

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED
SLANE SIDI BAKHTI DAIRA BOUTLELIS
W.ORAN**

Présenté par :

M^r YOUNSI BILAL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.HASSANE	M C.B	Président
M^{me} A.ADOU	M A.A	Examinatrice
M^r A.HADJ SADOK	M C.B	Examineur
M^r A.HEBBOUCHE	M A.A	Examineur
M^r R REKROUK	M A.B	Examineur
M^{me} CHENITI	M A.B	Promotrice

Juillet -2012

Dédicace

En ce jour solennel qui clos le cycle de mes études, qu'il me soit permis de dédier ce travail :

Je dédie ce travail à celle qui m'a donné la vie, A...

*Mes parents qui me sont les plus chers au monde, dont l'amour et
Les sacrifices n'ont pas cessé de combler ma vie.
Merci mes parents.*

*Mes adorables sœurs: KHAOULA, CHAIMA et la petite mignonne
MARAME respectivement qui m'ont encouragé et aidé durant la préparation de ce
mémoire.*

Mes frères SOHEIB ET ISLAM.

Sans oublier AMI HMID et AMI ABEDRAHMANE.

A toutes la famille YOUNSI de DJELFA

Mon dédicace va également à ma promotrice Mme CHENITI et leur famille.

A tous mes amis d'enfance : DIDINE et KAMEL

*Je dédie également ce travail à tous la PROMO 2011/2012, ainsi que tous les
étudiants de ENSH et spécialement à: ELHAJ, DJALAL, ZOUBIR, YUCEF
HAKAU, AMIN, YACIN, MOURAD, ABEDRAHMANE, MOUNIR, NABIL,
AHAMIDI, NOUHA, ADLEN, ABDELHALIM, et tous les anciens sans oublier
NADJI.*

Et à ceux que j'ai pas cités, je garde une grande estime.

bilal

Remerciements

Au terme de ce modeste travail Je tiens à remercier tout d'abord le Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour mettre à terme ce travail.

Je remercie également :

- *Ma promotrice Madame N.CHENITI à laquelle je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu' elle m'a accordée afin de réaliser ce travail , ainsi que pour ses multiples et précieux conseils scientifiques, professionnels ou tout simplement humains , qu'elle a su me prodiguer aux moments opportuns.*
- *Mesdames et Monsieur les membres du jury qui ont bien accepté de juger mon travail, et qui ont pris le temps de rapporter ce mémoire.*
- *Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.*
- *Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'à lycée.*

Je ne saurais oublier tous mes amis qui ont su m'encourager et me soutenir et à qui je dédie ce travail en témoignage de ma profonde affection.

Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutien moral, qui trouveront dans ces quelque lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.

BILAL

ملخص:

دراستنا هذه تسجل في إطار التنمية الفلاحية والسقي في المنطقة المدروسة، بإنشاء سد صغير الحجم بواد صلان في بلدية سيدي بختي دائرة بوتليليس ولاية وهران ، من اجل تغطية العجز الموجود في موارد مياه سقي بعد الدراسة المعمقة و الشاملة لمختلف الجوانب، سواء الجيولوجية، الهيدرولوجية ، أو الطبوغرافية، قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته، أما فيما يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بشرح معمق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne en général et de l'irrigation en particulier, à travers la réalisation d'un petit barrage sur l'Oued Slane dans la commune de SIDI BAKHTI Daira Boutlélis dans la Wilaya d'Oran dans le but de combler le déficit des besoins en eau d'irrigation de la commune.

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis nous avons implanté la digue et nous avons vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

Our study is considered as part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particular through the realization of a small dam from SIDI BAHKTI town Butlelis Oued SLANE in order to make up the deficit of requirements out of water situated in the East of ORAN Wilaya.

After a precise and complete study of the various stages "geology, hydrology, and topography), we have chosen an alternative solution, established the dam and checked its stability. Concerning the achievement of this study ,we tried to give an explanation for all calculating stages.

CHPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.1 Choix du Site de la retenue collinaire.....	1
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	1
I.3-CARACTÉRISTIQUES du site choisi.....	2
I.4. Géomorphologie :.....	2

CHAPITRE II ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1. Le Jurassique	4
II.1.1 Le Callovo-Oxfordien	4
II.1.2 Le Lusitanien	4
II.1.2.1 Le Lusitanien inférieur.....	4
II.1.2.2 Le Lusitanien moyen.....	4
II.1.2.3 Le Lusitanien supérieur.....	6
II.1.2.4 Le Kimméridgien.....	6
II.1.2.5 Le Portlandien	6
II.2. Considérations Générales sur la Géologie du Bassin.....	6
II.3 aperçu géologique :	6
II.4 sismicité :.....	6
II.5 campagne géotechnique :.....	7
II.6 essais de laboratoire :	7
II.6.1 Description des sols en place :	8
II.6.2 Perméabilités :.....	8

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

III.1 Caractéristiques géomorphologique du bassin versant.....	11
III.2 Paramètres géométriques et de reliefs.....	11
III.2.1 Paramètres géométriques.....	11
III.2.1.1 Superficie et périmètre.....	11
III. 2.1.2 Indice de forme ou de compacité (GRAVELIUS 1914).....	11
III.2.1.3 Dimensionnement du rectangle équivalent.....	13
III.2.2 PARAMETRES DE RELIEF	14
III.2.2.1 Courbe hypsométrique.....	14

III.2.2.2	ALTITUDES	17
III.2.2.3	INDICE DE PENTE DE ROCHE « IP ».....	17
III.2.2.4	INDICE DE PENTE GLOBAL « IG ».....	17
III.3	Paramètres hydrographique	17
III.3.1	CHEVELUE HYDROGRAPHIQUE	18
III.3.1.1	CLASSIFICATION DES TALWEGS.....	18
III.3.1.2	DENSITE DE DRAINAGE	18
III.3.2	COEFFICIENT DE TORRENTIALITE	18
III.3.3	TEMPS DE CONCENTRATION.....	19
III.3.4	Coefficient de ruissellement	19
III.3.5	PROFIL EN LONG DU COURS D’EAU	20
III.3.6	CONCLUSION	20
III.4	Présentation des stations climatiques.....	21
III.4.1	Analyse des précipitations	22
III.4.1.1	Précipitations moyennes mensuelles	22
III.4.1.2	PRECIPITATIONS JOURNALIERES MAXIMALES.....	22
III.4.2	ANALYSE DES TEMPERATURES	23
III.4.2.1	TEMPERATURES MOYENNES MAXIMALES	23
III.4.2.2	TEMPERATURES MOYENNES MINIMALES.....	23
III.4.2.3	TEMPERATURES MOYENNES MENSUELLES.....	23
III.5	Choix de la loi d’ajustement.....	24
III.5.1	AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GUMBEL.....	24
III.5.2	AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GALTON.....	25
III.5.3	CONCLUSION :	26
III.6	Etudes des apports :	26
III.6.1	DETERMINATION DES APPORTS LIQUIDES :.....	26
III.6.1.1	Apport moyen annuel :	26
III.6.1.2	FORMULE DE DERRI :	26
III.6.1.3	FORMULE DE COUTAGNE :	27
III.6.1.4	FORMULE RATIONNELLE :	27
III.6.1.5	FORMULE DE SAMIE :	27
III.6.1.6	FORMULE DE CHAUMONT :	27
III.6.1.7	FORMULE DE ERRIH MOHAMMED(ANRH).....	27
III.6.1.8	VALEUR DE L’APPORT MOYEN	28
III.6.2	APPORT FREQUENTIEL.....	28
III.6.3	ETUDE DES APPORTS SOLIDES.....	28
III.6.3.1	FORMULE DE TIXERONT (LE P.N.UD. /O.P.E. MAI 1987)	29
III.6.3.2	FORMULE DE FOURNIER.....	29
III.6.3.3	FORMULE DE GRAVILOVIC	29
III.6.3.4	VALEUR DE L’APPORT SOLIDE.....	30
III.7	Volume mort	30

III.8 Débit de crues maximal	30
III.8.1 METHODE DE RATIONNELLE DE TURAZZA.....	30
III.8.2 METHODE DE GIANDOTTI	31
III.8.3 METHODE DE SAMIE	31
III.8.4 METHODE DE MALLET GAUTIER	32
III.8.5 HYDROGRAMME DE CRUE :.....	32
III.8.6 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET :	32
III.9 Régularisation :	33
III.9.1 REPARTITION MENSUEL DE L' APPORT 80% :	33
III.9.1.1 ESTIMATION DES BESOINS EN IRRIGATION.....	34
III.9.2 REGULARISATION SANS TENIR PERTE.....	34
III.9.3 Régularisation saisonnière avec pertes :	36
III.9.3.1 Estimation des pertes par infiltration	36
III.9.3.2 ESTIMATION DES PERTES PAR EVAPORATIONS	36
III.10 Laminage de crue:.....	39
III.10.1 LAMINAGE DES CRUES PAR LA METHODE DE KOTCHERINE:.....	40
III.10.2 CALCUL DU VOLUME DE LA DIGUE POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES	40
III.10.3 COUT DU DEVERSOIR:	41
II.10.4 ETUDE D'OPTIMISATION	42
CONCLUSION.....	42

CHAPITRE IV : Etude Des Variante De La Digue

IV.1 Etude des Talus : 43

IV.1.1 Pré Dimensionnement des Talus :	43
IV.1.2 Largeur de la Crête :	43
IV.1.3 Largeur de la Base :	44
IV.1.4 Analyse Technico-économique :	44
IV.2 Différents Types de Retenues Collinaires :	44
IV.2.1 Retenue Collinaire en Terre Zoné :	44
IV.2.2 Retenue Collinaire en Terre Homogène	45
IV. 3 Estimation des couts :	46
IV. 3.1 Variante N°01 : « Retenue en Remblais Homogène »	46
IV. 3.2 Variante N°02 : « Retenue en Remblais Avec Noyau Central	46
Conclusion	47

CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

V.1 Conception de la Digue	48
V.1.1 Hauteur de la Digue	48
V.1.2 Niveau de la Base du Barrage.....	48
V.1.3 Niveau d'Encrage de la Dent de la Digue.....	48

V.1.4 Niveau Mort de la Retenue.....	48
V.1.5 Niveau de la Crête.....	48
V.1.6 Estimation de la Revanche.....	49
V.1.6.1 Hauteur des Vagues.....	49
V.1.6.2 Vitesse de Propagation des Vagues.....	49
V.1.7 Niveau Normal de la Retenue.....	50
V.1.8 Hauteur de la Digue.....	50
V.1.9 Longueur de la Digu ;.....	50
V.1.10 Etude des Talus.....	50
V.1.10.1 Dimensionnement des Talus.....	50
V.1.10.2 Protection des Talu.....	51
V.1.10.3Largeur de la Crête.....	51
V.1.11 Largeur de la Base.....	52
V.2 Etude des infiltrations à travers le corps du barrage :	52
V.2.1 La ligne de saturation :	52
V.2.2 Calcul du débit de fuite par infiltration :	54
V.2.3 Protection des talus.....	54
V.2.3.1 Talus Aval.....	55
V.2.3.2 Talus Amont.....	55
V.2.3.3 Diamètre minimum de l'enrochement :	56
V.2.4 Disposition des filtres et drains.....	56
V.2.4.1 Les filtres.....	56
V.2.4.1.1 Condition aux filtres	56
V.2.4.2 Le tapis drainant sous le talus aval.....	57
V.2.4.2.1 Dimensionnement du tapis drainant.....	57
V.2.4.2 Le prisme de drainage	57
V.2.4.3Calcul des filtres	58
V.2.4.3 ;1Regles des filtres	58
V.2.4.3.2Détermintaion de la courbe granulometrique des filtres.....	59
V.2.4.3.2.1 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres	59
V.2.4.4 Cle d'étanchéité	61
V.3 ETUDE DE STABILITE DES TALUS.....	62
V.3.1 Les différents cas de calcul :	62
V.3.1.1 Fin de construction.....	62
V.3.1.2 Fonctionnement normale ou exploitation.....	62
V.3.1.3 Vidange rapide.....	62
V.3.2 Données de base du rapport géotechnique.....	63
V.3.2.1 Fondation.....	63
V.3.2.2 Carrière d'emprunt.....	63
V.4 Calcul de stabilité :	64
V.4 .1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	64
V.4 .2.Conséquences de l'instabilité des talus :	65

V.4 .3	Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	66
V.4 .4	Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	67
V.4 .5	Classement des forces :	68
V.4 .6	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	68
V.4 .7	Calcul du coefficient de sécurité pour les différentes méthodes :	70
V.4 .7 .1	Méthode de Bishop (qu'on appelle habituellement Bishop simplifiée)	70
V.4 .7 .2	Méthode simplifiée de Janbu al.1956 :	71
V.4 .5	Détermination du coefficient de Sécurité au glissement	71

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI.1	Evacuateur de crue.....	87
VI.1.1	Caractéristiques hydrauliques du déversoir.....	87
VI.1.2	Calcul hydraulique du déversoir et de canal latéral auge de réception :.....	87
VI.1.3	Coursier :.....	91
VI.1.4	Bassin d'amortissement :.....	93
VI.2	Calcul du débit maximal de vidange.....	96
VI.2.1	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :.....	96
VI.2.1.1	Calcul du débit de vidange.....	96
VI.2.2)	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :.....	97
VI.2.3)	Dimensionnement de la prise d'eau	98

CHAPITRE VII : ODC ET PST

VII. 1	Organisation du chantier.....	100
VII. 1.1	Introduction:	100
VII. 1.3	Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau:	100
VII. 1.4	Réalisation de l'évacuateur de crue:	101
VII. 1.5	Réalisation du corps de la digue :	101
VII. 1.6	Recommandation pour l'exécution de la digue:.....	102
VII. 1.7	Contrôle de compactage:.....	102
VII. 1.8	Planification :	102
VII. 1.9.2	Chemin critique (C.C) :	103
VII. 1.9.3	Symboles des différentes opérations	103
VII.9.5	Détermination du chemin critique :	104
VII.10	Devis estimatif :.....	105
VII.2	Protection et sécurité du travail.....	105
VII.2.1	Conditions dangereuses dans le chantier [10]:.....	106
VII.2.2	Actions dangereuses :.....	106
VII.2.3	Mesures préventives :.....	107
Conclusion :	107

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE

1. Caractéristiques primaires du site.....	3
1. Les coefficients de perméabilité	8
2. Récapitulatif des résultats de laboratoire.....	9
3. Récapitulatif des résultats de laboratoire.....	9
4. Récapitulatif des résultats de laboratoire.....	10

CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE

1. Répartition hypsométrique	14
2. Classification des ordres de talwegs (Horton).....	18
3. Temps de concentration	19
4. Profil en long du cours.....	20
5. Récapitulatif des caractéristiques morphométriques du BV.....	21
7. Données de la station climatique de Boullélis	21
8. Récapitulatif des données climatologiques.....	24
9. Résultat (d'après HYFRAN) de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	25
10. Résultats (d'après HYFRAN) de l'ajustement à la loi de GALTON.....	26
11. Apports liquides(en m ³).....	28
12. Apports solides	30
13. Répartition mensuelle de l'apport 80 %.....	33
14. Variation mensuelle des besoins en irrigation	34
15. Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes	35
16. Variation mensuelle de l'infiltration	36
17. Variation mensuelle de l'évaporation	38
18. Régularisation saisonnière avec pertes	38
19. Résumé des paramètres hydrologiques	39
20. Estimation de la digue	40

20. Estimation de la digue estimation le cout de déversoir	41
--	----

CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES

1. Valeurs indicatives des pentes des talus.....	43
2. Cotes caractéristiques	46
3. Estimation grossière du cout de la retenue	46
3. Estimation cout de la digue de la retenue.....	46

CHAPITRE ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

1. Valeurs indicatives des pentes des talus.....	51
2. Coordonnées de la parabole de Koseny.....	53
3. Les débits infiltration	55
4. Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids	55
5. Epaisseur de l'encrochement avec le diamètre	56
6. Données de base pour digue	63
7. Coefficient de stabilité admissible des talus.....	66

CHAPITRE VI ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

1. hauteurs d'eau et pertes de charge	90
2. Côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée	90
3. Ligne d'eau à pas d'espace 5 m	92

CHAPITRE VII : ODC ET PST

1. Symboles des opérations.....	103
2. Devis estimatif.....	105

LISTE DES FIGURES

CHAPITE 1

1 Carte de localisation	2
2 Vue générale du site de la retenue.....	3

CHAPITREII

3 Carte géologique (source ANRH)	5
4 Carte de zonage sismique du territoire nationale	7

CHAPITREIII

1 Bassin versant de la retenue de l'oued Slane	12
2 Rectangle équivalent du bassin versant en surfaces partielles	13
3 Chevelue hydrographique du bassin versant d'oued Slane	16
4 Profil en long du court d'eau	20
5 Précipitations moyennes mensuelles	22
6 Précipitations journalières maximales.....	22
7 histogramme des températures moyennes	23
8 Représentation graphique de la loi du GUMBEL.....	25
9 Représentation graphique de la loi du GALTON.....	26
10 Hydrogramme de crue de projet a une période de retour de 100 ans.....	33
11 Courbe caractéristique	37
12 Courbe d'optimisation	42

CHAPITRE IV

1 Retenue collinaire en terre homogène.....	45
2 Retenue collinaire en terre zoné	45

CHAPITRE V

1 forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement	65
---	----

CHAPITRE VI

1 representation des tranches	88
2 représentations des tranchées de canal latéral	89
3 cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.....	91
3 la ligne d'eau dans le coursier	93
4 bassin dissipation USBRIII.....	94

LISTE DES PLANCHES

1. Vue en plan de l'aménagement
2. Cevé topographique
3. Coupe géologique et profil en long de la digue
4. Les coupes en travers
5. Profil en travers de la digue

INTRODUCTION

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, Elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Cette perspective rentre aussi dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale.

L'étude de la retenue collinaire sur oued Slane aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, géologique et géotechnique existantes.

Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement, des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité de l'ouvrage.

Chapitre I

Etude Topographique

Introduction

L'élaboration d'un projet d'une retenue collinaire passe nécessairement par des études préliminaires, à la base de la recherche et aux choix du site, à la bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologique du site.

I.1 Choix du Site de la retenue collinaire

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

Parmi les critères déterminants du 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 digue et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la digue 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.

L'aménagement du projet se situe dans Sidi Bakhti sur l'oued Slane dans la wilaya d'Oran.

I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE

La Daïra de Boutlélis située sur l'axe routier RN02 reliant Aïn Temouchent à Oran, frontalière à l'Est avec Oran, à l'Ouest et au Sud avec Aïn Temouchent et au Nord avec la mer méditerranée ; est vastement occupé par des périmètres agricoles de grandes valeurs pédologiques. Ces terrains sont irrigués principalement par des forages et puits d'eau forés souvent par les agriculteurs, d'une part, ou, par de petites diguettes au niveau des oueds réalisées également par les agriculteurs.

Les terres agricoles irriguées de la daïra de Boutlélis se répartissent sur trois (03) communes à savoir :

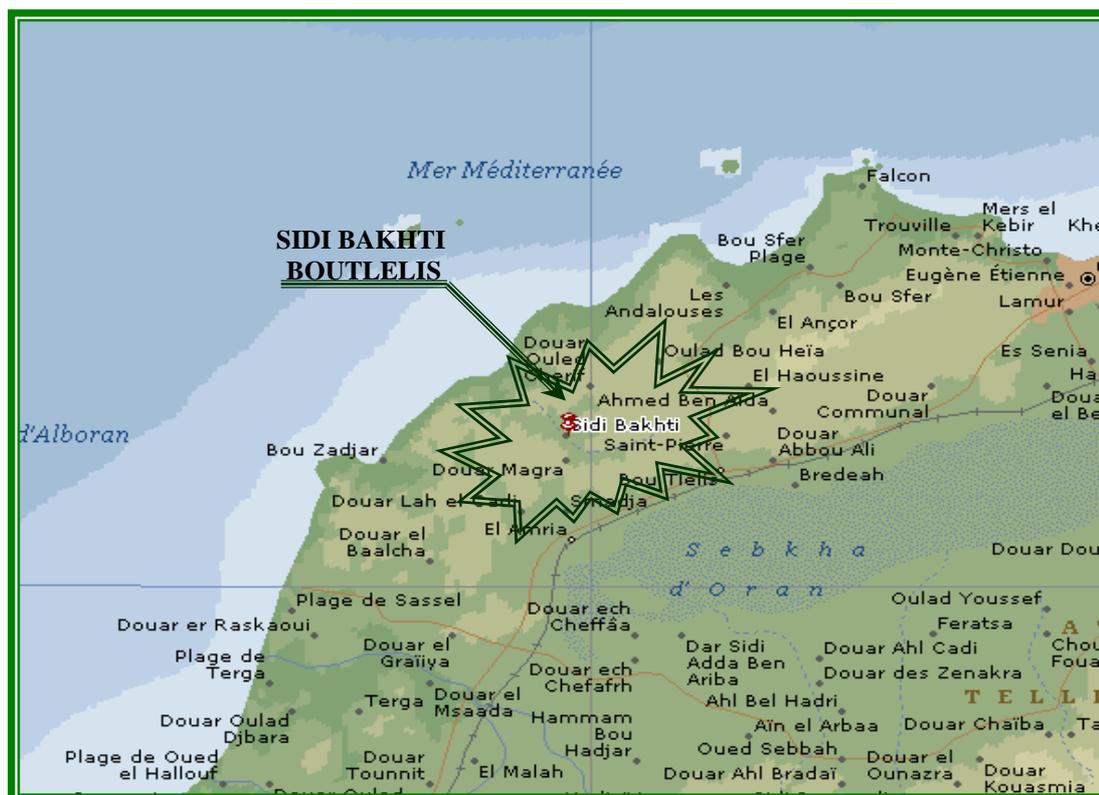
- ❖ La commune de Boutlélis,
- ❖ La commune de Aïn El-Karma.
- ❖ La commune de Mesreguine.

Pour satisfaire les besoins humains, pastoraux et dégager une ressource supplémentaire pour développer l'activité agricole créatrice d'emplois, il est nécessaire de mobiliser le maximum de ressources superficielles.

C'est dans ce cadre que la Wilaya d'Oran à inscrit l'opération : « d'Etude d'Exécution de Retenues Collinaires dans la Daïra de Boutlélis et autres ».

I.3- Caractéristiques du site choisi

Le site se situe au village de sidi kakhti Daira Boutlélis.



Coordonnées
Lambert

X=678.500km
Y=263.538km
Z=145.000m

DRE ORAN

FIGURE I.1 : Carte de localisation

I.4. Géomorphologie :

L'oued est dû au creusement par érosion de la plaine qu'il traverse. il a une forme géométrique en V. il est assez large et évasé par endroit. L'axe choisi pour la digue présente une topographie assez régulière.

Le site est facilement accessible.



Figure I.2 Vue générale du site de la retenue

Tableau I.1 : Caractéristiques primaires du site :

Site		Oued Slane – S. Bakhti
Surface du bassin versant (km ²)		9.09
Périmètre du bassin versant (km)		12.74
Longueur du talweg principal (km)		5.63
Dénivelée maximale (m)		400.000
Dénivelée minimale (m)		145.000
Dénivelée moyenne (m)		114.750
Indice de pente		0.078
Coordonnées de la Retenue	X	678.500 km
	Y	263.538 km
	Z	145.000 m

Données DRE-Oran

Chapitre II

Etude Géologique et Géotechnique

Introduction :

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction.

Aspect géologique régional du site de : Oued Slane**II.1. Le Jurassique**

Le jurassique avec ses affleurements très variés, domine la région de Aïn El-Karma.

II.1.1 Le Callovo-Oxfordien : (J3cl-ox)

Il constitue l'essentiel des affleurements. Il correspond, dans l'ensemble de la région, à une tendance à l'uniformisation du faciès, formé d'un complexe Argilo-gréseux, de marnes avec une abondance de passées de grès de faibles épaisseurs, constituant ainsi de petits bancs interstratifiés à l'intérieur de la masse marneuse. Les grès sont d'une granulométrie très fine. On rencontre aussi et rarement des fines passées de dolomies ou de calcaires.

II.1.2 Le Lusitanien**II.1.2.1 Le Lusitanien inférieur (J3ls1)**

Consiste en gros masses de grès tendres, blancs jaunâtres, en très gros bancs, séparés par des délits de roches argileuses, argilo-gréseuses, ou pélitiques, vertes ou parfois rougeâtres, épais de quelques centimètres à un mètre, la structure entrecroisée à intercalations de calcaires divers et de calcaires construits. Ces grès sont intercalés d'argiles bleues.

II.1.2.2 Le Lusitanien moyen (J3ls2)

C'est un faciès gréseux avec passées d'argilites, de marnes, et de dolomies ou de calcaires.

