arrête dès que le volume des vides entre les grains de terre est suffisamment réduit pour que l'eau l'occupe entièrement.
- Le second dure plus ou moins long temps suivant la perméabilité de la terre

a) Déplacement vertical

La valeur du tassement dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques du sol de la retenue et de sa fondation.

$$T = 0.015 H_b$$

T : tassement de la crête (m)

H_b : hauteur de retenue ;

$$\text{Donc : } T = 0.25 \text{ m}$$

b) Déplacement horizontal

Les déplacements horizontaux de la crête de la retenue sont prisés égale à 0,4% de la hauteur ;

D'où : $D_h = 0,004H_b$ Donc : $D_h = 0,06m$

V.6) Calcul de stabilité :

V.6.1) Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes telles que FELLENIUS (1939) ; TAYLOR (1948), BISHOP (1955) ; MORGENSTERN et RICE (1965) ; SPENCER (1967) ; JANBU (1973) ; SHARMA (1979). (CIGB ,1986). , on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calcules dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

1. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-1. Glissement en cascade.

a-2 .Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

2. l'instabilité mécanique en fondation .

V.6.2) Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (combinaison quasi permanente).
- Fonctionnement normal (Retenue au NNR) (combinaison quasi permanente).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau (V.6).

Tableau (V.6) : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

(Coefficient de stabilité admissible des talus(V.volkov, 1986)).

V.6.3) Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
 $R_1 = K_1 H_b$.
 $R_2 = K_2 H_b$.

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1-K_2) : sont déterminés d'après le tableau (V.7) en fonction de pentes de talus.

Tableau (V.7) : (K_1-K_2) en fonction des pentes des talus(V.volkov, 1986)

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c à d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la partie « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$ (V.1)
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$ (V.2)
- ❖ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.6.4) Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

✓ **Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$ (V.3)

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$.

✓ **Forces de pression interstitielles :**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de retenue (NNR).

$P_{plain} : U dl = \gamma_w h \cdot dl$ (V.4)

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

✓ **Forces de cohésion :**

$F_c = c \cdot dl$ (V.5)

C : Cohésion du sol. (Matériau).

✓ **Forces dues au séisme :**

$T = a G_n$ (V.6)

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.6.5) Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

Force de frottement :

$$F_1 = Nn \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi \dots \dots \dots (V.7)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{2\pi R B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(Nn - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R \dots \dots \dots (V.8)$$

2. Les forces motrices:

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique N_t (force de cisaillement) du poids G_n qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots \dots \dots (V.9)$$

V.6.6) Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient de sécurité a un rôle double :

1. il prend en compte certaines incertitudes : les paramètres de résistance au cisaillement, les pressions interstitielles, le poids du sol et la géométrie du barrage .
2. il limite indirectement les déformations (CIGB ,1986).

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos \alpha - P_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_n \operatorname{dl}]}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_n \operatorname{dl}} \dots \dots \dots (V.10)$$

* Pour le cas d'un réservoir vide ($P=0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

- avec effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum [G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C_{ndl}]}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_{ndn}} \dots\dots\dots (V.11)$$

- Sans l'effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos \alpha_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_{ndl}]}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (V.12)$$

2 . Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont.

Avec effet de séisme :

$$K_{As} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n + \sum C_{ndl}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_{ndn}}{R}} \dots\dots\dots (V.13)$$

Sans effet de séisme :

$$K_{SS} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C_{ndl}}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (V.14)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (1,2...12 voir annexes II) Pour les différents rayons.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à « $K_{s_{adm}}$ », pour notre cas barrage de classe III.

$$K_{ss} = 1.10 - 1.05.$$

Pour tout les types de fonctionnement.

$$K_{AS} = 1.05.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (V.8)

Tableau (V.8) : coefficient de sécurité pour le talus amont.

Rayon (m)	<i>Coefficient de sécurité</i>			
	Fin de construction		<i>Vidange rapide</i>	
	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
38.4	1.63	1.06	1.68	1.08
36.2	1.66	1.07	1.72	1.1
34.4	1.65	1.1	1.71	1.15

Tableau (V.9) : coefficient de sécurité pour le talus aval.

Différentes Rayons	<i>Coefficient de sécurité</i>			
	Fin de construction.		<i>Fonctionnement normal.</i>	
	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
35	1.67	1.1	1.54	1.09
31.03	2.53	1.17	2.33	1.07
35.27	2.37	1.23	2.26	1.13

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

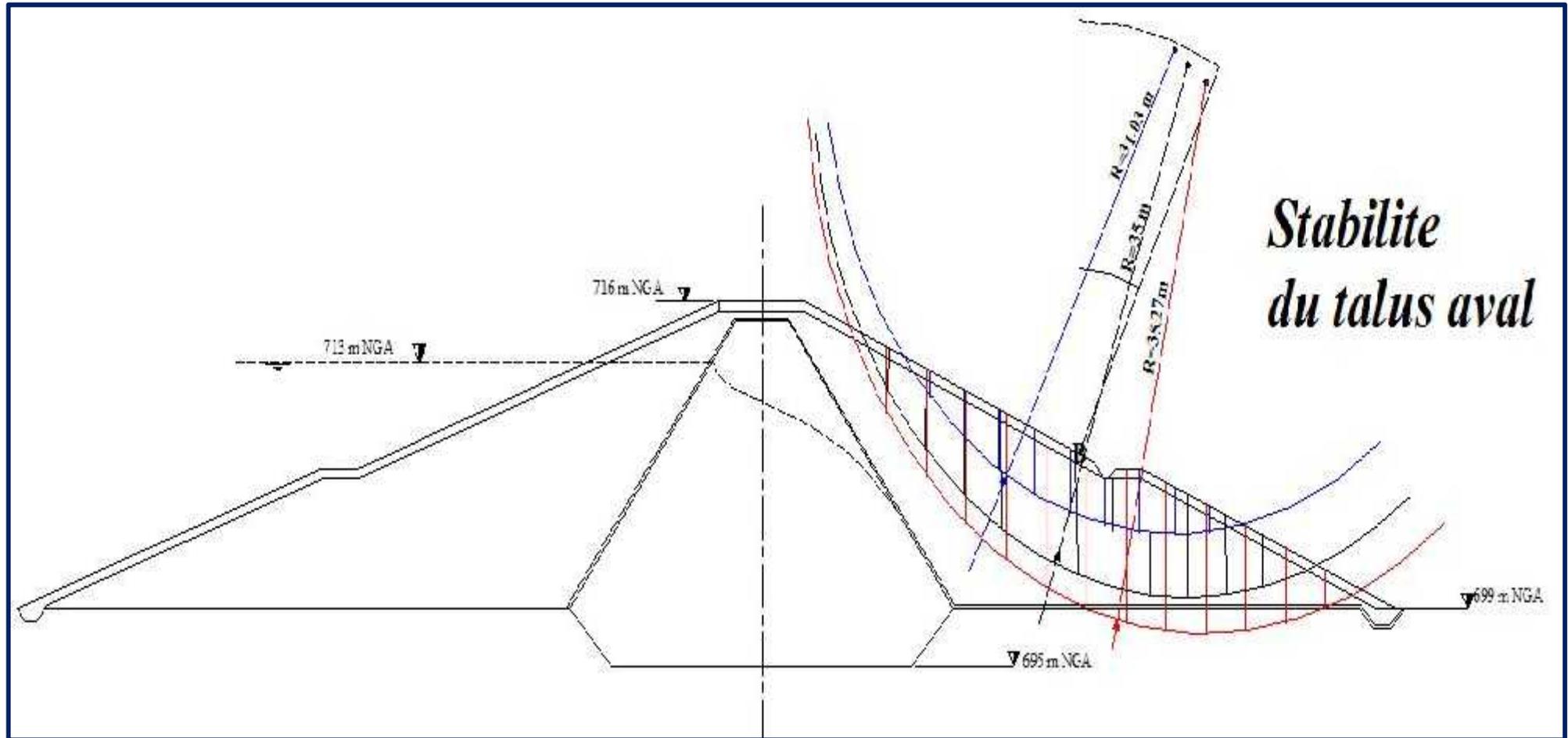


Figure (V.2) : Schéma de calcul de stabilité du talus aval.