 Sables et limons rouges	 Bas-fonds à encroûtement calcaire
 Calcaires du niveau inférieur	 Bas-fonds sales avec végétation
 Dolines	 dépôt salin estival de la saline d'areu
 Dépôts de sources anciens	 dunes vives
 Lumachelles	 cônes de déjection des oueds
 Lumachelles à pétoncles	 marnes plus ou moins sableuses
 Bas-fonds non sales	 argiles lacustres avec passées sab et cal
 Lunettes	 éarapaees et terres végétales
 Remaniements éoliens	 amas éoliens avec gypse
 Dunes de la Macta	 Lumachelle marine (galets)
 Carapaces calcaires	 Lumachelle marine (consolidées)
 Plages	 Lumachelle marine strombes
 Travertins récents	 (1-plages 2-dunes vives 3- dunes fixées)
 Alluvions	 gypses-calcaires-tripolis-marnes bleues
 Glacis d'accumulation	 sables et grés-calcaires-marnes sableuses
 Encroutements des bords	 argiles-sable et conglomérats rouges
 Bas-fonds à encroûtement gypseux	

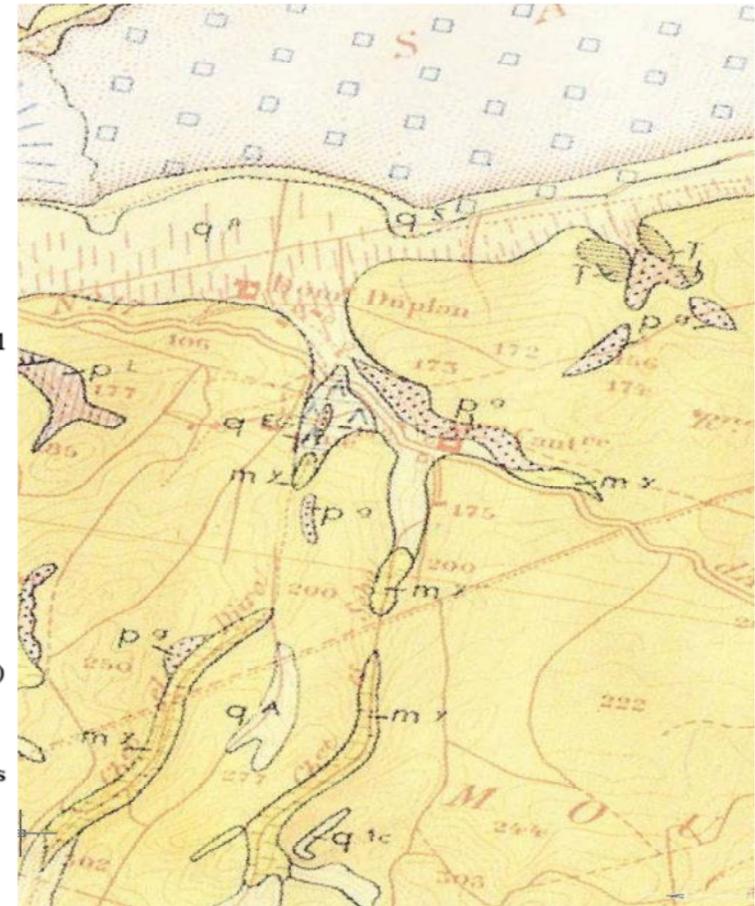


Figure (II.1) Carte géologique (source ANRH d'Oran)

II.1.2.3 Le Lusitanien supérieur (J3ls3)

Dans l'ensemble, il est constitué d'argilites avec des passées de faibles épaisseurs, et aussi de grés.

II.1.2.4 Le Kimméridgien (J3km)

C'est un faciès carbonaté, ensemble calcaréo-dolomitique, des dolomies grises avec des rares intercalations de passées de marnes.

II.1.2.5 Le Portlandien (J3pt1)

Correspond aux dolomies et calcaires avec à la base des marno-calcaires.

II.2. Considérations Générales sur la Géologie du Bassin

Au point de vue géologie, Le Substratum de la cuvette de la retenue est constitué essentiellement par des formations d'âge Callovo-Oxfordien, constituant l'essentiel des affleurements.

Dans l'ensemble, le bassin versant a une tendance d'uniformisation du faciès, formé d'un complexe Argilo-gréseux, de marnes avec une abondance de passées de grés de faibles épaisseurs, constituant ainsi de petits bancs interstratifiés à l'intérieur de la masse marneuse. Les grés sont d'une granulométrie très fine, passant parfois à des siltstones, et autres à des argilites.

Cette uniformisation de l'ensemble argilo-gréseux constitue un fond imperméable pour la retenue, il ne subsiste aucun risque de fuites.

II.3 aperçu géologique :

Géologiquement le site se caractérise par l'affleurement sur les deux rives des formations sédimentaires. Ces dernières sont représentées par des alluvions : argiles sableuses figure (II.1).

Le lit de l'Oued est formé par des galets emballés dans une matrice argileuse.

L'accès au site est praticable menant directement sur les deux rives comme au lit de l'Oued.

II.4 sismicité :

La retenue sera implantée dans une région ayant une activité sismique moyenne (zone IIa) d'après le rpa 99 version 2003. l'ouvrage devra être conçu de façon à ce qu'il résiste aux plus fortes secousses telluriques.

La retenue collinaire fait partie du groupe 1A, elle est située en zone sismique IIa, nous proposons une valeur du coefficient d'accélération égale à 0.2 pour les calculs de génie civil et de stabilité.

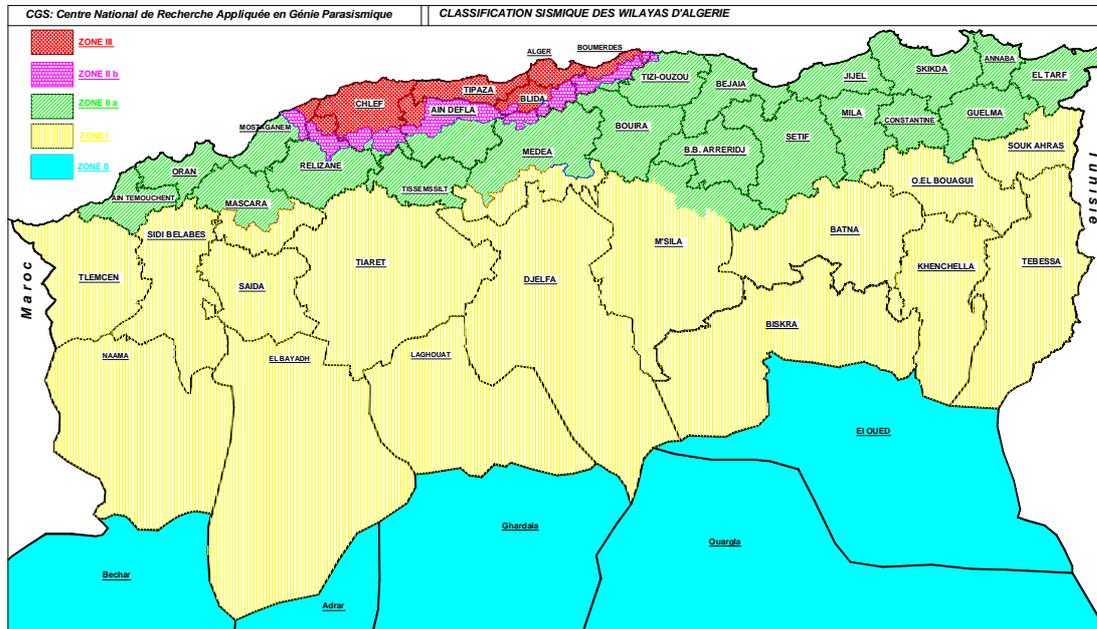


Figure (II.2) CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL RPA99/ APRES ADDENDA II.5 campagne géotechnique :

A l'aide d'une sondeuse de type ATLAS COPCO, trois sondages ont été réalisés, en carottage continu. les échantillons de sol intacts et remaniés furent récupérés au moyen d'un carottiers $\phi=101\text{mm}$.

Le taux de récupération est acceptable à bon. Le fluide de forage est l'eau claire.

Les sondages ont atteint les profondeurs respectives de :

- S1 = 10,00 m rive droite.
- S2 = 9,00 m lit d'oued.
- S3 = 10.00 m rive gauche.

II.6 essais de laboratoire :

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs. (Annexe 01) et Tableau (II.1), (II.2) et (II.3).

- Analyse granulométrique.
- Limite d'Atterberg.
- Poids volumique apparent.
- Teneur en eau.
- Cisaillement direct UU.
- Teneur en carbonates.

II.6.1 Description des sols en place :

Les sondages exécutés ont reconnus les formations (Annexe 02) suivantes :

Sondage S01 (rive droite) :

- à 3.00 m : terre végétale noirâtre reposant sur une couche d'argile sableuse à trace de sable.
- 3.00 à 10.00 m : argile marneuse avec peu de sable de coloration grise verdâtre.

Sondage S02 (Lit de l'Oued) :

- 0.00 à 1.50 m : terre végétale noirâtre reposant sur une couche d'argile sableuse à trace de sable.
- 1.50 à 6.00 m : alluvions : galets hétérogènes et hétéromorphes emballé dans une matrice argileuse sableuse.
- 6.00 à 9.00 m : sable marneuse avec peu de sable de coloration grise verdâtre.

Sondage S03 (rive Gauche) :

- à 6.50 m : terre végétale noirâtre reposant sur une couche d'argile sableuse à trace de sable marron à brunâtre.
- 3.00 à 10.00 m : argile marneuse avec peu de sable de coloration grise verdâtre.

II.6.2 Perméabilités :

Les valeurs du coefficient de perméabilité k ont été estimées d'après les courbes granulométriques à l'aide de formule de Hazen :

$$K=125d_{10}^2$$

Tableau II.1 : les coefficients de perméabilité :

Sondage (N°)	Profondeur (m)	K (m/sec)
S01	0.00-1.00	4.00*E-10
S01	1.00-3.00	1.00*E-10
S01	3.00-10.00	1.00*E-10
S02	0.00-1.50	8.00*E-8
S02	6.00-9.00	1.00*E-10
S03	0.00-1.50	1.80*E-6
S03	1.50-6.50	1.00*E-6
S03	6.50-10.00	1.00*E-10

Les sols en place sont moyennement à faiblement perméable.

TABLEAU II.2 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LABORATOIRE

Source: BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.

FOR. N°	PROF (m)	W %	γ_h g/cm ³	CaCO ₃ %	Limites consistance			TAMISAGE SEDIM.			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE				CLAS S
					LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	$\varphi_{u^{\circ}}$	Cu Kg/cm ²	P' _c Kg/cm ²	P' ₀ Kg/cm ²	CC	Cg	
S01	0.00 1.00	14			71.0 0	37.2 3	33.7 7	0.26	10.4 2	89.3 2							CH
S01	1.00 3.00				59.0 0	23.8 8	35.1 2	0.04	2.85	97.1 1							CH
S01	3.00 10.00	25	1.843		46.7 5	22.5 9	24.1 6	0.00	8.80	91.2 0	16.7 6	0.66					CH

TABLEAU II.3 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LABORATOIRE

Source: BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.

FOR. N°	PROF (m)	W %	γ_h g/cm ³	CaCO ₃ %	Limites consistance			TAMISAGE SEDIM.			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE				CLAS S
					LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	$\varphi_{u^{\circ}}$	Cu Kg/cm ²	P' _c Kg/cm ²	P' ₀ Kg/cm ²	CC	Cg	
S02	0.00 1.50				32.1 0	22.0 0	10.1 0	20.1 3	20.4 7	59.4 0	31.9 6	0.38					CL
S02	1.50 6.00	09	1.986		49.0 0	23.3 1	25.6 9	79.7 9	4.31	15.9 0							CH
S02	6.00 7.50	18	2.019		68.0 0	27.0 0	41.0 0	24.2 8	1.37	74.3 5							CH

TABLEAU II.4 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LABORATOIRE

Source: BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.

FOR. N°	PROF (m)	W %	γ_h g/cm ³	CaCO ₃ %	Limites consistance			TAMISAGE SEDIM.			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE				CLAS S
					LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	ϕ_u°	Cu Kg/cm ₂	P' _c Kg/cm ²	P' ₀ Kg/cm ²	CC	Cg	
S03	0.00 1.50				31.2 5	18.6 1	12.6 4	0.31	65.9 1	33.7 8	34.1 4	0.43					CL
S03	1.50 6.50				31.7 5	21.2 8	10.4 7	0.81	32.8 6	66.3 3	21.2 6	0.95					CL
S03	6.50 10.00				55.0 0	26.1 0	28.9 0	0.00	1.80	98.2 0							CH

Chapitre III

Etude Hydrologique

Introduction

Tout dimensionnement de retenues collinaires s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique de la Retenue et de ses ouvrages annexes.

La détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques et de température. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont primordiaux pour l'analyse qui suit.

ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE

III.1 Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant

La quantification des facteurs physiques du bassin versant s'impose pour la définition des paramètres hydrologiques et leur variation. Nous allons dans cette partie estimer les différents paramètres géométriques (relief et morphométrie).

III.2 Paramètres géométriques et de reliefs

III.2.1 Paramètres géométriques

Les paramètres géométriques se résument dans la superficie du bassin versant (S), son périmètre (P), son indice de forme ou de compacité (I_F) et le rectangle équivalent avec ses différentes côtes. La détermination de ses paramètres repose sur le tracé du bassin versant sur carte d'état-major avec précision (**Figure III.01**).

III.2.1.1 Superficie et périmètre

Le bassin versant de l'Oued Slane occupe une superficie de **9,09 Km²**, un périmètre de **12,74 Km** et la longueur du Talweg Principal (L_{TP}) est de **5,63 Km**.

III.2.1.2 Indice de forme ou de compacité (GRAVELIUS 1914)

La valeur de cet indice permet d'avoir une idée sur la forme du bassin

versant. Il est donné par la formule suivante : $K_c = 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$; **$K_c = 1,18$** .

$K_C > 1,12$. Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

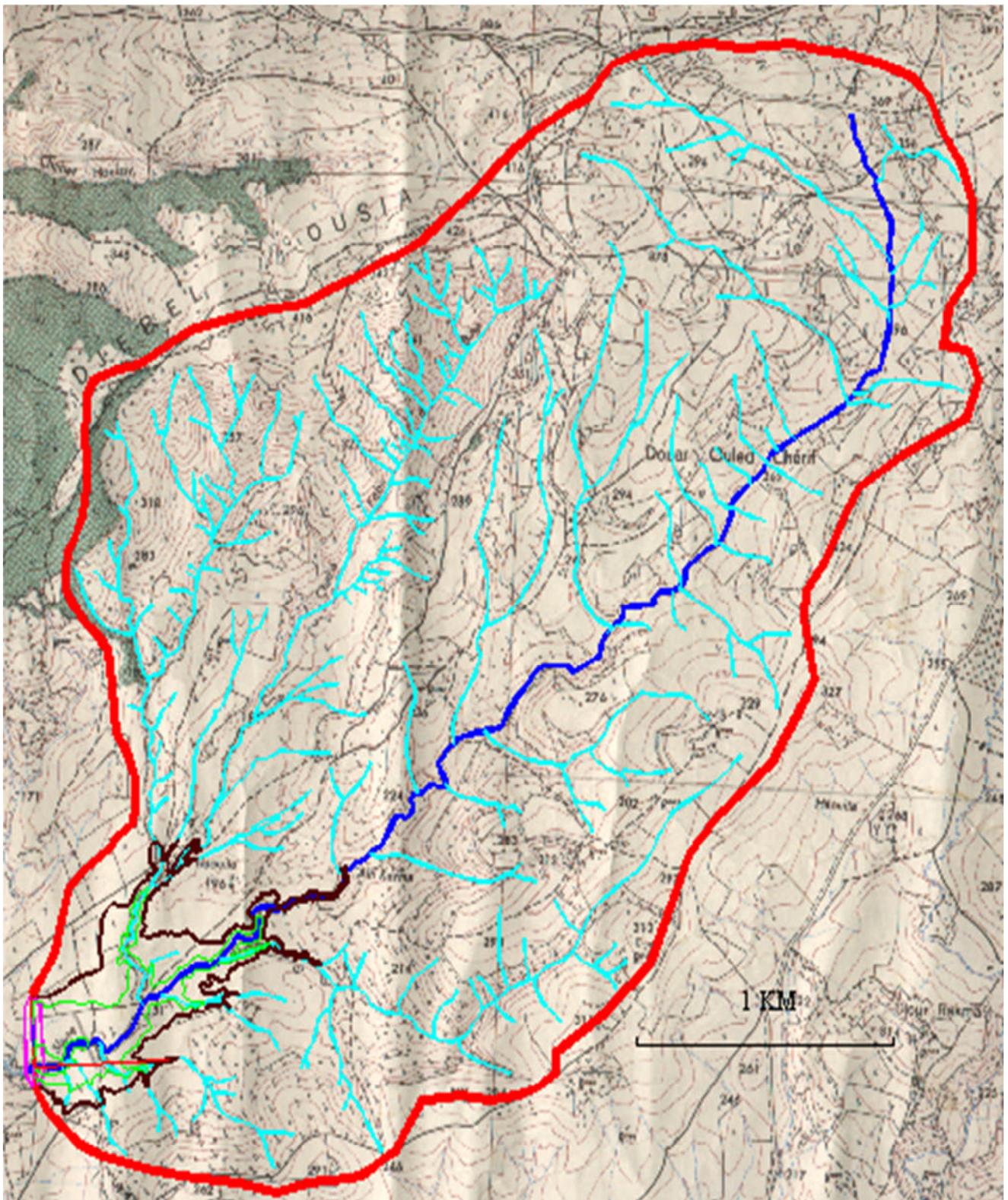


Figure III.1 : Bassin versant de la retenue de l’oued Slane

III.2.1.3 Dimensionnement du rectangle équivalent

Le dimensionnement du rectangle équivalent (**Figure III.02**) consiste à la détermination de sa largeur (l) et longueur (L) respective. La largeur et la longueur du rectangle équivalent sont données par les relations qui suivent.

$$L = \frac{K_c}{1,12} \times \sqrt{S} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) ; l = \frac{K_c}{1,12} \times \sqrt{S} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right)$$

$L = 3,52 \text{ Km} ; l = 2,85 \text{ Km}$

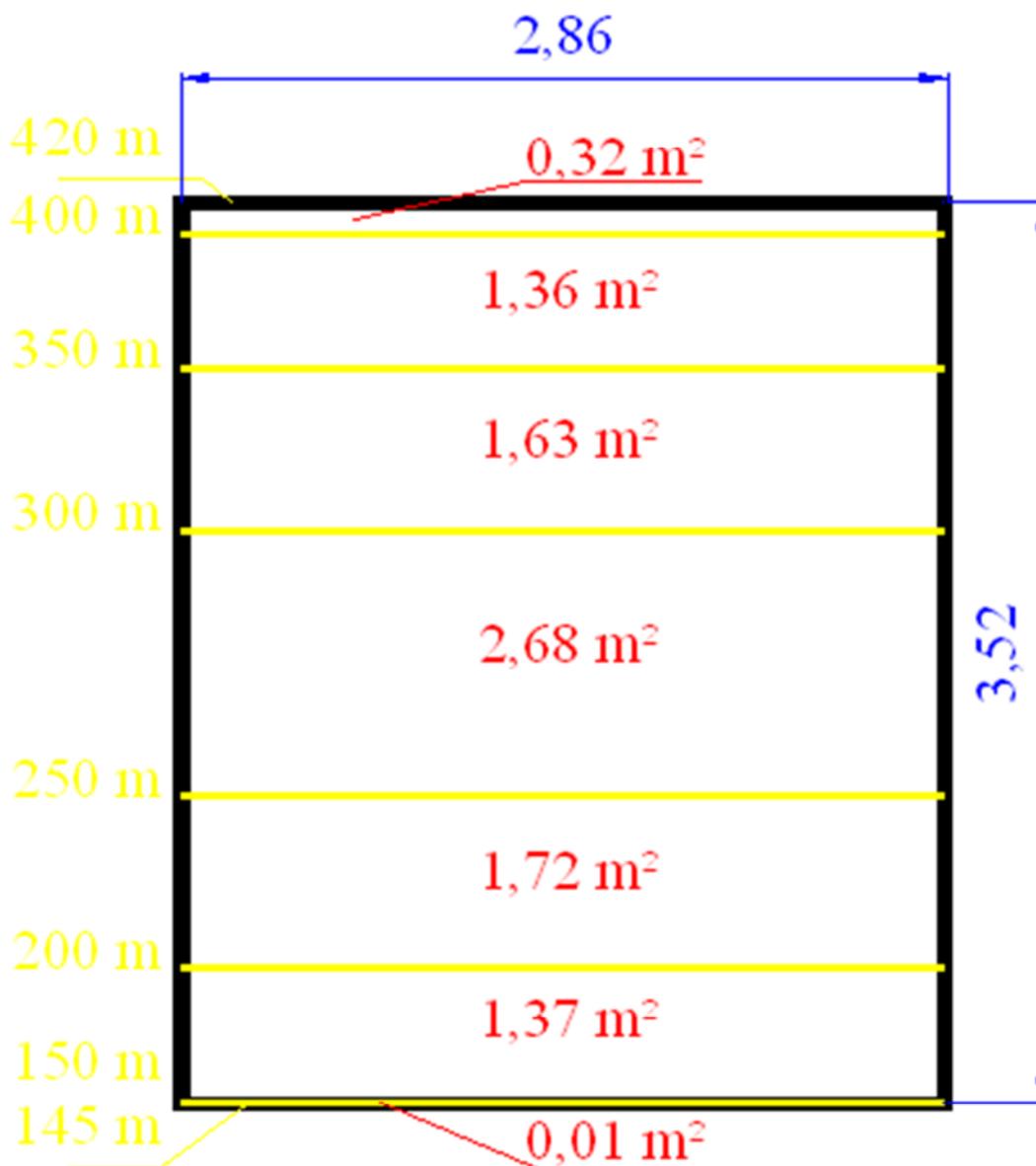


Figure III.2 – Rectangle Equivalent du Bassin Versant de la Retenue

III.2.2 Paramètres de relief

Les paramètres de relief se résument dans l'Indice de Pente de Roche (I_P) et l'Indice Global (I_G) qui requièrent la connaissance de la répartition hypsométrique (Figure III.04) et de la Dénivelée Utile (D).

III.2.2.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique (Figure III.03) représente le tracé de la répartition cumulée des pourcentages de la superficie entre les courbes de niveau connues.

Tableau III.1 – Répartition hypsométrique

Altitude	Surfaces partielles (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)
420	-	-	0
400	0,32	3,52	3,52
350	1,36	14,96	18,48
300	1,63	17,93	36,41
250	2,68	29,48	65,90
200	1,72	18,92	84,82
150	1,37	15,07	99,89
145	0,01	0,11	100,00
Total	9,09	100,00	-

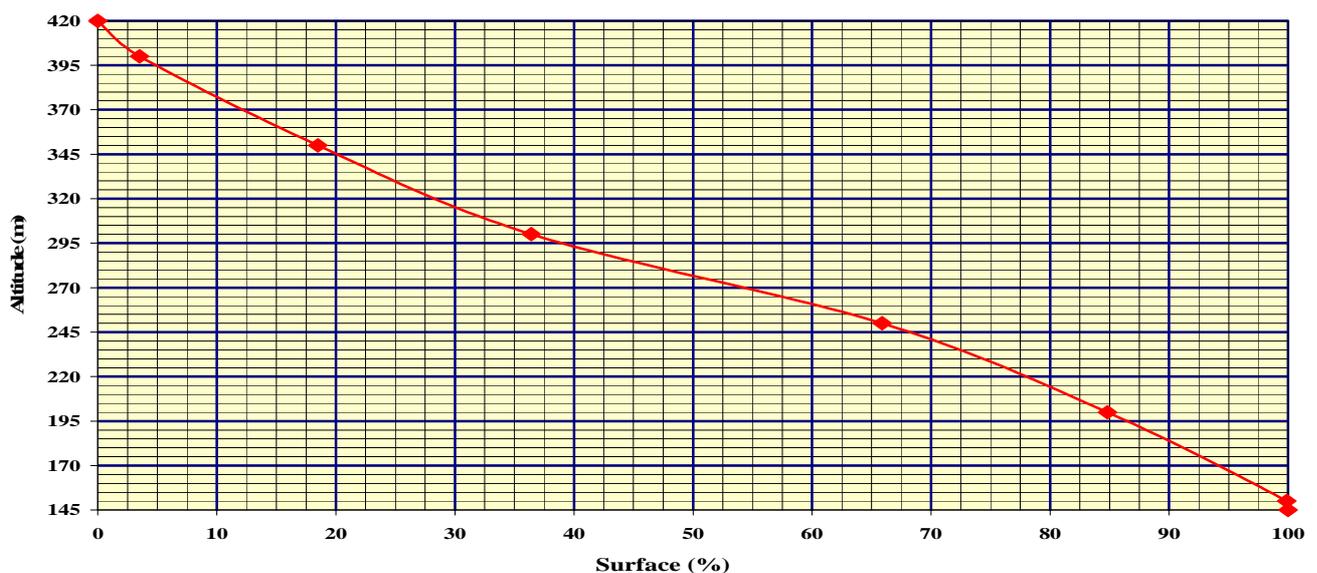


Figure III.3 – Courbe hypsométrique



Figure III.4 – Répartition du bassin versant en surfaces partielles

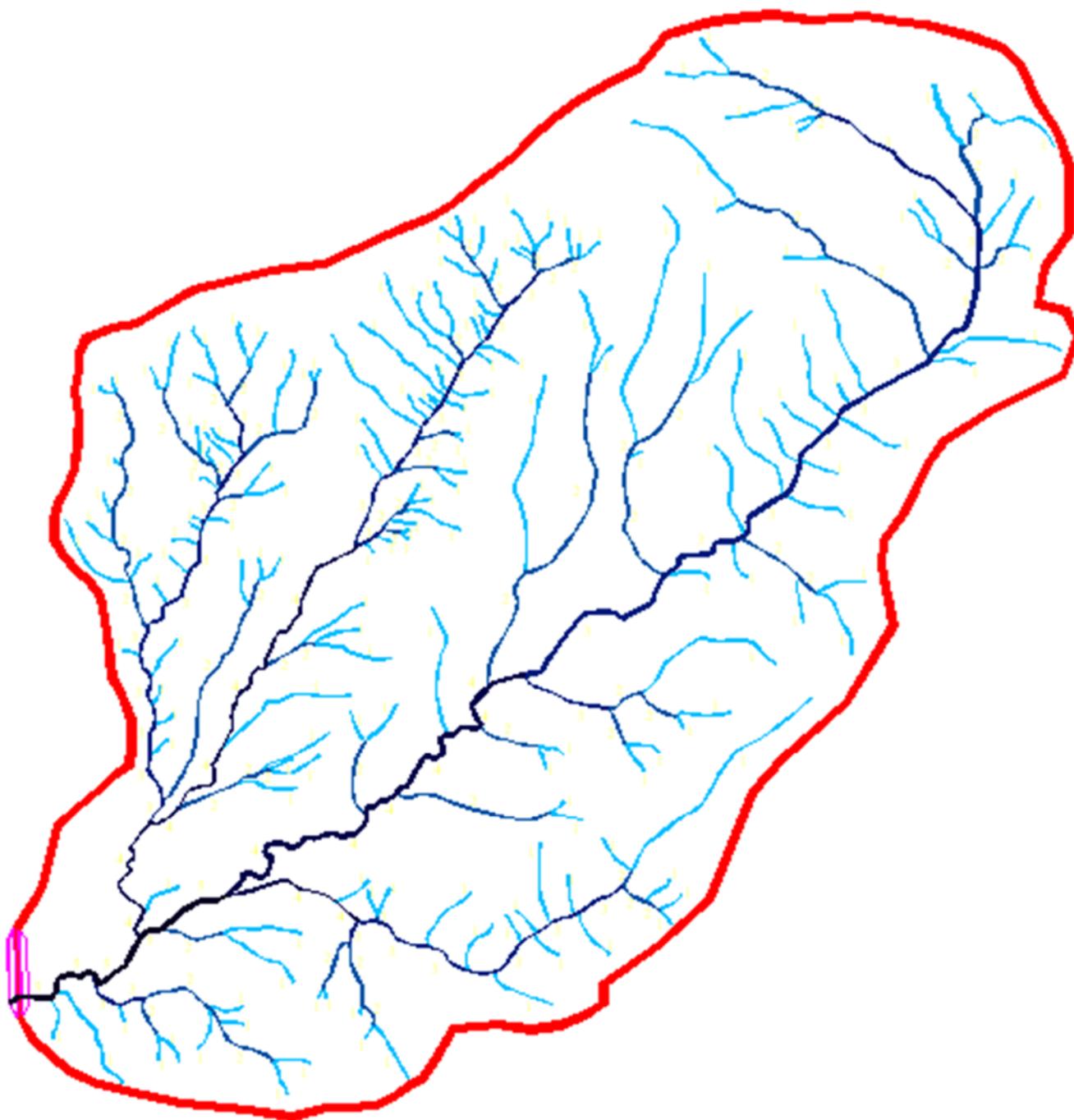


Figure III.5 – Chevelue hydrographique du bassin versant d’oued Slane

III.2.2.2 Altitudes

III.2.2.2.1 Altitude moyenne

Elle est donnée par la relation : $H_{moy} = \frac{1}{S_T} \sum S_i \times \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$

S_i : Surface partielle ;

S_T : Surface totale ;

H_{i-1} : Altitude d'ordre (i-1) ;

H_i : Altitude d'ordre (i).

$H_{moy} = 279,01$ m

III.2.2.2.2 Altitude de fréquence 50 %

Elle est déduite de la courbe hypsométrique:

$H_{50\%} = 277,0$ m

III.2.2.2.3 Dénivelée spécifique (D)

La dénivelée spécifique est la différence d'altitudes (H) comprise entre la surface cumulée de 5% ($H_{5\%} = 395$ m) et 95% ($H_{95\%} = 167$ m) :

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$D = 228,0$ m

III.2.2.3 Indice de pente de roche « IP »

Il est donné par la formule suivante : $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i \times d_i}$

S_i : Fraction en % de la surface S comprise entre deux courbes de niveau ;

d_i : Distance entre deux courbes de niveau ;

$I_p = 2,61$

III.2.2.4 Indice de pente global « Ig »

C'est le rapport de la dénivelée spécifique D sur la longueur du talweg

principal, il est donné par la relation suivante : $I_g = \frac{D}{L}$

$I_G = 64,85$ m/Km

III.3 Paramètres hydrographique

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.3.1 Chevelue hydrographique

Le cours principal d'un oued est alimenté par les affluents les plus importants qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents de second ordre, ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau de tête du bassin formant ce que les cartographes appellent le chevelu. (Figure III.05)

III.3.1.1 Classification des talwegs

Les résultats de la classification des ordres par la méthode de Horton son regroupent dans le tableau suivant :

Tableau III.2 – Classification des ordres de talwegs (HORTON)

Ordre de talweg	Nombre de talweg	Longueurs cumulées des talwegs (Km)	Longueur moyenne de rang (Km)
5	1	2,22	2,22
4	4	3,98	0,995
3	10	7,94	0,794
2	48	12,29	0,256
1	176	30,24	0,172

On peut en déduire que :

- ❖ L'ordre du talweg principal est de Quatre (05).
- ❖ La longueur cumulée totale de tous les talwegs est de 56,67Km.

III.3.1.2 Densité de drainage

La relation de la densité de drainage est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad D_d = 6,23 \text{ Km}^{-1}$$

$\sum L_i$: La longueur totale de tous les talwegs. S: surface totale

Ainsi Le réseau pluvial du bassin versant est bien développé, le bassin en question est donc bien drainé.

III.3.2 Coefficient de torrentialité

Il se calcul à partir de la formule suivante : $C_T = D_d \times F_1$

F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 01 ; $F = \frac{N_1}{S}$

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 01

$$C_T = 19,36 \text{ Km}^{-3}$$

III.3.3 Temps de concentration

Pour l'estimation du temps de concentration, on calculera à l'aide des relations suivantes :

❖ **KIRPICH** ➔ $T_c = 0,945 \times \frac{L^{1,115}}{(H_{\max} - H_{\min})^{0,385}}$

❖ **PASSINI** ➔ $T_c = 0,108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I_p}}$

❖ **GIANDOTTI** ➔ $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant

I_p : Indice de pente

Tableau III.3 - Temps de concentration

Relation	KIRPICH	PASSINI	GIANDOTTI
T_c (heure)	0.77	1.42	4.12

On choisit la relation de PASSINI car elle prend en considération plusieurs paramètres.

$$T_{c(\text{heure})} = 1.42 \text{ Heure}$$

III.3.4 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est généralement tabulé en fonction des conditions physiques du bassin versant (relief, sols, végétation, taux d'urbanisation), il est déterminé sur la base de classification dressée par L'ANRH sur les bassins versants algériens en fonction de leurs sols (Annexe 03), de la taille du bassin, et de la pluviométrie journalière de fréquence 1%. Dans notre cas le coefficient de ruissellement est de : **C_R = 0,55**

III.3.5 profil en long du cours d'eau

Le cours d'eau est composé de pente variée entre un maximum de 5 % à un minimum de 1,4 %.

Tableau III.4 – Profil en Long du Cours

Tranche d'Altitude (m)	Longueur Partielle (km)	Longueur Cumulée (km)
420	0	0
350	30,2	3.02
300	21,2	5.1,4
250	55,3	1.067
200	52,9	1.596
150	80,7	2.403
145	15,7	2.56

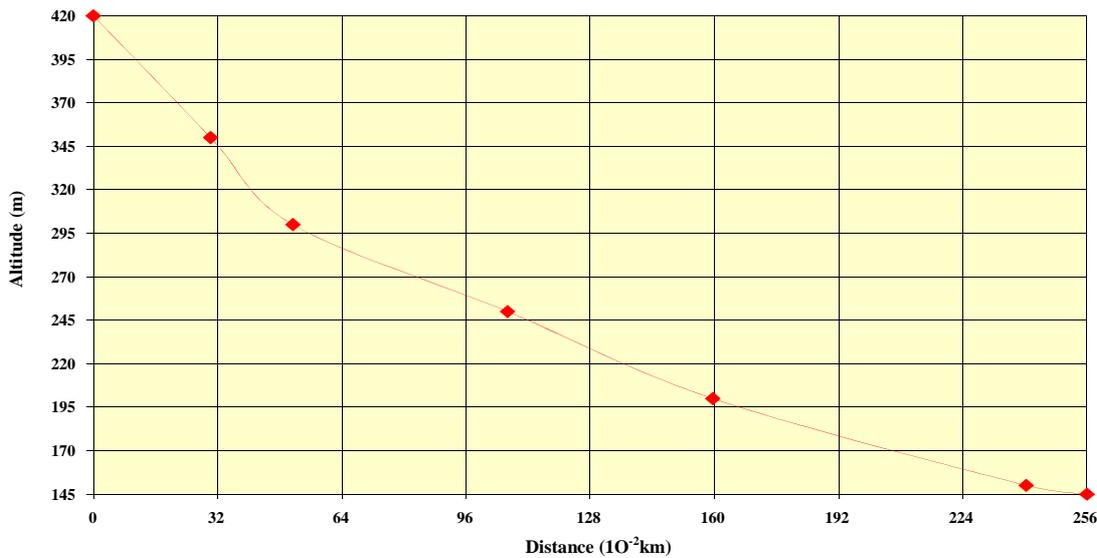


Figure III.6 – Profil en long du cours d'eau

III.3.6 Conclusion

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

Tableau III.5– Récapitulatif des caractéristiques morphométriques du B.V

Caractéristiques	Désignation	Unité	Valeur
Coordonnées du site du barrage	x	Unités Lambert (m)	678,500
	y		263,538
	z		145,000
Superficie du bassin versant	S	km ²	9,09
Périmètre du bassin versant	P	km	12,74
Rectangle équivalent	L	km	3,52
	l	km	2,85
Indice de compacité	K _c	-	1,18
Densité de drainage	D _d	km ⁻¹	6,23
Coefficient de torrentialité	C _T	km ⁻³	19,36
Indice de pente globale	I _g	%	64,85
Indice de pente de roche	I _p	-	2,61
Longueur du talweg principal	L _{t,p}	km	5,63
Longueur de tous les talwegs	L _t	km	56,67
Altitude minimale du B.V	H _{min}	m	145,00
Altitude maximale du B.V	H _{max}	m	420,00
Altitude moyenne du B.V	H _{moy}	m	279,01

ETUDE CLIMATOLOGIQUES

III.4 Présentation des stations climatiques

Pour la synthèse climatique, nous avons récoltés les données de précipitations moyennes et maximales (Annexe 04) ainsi celle des températures de la station de Boutllelis (1940-1961) et de (1977-2001).

Tableau III.6 - Données de la station climatique de Boutlélis

Stations	Codes	Coordonnées	
		X	Y
BOU TLLE LIS	40.419	173,80	259,20

ANRH-Oran

III.4.1 Analyse des précipitations

Les précipitations constituent un facteur essentiel pour définir le climat régnant dans la région, ainsi que pour déterminer les crues.

III.4.1.1 Précipitations moyennes mensuelles

L'analyse de la série des précipitations donne une moyenne de **366,41 mm**, un écart type de $\sigma = 103,94$ et un Coefficient de variation de $Cv = 0,28$.

Calcul à l'aide de l'Excel.

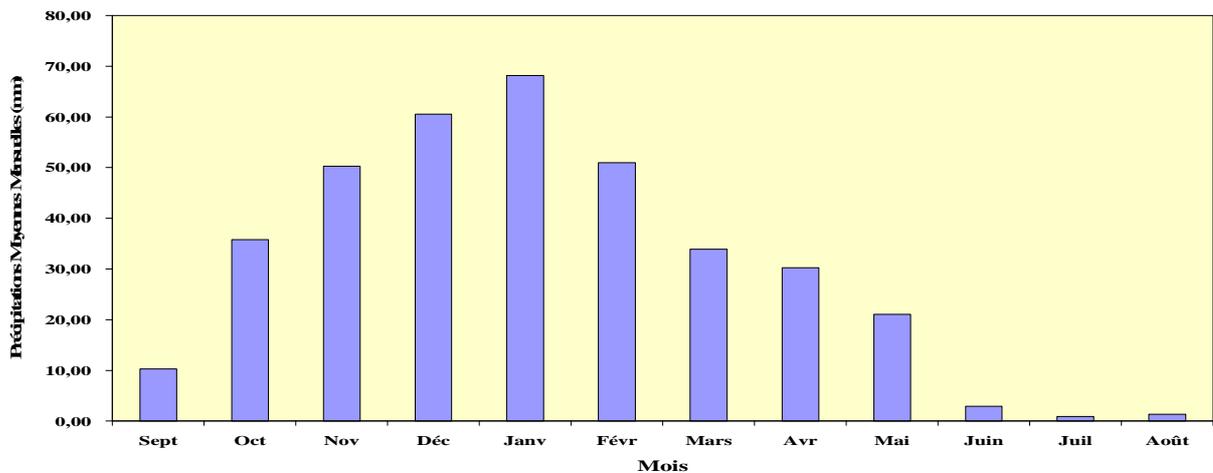


Figure III.7 – Précipitations Moyennes Mensuelles

III.4.1.2 Précipitations journalières maximales

L'analyse de la série des précipitations journalières maximales donne une précipitation journalière annuelle maximale de **24,18 mm**, un écart type de **39,89** et un Coefficient de variation de $Cv 0,25$.

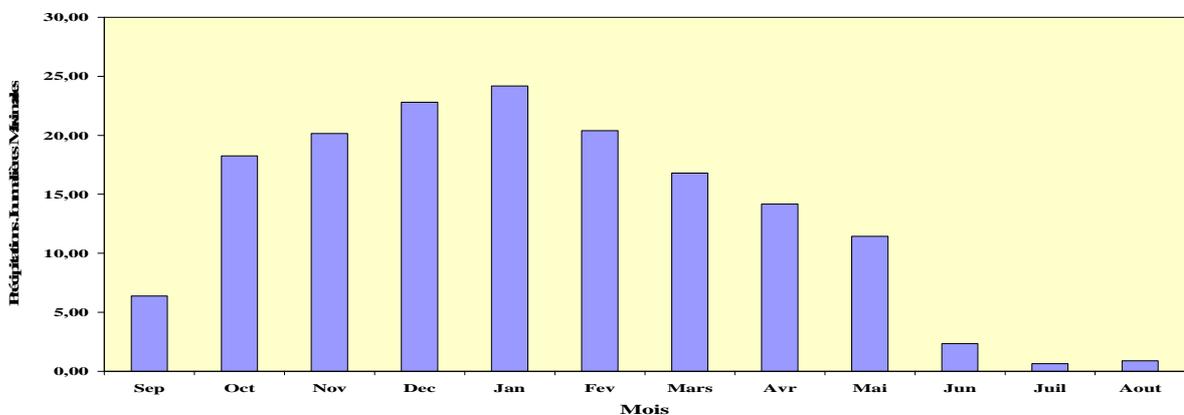


Figure III.8 – Précipitations journalières maximales

III.4.2 Analyse des températures

III.4.2.1 Températures moyennes maximales

Selon l’histogramme ci-dessous représentant les données températures moyennes maximales, nous remarquons que les températures les plus élevées s’étalent sur la période allant du mois de Juin au mois de Septembre, avec Juillet comme le mois le plus chaud. La moyenne des températures maximales est de l’ordre de 33.2 °C.

III.4.2.2 Températures moyennes minimales

L’histogramme des températures moyennes minimales (ci-dessous), montre que les mois les plus froids s’étalent du mois de Novembre au mois d’Avril, avec le mois de Janvier comme le mois le plus froid, celui-ci enregistre une valeur moyenne de l’ordre 2.1 °C.

III.4.2.3 Températures moyennes mensuelles

L’histogramme des températures moyennes (**Figure III.09**), montre que les températures les plus élevées se répartissent du mois de juin au mois d’Août, avec un maxima enregistré le mois de Juillet (26.0°C).

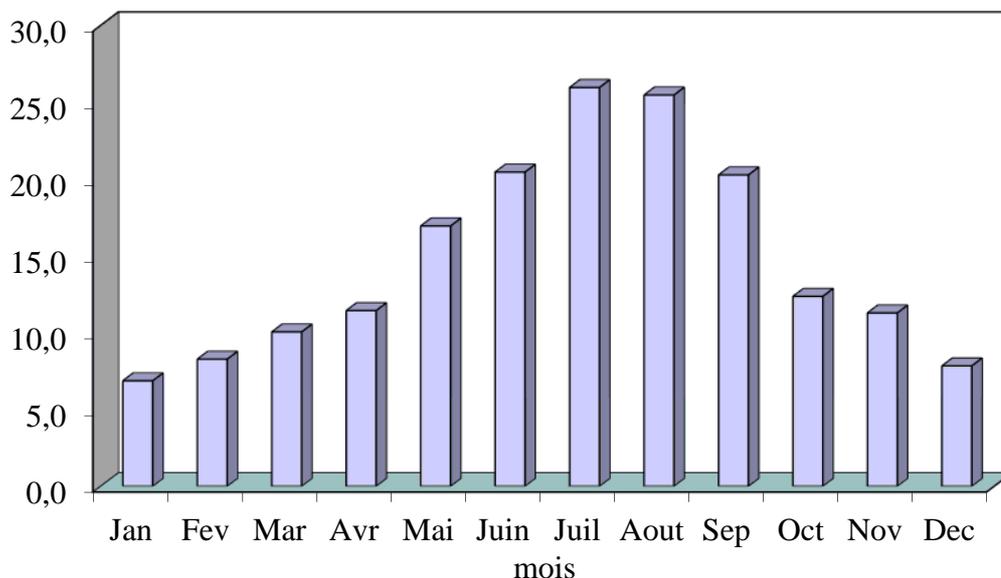


Figure III.9 – Histogramme des températures moyennes

Nous résumons dans Tableau (III.7) suivant l’essentiel des données climatologique de la région :

Tableau III.7 – Récapitulatif des données climatologiques

<p>P_{Moy} : 366.41 mm, σ: 103.94, CV : 0.28</p> <p>P_{Max} : 24,28 mm, σ: 39.89, CV : 0.25</p> <p>T_{max} : 21.3°C, T_{moy} : 15°C, T_{min} : 8.7°C</p> <p>Vitesse Moyenne des Vents : 4.66 m/s</p>
--

P_{moy} : Précipitation moyenne mensuelle, P_{max} : Précipitation maximale journalière.

T_{max} : Température moyenne maximale, T_{moy} : Température moyenne, T_{min} : Température moyenne minimale.

III.5 Choix de la loi d’ajustement

Le choix d’une loi d’ajustement de la série pluviométriques dépend de leur efficacité celle-ci est déterminée en fonction de la taille et de certaines caractéristiques de l’échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d’ajustement des précipitations max journalière choisies sont :

- la loi de GALTON (log-normal).
- la loi de Gumbel (Normale).

III.5.1 ajustement de la serie pluviometrique a la loi de Gumbel

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/α : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL, On peut écrire :

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

x : précipitation maximale journalière (mm).

x₀ : paramètre de position (mode).

Les résultats de l’ajustement sont calculés à l’aide de logiciel HYFRAN et sont donnés par le (Tableau III.8) et la (Figure III.10)

Tableau III.8: Résultat (d’après HYFRAN) de l’ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour	2000.0	1000.0	200.0	100.0	50.0	20.0	10.0	5.0	3.0
P _{maxj,p%} (mm)	70.8	66.4	56.3	51.9	47.5	41.6	37.1	32.4	28.7

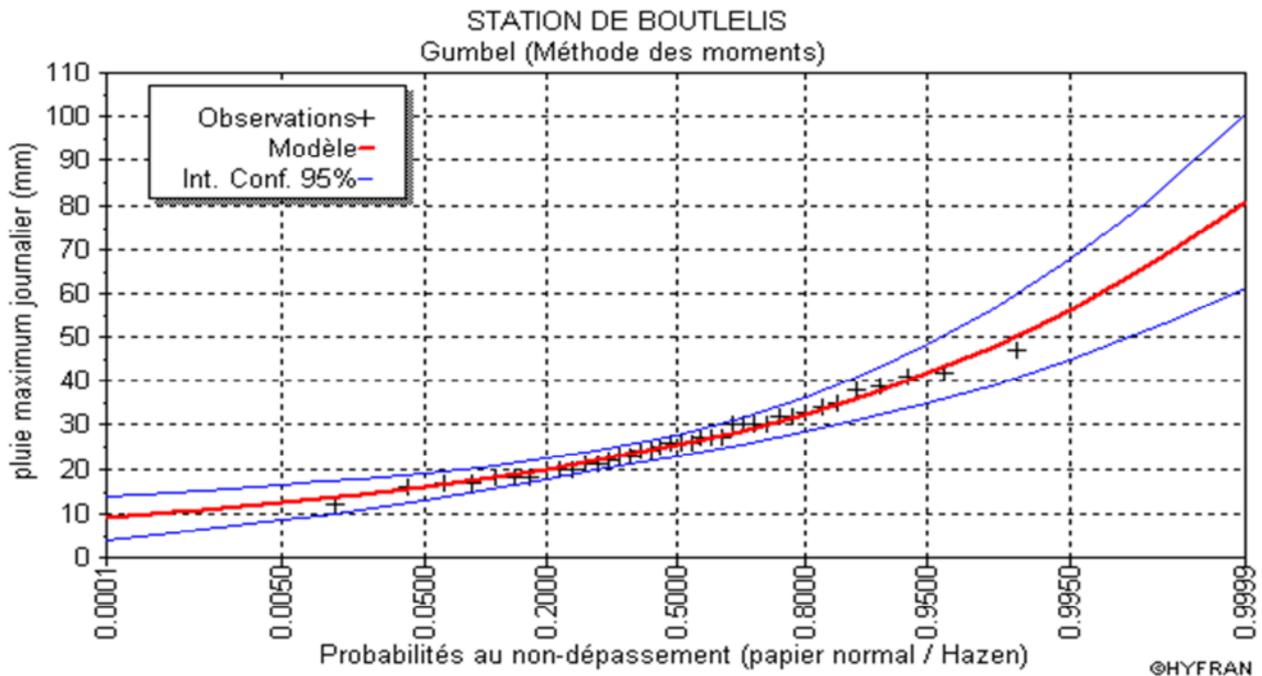


Figure III.10: Représentation graphique de la loi du GUMBEL.

III.5.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale)

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 :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_i^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N}$$

Les calculs sont faits à l’aide de logiciel HYFRAN et les résultats de l’ajustement à la loi log normale (GALTON) sont données par (Tableau III.09) et (Figure III.11):

Tableau III.09: Résultats (d'après HYFRAN) de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	2000	1000	200	100	50	20	10	5	3
Pmax.j p% (mm)	69.4	65.3	55.8	51.7	47.6	42.0	37.6	32.9	29.0

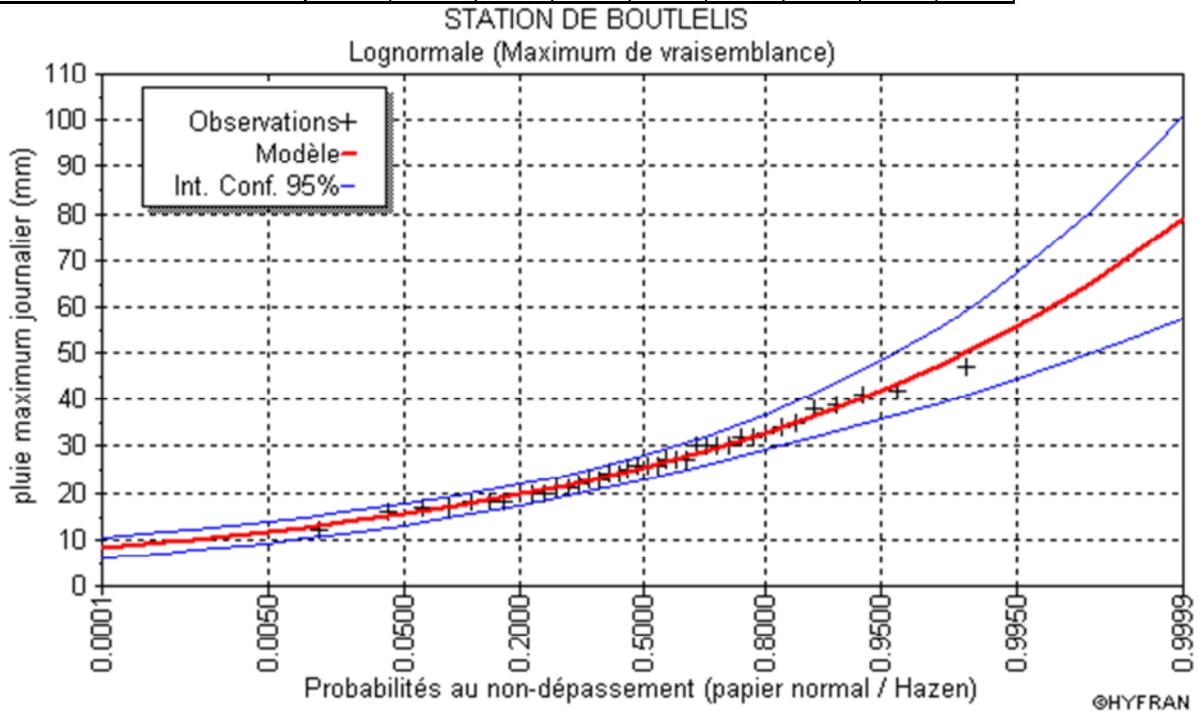


Figure III.11 Représentation graphique par la loi GALTON.

III.5.3 Conclusion

D'après les deux représentations graphiques ; il est à constater que la loi qui ajuste mieux la série c'est celle de la loi Gumbel; car elle donne la valeur la plus grandes P(1%).

III.6 Etudes des apports

III.6.1 Détermination des apports liquides

III.6.1.1 Apport moyen annuel

III.6.1.2 Formule de Derri

L'apport est donné par la relation suivante :

$$A_0 = K \times M_0 \times S$$

$$M_0 = 11,8 \times P^{2.82} \text{ et } K = 31,54 \times 10^3$$

P: représente la précipitation moyenne annuelle en m.