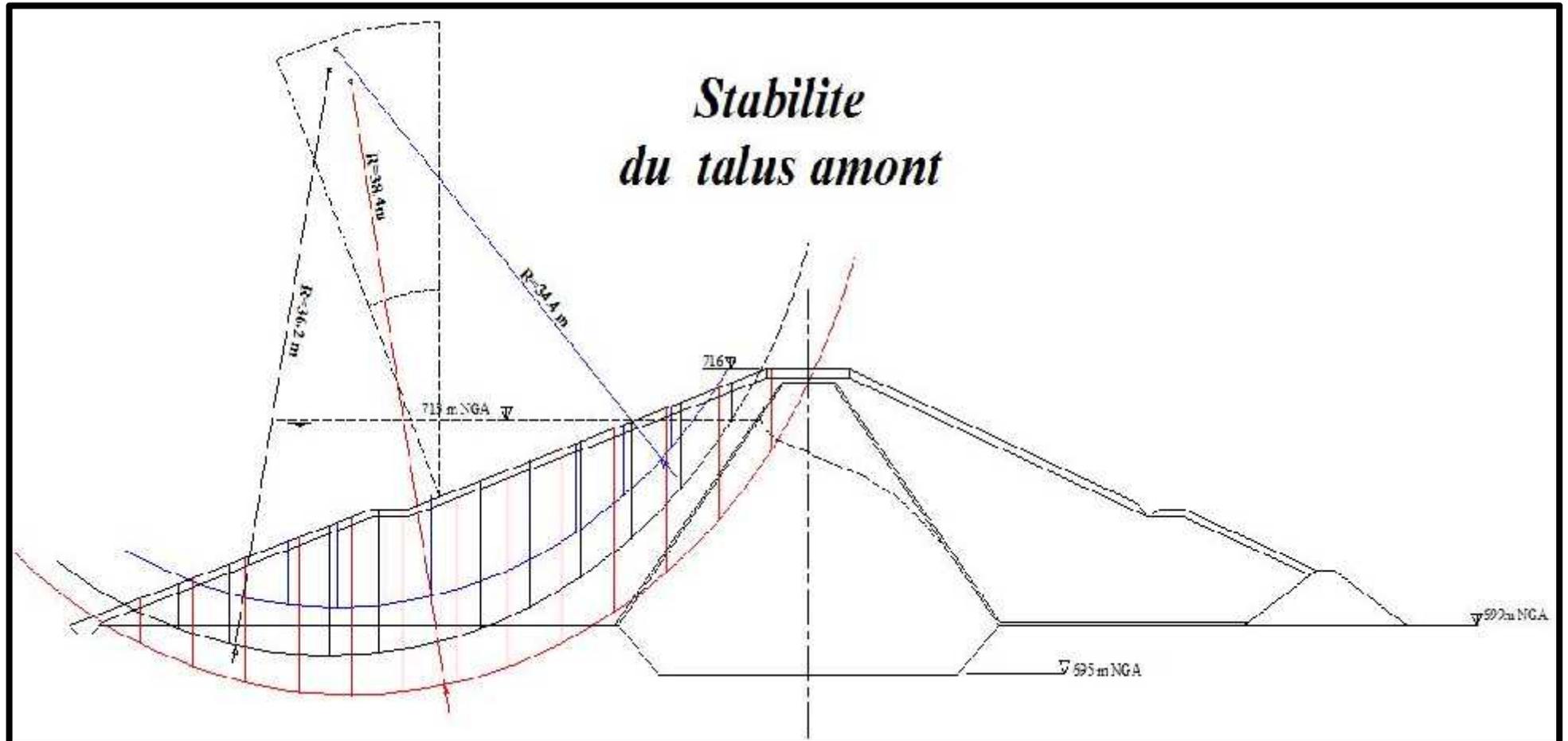


Figure (V.3) : Schéma de calcul de stabilité du talus amont.

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction :

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 le submerge, car, il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

De manière à prévoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes, l'ouvrage de vidange et l'ouvrage de prise.

VI.1. Evacuateur de crue :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.1.1. Types d'évacuateur de crue :

VI.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre :

a. Evacuateur de crue latéral :

Ce type est généralement disposé sur l'une des rives de la vallée. Son axe doit, de préférence, suivre un tracé perpendiculaire à la courbe de niveau.

➤ A entonnement latéral :

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

➤ A entonnement frontal :

Le fonctionnement est très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la facilité de réalisation. Mais le coût peut élever et il présente une difficulté de modification.

VI.1.1.2. Les évacuateurs en charge :

a. Le déversoir tulipe :

Il est circulaire ou semi circulaire, il se prolonge par un puits suivi d'une galerie ou d'une conduite. Il est noyé et il débite pratiquement comme un orifice à veine moulée. Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent de grands barrages.

b. Le siphon :

Le principe de fonctionnement du siphon est l'amorçage automatique par l'élévation du plan d'eau. Mais plus encore que la tulipe, c'est un dispositif très sensible aux risques d'obturation par des corps flottants. Son nettoyage est envisageable, mais bien peu compatible avec l'isolement.

VI.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues :

On prend en considération pour le choix de l'évacuateur de crue les facteurs suivants :

- La nature de la fondation ;
- La conception du barrage ;
- La disponibilité en matériaux (sable et agrégats pour le béton, enrochement pour les gabions, etc.) ;
- La disponibilité en main d'œuvre ;
- Les possibilités de suivi et d'entretien ;
- L'utilisation du barrage ;
- L'optimum économique.

VI.1.3. Choix de l'évacuateur de crues :

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement sont les questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Pour les petits barrages l'évacuateur de crues consiste très souvent en un chenal de la vallée.

L'évacuateur de crue choisi pour notre barrage est de type **latéral à entonnement latéral**.

VI.1.4. L'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, en tenant compte de la facture économique et la sécurité de l'aménagement.

L'évacuateur doit être fondé sur le substratum marneux sain pour éviter tout tassement ou gonflement de la fondation. Ces marnes schisteuses affleurent sur les deux rives, ainsi que les sondages réalisés révèlent que ces derniers présentent presque une géologie semblable.

L'évacuateur sera projeté en rive gauche

VI.1.5. Dimensionnement de l'évacuateur de crues :

Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- Déversoir type Greager ;

- Niveau normal de la retenue $N_{NR} = 713 \text{ m NGA}$;
- Niveau des plus hautes eaux : $N_{PHE} = 714.5 \text{ m NGA}$;
- Charge à évacuer : $H = 1.5 \text{ m}$;
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 115 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Largeur de déversoir : $b = 25 \text{ m}$.

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ❖ Un canal d'amenée ;
- ❖ Un seuil déversant pour le control du débit ;
- ❖ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier) ;
- ❖ Un dissipateur d'énergie ;
- ❖ Un canal de restitution.

VI.1.3.1 Canal d'approche :

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

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} ;$$

Q: Débit évacué en m^3/s ;

Scan: Section du canal en m^2 ;

Scan=h.L

L : Longueur déversante, $L=25\text{m}$;

h : Charge d'eau;

$h = H+P=1,5+0,50=2\text{m}$

P : Hauteur de pèle ;

H : lame d'eau déversante;

Scan= $25 \times 2=50 \text{ m}^2$.

$$V_{ap} = \frac{115}{50} = 2.3 \text{ m/s} < V_{adm} = (4,9 - 7,1) \text{ Donc pas de risque d'érosion.}$$

- Longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie égale à 15 m

V.1.3.2 Le seuil déversant :

Les coordonnées du profil du déversoir se détermine a l'aide de l'équation suivante :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2.H^{0.85}}$$

H : la charge sur le déversoir

Les valeurs sont représentées dans le tableau.V.1

Tab.VI.1 : Coordonnées du seuil Déversant

X	Y	X	Y
0	0	2	1.00000
0.2	0.014125	2.5	1.511066
0.4	0.050922	3	2.117233
0.6	0.107814	3.5	2.815921
0.8	0.183574	4	3.605002
1	0.277392	4.5	4.482679
1.5	0.587304	5	4.447396

V.1.3.3 Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 25 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique y_c et la pente critique

- profondeur critique :

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

Ou : Q : débit de projet lamine (Q = 115m³/s)

b = 25 m

D'où $y_c = 1.3$ m

Hc=1,5 $y_c = 1.95$ m

La profondeur d'eau dans le chenal (Hc) est égale a : Hc = 1.95 m

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} I^{1/2}$$

Avec :

RH : rayon hydraulique en m

I : pente en m/m

S : section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler (pour le béton lisse avec joint $K=71,42$). Avec $n=0.014$

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

$$I_{cr} = 0.18\% > 0.1\%$$

Donc la condition est vérifiée

-La profondeur a la fin du chenal au niveau de l'extrémité aval du convergent est égale a la profondeur critique qui est déterminer par la formule suivante :

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b_1} \right)^2}$$

b_1 : est la largeur du coursier (égale a 18.00 m)

Donc :

$$Y_1 = 1.6 \text{ m}$$

V.1.3.4 Le convergent :

A l'extrémité du chenal là ou s'amorce le coursier ont projeté un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2)$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

$$L = 2.5 (25 - 18 = 17.5 \text{ m})$$

$$L = 17.5 \text{ m}$$

V.1.3.5 Le coursier :

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente franche afin d'être assuré d'y localiser la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial a un écoulement torrentiel dans le coursier, ce dernier la forme rectangulaire est ensuite dimensionnée de façon a optimiser les volumes de béton.

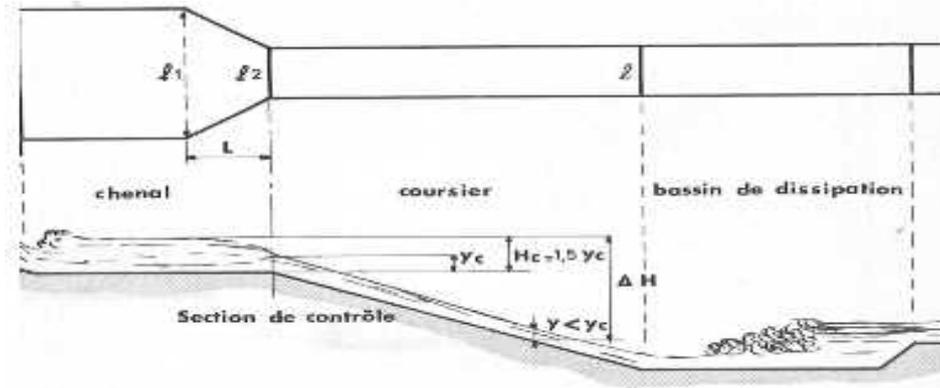


Figure VI.3 : Tirant d'eau dans le coursier

➤ **Largeur du coursier :**

Calcul de la ligne d'eau :

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

Tab.V.2 : Calcul de ligne d'eau

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	YN	YC	Régime	Lbief (m)
115.000	71	0.0990	0.463m	1.3m	NT	96.00

Tab.V.3 : Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m

Tronçon 01

Section	Abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	HS (m)	J (mm/m)
Amont	0.00	10.00	1.54	1.00044	2.314	2.041
1	10.00	10.00	1.22	2.31267	3.241	12.148
2	20.00	10.00	1.11	2.99717	4.075	21.243
3	30.00	10.00	1.09	3.47747	4.735	29.301
4	40.00	10.00	1.02	3.90509	5.365	37.678
5	50.00	10.00	0.98	4.31452	5.999	46.788

Tronçon 02

Amont	53.00	10.00	0.97	4.41007	6.151	49.070
1	63.00	10.00	0.95	5.36089	7.740	75.057
2	73.00	10.00	0.93	6.06952	9.002	98.401
3	83.00	10.00	0.91	6.71026	10.195	122.515
4	93.00	10.00	0.89	7.20286	11.142	143.037
Aval	103.0	10.00	0.89	7.47223	11.670	154.998

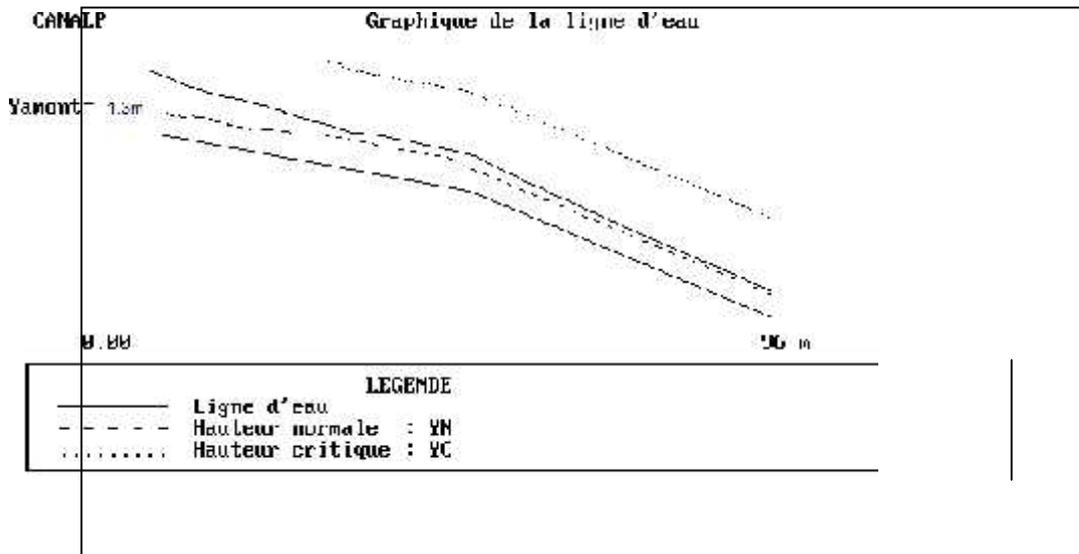


Fig.4 : graphique de la ligne d'eau dans le coursier

V.1.3.6 Calcul du bassin d'amortissement :

Le nombre de Froude est défini par l'expression :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$$F = 7.84$$

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

➤ **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a $F = 7.84$ Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 8$ D'où $y_2 = 5.9$ m.

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

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

Longueur du bassin :

$$\text{On a : } \frac{L}{Y_2} = 4.02 \text{ Donc : } L = 23.71 \text{ m. On prend } L = 24 \text{ m.}$$

➤ **Dimensionnement des blocs chicanes :**

$h_1 = y_1 = e_1 = 0.73$ m.

h_1 : Hauteur des blocs chicanes à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs chicanes.

$$h_2 = 0.2 y_2 = 1.18 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0.15 y_2 = 0.89 \text{ m.}$$

h_2 : Hauteurs des blocs chicanes à la sortie.

e_2 : espacement entre les blocs chicanes à la sortie.

V.1.3.7 Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie ; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée de deux tronçons :

- Le premier avec une section trapézoïdal d'une largeur de base de 6.5 m en béton armé

-Le deuxième avec une longueur de 3 m environ, en enrochement.

Pour calculée la hauteur d'eau dans le premier tronçon on utilise la formule de Chézy :

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

$$S : \text{section du canal} \quad s = bh + mh^2$$

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

R: rayon hydraulique $R = S/P$

C : coefficient de Chézy $C=R^{1/2} / n$

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

Q : le débit évacué en m³/s

On obtient :

$$Q = (bh + mh^2) \frac{1}{n} \left[\frac{bh + mh^2}{b + h\sqrt{m^2 + 1}} \right]$$

D'où on tire la valeur de la hauteur d'eau dans le canal de restitution h=2.88m

V.1.3.8 Vérification de l'existence des vagues roulantes :

La vérification de l'existence des vagues roulantes au niveau du coursier se fait à l'aide des conditions :

$$\frac{b}{h} \leq (10 - 12). \dots\dots\dots [4]$$

$$F \leq 40.$$

Où

b : Largeur du coursier.

h : Hauteur d'eau à la fin du coursier.

F : nombre de froude.

$$AN : b = 10.m. , h = 0.89 m.$$

Ce qui donne

$$b/h = 11.23 \leq 12.$$

Ce qui implique l'inexistence des vagues roulantes.

V.1.3.9 Hauteur des murs bajoyers.

- Hauteur des murs dans le canal d'approche

$$H = P+h+R$$

R : la revanche en m

- La revanche est calculée par la formule :

$$R=0.6 +0.5 V h^{1/3}$$

$$R = 0.7 m$$

D'où la hauteur des murs devient H=3.7 m

$$\text{On prend } H_0 = 4m.$$

- Hauteur des murs à l'entrée du coursier.

La vitesse du niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{b_1 \cdot Y_1}$$

$$V = 4.9 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à :

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V^3 \sqrt{Y_1}$$

$$R = 0.90 \text{ m}$$

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

$$H_1 = H_c + R$$

$$H_1 = 2.9 \text{ m}$$

- Au niveau de la courbure

Lors de l'exécution du chenal, une attention particulière devra être portée aux changements de direction, pour des raisons topographiques, le tracer du chenal est courbé, si « r » est le rayon de courbure et « v », la vitesse moyenne de l'eau, il se produit une accélération centrifuge et la entraînant entre les deux rives de largeur « l » une différence de niveau :

$$\Delta h = \frac{V^2 L}{g \cdot r}$$

Pour $L = 25 \text{ m}$ $V = 4.9 \text{ m/s}$, $r = 102.5 \text{ m}$ et $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

$\Delta h = 0.45 \text{ m}$, ce qui est considérable et oblige à accroître la revanche de 0.5m sur la cote extérieure.

- Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$h_2 = h_f + r.$$

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

$h_f = 0.89 \text{ m}$. $V = 13.48 \text{ m/s}$ et $r = 0.98 \text{ m}$.

D'où $h_2 = 1.87 \text{ m}$ On prend $h_c = 2 \text{ m}$.

- Hauteur des murs dans le canal de restitution :

$$h_m = h_e + r$$

h_c : Profondeur d'eau dans le canal de restitution en m.

On trouve $h_c = 2.5 \text{ m}$

V.2 Ouvrage de vidange et de prise d'eau

Afin d'édifier le barrage à l'abris de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en huit (15) jours

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T}$$

VU : volume utile de retenue (VU = 0.46M m³)

T : temps de vidange en seconde

On trouve : **Q = 0.36 m³/s**

Le débit de calcul d'amenée de l'eau pour les besoins d'irrigation au mois de juillet

Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu S \sqrt{2gz}$$

Q : débit de vidange en m³/s

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m²

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval en m

Alors que

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4}$$

Avec Z = 14m

Préalablement on prend $\mu = 0.62$

On trouve : S = 0.036 m²

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où d = 0.214 m

On prend un diamètre normalise d=300 mm, une conduite en acier d'une rugosité n=0.013

➤ Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor}$$

$$\xi_{ent} = 0.5$$

$$\xi_{vanne} = 0.1$$

$$\xi_{ssortie} = 1$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 102 m

d : diamètre de la conduite de vidange en m 300 mm

λ : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}}$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

On trouve $\lambda = 0.036$

Ce qui donne $\mu = 0.25$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=337 mm, on adopte la valeur de d= 400 mm

Chapitre VII : Organisation du chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- en conformité avec les plans établis;
- de bonne qualité;
- aux moindres délais;
- aux moindres coûts;
- sans accidents humains.

VII.1 INSTALLATIONS DU CHANTIER

VII.1.1 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4 Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.2 Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VII.3 SUCCESSION DES OPERATIONS DU CHANTIER

a- Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier;
- Préparation des zones d'emprunt;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

b- Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise et de vidange de fond ;
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;

- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

VII.4 BESOINS MECANIQUES DES PRINCIPAUX TRAVAUX

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles retro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

VII.4.1 Travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...)

VII.4.2 Excavation de la fouille

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles; la succession des travaux est comme suite:

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;
- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

VII.4.3 Exécution de la digue

a- Décapage de la couche végétale

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

b- Exécution de la fouille du noyau

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

c- Exécution du noyau de la digue

- 1- Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes;
- 2- Régalage : se fait à l'aide de niveleuses;

- 3- Humectage : à l'aide des camions citernes;
- 4- Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

VII.5.4 Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

VII.5.5 Rendement des différents engins

a) Engin de prélèvement

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n. \frac{K_r.K_u}{K_a},$$

n: nombre de cycles de l'excavateur = 3600/T;

T: durée d'un cycle= f (distance et volume de la carrière);

g: capacité du godet=(2,15 ÷ 2,5)m³;

Kr: coefficient de remplissage du godet= (0,8 ÷ 0,9);

Ku: coefficient d'utilisation = (0,7 ÷ 0,9);

Ka: coefficient d'ameublissement du sol = (1,14 ÷ 1,25).

b) engin de transport

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q. \frac{K_i.K_u}{T},$$

Q: capacité du camion benne = (5 ÷ 7)m³;

Ki: coefficient d'uniformité de présentation du camion

de charge $K_i=0,9$;

K_u : coefficient d'utilisation =0,85;

T : durée du cycle de travail = f(chargement, transport,
Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b}$$

c) Engin de nivellement

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse.

Son rendement est estimé à:

$$R_n = q \cdot n \cdot K_u \cdot K_p$$

D'ou :

Q : volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

K_u : coefficient d'utilisation;

K_p : coefficient de perte du sol.

d) Engin de compactage

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N}$$

K : coefficient d'efficience;

V : vitesse du compacteur;

L : largeur traitée;

H : épaisseur de la couche;

N : nombre de passes.