S: représente la superficie du bassin versant en km².

$$A_0 = 199386.35 \text{ m}^3$$

III.6.1.3 Formule de Coutagne :

L'apport est donné par la relation suivante :

$$L_e = (0,164 - 0,00145 \times \sqrt{S}) P$$

$$A_0 = L_e \times S$$

P: précipitation moyenne annuelle en (mm).

$$A_0 = 531668.71 \text{ m}^3$$

III.6.1.4 Formule Rationnelle

L'apport est donné par la relation suivante :

$$A_0 = P \times C_e \times S$$

S: la superficie du bassin versant en m².

P : précipitation moyenne annuelle en m

Ce: coefficient d'écoulement tiré de l'abaque, pour des oueds a écoulement temporaire (Annexe 03).

$$A_0 = 199840.01 \text{ m}^3$$

III.6.1.5 Formule de Samie

La lame d'eau écoulee (Le) est donnée par la relation suivante :

$$L_e = (293 - 2,2 \times \sqrt{S}) P^2$$

$$A_0 = L_e \times S$$

L'apport est donné par la relation suivante : $A_0 = L_e \times S$

$$A_0 = 287725.76 \text{ m}^3$$

III.6.1.6 Formule de Chaumont :

La lame d'eau écoulee (Le) est donnée par la relation suivante :

$$L_e = (1 - 10^{-KP^2}) P$$

$$A_0 = L_e \times S$$

K: coefficient égal à : $K = \alpha \times 0,01 \times \text{Log } S$

α : variable fonction des conditions d'écoulements. Dans notre cas ($\alpha=0,188$)

$$A_0 = 178726.83 \text{ m}^3$$

III.6.1.7 Formule de ERRIH Mohammed(ANRH)

La lame d'eau écoulee (Le) est donnée par la relation suivante :

$$L_e = 6.8 \times 10^{-8} \times P^{3.24}$$

S : surface du Bassin Versant en Km².

P : précipitations moyenne en mm.

L'apport moyen annuel est égal à :

$$A_0 = 125725.76 \text{ m}^3$$

III.6.1.8 Valeur de l'Apport Moyen

Nous résumons le calcul des apports dans le tableau suivant :

Tableau III.10 – Apports liquides (en m³)

	Derri	Rationnelle	Samie	Coutagne	Chaumont	Errih
Apports En m³	199386.35	199840.01	287725.76	531668.71	178726.83	125408.48

Les résultats trouvés sont, plus ou moins, écartés les uns des autres, nous avons pris en considération la méthode plus utilisée en Algérie Samie de toutes les formules.

$$A_0 = 287725.76 \text{ m}^3/\text{an}$$

III.6.2 Apport fréquentiel

Il nous permet une irrigation de huit (08) années sur dix (10). Il est déterminé par le biais de la formule de Galton donnée par :

$$A_{pp80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{-u \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}$$

U : variable de Gauss (pour une fréquence de 80%, **u = 0,84**).

C_v : coefficient de variation, dépendant du module M₀ (apport en l/s.Km²).

$$C_{vq} = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \text{ avec : } M_0 = 1.004 \text{ l/s. Km}^2$$

$$Cv = 0.93 \rightarrow A_{pp80\%} = 108.645,89 \text{ m}^3/\text{an}$$

III.6.3 Etude des apports solides

Sachant que les transports solides en suspension et charriés des cours d'eau sont susceptibles de diminuer le volume utile des retenues, il est donc nécessaire de les étudier. L'apport solide moyen annuel (A_S) est déterminé par les relations empiriques, que nous présentons ci-dessous :

III.6.3.1 Formule de Tixeront (le P.N.UD. /O.P.E. mai 1987)

Elle est donnée par : $A_S = \alpha \times LE_0^{0.15}$

LE_0 : lame d'eau écoulée = 31.87 mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin Versant. Le bassin versant de Oued Slane est moyennement perméable ; $\alpha = 164$.

- ❖ Terrain moyennement perméable ($\alpha=164$)
- ❖ Terrain faiblement perméable ($\alpha=350$)
- ❖ Terrain très faiblement perméable ($\alpha=1400$)

$$A_S = 275.66 \text{ T/m}^2 \cdot \text{an}$$

III.6.3.2 Formule de Fournier

Nous avons utilisé la relation des petits bassins versant qui tient compte des indices pluviométriques et orographiques ont été retenues, elle est donnée par :

$$A_S = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P_X^2}{P_{MOY}} \right)^{2.65} \times \left(\frac{H^2}{S} \right)^{0.46}$$

P_X : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (en mm).

P_{MOY} : Pluie moyenne annuelle (en mm).

H_{MOY} : dénivelée moyenne.

S : Superficie du Bassin Versant en (km^2).

$$A_S = 661.07 \text{ T/m}^2 \cdot \text{an}$$

III.6.3.3 Formule de Gravidovic

Cette relation fait intervenir un autre indice climatique (Coefficient de Température) et des caractéristiques de B.V. Elle est donnée par :

$$A_S = A_{Sq} \times C_{RM}$$

A_{Sq} : Taux de production annuel de matériaux (charriés et en suspension) $\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$, il se calculera à partir de la relation suivante :

$$A_{Sq} = T \times P_{MOY} \times \pi \times Z^{1.5}$$

Z : Coefficient d'érosion relatif, pour un terrain faiblement érodé en profondeur et en nappe ($Z = 0,25$).

T : Coefficient de température donnée par : $T = 0.1 + \sqrt{\frac{t}{10}}$, où t est la température moyenne annuelle ($t = 17^\circ\text{C}$).

C_{RM} : Coefficient de rétention tenant compte des discontinuités spatio-temporelles

dans le flux de matériaux arrachés au versant : $C_{RM} = \frac{\sqrt{P}}{0.2 \times (L + 10)} \times H_{MOY}$

P : Périmètre du bassin versant (en Km).

L : Longueur du Talweg Principal (en Km).

AS = 24.98 m³/Km². An

III.6.3.4 Valeur de l'apport solide

Résumons les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III.11 Apports Solides

	Tixeront	Fournier 01	Gavrilovic	Moyenne (m³/an.Km²)
As² (m³/Km². an)	172.28	413.17	24.98	203.48

la densité des granulats ($\delta = 1,6 \text{ kg/m}^3$).

L'apport solide est donc à l'ordre de :

$A_S = 172.28 \text{ m}^3/\text{Km}^2. \text{ an}$

III.7 Volume mort

C'est le nombre total de l'arrivée des apports solides, il dépend du nombre d'année d'exploitation de retenue, estimé à 20 ans. Il est donné par la relation :

$V_m = A_S \times N$

V_m : volume mort en m³.

A_S : l'apport solide en m³/ans.

N : nombre d'années d'exploitation.

Ainsi, le volume solide de la retenue de Boutlélis est de :

$V_m = 31321,12 \text{ m}^3$

III.8 Débit de crues maximal

III.8.1 Méthode de rationnelle de Turazza

Pour la détermination du débit de crues on utilise la méthode de Turazza, Celle-ci est bien adaptée aux petits bassins. Cette relation est donnée par :

$$Q_{\max(F)} = \frac{C \times Pt_c \times S}{3,6 \times t_c}$$

C : coefficient de ruissellement (Annexe).

P_{t_c} : pluie au temps de concentration t_c , elle est déterminée par la relation :

$$P_{t_c} = P_{j_f} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b$$

T_c : temps de concentration

b : exposant climatique dépendant de la station pluviométrique : $b = 0,35$ (carte de body).

P_{j_f} : pluie journalière de fréquence f , elle est déterminée par :

$$P_{j_f} = \frac{P_j}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

$P_j (1\%)$: pluie journalière maximum.

C_v : coefficient de variation.

u : variable de GAUSS ($u_{1\%} = 2,33$).

Le débit de crues est égal à :

$$Q_{\max(1\%)} = 14.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.8.2 Méthode de Giandotti

Le débit maximal de crue est déterminé par la relation de Giandotti, mettant en évidence la pluie maximum sur le temps de concentration. Elle est donnée par :

$$Q_{\max} = \frac{1,66 \times P_t(\%) \times \sqrt{H_{\max} - H_{\min}}}{4 \sqrt{S} + 1,5 \times L}$$

Avec :

H_{\max} : Altitude Maximale du Bassin Versant.

H_{\min} : Altitude Minimale du Bassin Versant.

Le débit de crues est égal à :

$$Q_{\max(1\%)} = 19.49 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.8.3 Méthode de Samie

Le débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max}(F) = \frac{Cr \times P_{j_{\max 1\%}} \times S \times Ka}{86.4}$$

Cr : coefficient de ruissellement (annexe),

Ka : Coefficient d'amortissement de la crue, $Ka = 0.8$

$$Q_{\max(1\%)} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}.$$

III.8.4 Méthode de Mallet Gautier

Le débit de crues est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max} = 2 \times K \times \text{Log} (1 + A \times P_{\text{MOY}}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \times \text{Log} T - \text{Log} S}$$

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle,

K, A : Coefficients qui dépendent de la topographie du bassin ($K = 2.5, A = 25$).

T : Période de retour, dans notre cas 100 ans.

$Q_{\max (1\%)} = 213.28 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.8.5 Hydrogramme de crue

Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski qui considère que l'hydrogramme présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation.

Pour la montée : $Q_m = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$.

Pour la décrue : $Q_d = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$.

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

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

Q_{\max} : débit maximum probable de la crue (m³/s).

x, y : puissance des courbes : $n= 2$ et $m= 3$.

t_m : temps de la montée de la crue (h) qui égale au temps de concentration 1,217143h.

t_d : temps de la décrue (h) d'où $t_d = \delta t_m$.

$\delta = (2-4)$: coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant,

Pour notre cas on prend $\delta=2.5$; alors $t_m = 1,22\text{h}$ et $1,62 \text{ h}$.

L'hydrogramme de crue pour un période de retour de 100 ans est donné par le Annexe 05 et la **Figure III.12**

III.8.6 Choix de la crue de projet :

La crue de projet ; c'est la crue maximale que l'ouvrage doit avoir l'aptitude de l'évacuer pour une fréquence considéré sans dommage ; ceci est choisi en fonction de la taille, l'importance de l'ouvrage à réaliser et en fonction de l'aspect économique de la construction et surtout les risques des crues à l'aval.

On opte pour une crue de projet qui correspondante au période de retour de 100 ans voir (Annexe 05), c'est-à-dire $Q_{1\%} = 17,05 \text{ m}^3/\text{s}$.

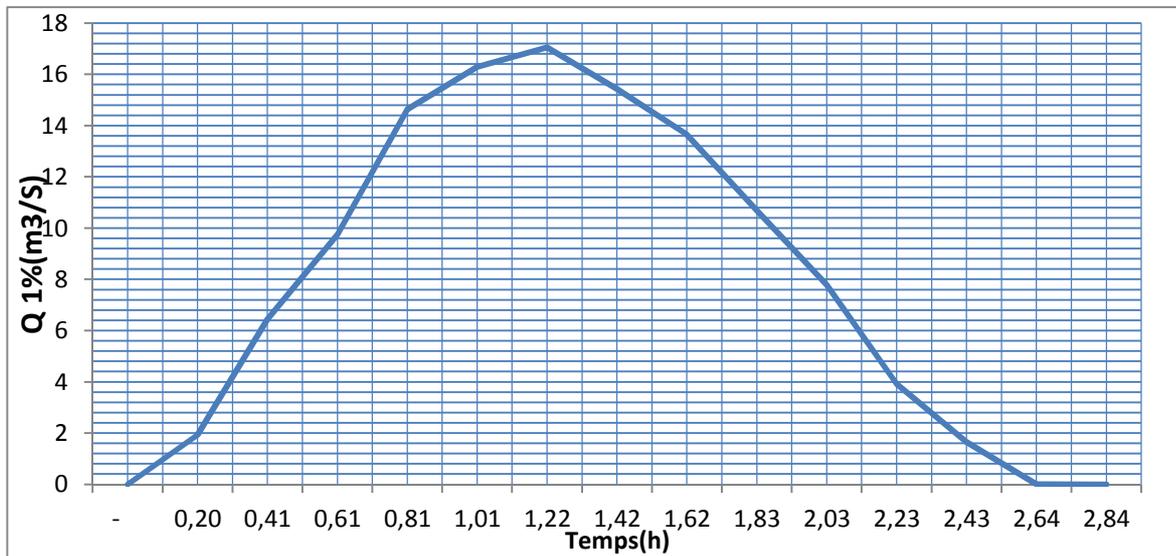


Figure III.12: Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 100 ans.

Nous considérons que la valeur maximale de l'hydrogramme de crue correspondante la plus proche de la valeur moyen et on prend comme un débit de projet :

$$Q_{\max} = 17.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.9 Régularisation :

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur de manière qu'on puisse analyser le bilan apport-besoin.

La régularisation de l'écoulement est l'accumulation de l'eau dans les périodes d'excès pour l'utiliser dans les périodes de déficit [2].

III.9.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

La répartition des apports mensuels est constituée par les apports de l'oued Slane.

Tableau III.12: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
(%)	2,80	9,77	13,7	16,5	18,6	13,9	9,25	8,26	5,75	0,80	0,25	0,37	100
Total (m ³)	3040,2	10617,	1490	1795	2020	1510	1005	8973,	6245,	873,0	272,7	399,9	108645,
	7	89	9,45	3,02	4,56	1,86	3,19	87	93	7	9	7	89

III.9.1.1 Estimation des besoins en irrigation

Les besoins en irrigation dépendent du climat, de la pédologie, des cultures, des assolements et du système d'irrigation. Nous considérons des besoins de l'ordre 5000 m³/ha, la surface totale à irriguer est dans les environs de 17 ha, le volume d'eau perdu sur cette surface est de :

$$V_{Irrig} = 86.216,26 \text{ m}^3/\text{an}$$

Nous résumons dans le tableau suivant la demande en eau pour l'irrigation :

Tableau III.13– Variation mensuelle des besoins en irrigation

Mois	Besoin en Irrigation		
	%	m ³ /ha	m ³
Septembre	2,00	100,00	1724,33
Octobre	1,70	85,00	1465,68
Novembre	1,10	55,00	948,38
Décembre	0,00	0,00	0,00
Janvier	0,00	0,00	0,00
Février	0,00	0,00	0,00
Mars	4,00	200,00	3448,65
Avril	9,60	480,00	8276,76
Mai	16,00	800,00	13794,60
Juin	18,00	900,00	15518,93
Juillet	24,60	1230,00	21209,20
Août	22,50	1125,00	19398,66
Total	100	5000	86.216,26

III.9.2 Régularisation sans tenir perte

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport–demande de l'année, c'est-à-dire lorsque l'apport annuel est supérieur à la demande, on optera pour une régularisation saisonnière.

Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes:

D'après la régularisation nous avons:

Vs : Volume excédentaire Vs = 84147.56 m³.

Vd : Volume déficitaire Vd = 63373.06 m³ ⇒ Fonctionnement à un temps.

⇒ Le volume utile : Vu = Vd = 63373.06 m³

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 94694.06 \text{ m}^3.$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.14: Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	A-U (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (m ³)	V _{rf} (m ³)	S (m ³)	V _{ri} (m ³)	V _{rf} (m ³)	S (m ³)
oct	3040,27	1757,43	1282,84	31321	31321	0	31321		
				32603,84	32603,84	0	31321	11829,34	20774,5
nov	10617,89	1493,81	9124,08	41727,92	41727,92	0	11829,34	20953,42	
				55670,78	55670,78	0	20953,42	34896,28	
dec	14909,45	966,59	13942,86	73623,8	73623,8	0	34896,28	52849,3	
				93828,36	93828,36	0	52849,3	73053,86	
jan	17953,02	0	17953,02	108930,22	94694,06	14236,16	73053,86	88155,72	
				101232,4	94694,06	6538,34	88155,72	94694,06	
fév	20204,56	0	20204,56	94002,08	94002,08	0	94694,06	94002,08	
				86188,59	86188,59	0	94002,08	86188,59	
mars	15101,86	0	15101,86	71244,81	71244,81	0	86188,59	71244,81	
				49549,76	49549,76	0	71244,81	49549,76	
avr	10053,19	3514,85	6538,34	31321	31321	20774,5	31321	31321	20774,5
mais	8973,87	9665,85	-691,98						
juin	6245,93	14059,42	-7813,49						
juil	873,07	15816,85	-14943,78						
aout	272,79	21967,84	-21695,05						
sep	399,97	18628,73	-18228,76						

III.9.3 Régularisation saisonnière avec pertes

III.9.3.1 ESTIMATION DES PERTES PAR INFILTRATION

Le volume infiltré est déterminé à partir des essais géotechniques. Sachant que celle-ci indique que le sol de la cuvette est faiblement perméable, le coefficient de perméabilité moyen « k » dans notre cas est égal à :

$$K = 0,36 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

Tableau III.15 Variation Mensuelle de l' Infiltration

Mois	mm
Septembre	30,40
Octobre	117,45
Novembre	247,65
Décembre	411,71
Janvier	605,53
Février	746,48
Mars	829,67
Avril	862,27
Mai	799,54
Juin	633,27
Juillet	444,23
Août	198,98
Total	5927,18

III.9.3.2 Estimation des pertes par évaporations

Courbes «hauteurs-capacités-surfaces»

L'élaboration des courbes capacité-hauteurs-surfaces se fait suivant la formule suivante :

$$\Delta V = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \times \Delta H$$

D'où S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .

ΔH : différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3

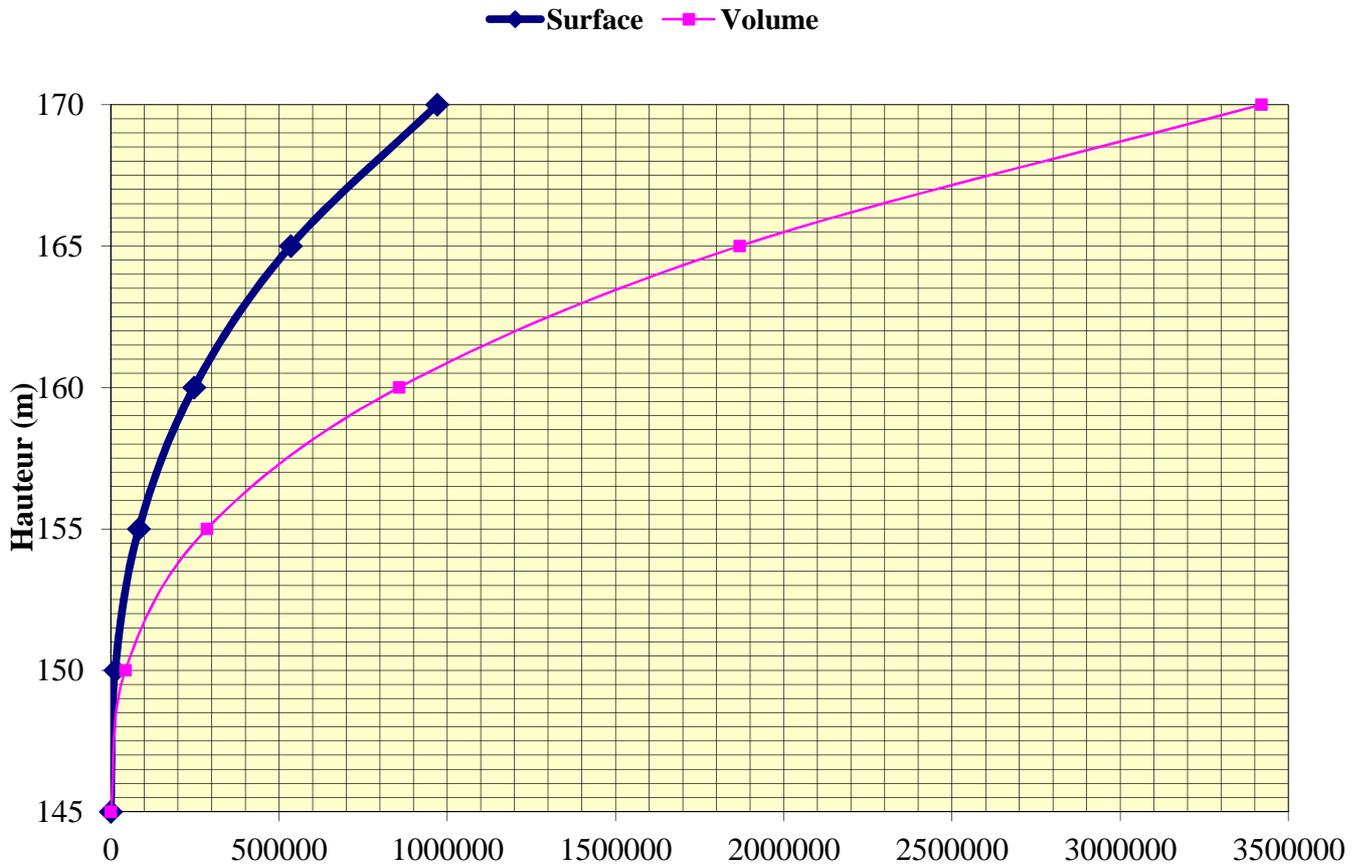


Figure III.13 Courbe caractéristique

Un ordre de grandeur de l'évaporation moyenne annuelle peut être calculé par VISENTINI, liées simplement à l'altitude et à la température (en °C) « T » de l'air. Sachant que l'altitude du site est inférieure à 500 m de hauteur, la relation de l'évaporation (en mm) « E » est égale à :

$$E = 75 \times T$$

Nous résumons dans le tableau ci-dessous la variation mensuelle de l'évaporation estimée par la méthode de VISENTINI :

Tableau III.16 Variation mensuelle de l'évaporations

Mois	Température	Evaporation	
	°C	%	mm
Septembre	6,00	12	132,45
Octobre	8,30	7	77,26
Novembre	10,10	4	44,15
Décembre	11,40	3	33,11
Janvier	17,00	2	22,08
Février	20,50	4	44,15
Mars	26,00	5	55,19
Avril	25,50	7	77,26
Mai	20,30	10	110,38
Juin	12,40	13	143,49
Juillet	11,30	17	187,64
Août	7,80	16	176,60
	15	100	1103,75

L'évaporation annuelle est donc égale à : $E = 1.103,75 \text{ mm}$

Tableau III.17 Régularisation saisonnière avec pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	perte	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
					V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	3040,27	1757,43	156,03	1126,81	31321	31321	0
					32447,81	32447,81	0
Nov	10617,89	1493,81	395,7	8728,38	41176,19	41176,19	0
					54539,32	54539,32	0
Dec	14909,45	966,59	579,73	13363,13	71669,24	71669,24	0
					90866,88	90866,88	0
Jan	17953,02	0	823,1	17129,92	104235,27	104235,27	0
					108574,54	108574,54	0
Fév	20204,56	0	1006,92	19197,64	105028,78	105028,78	0
					93775,19	93775,19	0
Mars	15101,86	0	1733,47	13368,39	75471,15	75471,15	0
					50818,99	50818,99	0
Avr	10053,19	3514,85	2199,07	4339,27	50818,99	50818,99	0
Mais	8973,87	9665,85	2853,78	-3545,76			
Juin	6245,93	14059,42	3440,1	-11253,59			
Juil	873,07	15816,85	3360,26	-18304,04			
Aout	272,79	21967,84	2957,11	-24652,16			
Sep	399,97	18628,73	1269,26	-19498,02			

D'après la régularisation nous avons:

V_s' : Volume excédentaire $V_s = 77253.5\text{m}^3$.

V_d : Volume déficitaire $V_d' = 77253.5\text{m}^3 \Rightarrow$ Fonctionnement à un temps.

\Rightarrow Le volume utile : $V_u' = V_d' = 77253.5\text{m}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{\text{NNR}} = V_{\text{mort}} + V_{\text{utile}} = 108574.57\text{m}^3.$$

Donc, le volume utile saisonnier est de 77253.55 m^3 .

Nous résumons dans le tableau suivant les différents paramètres hydrologiques.

Tableau III.18 Résumé des paramètres hydrologiques

Paramètres	Valeurs des Paramètres
Apport Moyen	$A_0 = 287.725,76\text{ m}^3/\text{an}$
Apport Fréquentiel	$A_{80\%} = 108.645,89\text{ m}^3/\text{an}$
Apport Solide	$AS = 172,28\text{ m}^3/\text{Km}^2.\text{an}$
Temps de Concentration	$TC = 1.42\text{ Heures}$
Débit Maximal	$Q_{\text{max}} = 17.05\text{ m}^3/\text{s}$
Volume de la Crue Centennale	$VC_{100} = 162.043.20\text{ m}^3$
Volume d'Eau Infiltré	$V_{\text{INF}} = 5.927,18\text{ m}^3$
Volume d'Eau Evaporé	$V_{\text{EVP}} = 14.847,33\text{ m}^3$
Volume d'Eau Utile	$V_U = 77.253,55\text{ m}^3$
Volume Mort	$V_{\text{mort}} = 31.321,12\text{ m}^3$
Volume Total de la Retenue	$V_{\text{Total}} = 108.574,7\text{ m}^3$

III.10 Laminage de crue

On appelle laminage d'une crue la diminution du débit de point de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels dont elle dépend Simultanément de l'hydrogramme de crue, de la capacité de rétention de la retenue et de la capacité de l'ouvrage d'évacuation d'où elle nous permet d'évaluer les points suivantes :

le débit maximum évacué.

la surélévation maximale du plan d'eau due à l'évacuation de la crue.

la tranche de stockage de la crue.

Il existe plusieurs méthodes et solutions permettant d'éclaircie ce problème, nous avons utilisé la méthode de Kotchérine pour déterminer la charge déversante réelle et fictive ainsi que la hauteur (h) et le débit à évacuer et cela en variant à chaque fois la largeur (b) du déversoir.

III.10.1 Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE

Dans notre cas, on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{\max P\%} = 0,85 \cdot Q_{P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c} \right)$$

Le volume forcé calculé par $V_f = (APHE + ANNR) \times \frac{H_{\max}}{2}$

Le débit d'évacuation est calculé par la formule : $q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2}$

Avec m : Coefficient de débit dépend de la forme de déversoir = 0.49.

b : Largeur du déversoir (en m).

h : Charge d'eau sur le déversoir qui dépend de la vitesse d'approche.