VII.6 Planification

VII.6.1 Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.6.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.6.2.1 méthodes basées sur le réseau

VII.6.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ **Réseau à flèches**

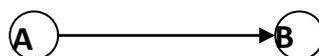
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➤ **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.6.2.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❖ ***Etablissement d'une liste des tâches :***

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ ***détermination des tâches antérieures :***

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

❖ ***Construction des graphes partiels :***

❖ ***Regroupement des graphes partiels :***

❖ ***Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :***

❖ ***Construction du réseau.***

VII.6.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau

VII.6.2.1.3.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.6.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.6.2.1.3.3 Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.6.2.2 Méthodes basées sur le graphique

VII.6.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VII.6.2.2.2) Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.6.2.3 les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.6.2.3.1 collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.6.2.3.2 décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.6.2.3.3 relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.6.2.3.4 choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M

VII.6.3 les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VII.6.3.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VII.6.3.2 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

- En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.6.4 les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VII.6.4.1 plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.6.4.2 plan de travail au plus tard (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.6.4.3 plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.7 délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.8 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau N° VII.01 : symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et de fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	1
Phase 14 : travaux des finitions	N	2

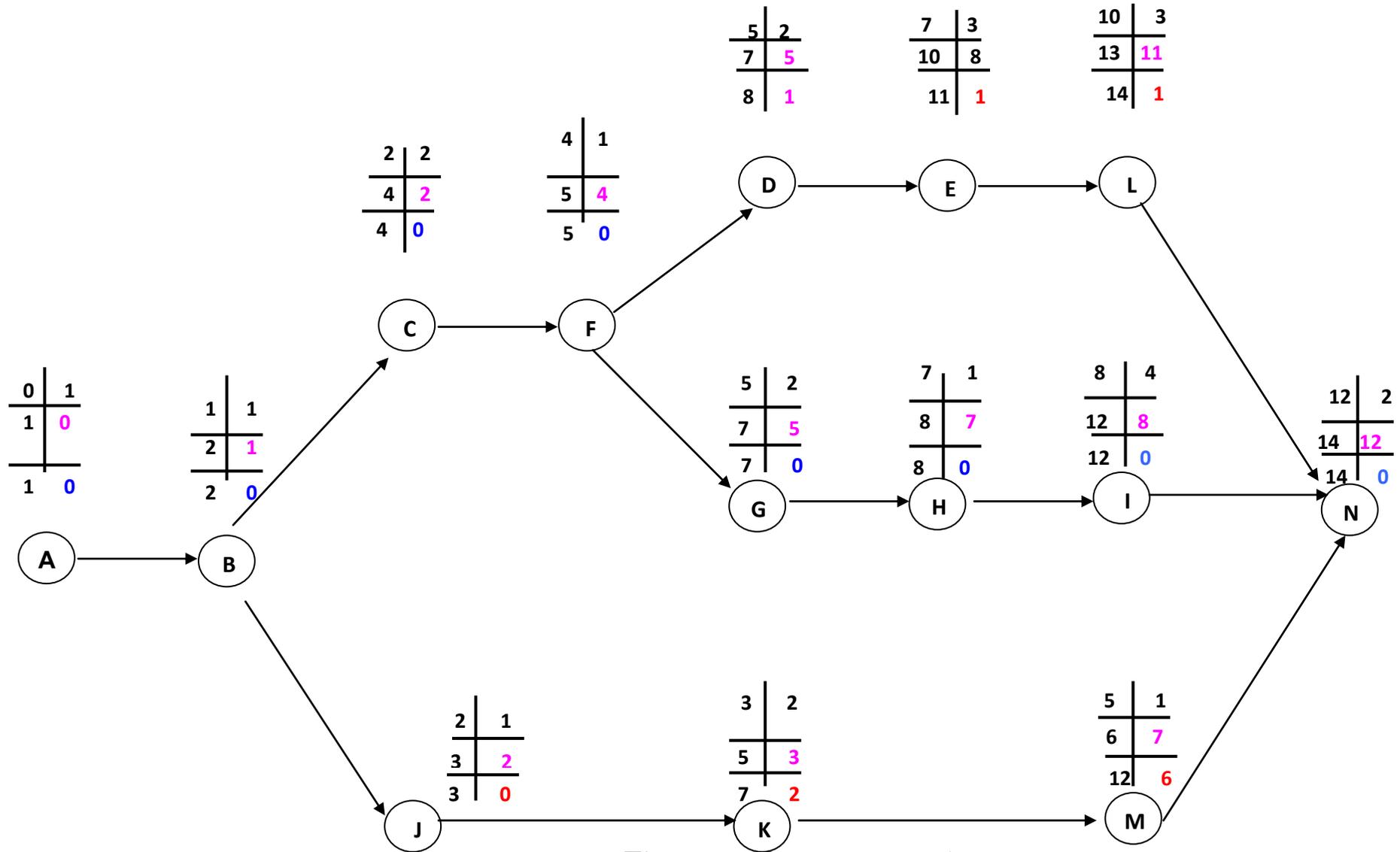


Fig VII.01 : Réseau à nœuds

VII.9) Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

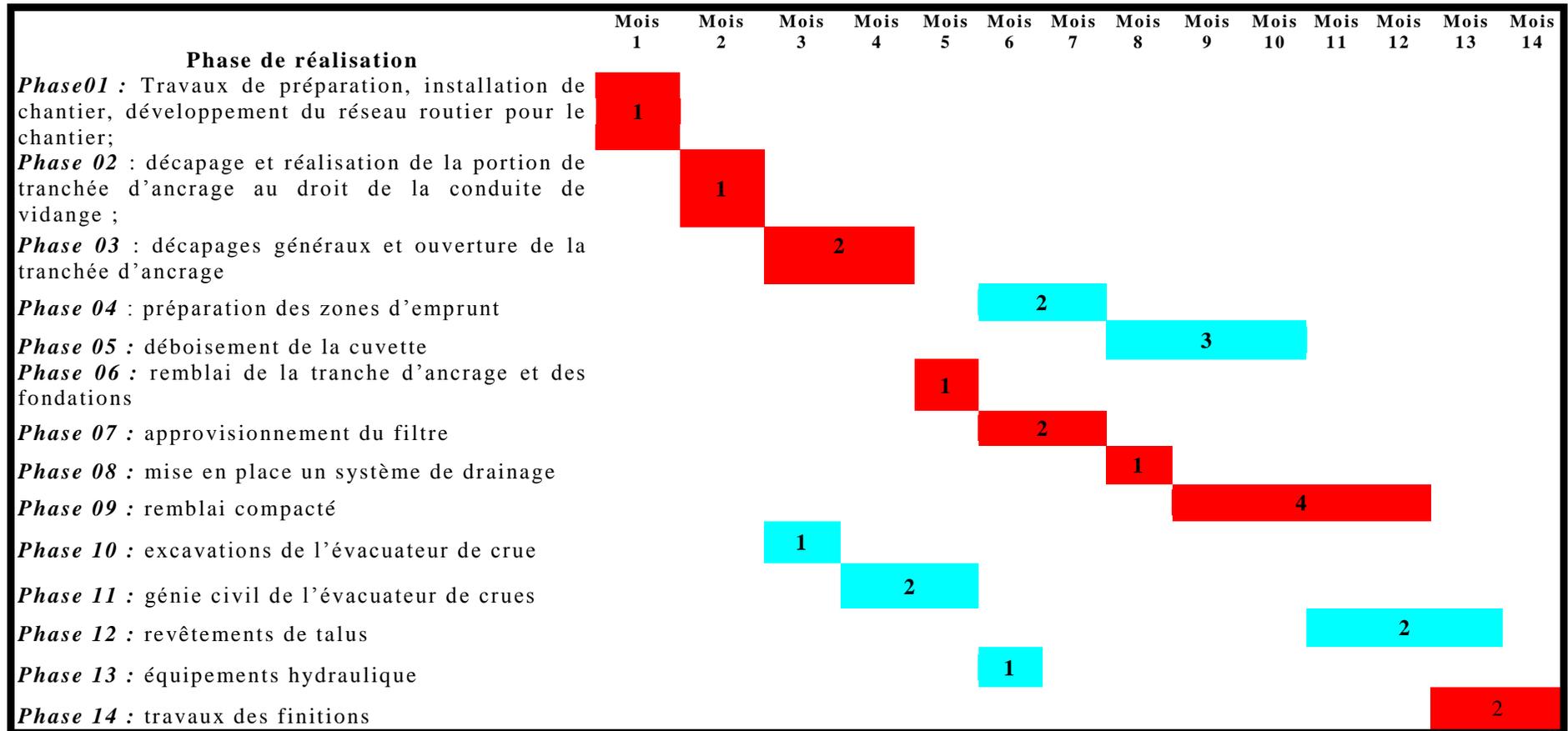
Tableau N°VII.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire

OUED EL ARSS est égal à 14 mois.

Tableau N° VII.02 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire OUED EL ARSS.



VII.10 Etablissement de devis estimatif et quantitatif

1) La retenue

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	P.U (D.A)	Montant (10 ⁶ DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	5694	280,00	1,59432
2	Excavation de la parafouille	m ³	22960,27	400,00	9.18
3	Noyau en argile et compris la clé	m ³	24341,6	600,00	14.6
4	Recharges en matériaux alluvionnaires	m ³	60552.34	250,00	15.138
5	Enrochements	m ³	5890	1200.00	7,068
6	Graviers	m ³	5111	1000,00	5,111
7	Sable	m ³	5111	600,00	3,0666
8	Terre végétale	m ³	2215	300,00	0,6645
10	Béton 350kg/m ³	m ³	15	36000,00	0,255
Montant Total (10⁶DA)			56,67742		

2) Evacuateur de crue

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	P.U (D.A)	Montant (10 ⁶ DA)
1	Déblai	m ³	14208	280,00	3,97824
2	Remblai	m ³	4970	250,00	1,2425
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	2282	36000,00	38,794
4	Béton de propriété 150 kg/m ³	m ³	134	8500,00	1,139
Montant Total (10⁶DA)			45,15		

3) Vidange de fond et Prise d'eau

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	P.U (D.A)	Montant (10 ⁶ D.A)
1	Déblai	m ³	89	280,00	0,02492
2	Remblai	m ³	53	250,00	0,01325
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	30	36000,00	0,51
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	6	8500,00	0,051
5	Béton de fondation 150 kg/m ³	ml	7	9000,00	0,063
6	Enrochement	m ³	10	1100,00	0,011
7	Conduite métallique Φ400	ml	99	1000,00	0,12
11	Vanne Φ400	U	2	110000,00	0,22
Montant Total (10⁶DA)			0.992		

Donc le montant total de la retenue collinaire est de : **102.819 10⁶ DA.**

Conclusion:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction :

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VIII -1-Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII -2-Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.

- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VIII -3-Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VIII-4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (VIII -1) :

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des	Repérage des lignes électriques.

éléments stockés.	
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes de la retenue collinaire GHASSIRA sur Oued ELARSS dans la wilaya de BATNA.

Et sur la base des comparaisons économiques faites et en tenant compte des conditions topographiques, climatiques et géologiques de la région, nous avons fait pour cette étude :

- ❖ Une digue en alluvions avec un noyau d'argile compacté ;
- ❖ Un évacuateur de crue en surface libre à un déversoir type Greguer dans la rive gauche ;
- ❖ Prise d'eau en charge sera effectuée par piquage sur la conduite de vidange avec conduite en acier;
- ❖ Vidange de fond en charge sous le remblai.



Références bibliographiques :

- [01] : **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004. page 32-86.
- [02] : **B. TOUAIBIA** et **B. BENLAOUKLI** : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004. page 23-42.
- [03] : **G. REMENIERAS** : Hydrologie de l'ingénieur, édition Eyrolles 1986. page 145.
- [04] : **GERARD DEGOUTTE** : Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977. page 12, 19, 78.
- [05] : **M. HASSANE** : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998.
- [06] : **M. HASSANE** : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale. 2013.
- [07] : **P. GALABRU** : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971. page 67.
- [08] : **R. ROLLEY** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris. 1977. page 121-135.

ANNEXE

I

ANNEXE 01 : PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES (mm)

Code station :061505													
Nom station : TKOUT													
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1975	23,74	21	24,75	16	24	26	31	20	25,5	27,5	28,3	20,2	28,3
1976	64,94	25,2	28,95	25,3	34,9	21	10	20,3	81,9	28,4	14,1	6	81,9
1977	2,44	22,3	26,05	27	19,2	42	25	23,9	20	0	12	26,5	42
1978	16,74	19,3	26	1	20,5	25	28	45,5	14,1	30,7	16,5	13,7	45,5
1979	44,84	27,2	30,95	22	15,2	33	46,7	33,5	30,2	0	12	2	46,7
1980	70,44	26,2	29,95	60	0	27	37	20	0	39,5	12	10	70,44
1981	35,54	6,4	20	36,4	25,8	25	29	16,1	16,2	14,2	13,9	3,4	36,4
1982	31,84	28,4	32,15	26	12	23	26	0	21,4	21,5	0	0	32,15
1983	30,44	22	25,75	18,7	14	42,2	27	17,7	12,7	31,5	20	22,5	42,2
1984	19,64	39	42,75	14,5	35,2	24	37	21,4	36,2	13,6	0	0	42,75
1985	25,04	24,5	28,25	16,6	23,7	29	72	40,6	14,5	18,5	1,5	18,8	72
1986	46,14	50,2	53,95	19,7	19	30	29	17,5	20,5	1	14,4	0	53,95
1987	0	36	39,75	33	16,5	0	27	18	26,5	28,5	13,5	31,7	39,75
1988	26,24	14,5	18,25	21	14,5	33	40	30,5	5	38,8	13,4	71,2	71,2
1989	26,54	16,9	20,65	17,8	29,6	12	42	40,1	45	14,5	23,6	60,1	60,1
1990	22,34	2	22	16	32	19,6	32,5	3	13,4	20,3	16,8	24,1	32,5
1991	28,94	48,6	52,35	22,1	16,5	27,6	30	28,3	25,6	15,2	19,6	14,8	52,35
1992	35,24	17,5	21,25	14,6	22	25,9	30	18,6	21,1	15,4	0	0	35,24
1993	20,94	14,1	26	24,1	29,2	22,5	37	26,4	1	17,8	12,6	19,6	37
1994	35,94	25,5	33	13,6	21	1	53,4	5	16,7	27,7	15,1	19,4	53,4
1995	40,95	27,2	30,95	22	25,4	34,7	46,7	42,1	19,4	37,3	51,8	4	51,8
1996	21,34	12	21	18,6	14,4	18,8	31	22,7	15,2	20	1	2	22,7
1997	29,54	20,8	28	24,2	16,8	18,9	36	28,1	29	33,2	12	19,8	36
1998	28,44	19	22,75	12,1	18,5	17,3	30	15,3	24,2	27,8	22,7	18,3	28,44
1999	26,84	22,8	31	42	36	12,4	35	19,8	26,4	15	16	2	42
2000	53,04	30,3	36	18,8	22,7	19,2	36	1	26,2	0	14,5	25	53,04
2001	32,94	17,8	30	16,4	18,3	12,8	34	19,9	21,1	17,2	13,2	31,2	34
2002	22,94	29,4	33,15	0	33	16,5	34	39,6	16,6	17,8	29,8	20,8	39,6
2003	22,64	25,1	30	17	15,2	37	61,2	60,1	33,8	30,9	12	31,3	61,2
2004	73,44	17,2	25,6	53,2	28	27,4	29	18,5	15,8	22,6	15,8	3	73,44
2005	25,74	16	22	18,2	18	44,5	41	25,3	28,3	27,8	35,1	24	44,5
2006	36,44	19,6	26,6	18,7	16,5	16	25	22,3	25,1	14,1	32,1	3,2	36,44
2007	45,64	29,8	33,55	14,9	16,3	14,7	20	0,8	25,1	20,2	52,1	30	52,1
2008	37,74	32	35	65	14	26,4	38	35,6	48,2	3	1,5	30	65
2009	39,94	19,5	27,6	18,2	36	41,1	44	30,5	3	41,3	16,4	0	41,1

ANNEX

Talus amont cas de vidange rapide R=38.4m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-6	1.64	-0.574	0.819	2.00	1.82	1.65	1.6	0	0	0.59	0.00	0.14	0.00	0.00	6.01	38.60	0.0
-5	3.84	-0.455	0.891	4.31	1.82	1.65	1.6	0	0.33	2.33	2.09	0.14	0.50	-0.95	12.93	38.20	16.0
-4	3.84	-0.364	0.932	4.12	1.82	1.65	1.6	0	1.61	4.27	10.20	0.14	2.57	-3.71	12.37	37.90	77.3
-3	3.84	-0.143	0.962	3.99	1.82	1.65	1.6	0	2.89	5.71	18.31	0.14	4.76	-4.99	11.97	37.20	136.2
-2	3.84	-0.182	0.983	3.91	1.82	1.65	1.6	0	4.18	6.7	26.48	0.14	7.03	-4.82	11.72	36.50	193.3
-1	3.84	-0.091	0.996	3.86	1.82	1.65	1.6	0	5.45	7.28	34.53	0.14	9.28	-3.14	11.57	36.20	250.0
0	3.84	0.000	1.000	3.84	1.82	1.65	1.6	0	6.73	7.47	42.64	0.14	11.51	0.00	11.52	35.00	298.5
1	3.84	0.091	0.996	3.86	1.82	1.65	1.6	0	7.39	7.28	46.82	0.14	12.59	4.26	11.57	34.60	324.0
2	3.84	0.182	0.983	3.91	1.82	1.65	1.6	0	8.29	6.7	52.53	0.14	13.95	9.55	11.72	31.00	325.7
3	3.84	0.143	0.962	3.99	1.82	1.65	1.6	0	9.57	5.71	60.64	0.14	15.75	16.54	11.97	29.30	355.3
4	3.84	0.364	0.932	4.12	1.82	1.65	1.6	0	10.85	4.27	68.75	0.14	17.29	25.00	12.37	28.20	387.7
5	3.84	0.455	0.891	4.31	1.82	1.65	1.6	0	12.13	2.33	76.86	0.14	18.48	34.93	12.93	29.20	448.8
6	3.84	0.545	0.838	4.58	1.82	1.65	1.6	2.41	10.7	0	84.64	0.14	19.15	46.17	13.74	30.20	511.2
7	3.84	0.636	0.771	4.98	1.82	1.65	1.6	4.06	7.12	0	73.49	0.14	15.31	46.76	14.93	31.20	458.6
8	3.84	0.727	0.686	5.59	1.82	1.65	1.6	5.27	2.34	0	51.66	0.14	9.57	37.57	16.78	32.20	332.7
9	2.52	0.883	0.469	5.37	1.82	1.65	1.6	2.61	0	0	11.97	0.14	1.52	10.57	16.11	33.20	79.5
												somme	159.3	213.7	200.2		4195