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2g}$$

Avec $V_0 = \frac{Q}{S}$ vitesse d'approche.

$S = b \cdot h$ section d'évacuation.

On fixant le NNR, on faisant varier le niveau PHE pour différents largeurs de déversoir ; on obtient différentes valeurs de H_{\max} et de V_f .

Les calculs par la méthode de Kotchérine sont apportés dans les tableaux de l'Annexe 06.

III.10.2 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Les volumes sont obtenus à l'aide de logiciel 3DS.

Tableau III.19: Estimation de la digue

<i>Coût de la digue</i>		
<i>Largeur déversante (m)</i>	<i>Volume de la digue (m³)</i>	<i>Coût de la digue 10⁶ (DA)</i>
6	59777,7778	53,8
7	59444,4444	53,5
8	59000	53,1
9	58666,6667	52,8
10	58166,6667	52,35

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à : 900 DA.

III.10.3 Coût du déversoir:

Le déversoir sera construit en béton armé, selon le profil de Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura pas un risque élevé 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 déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 H^{0,85}}$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Pour une charge moyenne de : 1,2

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dév} = S \times L$.

L : Largeur déversante (m).

Tableau III.20: Estimation le cout de déversoir:

<i>Coût du déversoir</i>		
<i>Largeurs déversantes (m)</i>	<i>Volume du déversoir (m³)</i>	<i>Coût du déversoir 10⁶ (DA).</i>
5	500	8,5
15	523,529412	8,9
25	541,176471	9,2
30	552,941176	9,4
50	582,352941	9,9

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à : 17000 DA.

II.10.4 Etude d'optimisation

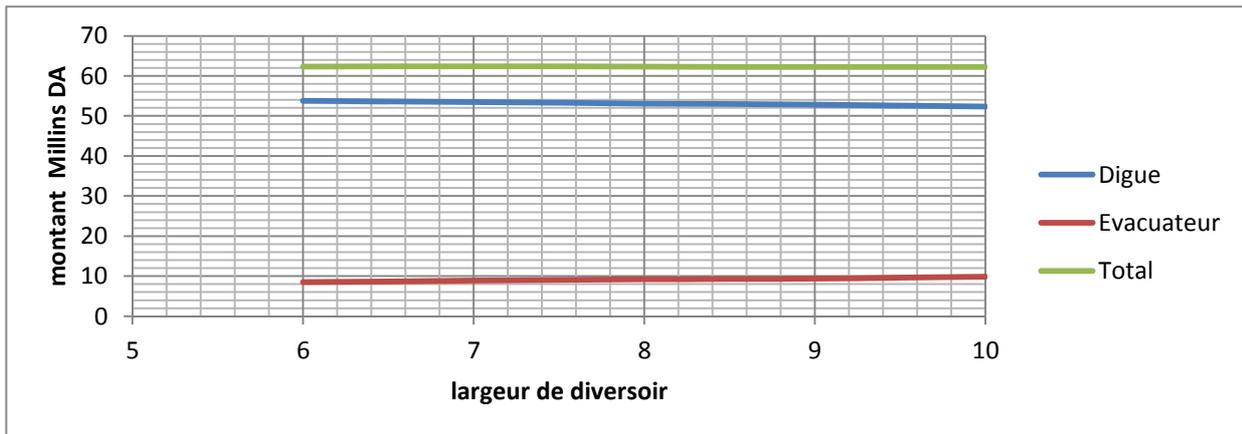


Figure III.14 Courbe d'optimisation

à l'aide de logiciel Matlab on obtient la valeur minimum de cette courbe d'optimisation qui est :

L = 8,27m

On conclure d'après (annexe6) que

$$Q_e = 16,48 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 8,27\text{m}$$

$$H = 1,00 \text{ m}$$

Conclusion

D'après ce chapitre on a déterminé le débit maximale journalière pour dimensionner la retenue au moindre de risque dans le cas d'une crue, et ce débit est de $17,05 \text{ m}^3/\text{s}$

Chapitre IV

Etude des variantes
de la digue

IV .1 Etude des Talus :**IV.1.1 Pré dimensionnement des Talus**

D'après les recommandations faites sur les barrages en Terre, si la digue est en matériaux argileux homogènes, le talus amont aura une pente de 1/3 et le talus aval aura une pente de 1/2,5. Alors que si la digue est conçue avec un noyau central, le talus amont aura une pente de 1/ 2 et le talus aval 1/3.

Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus :

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile		
	- A zones	3	2,5
		3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

IV.1.2 Largeur de la Crête :

La largeur de la crête du barrage doit être assez large pour :

- ❖ Permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage, et ultérieurement pour son entretien.
- ❖ Permettre la communication entre les deux rives du barrage et surtout pour les fellahs de la région.

Pratiquement la largeur de la crête « L » est supérieure à 3 m et si la hauteur $H > 9$ m, alors $L = H/3$. D'autres formules empiriques peuvent être utilisées, pour la détermination de la largeur de crête :

- ❖ $L = 1,65 \times H^{0,5}$;
- ❖ $L = 3,6 \times H^{1/3} - 3$;
- ❖ $L = 1,1 \times H^{0,5} + 1$.

La largeur de la crête de la retenue sera de l'ordre de : $L = 5$ m

IV.1.3 Largeur de la Base :

La base de la retenue sera d'une largeur égale à : $LB = 55.60$ m

IV.1.4 Analyse Technico-économique :

L'analyse technico-économique de l'ouvrage étudié est primordiale afin de déterminer la rentabilité ou non de l'ouvrage.

Ainsi, cette partie d'étude permettra d'estimer le coefficient d'efficacité de la retenue collinaire déterminant la rentabilité de l'ouvrage et de sa faisabilité.

Une fois le coefficient d'efficacité de la variante retenue juge la faisabilité de la retenue, nous procédons à l'estimation générale du coût global de l'ouvrage et de ses annexes.

IV.2 Différents Types de Retenues Collinaires :

Les retenues se classent, en fonction du type de matériaux utilisés pour leurs constructions. Il est donc possible de faire une distinction entre les retenues en terre et les celles en matériaux rocheux et parmi les premiers, entre les types « zonés », « homogènes » et « à écran d'étanchéité ».

IV.2.1 Retenue Collinaire en Terre Zoné :

La digue en terre zoné se compose (**Figure IV.1**) :

- ❖ D'une partie centrale ou noyau réalisée avec des matériaux imperméables (généralement des limons argileux) ;
- ❖ De recharges ou massifs constitués de matériaux plus perméable et stables (sable) permettant d'abaisser la ligne de saturation et de dissiper la pression en cas de vidange rapide. Entre le noyau et les massifs, il faut prévoir des zones filtrantes de transition, dont l'épaisseur peut variée d'un mètre jusqu'à deux ou trois mètres.

La partie centrale étanche, de forme trapézoïdale, a une largeur en crête minimale de trois mètres, et ce pour permettre l'épandage et le compactage mécanique des matériaux. Bien que variable la largeur a la base est généralement de l'ordre de la hauteur maximale du niveau de retenue. Dans le cas de fondation semi-perméable, affleurante ou pourvue d'une mince couche de couverture imperméable inférieur à un mètre, on peut prolonger le parcours hydraulique en augmentant la largeur de base du noyau étant bien entendu que l'étanchéité de la retenue est assurée.

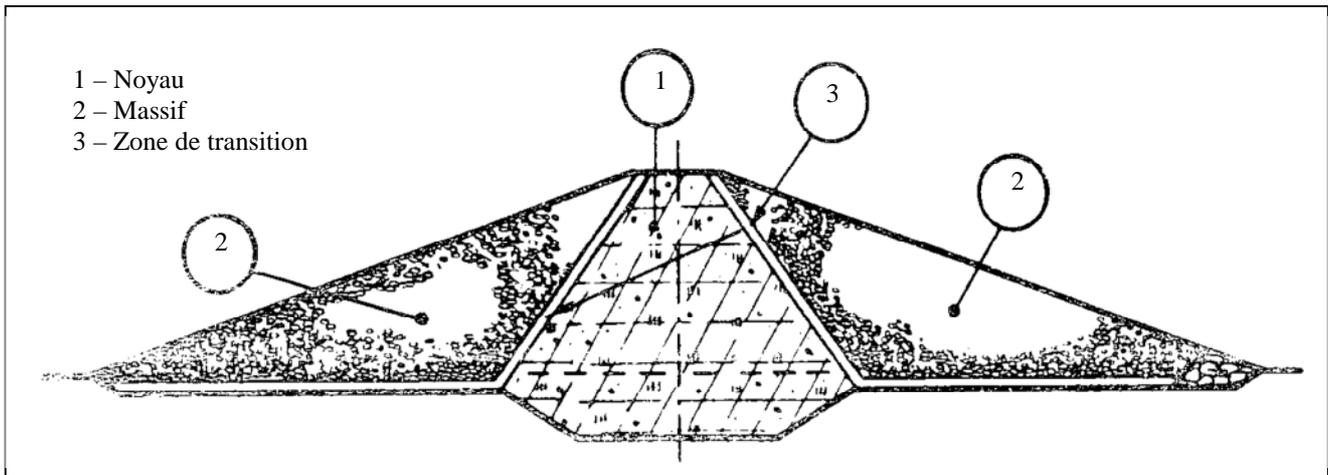


Figure IV.1: Retenue Collinaire en Terre Zoné

IV.2.2 Retenue Collinaire en Terre Homogène

Il s'agit du cas le plus fréquent. Ces barrages (**Figure IV.2**) sont réalisés lorsque les matériaux nécessaires à la réalisation d'une digue zonée ne sont pas disponibles en quantité suffisante. Le remblai est constitué de matériaux suffisamment imperméables, du type sable limoneux, et de granulométrie assez étendue. Le remblai est pourvu à l'aval d'un dispositif de drainage.

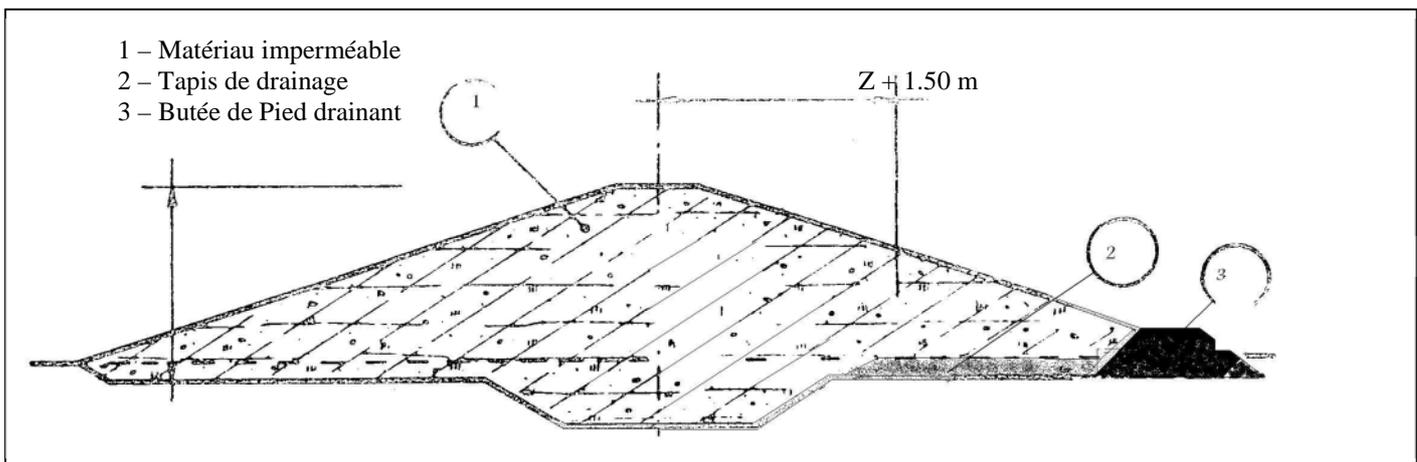


Figure IV.2 : Retenue Collinaire en Terre Homogène

Tableau IV.2: Côtes Caractéristiques :

Côtes Caractéristiques	Valeurs (m)
Côte de l'encrage de la dent (CED)	140.00
Côte de la base du barrage (CBB)	144.00
Côte du terrain naturel (CTN)	145.00
Côte du niveau mort (CNM)	149.20
Côte du niveau normal de la retenue (NNR)	151.20
Côte des plus hautes eaux de la retenue (NHE)	152.70

IV. 3 Estimation des coûts :**IV. 3.1 Variante N°01 : « Retenue en Remblais Homogène »**

L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, en l'occurrence la partie du corps de la digue et les ouvrages annexes.

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation du coût globale de l'ouvrage.

Tableau IV.3: Estimation Grossière du coût de la Retenue :

N°	Désignation des Articles	Montant
Corps de la digue		
I.01	Terrassement	15 000 000,00
I.02	Corps de la Digue	
I.02.01	Remblais du corps de la digue	19 000 000,00
SOUS TOTAL I		34 000 000,00

IV. 3.2 Variante N°02 : « Retenue en Remblais Avec Noyau Central »

L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, en l'occurrence la partie du corps de la digue et les ouvrages annexes.

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation du coût globale de l'ouvrage.

Tableau IV.4: Estimation coût de le digue de la Retenue :

N°	Désignation des Articles	Montant
Corps de la digue		
I.01	Terrassement	15 000 000,00
I.02	Corps de la Digue	
I.02.01	Remblais du corps de la digue	20 000 000,00
SOUS TOTAL I		35 000 000,00

Conclusion :

Nous remarquons que la retenue avec noyau central est plus coûteuse que la retenue avec un corps en remblais homogène.

En plus, la géotechnique a montrée l'existence de la zone d'emprunt, proche du site, en quantité suffisante permettant la réalisation d'une retenue homogène.

Nous optons ainsi pour une retenue collinaire avec un corps de la digue en remblai homogène.

Toutefois, pour contrer tout effet renard au-dessous de la retenue, vu le terrain semi perméable de 6,50 m de profondeur indiqué par les sondages géotechniques, nous avons procédé à une protection par un double paroi étanche de type mouillée.

Chapitre V

Etude de la variante
choisie

V.1 Conception de la Digue**V.1.1 Hauteur de la Digue**

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir et de la revanche.

V.1.2 Niveau de la Base du Barrage

C'est le niveau de l'assise de la base du barrage, il est de 1 m de profondeur du niveau de terrain Naturel après le décapage de la terre végétale. Sachant que la côte du terrain naturel au niveau du lit du Oued est à :

$$\text{NTN} = 145.0 \text{ m}$$

Ainsi, la côte de la base de la Retenue est à :

$$\text{NBR} = 144.5 \text{ m}$$

V.1.3 Niveau d'Encrage de la Dent de la Digue

C'est le niveau de la base de la dent d'encrage, celle-ci est profonde de 4 m au-dessous de la base du barrage. Ainsi ce niveau est à la côte :

$$\text{NDE} = 140.5 \text{ m}$$

V.1.4 Niveau Mort de la Retenue

L'apport solide unitaire étant égal à : $A_s = 172,28 \text{ m}^3/\text{Km}^2.\text{an}$, le volume mort annuellement enregistré au niveau de la retenue est estimé à :

$$V_{\text{an}} = 1.566,03 \text{ m}^3$$

Le niveau mort correspond à 20 ans de service est égal à :

$$V_{20\text{ans}} = 31.010,40 \text{ m}^3$$

Le volume mort annuel correspond à la côte :

$$\text{NMR} = 147,95 \text{ m.}$$

V.1.5 Niveau de la Crête

Le niveau de crête de la retenue correspond au niveau de la côte la plus élevée de la courbe caractéristique de la retenue.

$$\text{NCR} = 154.20 \text{ m}$$

Niveau des Plus Hautes Eaux

Il correspond au niveau de la crête de la retenue diminué de la revanche « R ». Celle-ci constitue une hauteur de sécurité, assurant le protège de l'ouvrage contre les élévations du niveau d'eau qui pourrait causer des risques de submersion.

$$\text{NHE} = \text{NCR} - R$$

V.1.6 Estimation de la Revanche

La revanche dépend de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et de la projection de l'eau vers le haut de la retenue due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent la retenue.

La revanche minimale R est donnée par la relation suivante :

$$R = 0,75 \times H_w + \frac{V^2}{2 \times g} + H_s \dots \dots \dots (V.1)$$

H_w : représente le soulèvement par les vagues.

V : vitesse de propagation des vagues.

H_s : représente le soulèvement du plan d'eau.

V.1.6.1 Hauteur des Vagues

La hauteur des vagues est estimée par plusieurs formules empiriques.

a. Formule de Svenson

Pour F < 18 Km H_w = 0,75 + 0,34 × (F)^{0,25}..... (V.2)

Pour F > 18 Km H_w = 0,34 × F..... (V.3)

F[Km] : Fetch : Longueur rectiligne maximum de la retenue mesurée à partir de la digue.

Dans notre cas, F est égal à 0,200 Km, la hauteur des vagues est de :

$$H_w = 1,039 \text{ m}$$

b. Formule de Molitor

Pour F < 30 Km H_w = 0,75 + 0,032 × (U × F) × 0,5 – 0,27 × (F) × 0,25..... (V.4)

Pour F > 30 Km H_w = 0,32 × (U × F)^{0,5}..... (V.5)

$$H_w = 0.570 \text{ m}$$

c. Formule empirique

La hauteur des vagues peut être estimée aussi par la formule empirique suivante :

$$H_w = 0,005 \times (U)^{1,06} \times (F)^{0,47}$$

U (Km/h) : vitesse du vent,

H_w (m) : hauteur des vagues.

$$H_w = 0.188 \text{ m}$$

Soit une moyenne de hauteur des vagues égale à :

$$H_w = 0.599 \text{ m}$$

V.1.6.2 Vitesse de Propagation des Vagues

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

$$V = 1,5 + 2 \times H_w \dots \dots \dots (V.6)$$

V (m/s) : vitesse de propagation des vagues

Hw (m) : hauteur des vagues

$$V = 2.727 \text{ m/s}$$

La revanche sera augmentée d'une hauteur de sécurité de Hsec de 0,50 m. Donc, R est égale à :

$$R = 1.50 \text{ m}$$

Ainsi, le niveau des plus hautes eaux, correspondant au seuil du déversoir est égale à :

$$\text{NHE} = 152.70 \text{ m}$$

V.1.7 Niveau Normal de la Retenue

Il est calculé compte tenu de la capacité utile à stocker majorée par la tranche morte éventuellement prévue au fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts solides.

Elle correspond au volume engendré par la côte des plus hautes eaux diminuée de la charge (H) sur le déversoir, celle-ci, selon la régularisation, est de 1,5 m.

$$\text{NNR} = \text{NHE} - H$$

$$\text{NNR} = 151.20 \text{ m}$$

V.1.8 Hauteur de la Digue

La hauteur de la digue de la retenue de Oued Slane, à partir du terrain naturel, est de :

$$H = 9.2 \text{ m}$$

La hauteur de la digue à partir de sa base, est de :

$$H = 10.2 \text{ m}$$

La hauteur de la digue à partir de la dent d'encrage, est de :

$$H = 14.2 \text{ m}$$

V.1.9 Longueur de la Digue

La longueur total de la digue est égale à :

$$\text{LR} = 143.0 \text{ m}$$

V.1.10 Etude des Talus

V.1.10.1 Dimensionnement des Talus

D'après les recommandations faites sur les barrages en Terre, si la digue est en matériaux argileux homogènes, le talus amont aura une pente de 1/3 et le talus aval aura une pente de 1/2,5. Alors que si la digue est conçue avec un noyau central, le talus amont aura une pente de 1/2 et le talus aval 1/3.

Tableau V.1: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile		
	- A zones	3	2,5
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

V.1.10.2 Protection des Talus

Le parement amont sera protégé par des enrochements contre le batillage des vagues. C'est le matériau le plus couramment utilisé pour la protection du talus amont. Quant au parement aval, il sera protégé par la végétation contre les eaux de ruissellement pluviales. Par ailleurs, des caniveaux seront prévus sur la crête et sur les deux rives de la digue pour collecter les eaux pluviales et les évacuer dans l'oued ou la cuvette.

V.1.10.3 Largeur de la Crête

La largeur de la crête du barrage doit être assez large pour :

- ❖ Qu'il n'y ait pas de circulation d'eau dans le barrage, près de son couronnement, lorsque la retenue est pleine.
- ❖ Permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage, et ultérieurement pour son entretien.
- ❖ Permettre la communication entre les deux rives du barrage et surtout pour les fellahs de la région.

Pratiquement la largeur de la crête « L » est supérieure à 3 m et si la hauteur $H > 9$ m, alors $L = H/3$. D'autres formules empiriques peuvent être utilisées, pour la détermination de la largeur de crête :

$$\diamond L = 1,65 \times H^{0,5} ; \dots\dots\dots (V.7)$$

$$\diamond L = 3,6 \times H^{1/3} - 3 ; \dots\dots\dots (V.8)$$

$$\diamond L = 1,1 \times H^{0,5} + 1. \dots\dots\dots (V.9)$$

La largeur de la crête de la retenue sera de l'ordre de : $L = 5 \text{ m}$

V.1.11 Largeur de la Base

La base de la retenue sera d'une largeur égale à : $LB = 55.60 \text{ m}$

V.2 Etude des infiltrations à travers le corps du barrage :

Généralités :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation du massif du barrage ;
- Le débit de fuite ;
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue

➤ Hypothèse de calcul :

- La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.2.1 La ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la

zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

- Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots(V.10)$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.11)$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots(V.12)$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

Niveau de la retenue normale, h = 6.5m :

D'où : $b = 55.6m$

L'emprise de barrage : $L_b = 55,6m$

$d = L_b - 0,7.b$ d'où $d = 41.6m$

On aura donc : $Y_0 = 1,0095 m$

$a = 0,5048$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 2.019X + 0,50475 \dots\dots\dots(V.13)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le **Tableau V.2** ci-après :

Tableau V.2: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X[m]	Y[m]
0	0,7104576
4	2,92929172
8	4,08126819
12	4,97320319
16	5,72789228
20	6,39411839
24	6,99719587
28	7,55226787
32	8,06924718
36	8,55504237
40	9,01469633
41,6	9,19212435

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : $AB = 0,3 b$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

V.2.2 Calcul du débit de fuite par infiltration :

a)- digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul le débit de fuite à travers le barrage.

$$qn = K.I.A \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec : qn : débit d'infiltration ($m^3 /s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité. ($K=1 \cdot 10^{-11} m/s$)

A : section d'infiltration par unité de longueur.

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et : } A = y.I$$

Le gradient hydraulique est déterminé par :

Donc : $qn = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(V.15)$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $qn = K.y_0 \quad m^3/s/ml$.

Le débit total a travers le barrage sera : $Q = q.L$

$Y_0 [m]$	$K [m/s]$	$q [m^3/s/ml]$	$q [m^3/an/ml]$	$L [m]$	$Q [m^3/an]$
1,1323	$1 \cdot 10^{-11}$	$1,1323 \cdot 10^{-11}$	$3,57 \cdot 10^{-11}$	143	0.051

Ces valeurs de débit de fuite sont sensiblement négligeables par rapport au volume d'eau stocké.

b)- Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.14):

$$qn = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K=1,2 \cdot 10^{-8} m/s$)

I : gradient hydraulique. $I=H_b/L_b \dots\dots\dots(V.16)$

(H_b = charge de la retenue, $L_b= 55,6m$ L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ ($T=6.5m$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

Hb (m)	I	K (m/s)	q (m3/s/ml)	q (m3/an/ml)	Q (m3/an)
6,2	0,112	$1,2 \cdot 10^{-8}$	$8.736.10^{-9}$	0,28	15.31

Barrage (digue+fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m3/an) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Les débits infiltration

Digue	Fondation	Barrage
0.051	15.37	15.361

V.2.3 Protection des talus

V.2.3.1 Talus Aval

Le talus aval peut être protégé contre l'érosion par un enherbement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soin de couvrir le parement d'une couche végétale de 5 à 10 cm d'épaisseur.

V.2.3.2 Talus Amont

Le talus amont est protégé par une couche d'enrochement dont l'épaisseur est déterminée par la hauteur des vagues, et de leurs vitesses de propagation. Cette épaisseur (e) peut être obtenue par la formule suivante : $e = C \times V^2$

V : vitesse des vagues en (m/s), $V = 2.727$ m/s.

C : Coefficient dépendant de la pente du talus (m) et du poids spécifique (θ) de du matériau (pour $m = 3$ et $\theta = 2,65$ t/m³, $C = 0,025$).

Tableau V.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma P = 2,5$	$\gamma P = 2,65$	$\gamma P = 2,80$
1/ 4	0,027	0,024	0,022
1/ 3	0,028	0,025	0,023
1/ 2	0,030	0,028	0,026
1/ 1.5	0,036	0,028	0,030
1/ 1	0,047	0,041	0,038

$e = 19$ cm.

On prendra une couche d'enrochement de $e = 25$ cm.

V.2.3.3 Diamètre minimum de l’enrochement :

On peut déterminer par le tableau des ingénieurs de l’US Army corps of Engineers qui nous donne l’épaisseur minimum de la couche d’enrochements ainsi que les dimensions minima des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau V.5: Epaisseur de l’enrochement avec le diamètre

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d’enrochement t(m)	D_{50}^{min} (m)
(0,00-0,30)	0,3	0,20
(0,30-0,60)	0,4	0,25
(0,60-1,20)	0,45	0,30
(1,20-1,80)	0,55	0,40
(1,80-2,40)	0,70	0,45
(2,4 0-3,00)	0,80	0,55

Dans notre cas $t=0,4$ m

$$D_{50}^{min}=0,25$$

V.2.4 Disposition des filtres et drains

V.2.4.1 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.2.4.1.1 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.2.4.2 Le tapis drainant sous le talus aval :

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène, ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de 0.5m, s'étend sur (1/4-1/3) de l'emprise du barrage.