kas = 1.08

kss = 1.68

ANNEX

Talus amont cas de vidange rapide R=36.2m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-6	0.88	-0.559	0.829	1.06	1.82	1.65	1.6	0	0	0.31	0.00	0.14	0.00	0.00	3.18	38.60	0.0
-5	3.62	-0.455	0.891	4.06	1.82	1.65	1.6	0	0.36	1.74	2.15	0.14	0.52	-0.98	12.19	38.20	16.4
-4	3.62	-0.364	0.932	3.89	1.82	1.65	1.6	0	1.56	3.6	9.32	0.14	2.34	-3.39	11.66	37.90	70.6
-3	3.62	-0.143	0.962	3.76	1.82	1.65	1.6	0	2.77	4.97	16.55	0.14	4.30	-4.51	11.29	37.20	123.1
-2	3.62	-0.182	0.983	3.68	1.82	1.65	1.6	0	3.98	5.93	23.77	0.14	6.31	-4.32	11.04	36.50	173.5
-1	3.62	-0.091	0.996	3.64	1.82	1.65	1.6	0	5.18	6.5	30.94	0.14	8.32	-2.81	10.91	36.20	224.0
0	3.62	0.000	1.000	3.62	1.82	1.65	1.6	0	6.39	6.7	38.17	0.14	10.31	0.00	10.86	35.00	267.2
1	3.62	0.091	0.996	3.64	1.82	1.65	1.6	0	7.5	6.54	44.80	0.14	12.05	4.07	10.91	34.60	310.0
2	3.62	0.182	0.983	3.68	1.82	1.65	1.6	0	7.8	6.01	46.59	0.14	12.37	8.47	11.04	31.00	288.9
3	3.62	0.143	0.962	3.76	1.82	1.65	1.6	0	9.01	5.06	53.82	0.14	13.98	14.68	11.29	29.30	315.4
4	3.62	0.364	0.932	3.89	1.82	1.65	1.6	0	10.22	3.76	61.04	0.14	15.35	22.20	11.66	28.20	344.3
5	3.62	0.455	0.891	4.06	1.82	1.65	1.6	0	11.42	1.95	68.21	0.14	16.40	31.01	12.19	29.20	398.4
6	3.62	0.545	0.838	4.32	1.82	1.65	1.6	1.19	11.04	0	73.78	0.14	16.70	40.24	12.96	30.20	445.6
7	3.62	0.636	0.771	4.69	1.82	1.65	1.6	2.96	7.4	0	63.70	0.14	13.27	40.54	14.08	31.20	397.5
8	3.62	0.727	0.686	5.27	1.82	1.65	1.6	4.52	2.98	0	47.58	0.14	8.82	34.60	15.82	32.20	306.4
9	2.81	0.874	0.486	5.78	1.82	1.65	1.6	2.95	0	0	15.09	0.14	1.98	13.19	17.35	33.20	100.2
												somme	143.0	193.0	188.4		3781

K_{ss}=1.72 kas = 1.1

ANNEX

Talus amont cas de vidange rapide R = 34.4m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-7	0.5	-0.656	0.755	0.66	1.82	1.65	1.6	0	0	0.211.82	0.00	0.14	0.00	0.00	1.99	38.60	0.0
-6	3.44	-0.545	0.838	4.10	1.82	1.65	1.6	0	0.04	4.09	0.23	0.14	0.05	-0.12	12.31	38.20	1.7
-5	3.44	-0.455	0.891	3.86	1.82	1.65	1.6	0	1.18	5.82	6.70	0.14	1.61	-3.04	11.59	37.90	50.8
-4	3.44	-0.364	0.932	3.69	1.82	1.65	1.6	0	2.33	7.11	13.23	0.14	3.33	-4.81	11.08	37.20	98.4
-3	3.44	-0.143	0.962	3.58	1.82	1.65	1.6	0	3.48	8	19.75	0.14	5.13	-5.39	10.73	36.50	144.2
-2	3.44	-0.182	0.983	3.50	1.82	1.65	1.6	0	4.62	8.52	26.22	0.14	6.96	-4.77	10.49	36.20	189.9
-1	3.44	-0.091	0.996	3.45	1.82	1.65	1.6	0	5.77	8.69	32.75	0.14	8.81	-2.98	10.36	35.00	229.3
0	3.44	0.000	1.000	3.44	1.82	1.65	1.6	0	6.92	8.52	39.28	0.14	10.61	0.00	10.32	34.60	271.8
1	3.44	0.091	0.996	3.45	1.82	1.65	1.6	0	7.5	8	42.57	0.14	11.45	3.87	10.36	31.00	263.9
2	3.44	0.182	0.983	3.50	1.82	1.65	1.6	0	8.21	7.11	46.60	0.14	12.37	8.47	10.49	29.30	273.1
3	3.44	0.143	0.962	3.58	1.82	1.65	1.6	0	9.36	5.82	53.13	0.14	13.80	14.49	10.73	28.20	299.6
4	3.44	0.364	0.932	3.69	1.82	1.65	1.6	0	10.5	4.09	59.60	0.14	14.99	21.67	11.08	29.20	348.1
5	3.44	0.455	0.891	3.86	1.82	1.65	1.6	0	11.65	1.82	66.13	0.14	15.90	30.06	11.59	30.20	399.4
6	3.44	0.545	0.838	4.10	1.82	1.65	1.6	1.57	11.23	0	73.57	0.14	16.65	40.13	12.31	31.20	459.1
7	3.44	0.636	0.771	4.46	1.82	1.65	1.6	3.1	9.7	0	74.47	0.14	15.51	47.39	13.38	32.20	479.6
8	3.44	0.727	0.686	5.01	1.82	1.65	1.6	4.58	5.44	0	59.55	0.14	11.04	43.31	15.04	33.20	395.4
9	3.44	0.818	0.575	5.98	1.82	1.65	1.6	4.79	0	0	29.99	0.14	21.90	24.54	17.95	34.20	205.1
10	0.17	0.951	0.309	0.55	1.82	1.65	1.6	0.24	0	0	0.07	0.14	0.05	0.07	1.65	35.20	0.5
												somme	170.1	212.9	193.4		4110

kas = 1.15
kss = 1.71

ANNEX

Talus amont cas de fin de construction R = 38.4m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n	
-6	1.64	-0.574	0.819	2.00	1.82	0	1.88	0	0	0.59	0.00	0.14	0.00	0.00	6.01	38.60	0.0	
-5	3.84	-0.455	0.891	4.31	1.82	0	1.88	0.33	0	2.33	2.31	0.14	0.55	-1.05	12.93	38.20	17.6	
-4	3.84	-0.364	0.932	4.12	1.82	0	1.88	1.61	0	4.27	11.25	0.14	2.83	-4.09	12.37	37.90	85.3	
-3	3.84	-0.143	0.962	3.99	1.82	0	1.88	2.89	0	5.71	20.20	0.14	5.25	-5.51	11.97	37.20	150.3	
-2	3.84	-0.182	0.983	3.91	1.82	0	1.88	4.18	0	6.7	29.21	0.14	7.76	-5.31	11.72	36.50	213.3	
-1	3.84	-0.091	0.996	3.86	1.82	0	1.88	5.45	0	7.28	38.09	0.14	10.24	-3.46	11.57	36.20	275.8	
0	3.84	0.000	1.000	3.84	1.82	0	1.88	6.73	0	7.47	47.03	0.14	12.70	0.00	11.52	35.00	329.2	
1	3.84	0.091	0.996	3.86	1.82	0	1.88	7.39	0	7.28	51.65	0.14	13.89	4.70	11.57	34.60	357.4	
2	3.84	0.182	0.983	3.91	1.82	0	1.88	8.29	0	6.7	57.94	0.14	15.38	10.53	11.72	31.00	359.2	
3	3.84	0.143	0.962	3.99	1.82	0	1.88	9.57	0	5.71	66.88	0.14	17.37	18.24	11.97	29.30	391.9	
4	3.84	0.364	0.932	4.12	1.82	0	1.88	10.85	0	4.27	75.83	0.14	19.07	27.57	12.37	28.20	427.7	
5	3.84	0.455	0.891	4.31	1.82	0	1.88	12.13	0	2.33	84.77	0.14	20.39	38.53	12.93	29.20	495.1	
6	3.84	0.545	0.838	4.58	1.82	0	1.88	13.11	0	0	91.62	0.14	20.73	49.98	13.74	30.20	553.4	
7	3.84	0.636	0.771	4.98	1.82	0	1.88	11.18	0	0	78.13	0.14	16.27	49.72	14.93	31.20	487.6	
8	3.84	0.727	0.686	5.59	1.82	0	1.88	7.61	0	0	53.18	0.14	9.86	38.68	16.78	32.20	342.5	
9	2.52	0.883	0.469	5.37	1.82	0	1.88	2.61	0	0	11.97	0.14	1.52	10.57	16.11	33.20	79.5	
												somme	173.8	229.1	200.2			4566

K_{ss}=1.63

kas = 1.01

ANNEX

Talus amont cas de fonctionnement normale R = 36.2m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-6	0.88	-0.559	0.829	1.06	1.82	0	1.88	0	0	0.31	0.00	0.14	0.00	0.00	3.18	38.60	0.0
-5	3.62	-0.455	0.891	4.06	1.82	0	1.88	0.36	0	1.74	2.37	0.14	0.57	-1.08	12.19	38.20	18.1
-4	3.62	-0.364	0.932	3.89	1.82	0	1.88	1.56	0	3.6	10.28	0.14	2.59	-3.74	11.66	37.90	77.9
-3	3.62	-0.143	0.962	3.76	1.82	0	1.88	2.77	0	4.97	18.25	0.14	4.74	-4.98	11.29	37.20	135.8
-2	3.62	-0.182	0.983	3.68	1.82	0	1.88	3.98	0	5.93	26.22	0.14	6.96	-4.77	11.04	36.50	191.4
-1	3.62	-0.091	0.996	3.64	1.82	0	1.88	5.18	0	6.5	34.13	0.14	9.18	-3.10	10.91	36.20	247.1
0	3.62	0.000	1.000	3.62	1.82	0	1.88	6.39	0	6.7	42.10	0.14	11.37	0.00	10.86	35.00	294.7
1	3.62	0.091	0.996	3.64	1.82	0	1.88	7.5	0	6.54	49.41	0.14	13.29	4.49	10.91	34.60	341.9
2	3.62	0.182	0.983	3.68	1.82	0	1.88	7.8	0	6.01	51.39	0.14	13.64	9.34	11.04	31.00	318.6
3	3.62	0.143	0.962	3.76	1.82	0	1.88	9.01	0	5.06	59.36	0.14	15.42	16.19	11.29	29.30	347.9
4	3.62	0.364	0.932	3.89	1.82	0	1.88	10.22	0	3.76	67.33	0.14	16.94	24.48	11.66	28.20	379.8
5	3.62	0.455	0.891	4.06	1.82	0	1.88	11.42	0	1.95	75.24	0.14	18.09	34.20	12.19	29.20	439.4
6	3.62	0.545	0.838	4.32	1.82	0	1.88	12.23	0	0	80.58	0.14	18.23	43.95	12.96	30.20	486.7
7	3.62	0.636	0.771	4.69	1.82	0	1.88	10.36	0	0	68.26	0.14	14.22	43.44	14.08	31.20	425.9
8	3.62	0.727	0.686	5.27	1.82	0	1.88	7.5	0	0	49.41	0.14	9.16	35.94	15.82	32.20	318.2
9	2.81	0.874	0.486	5.78	1.82	0	1.88	2.95	0	0	15.09	0.14	1.98	13.19	17.35	33.20	60.1
												somme	156.4	207.6	188.4		4084

K_{ss}=1.66

kas = 1.07

ANNEX

Talus amont cas de fin de construction R = 34.4m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-7	0.5	-0.656	0.755	0.66	1.82	0	1.88	0	0	0.211.82	0.00	0.14	0.00	0.00	1.99	38.60	0.0
-6	3.44	-0.545	0.838	4.10	1.82	0	1.88	0.04	0	4.09	0.25	0.14	0.06	-0.14	12.31	38.20	1.9
-5	3.44	-0.455	0.891	3.86	1.82	0	1.88	1.18	0	5.82	7.39	0.14	1.78	-3.36	11.59	37.90	56.0
-4	3.44	-0.364	0.932	3.69	1.82	0	1.88	2.33	0	7.11	14.59	0.14	3.67	-5.30	11.08	37.20	108.5
-3	3.44	-0.143	0.962	3.58	1.82	0	1.88	3.48	0	8	21.79	0.14	5.66	-5.94	10.73	36.50	159.0
-2	3.44	-0.182	0.983	3.50	1.82	0	1.88	4.62	0	8.52	28.92	0.14	7.68	-5.26	10.49	36.20	209.4
-1	3.44	-0.091	0.996	3.45	1.82	0	1.88	5.77	0	8.69	36.12	0.14	9.71	-3.28	10.36	35.00	252.9
0	3.44	0.000	1.000	3.44	1.82	0	1.88	6.92	0	8.52	43.32	0.14	11.70	0.00	10.32	34.60	299.8
1	3.44	0.091	0.996	3.45	1.82	0	1.88	7.5	0	8	46.96	0.14	12.63	4.27	10.36	31.00	291.1
2	3.44	0.182	0.983	3.50	1.82	0	1.88	8.21	0	7.11	51.40	0.14	13.65	9.35	10.49	29.30	301.2
3	3.44	0.143	0.962	3.58	1.82	0	1.88	9.36	0	5.82	58.60	0.14	15.22	15.98	10.73	28.20	330.5
4	3.44	0.364	0.932	3.69	1.82	0	1.88	10.5	0	4.09	65.74	0.14	16.53	23.90	11.08	29.20	383.9
5	3.44	0.455	0.891	3.86	1.82	0	1.88	11.65	0	1.82	72.94	0.14	17.54	33.15	11.59	30.20	440.5
6	3.44	0.545	0.838	4.10	1.82	0	1.88	12.8	0	0	80.14	0.14	18.14	43.71	12.31	31.20	500.1
7	3.44	0.636	0.771	4.46	1.82	0	1.88	12.8	0	0	80.14	0.14	16.69	51.00	13.38	32.20	516.1
8	3.44	0.727	0.686	5.01	1.82	0	1.88	10.02	0	0	62.73	0.14	11.63	45.62	15.04	33.20	416.5
9	3.44	0.818	0.575	5.98	1.82	0	1.88	4.79	0	0	29.99	0.14	21.90	24.54	17.95	34.20	205.1
10	0.17	0.951	0.309	0.55	1.82	0	1.88	0.24	0	0	0.07	0.14	0.05	0.07	1.65	35.20	0.5
												somme	184.2	228.3	193.4		4473

kas = 1.1
kss = 1.65

ANNEX

Talus aval cas de fonçonnem nt r r r | R = 3m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-5	2.23	-0.866	0.500	4.46	1.82	2.65	2.6	0	0.58	0.00	0.14	0.00	0.00	13.38	38.60	0.0
-4	3.5	-0.364	0.932	3.76	1.82	2.65	2.6	0.38	1.91	3.52	0.14	0.89	-1.28	11.27	38.20	26.9
-3	3.5	-0.143	0.962	3.64	1.82	2.65	2.6	1.78	3.18	16.51	0.14	4.29	-4.50	10.91	37.90	125.1
-2	3.5	-0.182	0.983	3.56	1.82	2.65	2.6	3.18	4.06	29.49	0.14	7.83	-5.36	10.68	37.20	219.4
-1	3.5	-0.091	0.996	3.51	1.82	2.65	2.6	4.58	4.57	41.26	0.14	11.09	-3.75	10.54	36.50	301.2
0	3.5	0.000	1.000	3.50	1.82	2.65	2.6	5.98	4.73	52.09	0.14	14.07	0.00	10.50	36.20	377.2
1	3.5	0.091	0.996	3.51	1.82	2.65	2.6	7.38	4.55	62.99	0.14	16.94	5.73	10.54	35.00	440.9
2	3.5	0.182	0.983	3.56	1.82	2.65	2.6	7.59	4.02	66.36	0.14	17.62	12.07	10.68	34.60	459.2
3	3.5	0.143	0.962	3.64	1.82	2.65	2.6	8.98	3.11	77.19	0.14	20.05	21.05	10.91	31.00	478.6
4	3.5	0.364	0.932	3.76	1.82	2.65	2.6	10.38	1.82	87.97	0.14	22.12	31.99	11.27	29.30	515.5
5	3.5	0.455	0.891	3.93	1.82	2.65	2.6	11.79	0	98.69	0.14	23.73	44.86	11.79	28.20	556.6
6	3.5	0.545	0.838	4.18	1.82	2.65	2.6	10.98	0	88.74	0.14	20.08	48.40	12.53	29.20	518.2
7	3.5	0.636	0.771	4.54	1.82	2.65	2.6	9.43	0	71.89	0.14	14.97	45.75	13.61	30.20	434.2
8	3.5	0.727	0.686	5.10	1.82	2.65	2.6	6.46	0	43.18	0.14	8.00	31.41	15.30	31.20	269.5
9	2.05	0.469	0.883	2.32	1.82	2.65	2.6	2.16	0	8.06	0.14	1.92	3.78	6.96	32.20	51.9
												183.6	230.1	170.9		4774

kas = 1.09

kss = 1.54

ANNEX

Talus aval cas de fonconnem̄nt r̄or r̄a | R = 31. Øm

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n	
-7	2.96	-0.875	0.484	6.11	1.82	2.65	2.6	0	0.29	0.00	0.14	0.00	0.00	18.34	38.60	0.0	
-6	3.103	-0.545	0.838	3.70	1.82	2.65	2.6	0	1.55	0.00	0.14	0.00	0.00	11.11	38.20	0.0	
-5	3.103	-0.455	0.891	3.48	1.82	2.65	2.6	0.93	3.08	7.65	0.14	1.84	-3.48	10.45	37.90	58.0	
-4	3.103	-0.364	0.932	3.33	1.82	2.65	2.6	2.17	4.24	17.84	0.14	4.49	-6.49	9.99	37.20	132.8	
-3	3.103	-0.143	0.962	3.23	1.82	2.65	2.6	3.41	5.04	28.04	0.14	7.28	-7.65	9.68	36.50	204.7	
-2	3.103	-0.182	0.983	3.16	1.82	2.65	2.6	4.65	5.51	37.08	0.14	9.84	-6.74	9.47	36.20	268.4	
-1	3.103	-0.091	0.996	3.12	1.82	2.65	2.6	5.89	5.67	45.57	0.14	12.25	-4.14	9.35	35.00	319.0	
0	3.103	0.000	1.000	3.10	1.82	2.65	2.6	7.14	5.51	54.18	0.14	14.63	0.00	9.31	34.60	374.9	
1	3.103	0.091	0.996	3.12	1.82	2.65	2.6	7.5	5.04	57.78	0.14	15.54	5.25	9.35	31.00	358.3	
2	3.103	0.182	0.983	3.16	1.82	2.65	2.6	8.42	4.24	64.58	0.14	17.14	11.74	9.47	29.30	378.4	
3	3.103	0.143	0.962	3.23	1.82	2.65	2.6	9.65	3.08	73.04	0.14	18.97	19.92	9.68	28.20	412.0	
4	3.103	0.364	0.932	3.33	1.82	2.65	2.6	10.89	1.51	81.44	0.14	20.48	29.61	9.99	29.20	475.6	
5	3.103	0.455	0.891	3.48	1.82	2.65	2.6	11.6	0	85.39	0.14	20.54	38.82	10.45	30.20	515.8	
6	3.103	0.545	0.838	3.70	1.82	2.65	2.6	10.17	0	71.73	0.14	16.23	39.12	11.11	31.20	447.6	
7	3.103	0.469	0.883	3.51	1.82	2.65	2.6	7.88	0	50.94	0.14	12.15	23.89	10.54	32.20	328.1	
8	0.84	0.629	0.777	1.08	1.82	2.65	2.6	3.83	0	5.86	0.14	1.23	3.68	3.24	32.20	37.7	
												somme	172.6	143.5	161.5		4311