On note que l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

V.2.4.2.1 Dimensionnement du tapis drainant :

- **Longueur du tapis drainant :**

$$L_d = (1/3-1/4) L_b \dots\dots\dots(V.17)$$

L_d : longueur du drain tapis en (m).

L_b : largeur transversal du barrage (55.6m).

On trouve : L_d=19.25 m.

V.2.4.2.2 Le prisme de drainages :

Il permet de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

- **Dimensionnement du prisme de drainage :**

- **Fruits des talus :**

m₁ = (1 ÷ 1,75) on prend m₁=1

m₂ = (1,5 ÷ 2, 5) on prend m₂=1,5

- **La hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,4) H_{bcr} \dots\dots\dots(V.18)$$

Où : H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: h_{dr}=0,3*10.2=3.1m

- **La largeur en sommet :**

Elle est donnée par: $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_{dr} \dots \dots \dots (V.19)$

AN: $b_{dr} = \frac{1}{3} \cdot 3 = 1 \text{ m}$

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots \dots \dots (V.20)$$

AN :

$$B = 1 + (1.5 + 1) \cdot 3 = 8.25 \text{ m}$$

V.2.4.3 Calcul des filtres :

V.2.4.3.1 Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

- **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (V.21)$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;
 - $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux;
 - $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

- **Condition 2 :**

Condition de (TARZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

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

- D_{15} : Diamètre de filtre ;
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

V.2.4.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.
- d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

- **Granularité de sol protégé :**

$$d_{15} = 0,002 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0.03\text{mm;}$$

$$d_{85} = 0.7\text{mm.}$$

- La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

- $0,024 \text{ mm} < D_{15} < 0.08 \text{ mm ;}$

- $0.36 \text{ mm} < D_{50} < 1.74 \text{ mm.}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,052 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 1.05 \text{ mm.}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.624\text{mm} < D_{15} < 2.08 \text{ mm}$$

$$12.6\text{mm} < D_{50} < 60.9\text{mm.}$$

D’où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 1.352\text{mm.}$$

$$D_{50} = 36.75\text{mm.}$$

V.2.4.3.2.1 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

- **Filtre n°01 :**

- **Condition 1 :**

$$\frac{D_{50}}{D_{15}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

D’après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,03\text{mm} ; D_{10}=0,04\text{mm}$$

$$D_{17}=0,06\text{mm} ; D_{60}=2\text{mm}.$$

- $\eta = D_{60}/D_{10} = 50$ Coefficient d'hétérogénéité ;
- $n_o = 0,4$ d'où $n = 0,30$;
- $D_5/D_{17} = 0,5 > 0,28$
- La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.
 - **Condition 2:** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,052}{0,7} = 0,07 < 4$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

- Filtre n°02 :

- **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta(1 + 0,05\eta)} \frac{n}{1 - n}$$

$$D_5/D_{17} = 0,75 > 0,32 : \text{pour } n = 0,278 ; \eta = 60,20$$

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

- **Condition 2 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{1,352}{0,7} = 1,93 < 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'encrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.2.4.3.3 Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

- ✓ **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0,052 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0,002 \text{ mm.} \quad \frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,052}{0,002} = 26 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

✓ Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{85} : diamètre correspondant à 85% de l'argile.

$D_{15}=0.052\text{mm}$, $d_{85}=0.7$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.052}{0.7} = 0.07 < 5$$

La condition est vérifiée donc : la construction d'un filtre n'est pas nécessaire

V.2.4.4 Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3.50m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 3.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,5$.

V.3 ETUDE DE STABILITE DES TALUS

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont présentées dans le rapport géotechnique pour les différents sondages et différentes profondeurs.

La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants ou étapes de réalisation de l'ouvrage :

- 1) Fin de construction.
- 2) Opération ou exploitation (barrage plein).
- 3) Vidange rapide.

$$F_s = \frac{\sum CL + \sum (N - P)tg\phi}{\sum T} \geq F_{\min} \quad \text{Sans séisme}$$

$$F_s = \frac{\sum CL + \sum (N - P)tg\phi}{\left(\sum T + \frac{\sum asdL}{R} \right)} \geq F_{\min} \quad \text{Avec séisme}$$

Où :

N = Composant normal.

L = Longueur de l'élément (tranchées de déblai).

- T = Composant tangentiel.
 P = Pression hydrostatique interne.
 φ = Angle de frottement interne du matériau.
 C = Cohésion du matériau.
 a = Accélération sismique.
 s = Surface de la tranchée.
 d = Densité du sol.
 R = Rayon du cercle de rupture.

Le coefficient séismique K_s ou F_s est calculé par la relation :

$$K_s = \frac{a}{g}$$

a : accélération horizontale produite par le séisme, il dépend du degré de sismicité (zone II-a) et l'importance de l'ouvrage (1B) :

$$a = 0.20$$

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

$$K_s = \frac{0.20}{9.81} = 0.020$$

V.3.1 Les différents cas de calcul :

V.3.1.1 Fin de construction

L'état de charge « fin de construction » se produit dans la digue et dans sa fondation après que la digue a été rapidement remblayée et ce dernier n'est pas capable de dissiper l'excès de pression interstitielle produit par l'accroissement brusque des contraintes totales qu'entraîne le processus de réalisation.

V.3.1.2 Fonctionnement normale ou exploitation

L'état de charge « exploitation » se produit dans la digue et la fondation une fois que la digue a été terminée, a passé ensuite un temps appréciable depuis son arrêt et se sont dissipées les pressions de pores de consolidation apparues pendant la construction; en outre, le réseau d'écoulement est formé à travers le corps de la digue et de la fondation.

V.3.1.3 Vidange rapide

L'état de charge « vidange rapide » se produit dans le barrage et la fondation ensuite le niveau de l'eau du barrage diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue. Le mécanisme de rupture qui produit le glissement est le suivant : Après d'avoir établi le réseau

d'écoulement à partir du niveau normale de la retenue, une diminution du niveau de l'eau du lac se produit. Dans le corps de la digue une diminution égale ne se produit pas car son matériel est assez imperméable ; la diminution interne est négligeable en comparaison avec la diminution externe de l'eau.

Dans la partie du talus entre le nouveau niveau d'eau et le niveau normal de la retenue se produit une surface de glissement potentielle avec une force qui tend à produire un déséquilibre dans le talus. La résistance au cisaillement du sol ne change pas puisqu'il n'y a pas de changements des matériaux.

V.3.2 Données de base du rapport géotechnique

V.3.2.1 Fondation

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont présentées dans le rapport géotechnique pour différents sondages et différentes profondeurs.

On prend comme résultat :

- ❖ γ_{sec} = 1,65 (t/m³) : poids volumique sec
- ❖ φ = 23° : Angle de frottement interne
- ❖ C = 0.66 Kg/m² : Cohésion

V.3.2.2 Carrière d'emprunt

Nous résumons les caractéristiques mécanique et physique de la zone d'emprunt dans le tableau suivant :

Tableau V.6: – Données de base pour la digue :

	Caractéristiques mécaniques		Caractéristiques Physiques				
Nomination	φ (°C)	C (Kg/m ²)	γ_{sp} (t/m ³)	γ_{humide} (Kg/m ³)	$\gamma_{saturé}$ (t/m ³)	Proctor Normal	
						γ_d	W%
Fouilles	16.60	0.35	2.68	1.766	-	1.80	17.30

Les significations des caractéristiques ci-dessus sont comme suit :

- ❖ φ : Angle de frottement interne.
- ❖ C : Cohésion.
- ❖ γ_{sec} : Poids volumique sec.
- ❖ γ_{hum} : Poids volumique humide.
- ❖ γ_{sat} : Poids volumique saturé.

- ❖ W% : la teneur en eau optimale.
- ❖ Ip : Indice de plasticité.

V.4 Calcul de stabilité :

V.4 .1.Généralité 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, 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 calculs 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 :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
- a-2. Glissement en cascade.
- a-3. 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.

- l'instabilité mécanique en fondation

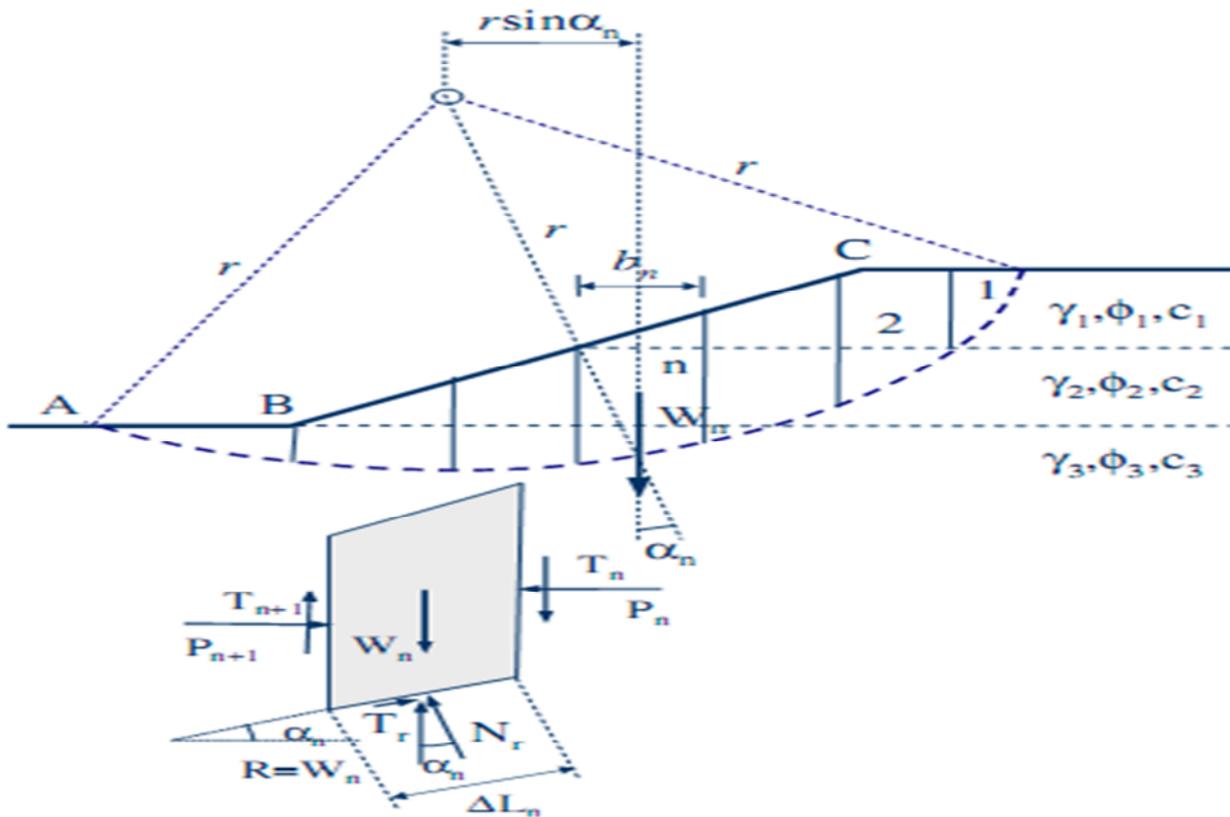


Figure IV.01 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, R_i)

V.4 .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 fuit (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 (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

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.

Tableau V.7 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.4 .3 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. 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.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b \dots\dots\dots (V.23)$$

$$R_2 = K_2 H_b \dots\dots\dots (V.23)$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 15,5m$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau V.8: K_1 ET K_2 EN FONCTION DES TALUS

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

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	15,5	35,65
Aval	2,5	0,875	2,025	13,56	31,39

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté 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 tranche « 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) : $N= G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.4.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

$$\text{La formule s'écrit : } G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (V.24)$$

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.

b)-Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.25)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w=10\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.26)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.27)$$

a : Coefficient de séisme.

G n : Poids de la tranche.

V.4 .5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_f = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (V.28)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots\dots\dots (V.29)$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R \dots\dots\dots (V.30)$$

➤ **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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.31)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \operatorname{Sin}^2 \alpha}$$

V.4 .6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{SS} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.32)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.33)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.34)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.35)$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.36)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.37)$$

V.4.7 Calcul du coefficient de sécurité pour les différentes méthodes :

V.4.7.1 Méthode de Bishop (qu'on appelle habituellement Bishop simplifiée) (Ks=Fs)

La méthode de Bishop diffère de celle des tranches surtout parce qu'elle fait l'équilibre dans chaque

Une des tranches pour trouver σ_N au

lieu d'assumer celle-ci comme étant

égale à $W_{\cos\alpha} \sigma_N \sum F_V$

en fait on voit que si on fait l'équilibre

des forces pour obtenir σ'_N , on n'a pas

nécessairement $W_{\cos\alpha}$

Hypothèse: $X_N - X_{N-1} = 0$

Si on trace le polygone des forces pour

trouver σ'_N pour chaque tranche,

On a alors:

Dans la $\sum F_V, E_n - E_{n-1}$ n'est pas en ligne de

compte mais influence le polygone à

l'équilibre:

$\sum F_V = 0 \rightarrow$

$-W + u/\cos\alpha + \sigma'_N l \cos\alpha + C' l \sin\alpha / F.S +$

$\sigma'_N / \tan\phi \sin\alpha / F.S = 0$

$\sigma'_N / (\cos\alpha + \tan\phi \sin\alpha / F.S) = W - u/\cos\alpha - C' l \sin\alpha / F.S.$

$\sigma'_N l = (W - u/\cos\alpha - C' l \sin\alpha / F.S.) / (\cos\alpha + \tan\phi \sin\alpha / F.S.)$

Méthode des tranche $\sigma'_N l = w \cos\alpha - ul$

Méthode de Bishop :

Equilibre de l'ensemble:

$\sum M = 0$ pour déterminer F.S

De l'équilibre des moments, on a déjà établie:

$F.S. = \sum (l_i c'_i + \sigma'_N l_i \tan\phi') / \sum W_i \sin\alpha_i$ (bishop est différent que dans le calcul de σ'_N).

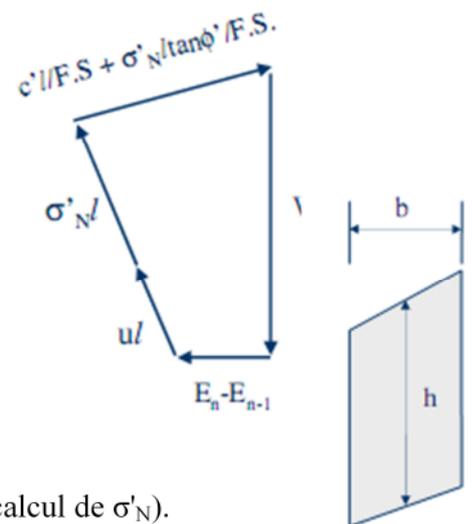
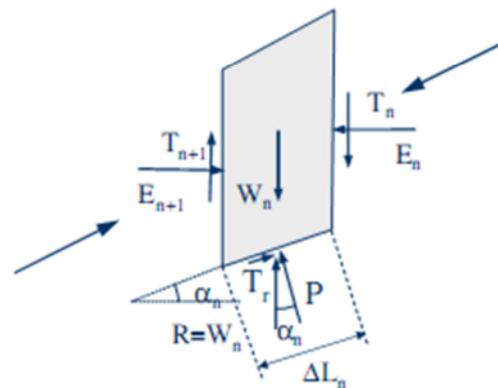
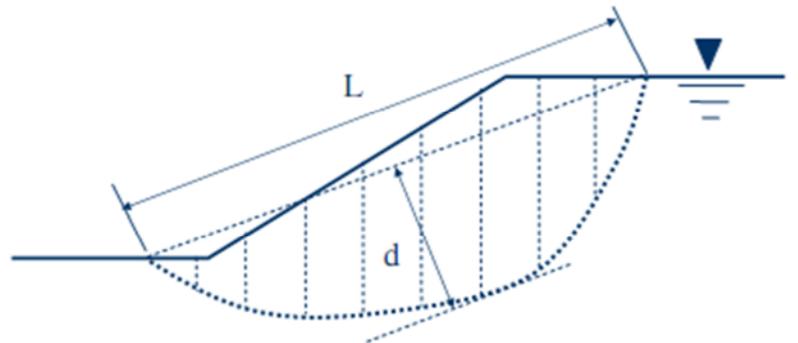
Si nous remplaçons σ'_N dans l'équation:

$F.S. = (1 / \sum W_i \sin\alpha_i) \cdot \sum [l_i c'_i + (W - u/\cos\alpha - C' l \sin\alpha / F.S.) / (\cos\alpha + \tan\phi \sin\alpha / F.S.) \tan\phi']$

Si on veut une expression avec de même dénominateur, nous faisons $m_\alpha = \cos\alpha + \tan\phi \sin\alpha / F.S.$

$F.S. = (1 / \sum W_i \sin\alpha_i) \cdot \sum [l_i c'_i \cos\alpha + (W - u/\cos\alpha) \tan\phi'] / m_u$

A notre m_u contient F.S.(inconnu).il faut .donc procéder par itération \rightarrow converge rapidement.



Si on travaille à la main, il est plus simple de réécrire cette équation avec $b=l \cos\alpha \rightarrow m_\alpha = h b \sin\alpha$;

$$W = \gamma h b$$

$$F.S = (l / \sum h_i b_i \sin\alpha_i) \cdot \sum [b_i (c'_i + (\gamma h_i - u_i) \tan\phi') / m_\alpha]$$

Lorsqu'on travaille à la main, le terme m_α est assez fastidieux à évaluer. Il existe cependant des tables qui permettent de donner directement le terme en fonction de α et de $\tan\phi/F.S$.

$$F.S = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \left[\frac{c\beta + W \tan\phi - \frac{c\beta}{F.S} \sin\alpha \tan\phi}{m_\alpha} \right] \dots \dots \dots (V.38)$$

$$m_\alpha = \cos\alpha + \frac{\sin\alpha \tan\phi}{F.S} \dots \dots \dots (V.39)$$

V.4 .7 .2 Méthode simplifiée de Janbu al.1956 :

C'est une bonne méthode à utiliser à la main.

Cette méthode assume la location des forces $P=N-1$ hypothèse. On a donc $3N-1$ inconnus et $3N$ Equation.

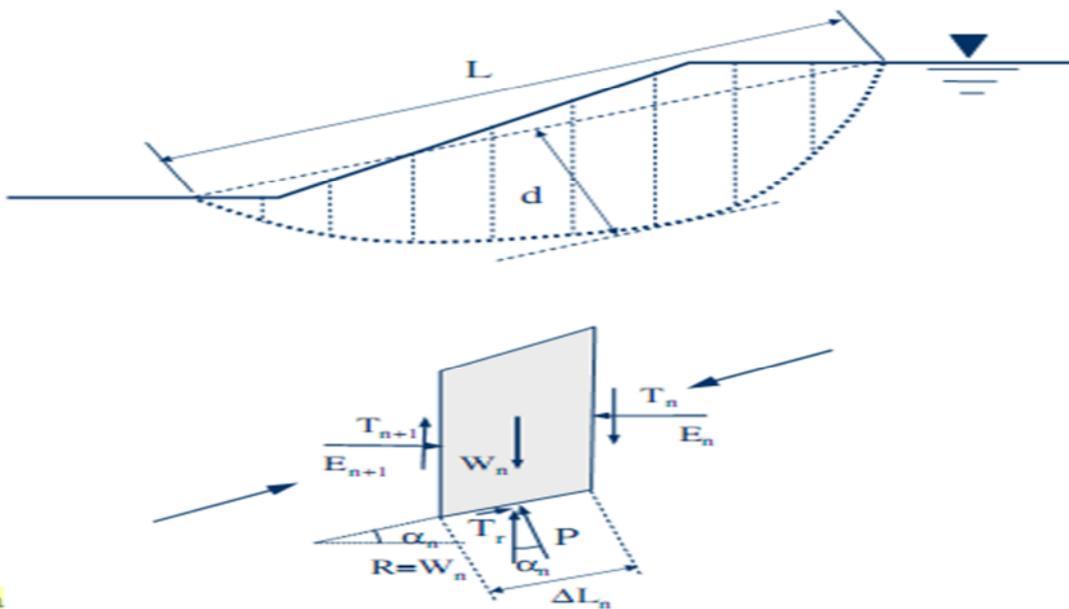
Nous nous retrouvons avec un système surdéterminé. Ceci peut causer certaines instabilités de la solution surtout lorsqu'on utilise l'ordinateur.

La méthode utilise un coefficient correcteur f_0 pour tenir compte des forces entre les tranches. On calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé $F.S_0$ qui est déterminé comme suit:

$$F.S_0 = \frac{\sum (c' l \cos\alpha + (p - ul) \tan\phi' \cos\alpha)}{\sum P \sin\alpha}$$

$$P = [W - c' l \sin\alpha / F.S + u \tan\phi' \sin\alpha / F.S] / m_\alpha$$

Le coefficient de sécurité corrigé est: $F.S = f_0 \cdot F.S_0$



V.4 .5 Détermination du coefficient de Sécurité au glissement

Cette étude de stabilité des talus est faite à l'aide d'un logiciel de calcul nommé Geoslope en utilisant toute les données de bases nécessaires d'après le rapport géotechnique.

Gslope est un programme conçu pour le calcul des facteurs de sécurité d'un glissement de terrain sur la base de la méthode des tranches. Il me donne la valeur de cercle critique, Il se présente sous forme d'une interface graphique qui sert de base pour l'exécution du programme. La version disponible qui a été utilisée est celle V7.10

Le programme s'utilise en system d'exploitation XP SP3, VISTA, SEVEN et utilise le clavier et la souris pour commander toutes les étapes de la confection des données et de la manipulation des résultats.

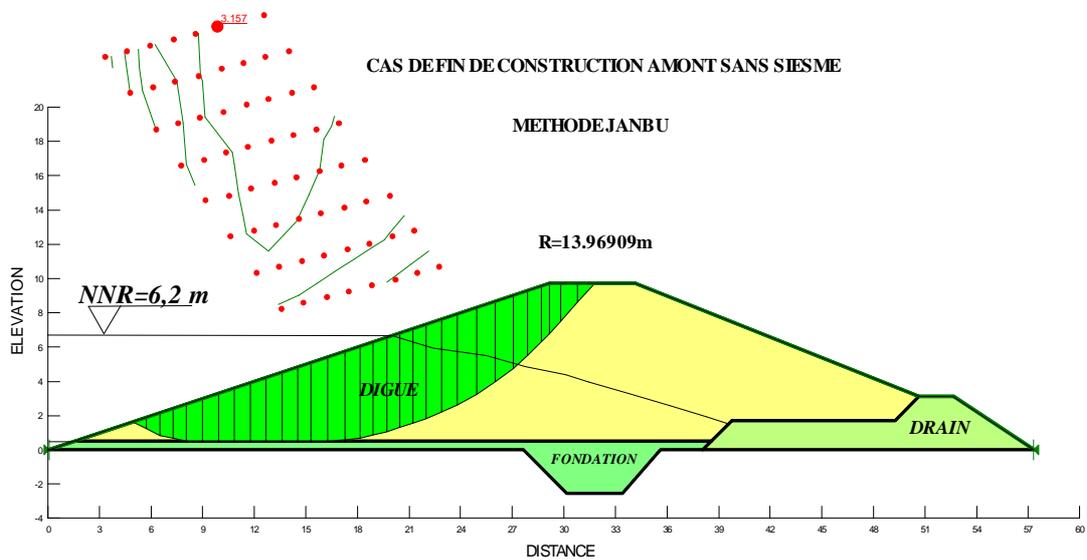
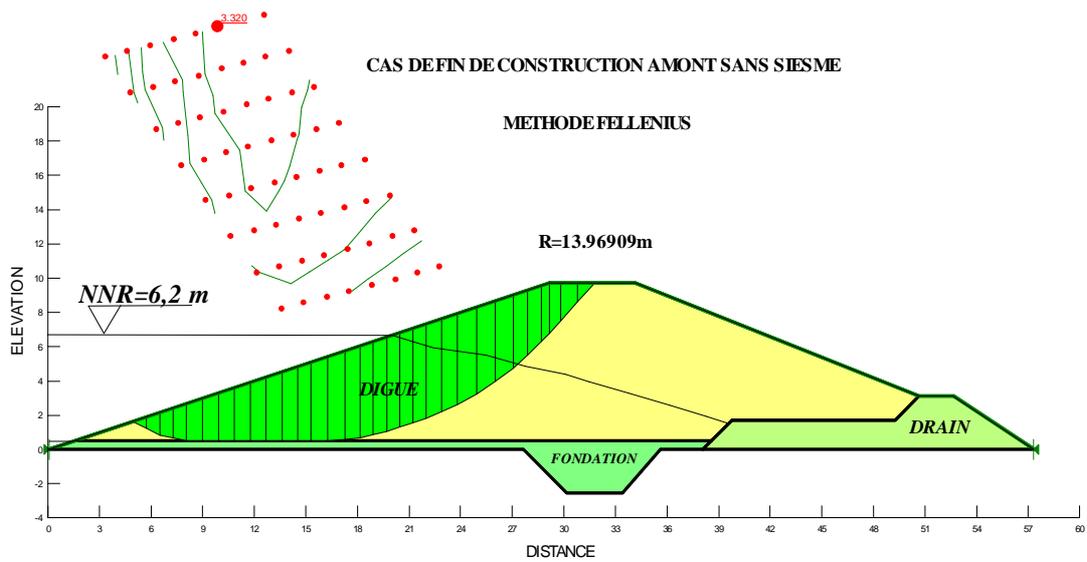
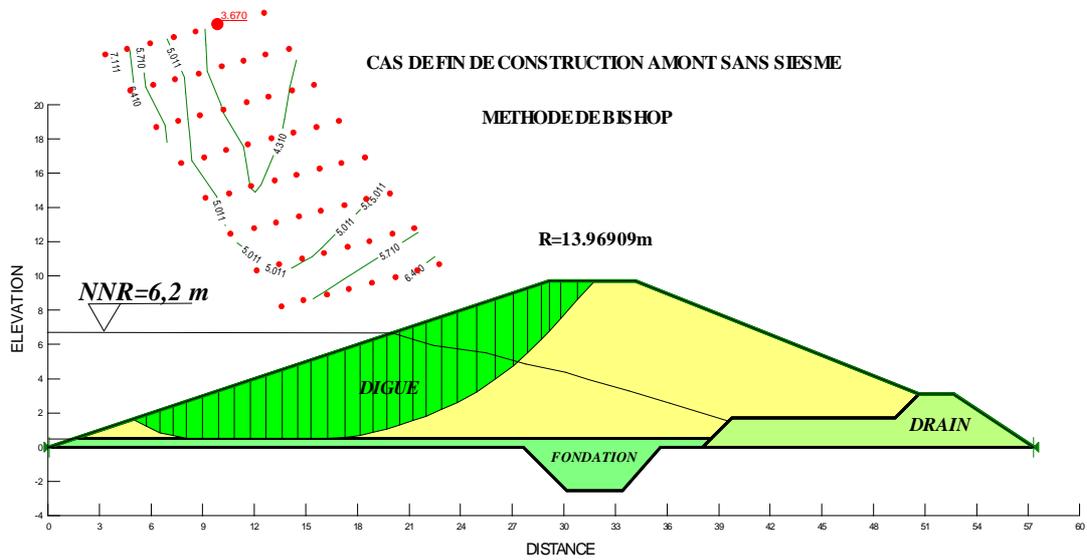
On doit fournir l'ensemble de ces données: la cohésion, l'angle de frottement, les données géométriques de la surface libre, les limites géométriques des couches de matériaux et du plan d'eau seront données point par point sous forme de segments de droite, en respectant l'ordre croissant pour les abscisses (les x) des points.

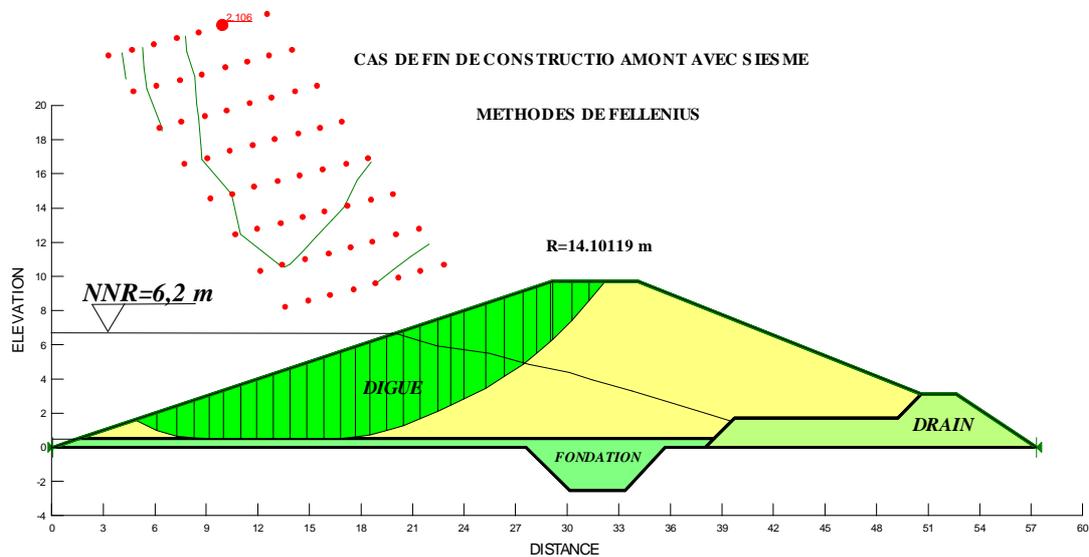
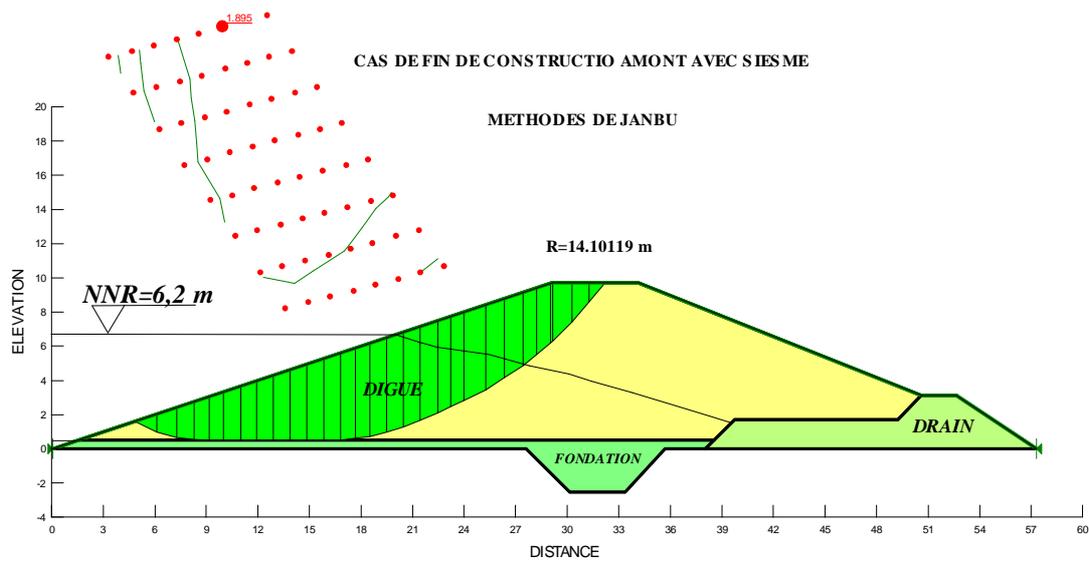
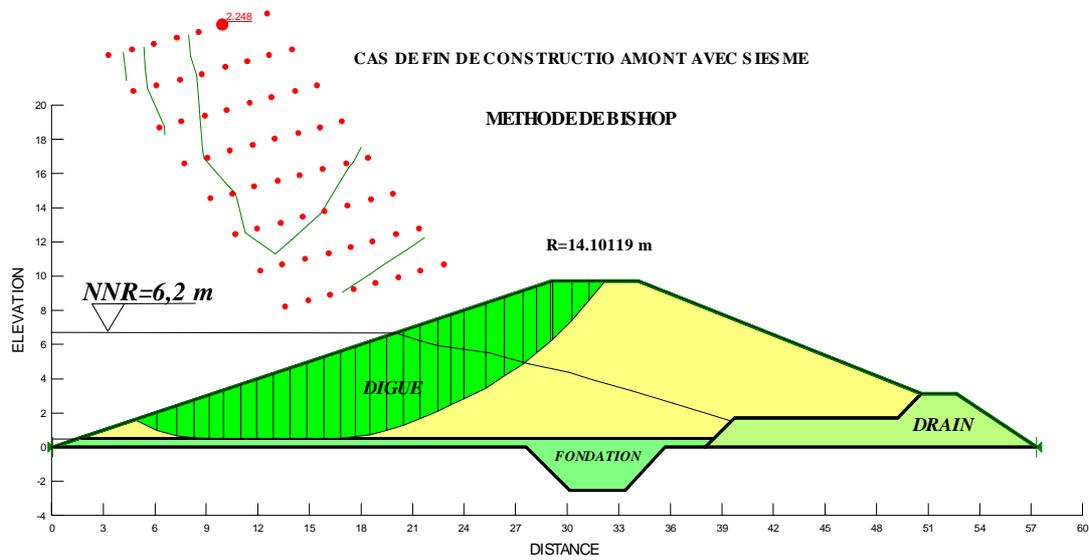
Enfin, notons que le programme calcul tous les facteurs de sécurité dont les centres des cercles appartiennent à la maille, fera un tri et affichera le facteur à la fin la valeur du facteur minimal et les données de masse glissante.

Le calcul ce fait suivant 3 méthodes a l'aide de GeoSlope :

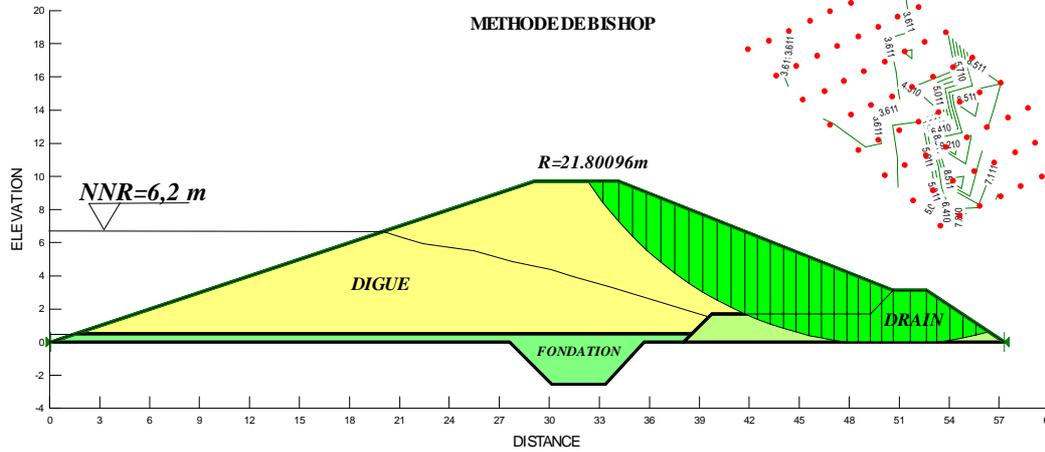
- Méthode de FELLENIUS
- Méthode de Bishop
- Méthode simplifiée de Janbu

Les résultats obtenus par la simulation (Annexe 07) de logiciel sont comme suit :

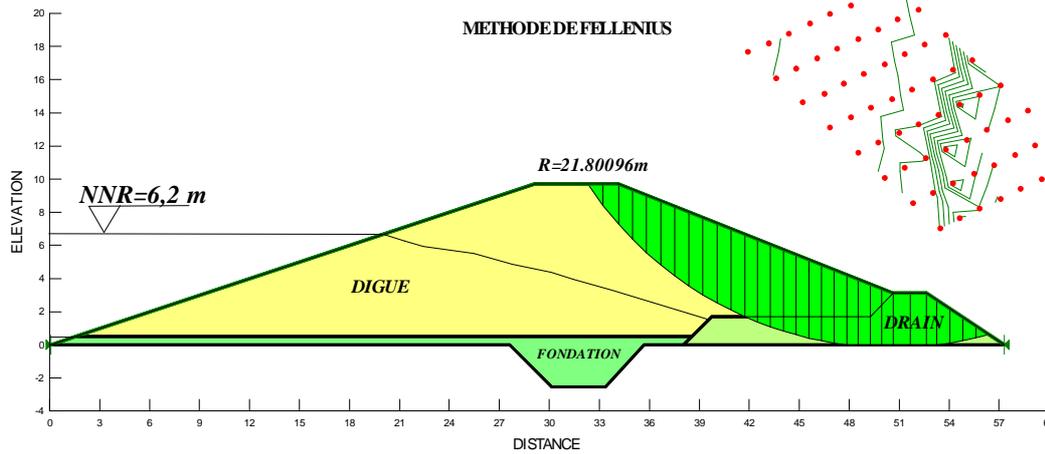




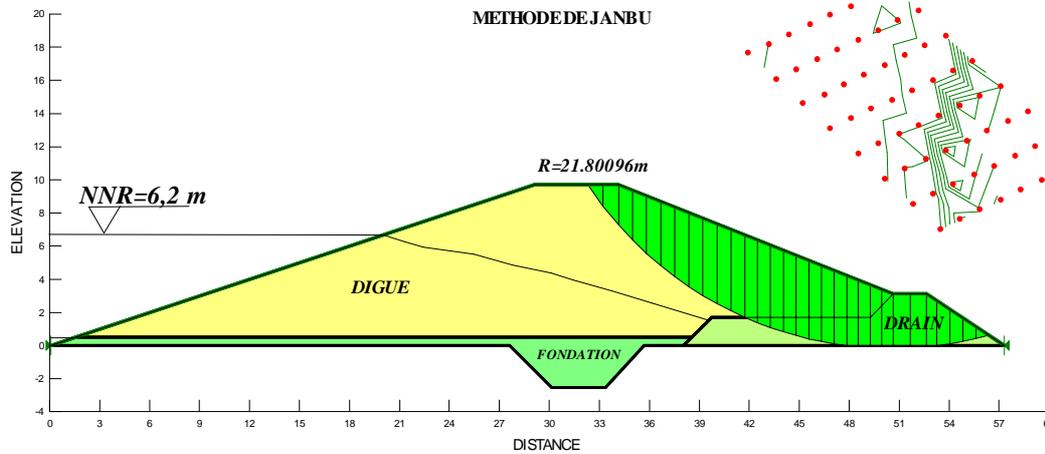
CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL SANS SIESME



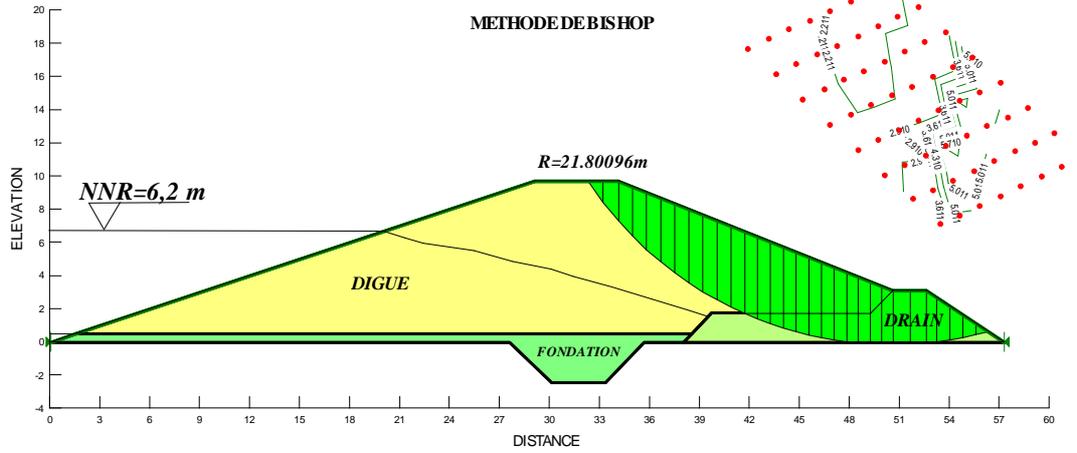
CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL SANS SIESME



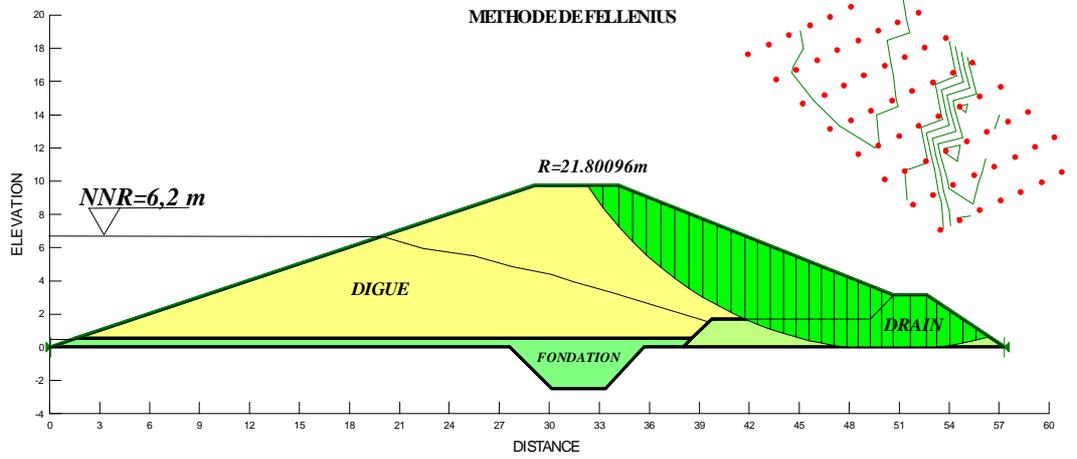
CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL SANS SIESME



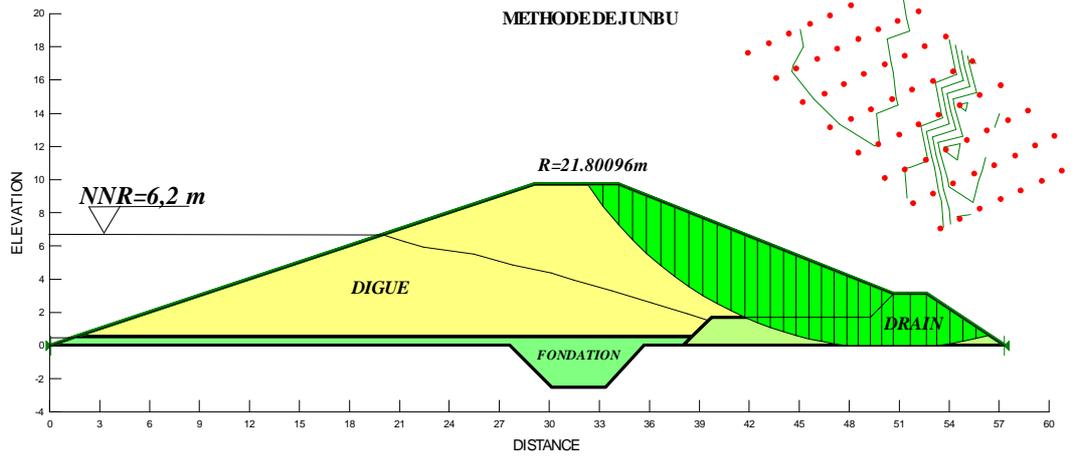
CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL AVEC SIESME

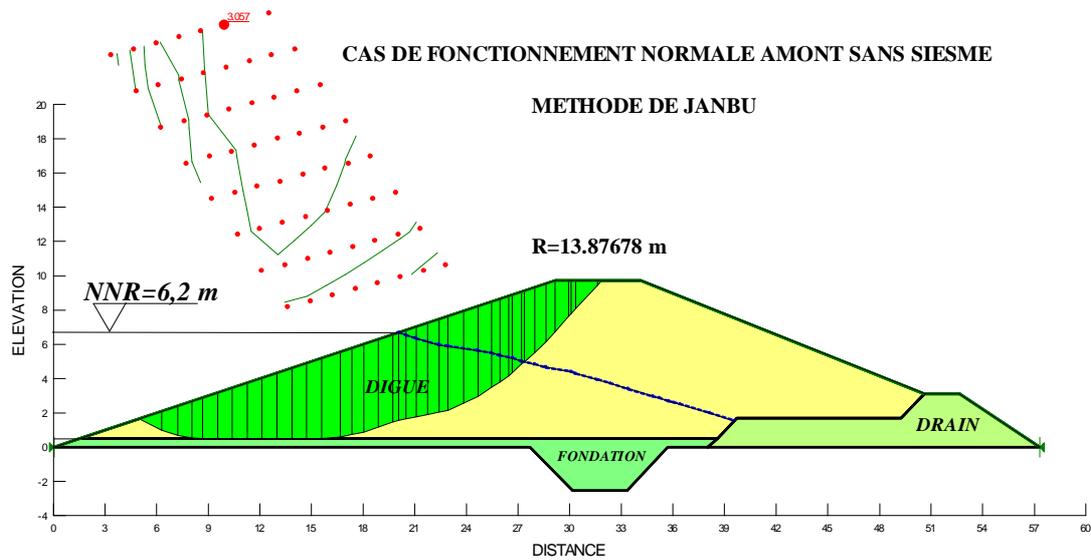
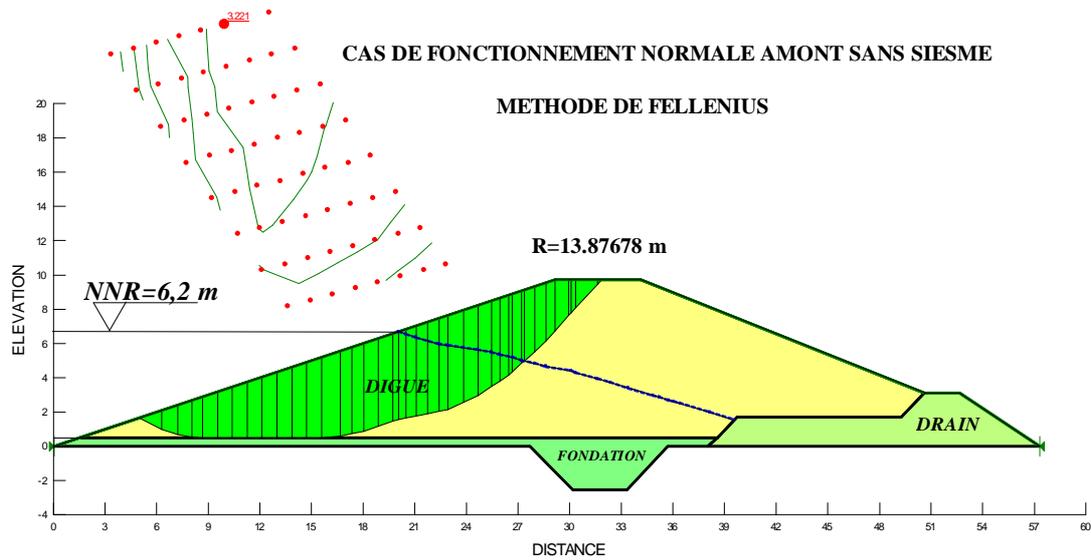
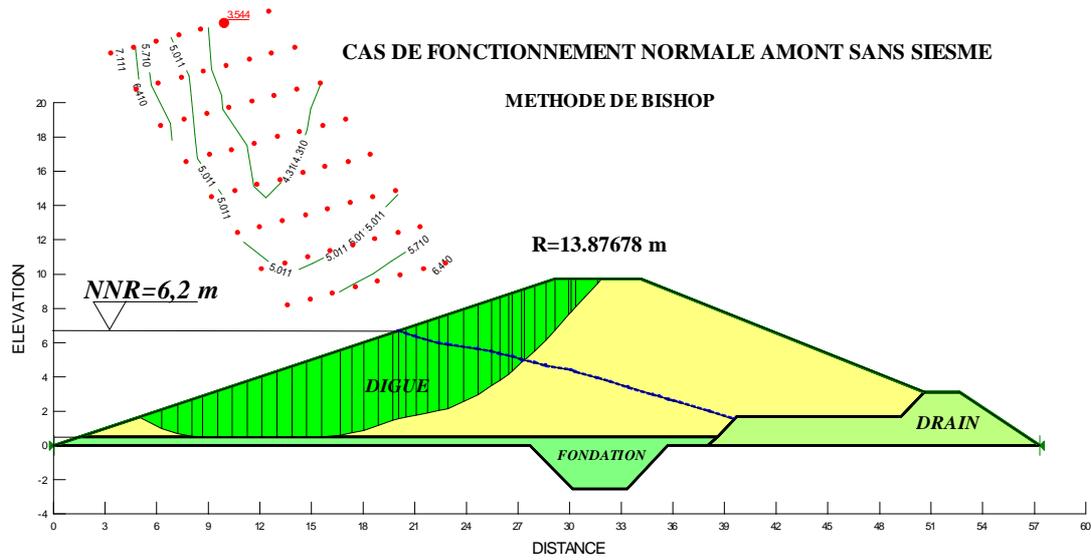