kas = 1.07

kss = 2.33

ANNEX

Talus aval cas de fonctionnement normal R =35.27 m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-5	1.47	-0.484	0.875	1.68	1.82	2.65	2.6	0	0.84	0.00	0.14	0.00	0.00	5.04	38.60	0.0
-4	3.527	-0.364	0.932	3.79	1.82	2.65	2.6	0.9	2.19	8.41	0.14	2.12	-3.06	11.36	38.20	64.3
-3	3.527	-0.143	0.962	3.67	1.82	2.65	2.6	2.33	3.12	21.78	0.14	5.66	-5.94	11.00	37.90	165.1
-2	3.527	-0.182	0.983	3.59	1.82	2.65	2.6	3.71	3.67	34.68	0.14	9.21	-6.30	10.76	37.20	258.0
-1	3.527	-0.091	0.996	3.54	1.82	2.65	2.6	5.18	3.85	46.25	0.14	12.44	-4.20	10.62	36.50	337.6
0	3.527	0.000	1.000	3.53	1.82	2.65	2.6	6.61	3.67	57.42	0.14	15.50	0.00	10.58	36.20	415.7
1	3.527	0.091	0.996	3.54	1.82	2.65	2.6	7.5	3.12	65.21	0.14	17.53	5.93	10.62	35.00	456.5
2	3.527	0.182	0.983	3.59	1.82	2.65	2.6	8.26	2.19	72.14	0.14	19.15	13.12	10.76	34.60	499.2
3	3.527	0.143	0.962	3.67	1.82	2.65	2.6	9.69	0.84	83.31	0.14	21.64	22.72	11.00	31.00	516.5
4	3.527	0.364	0.932	3.79	1.82	2.65	2.6	10.13	0	85.08	0.14	21.40	30.94	11.36	29.30	498.6
5	3.527	0.455	0.891	3.96	1.82	2.65	2.6	9.16	0	73.55	0.14	17.69	33.43	11.88	28.20	414.8
6	3.527	0.545	0.838	4.21	1.82	2.65	2.6	7.46	0	55.15	0.14	12.48	30.08	12.62	29.20	322.1
7	3.527	0.636	0.771	4.57	1.82	2.65	2.6	4.71	0	30.23	0.14	6.30	19.24	13.72	30.20	182.6
8	3.5	0.485	0.875	4.00	1.82	2.65	2.6	1.38	0	8.79	0.14	2.08	4.26	12.01	31.20	54.9
somme												163.2	140.2	153.3		4186

kas = 1.13
kss = 2.26

ANNEX

Talus aval cas de fin de construcon R = 3m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-5	2.23	-0.866	0.500	4.46	1.82	0	1.88	0	0	0.58	0.00	0.14	0.00	0.00	13.38	38.60	0.0
-4	3.5	-0.364	0.932	3.76	1.82	0	1.88	0.38	0	1.91	2.42	0.14	0.61	-0.88	11.27	38.20	18.5
-3	3.5	-0.143	0.962	3.64	1.82	0	1.88	1.78	0	3.18	11.34	0.14	2.95	-3.09	10.91	37.90	85.9
-2	3.5	-0.182	0.983	3.56	1.82	0	1.88	3.18	0	4.06	20.26	0.14	5.38	-3.68	10.68	37.20	150.7
-1	3.5	-0.091	0.996	3.51	1.82	0	1.88	4.58	0	4.57	29.17	0.14	7.84	-2.65	10.54	36.50	213.0
0	3.5	0.000	1.000	3.50	1.82	0	1.88	5.98	0	4.73	38.09	0.14	10.29	0.00	10.50	36.20	275.8
1	3.5	0.091	0.996	3.51	1.82	0	1.88	7.38	0	4.55	47.01	0.14	12.64	4.27	10.54	35.00	329.1
2	3.5	0.182	0.983	3.56	1.82	0	1.88	7.59	0	4.02	48.35	0.14	12.84	8.79	10.68	34.60	334.6
3	3.5	0.143	0.962	3.64	1.82	0	1.88	8.98	0	3.11	57.20	0.14	14.86	15.60	10.91	31.00	354.7
4	3.5	0.364	0.932	3.76	1.82	0	1.88	10.38	0	1.82	66.12	0.14	16.63	24.04	11.27	29.30	387.5
5	3.5	0.455	0.891	3.93	1.82	0	1.88	11.79	0	0	75.10	0.14	18.06	34.14	11.79	28.20	423.6
6	3.5	0.545	0.838	4.18	1.82	0	1.88	10.98	0	0	69.94	0.14	15.83	38.15	12.53	29.20	408.5
7	3.5	0.636	0.771	4.54	1.82	0	1.88	9.43	0	0	60.07	0.14	12.51	38.23	13.61	30.20	362.8
8	3.5	0.727	0.686	5.10	1.82	0	1.88	6.46	0	0	41.15	0.14	7.63	29.93	15.30	31.20	256.8
9	2.05	0.469	0.883	2.32	1.82	0	1.88	2.16	0	0	8.06	0.14	1.92	3.78	6.96	32.20	51.9
												somme	140.0	186.6	170.9		3653

kas = 1.10

kss = 1.67

ANNEX

Talus aval cas de fin de construcon R = 31. Øm

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n	
-7	2.96	-0.875	0.484	6.11	1.82	0	1.88	0	0	0.29	0.00	0.14	0.00	0.00	18.34	38.60	0.0	
-6	3.103	-0.545	0.838	3.70	1.82	0	1.88	0	0	1.55	0.00	0.14	0.00	0.00	11.11	38.20	0.0	
-5	3.103	-0.455	0.891	3.48	1.82	0	1.88	0.93	0	3.08	5.25	0.14	1.26	-2.39	10.45	37.90	39.8	
-4	3.103	-0.364	0.932	3.33	1.82	0	1.88	2.17	0	4.24	12.25	0.14	3.08	-4.46	9.99	37.20	91.2	
-3	3.103	-0.143	0.962	3.23	1.82	0	1.88	3.41	0	5.04	19.26	0.14	5.00	-5.25	9.68	36.50	140.6	
-2	3.103	-0.182	0.983	3.16	1.82	0	1.88	4.65	0	5.51	26.26	0.14	6.97	-4.77	9.47	36.20	190.1	
-1	3.103	-0.091	0.996	3.12	1.82	0	1.88	5.89	0	5.67	33.26	0.14	8.94	-3.02	9.35	35.00	232.8	
0	3.103	0.000	1.000	3.10	1.82	0	1.88	7.14	0	5.51	40.32	0.14	10.89	0.00	9.31	34.60	279.0	
1	3.103	0.091	0.996	3.12	1.82	0	1.88	7.5	0	5.04	42.36	0.14	11.39	3.85	9.35	31.00	262.6	
2	3.103	0.182	0.983	3.16	1.82	0	1.88	8.42	0	4.24	47.55	0.14	12.62	8.65	9.47	29.30	278.7	
3	3.103	0.143	0.962	3.23	1.82	0	1.88	9.65	0	3.08	54.50	0.14	14.16	14.86	9.68	28.20	307.4	
4	3.103	0.364	0.932	3.33	1.82	0	1.88	10.89	0	1.51	61.50	0.14	15.47	22.36	9.99	29.20	359.2	
5	3.103	0.455	0.891	3.48	1.82	0	1.88	11.6	0	0	65.51	0.14	15.75	29.78	10.45	30.20	395.7	
6	3.103	0.545	0.838	3.70	1.82	0	1.88	10.17	0	0	57.43	0.14	13.00	31.33	11.11	31.20	358.4	
7	3.103	0.469	0.883	3.51	1.82	0	1.88	7.88	0	0	44.50	0.14	10.61	20.87	10.54	32.20	286.6	
8	0.84	0.629	0.777	1.08	1.82	0	1.88	3.83	0	0	5.86	0.14	1.23	3.68	3.24	32.20	37.7	
													somme		130.4	115.5	161.5	3260

kas = 1.17

kss = 2.53

ANNEX

Talus aval cas de fin de construcon R = 35. 27 m

N°	b _n	Sin (θ)	Cos (θ)	dl	γ ₁	γ ₂	γ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	tg (φ)	G _n *Cos (θ)*tg(φ)	G _n *Sin	C*dl	dn	a*G _n *d _n
-5	1.47	-0.484	0.875	1.68	1.82	0	1.88	0	0	0.84	0.00	0.14	0.00	0.00	5.04	38.60	0.0
-4	3.527	-0.364	0.932	3.79	1.82	0	1.88	0.9	0	2.19	5.78	0.14	1.45	-2.10	11.36	38.20	44.1
-3	3.527	-0.143	0.962	3.67	1.82	0	1.88	2.33	0	3.12	14.96	0.14	3.89	-4.08	11.00	37.90	113.4
-2	3.527	-0.182	0.983	3.59	1.82	0	1.88	3.71	0	3.67	23.82	0.14	6.32	-4.33	10.76	37.20	177.2
-1	3.527	-0.091	0.996	3.54	1.82	0	1.88	5.18	0	3.85	33.25	0.14	8.94	-3.02	10.62	36.50	242.7
0	3.527	0.000	1.000	3.53	1.82	0	1.88	6.61	0	3.67	42.43	0.14	11.46	0.00	10.58	36.20	307.2
1	3.527	0.091	0.996	3.54	1.82	0	1.88	7.5	0	3.12	48.14	0.14	12.94	4.38	10.62	35.00	337.0
2	3.527	0.182	0.983	3.59	1.82	0	1.88	8.26	0	2.19	53.02	0.14	14.08	9.64	10.76	34.60	366.9
3	3.527	0.143	0.962	3.67	1.82	0	1.88	9.69	0	0.84	62.20	0.14	16.16	16.96	11.00	31.00	385.6
4	3.527	0.364	0.932	3.79	1.82	0	1.88	10.13	0	0	65.03	0.14	16.36	23.65	11.36	29.30	381.1
5	3.527	0.455	0.891	3.96	1.82	0	1.88	9.16	0	0	58.80	0.14	14.14	26.73	11.88	28.20	331.6
6	3.527	0.545	0.838	4.21	1.82	0	1.88	7.46	0	0	47.89	0.14	10.84	26.12	12.62	29.20	279.7
7	3.527	0.636	0.771	4.57	1.82	0	1.88	4.71	0	0	30.23	0.14	6.30	19.24	13.72	30.20	182.6
8	3.5	0.485	0.875	4.00	1.82	0	1.88	1.38	0	0	8.79	0.14	2.08	4.26	12.01	31.20	54.9
												somme	124.9	117.4	153.3		3204

kas = 1.23
kss = 2.37