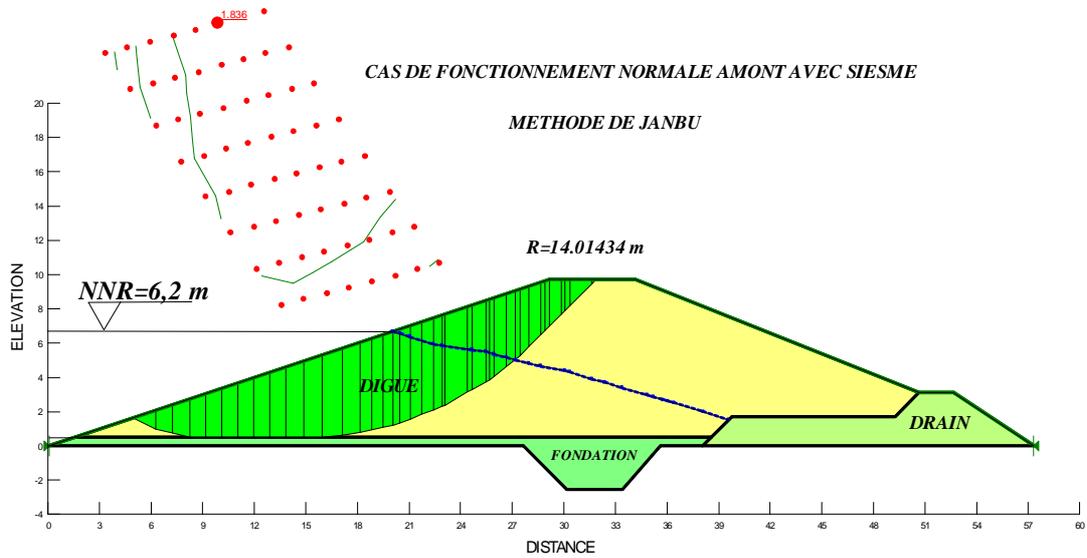
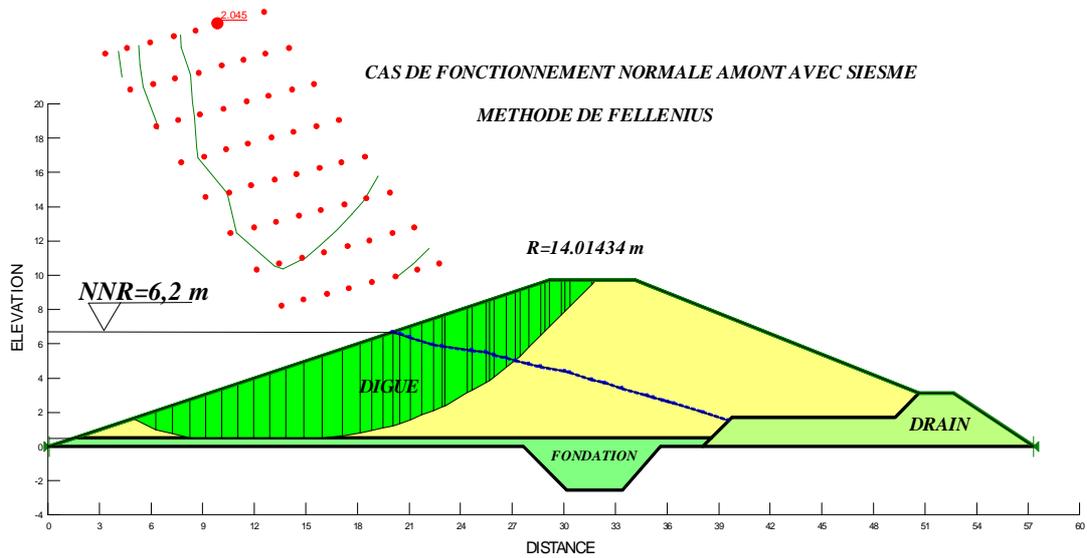
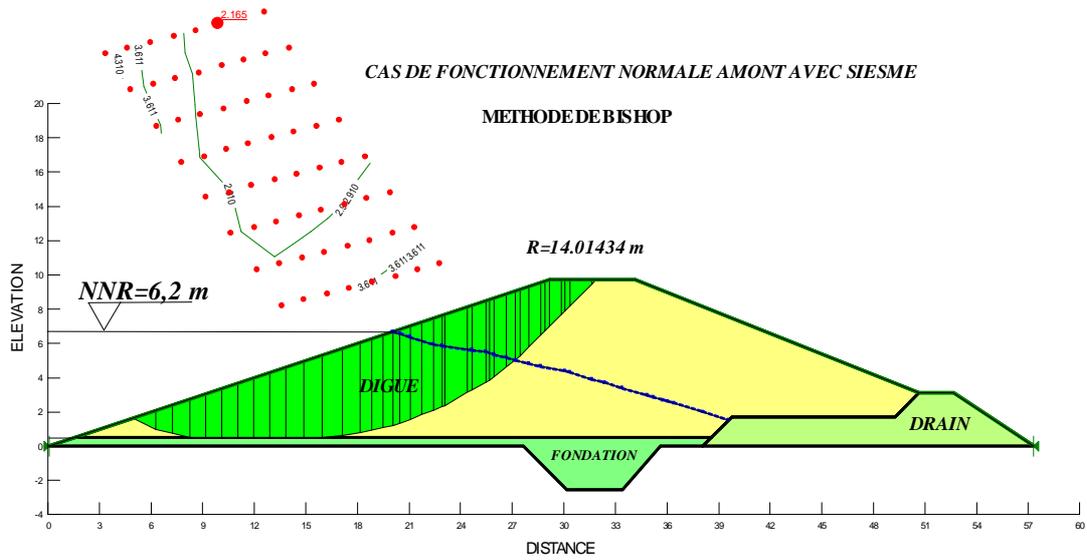
CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL AVEC SIESME

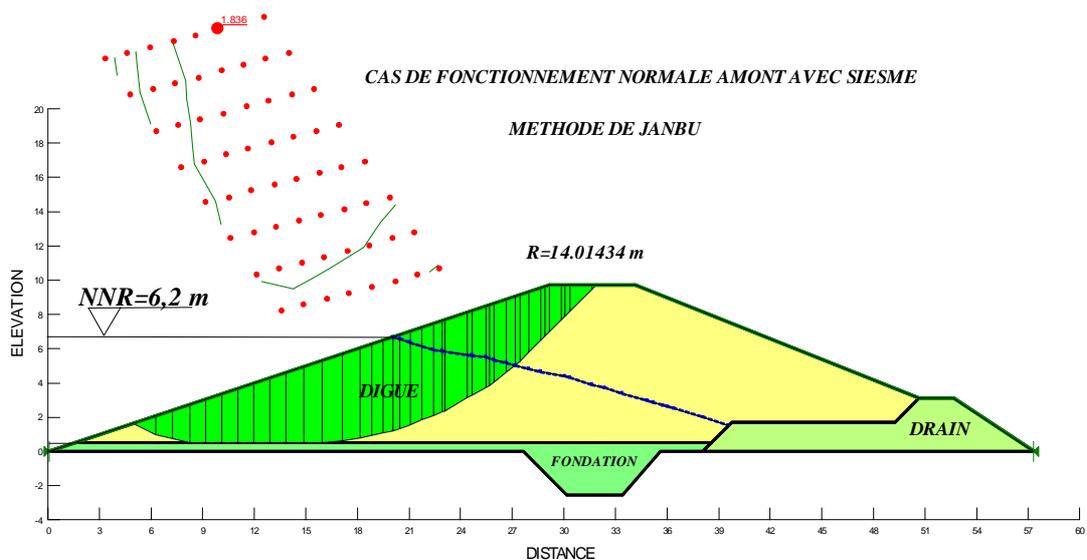
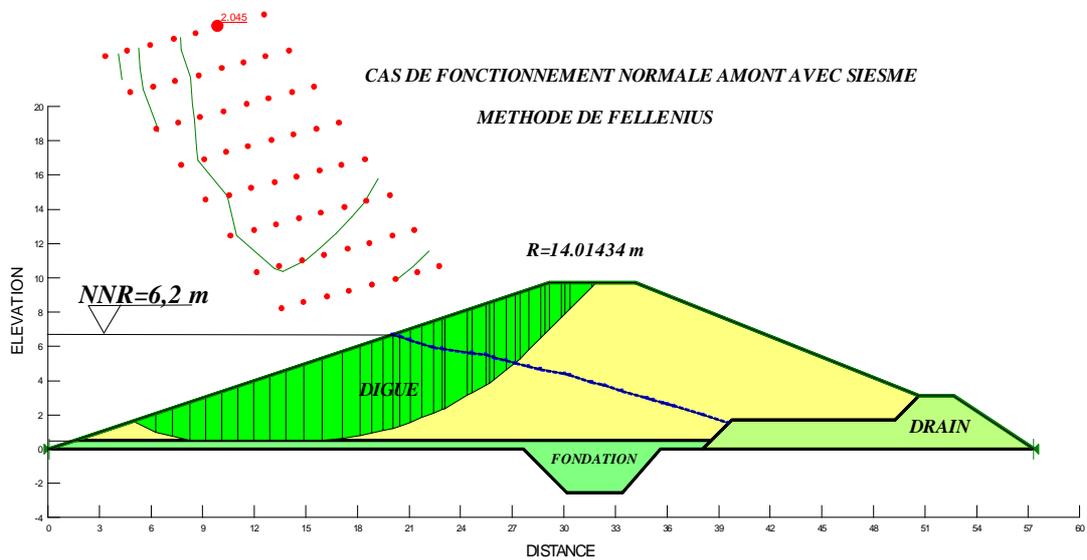
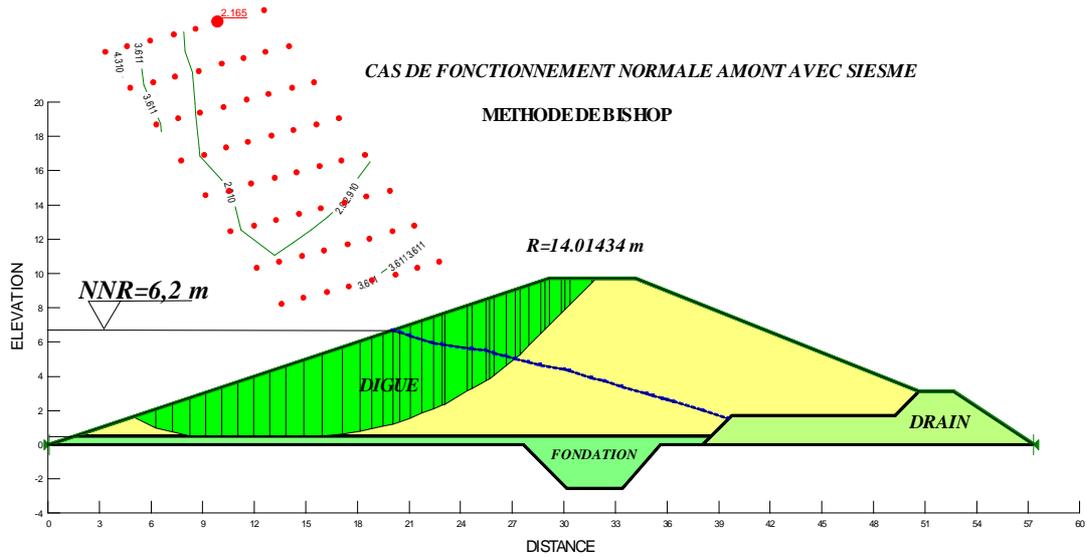


CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL AVEC SIESME

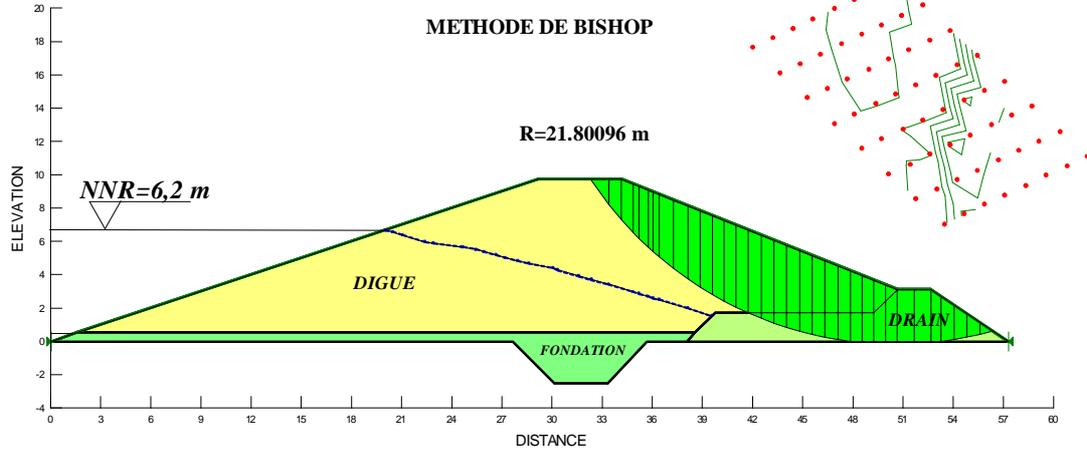




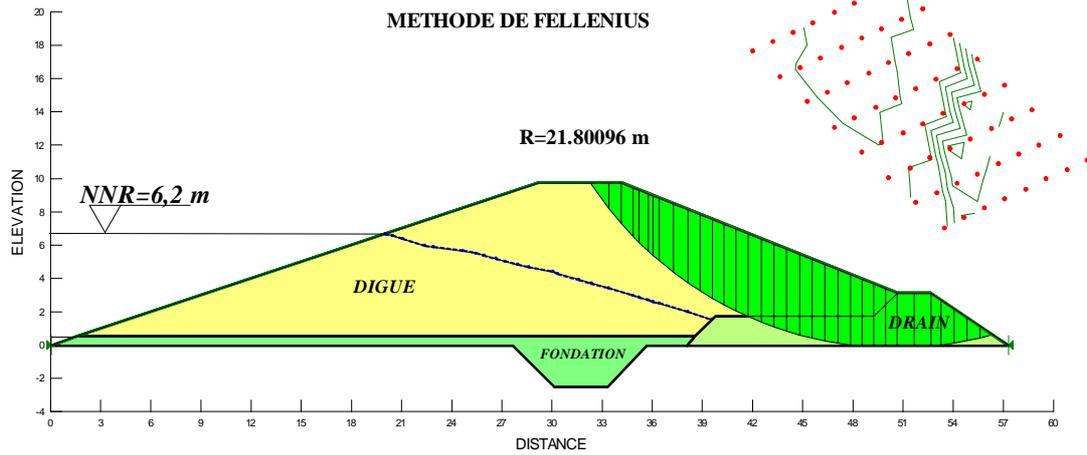




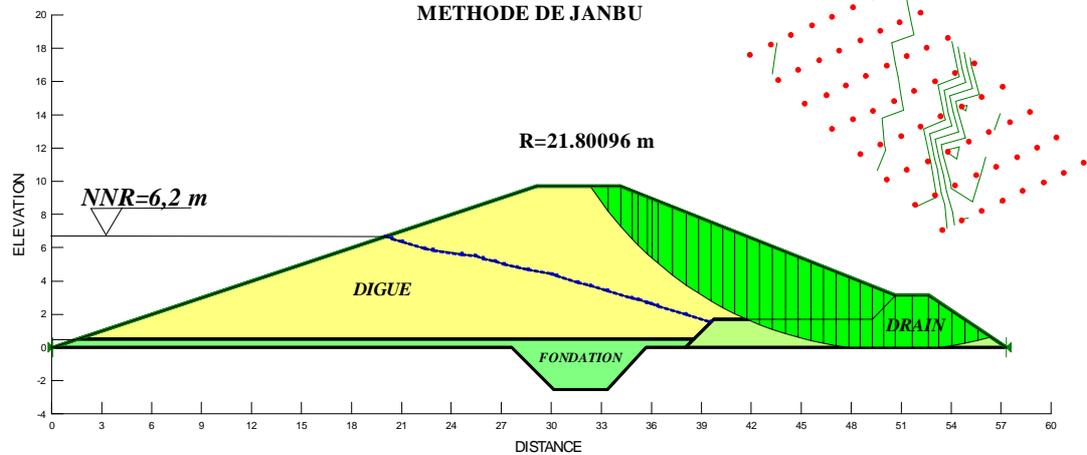
CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE AVAL AVEC SIESME

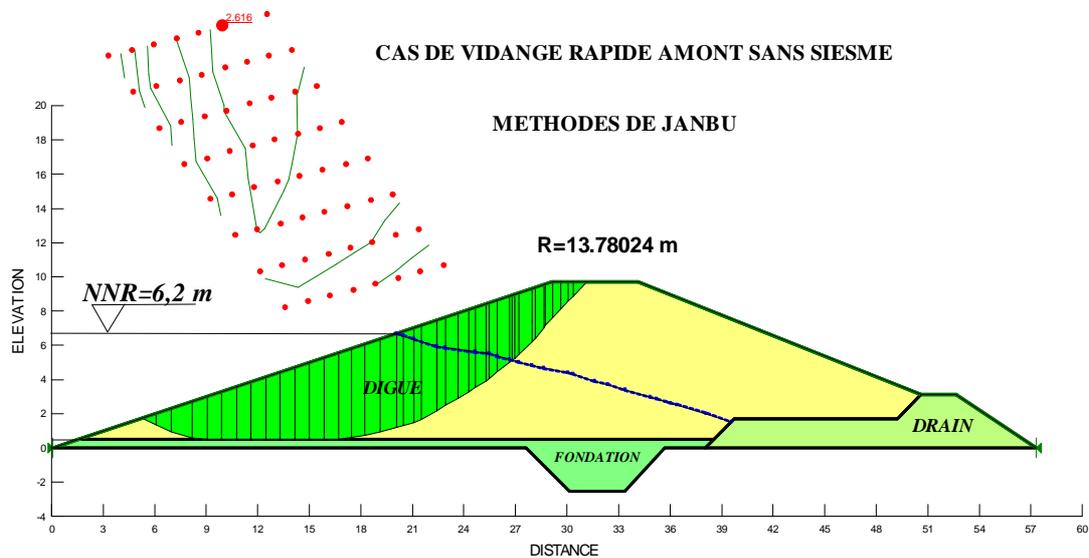
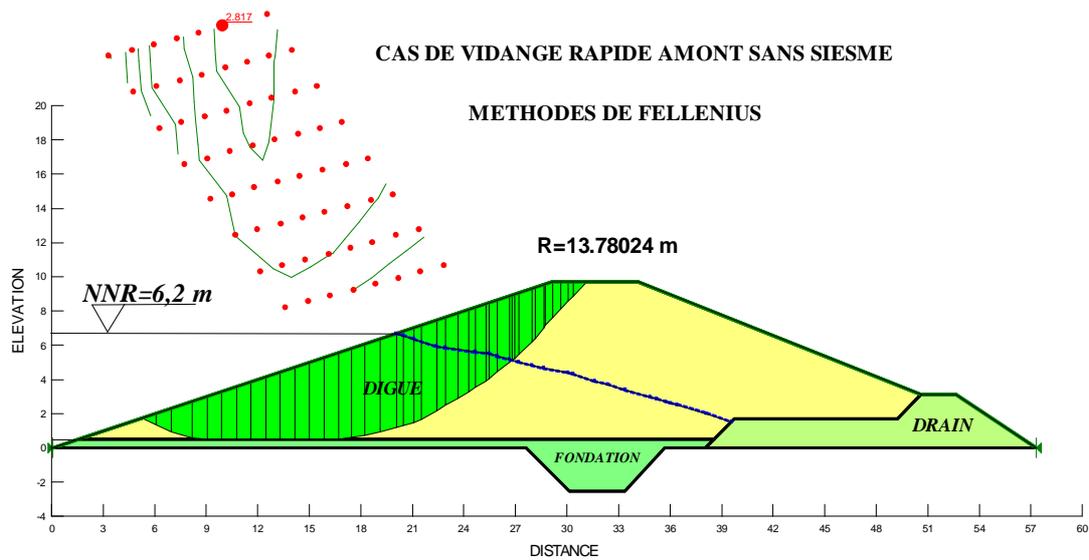
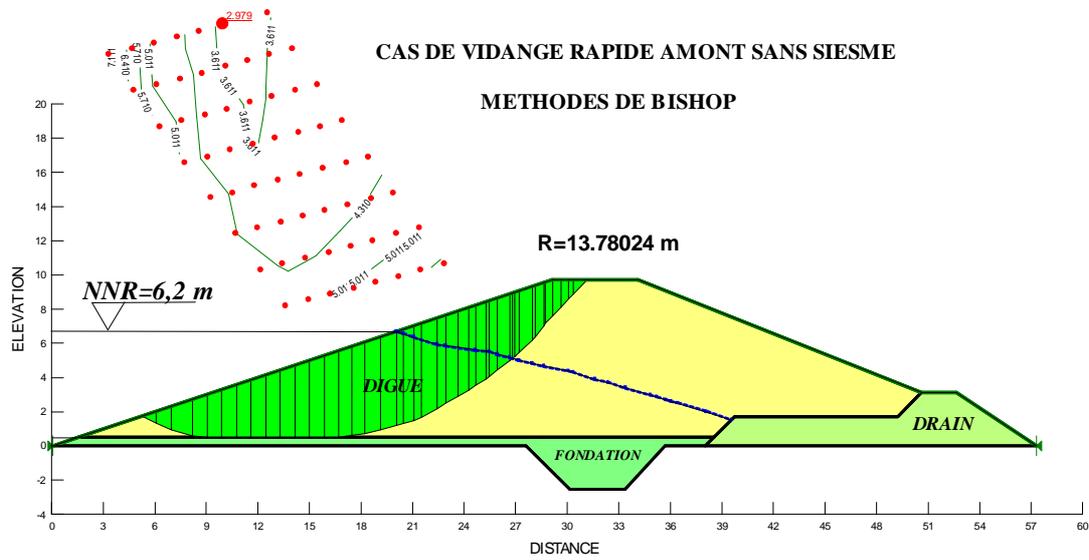


CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE AVAL AVEC SIESME



CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE AVAL AVEC SIESME





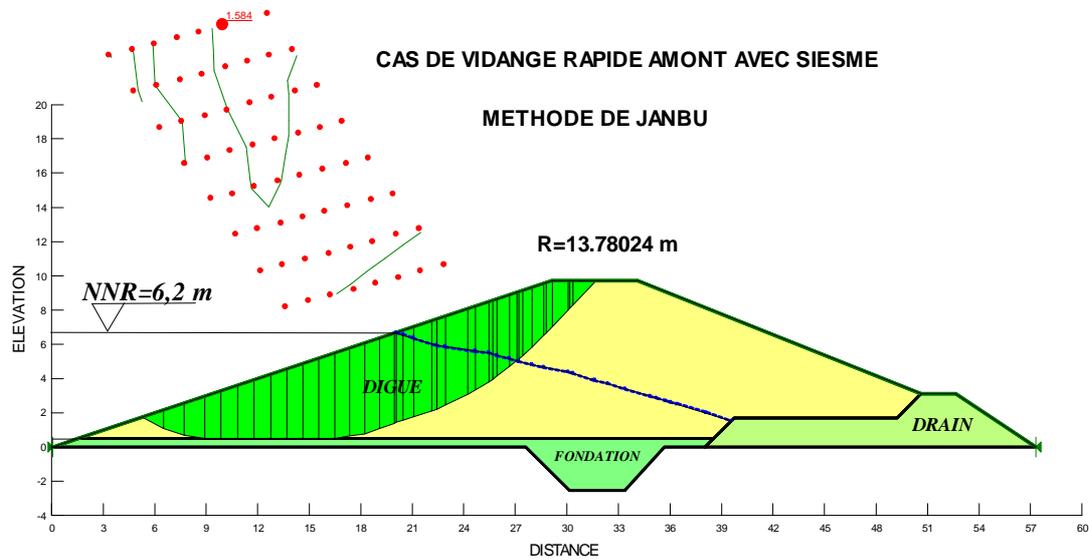
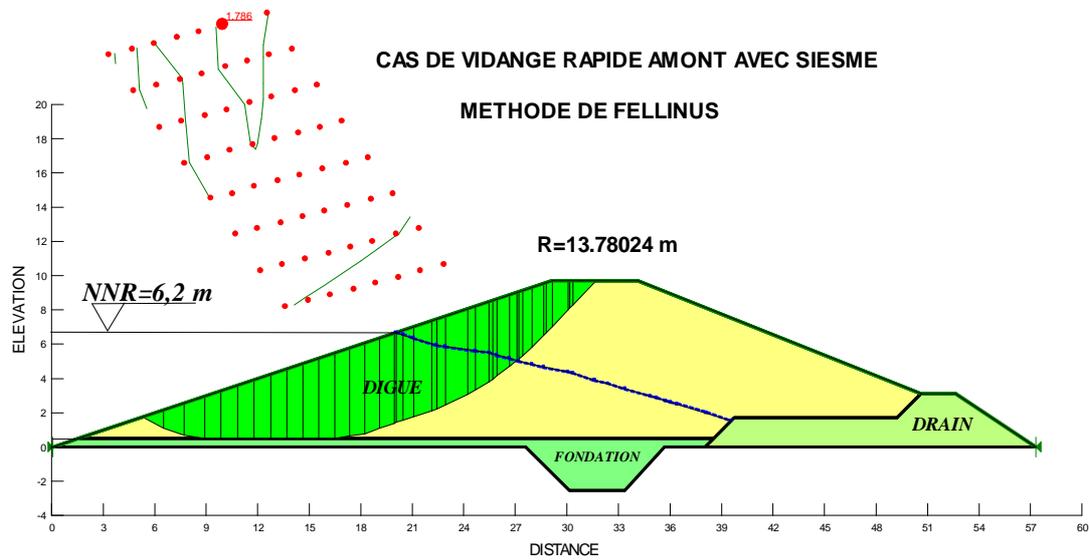
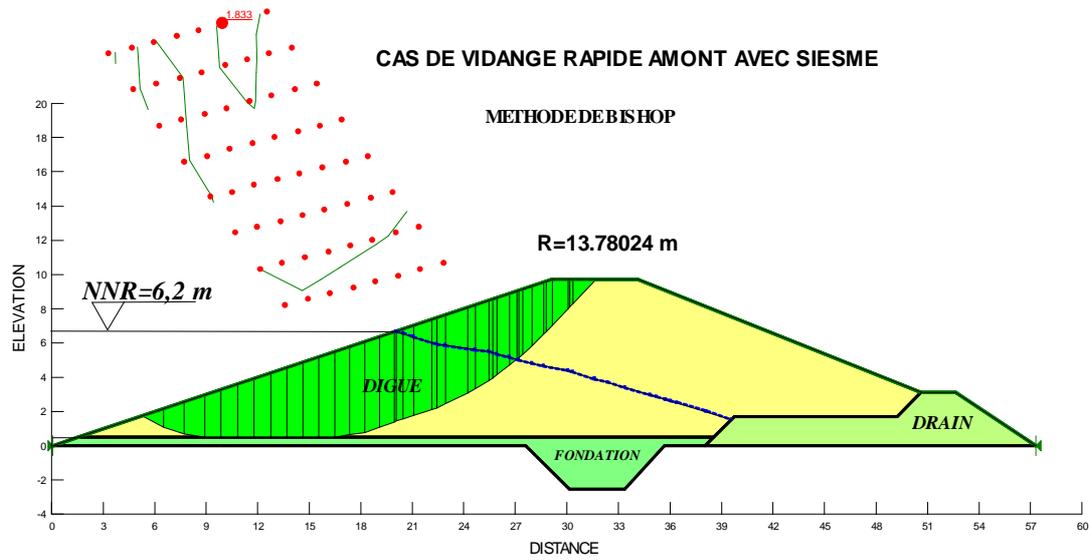


Tableau V.10 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement pour différentes méthodes.

METHODE DE BISHOP

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité		
		Sans séisme		
Fin de construction	Talus amont			
	R=13.96909 m	3.67		
	Talus aval			
	R=21.80096m	2.995		
Retenue normale	Talus amont			
	R=13.87878 m	3.544		
	Talus aval			
	R=21.80096m	2.994		
Vidange rapide	Talus amont			
	R=13.78024 m	2.979		

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité		
		Avec séisme		
Fin de construction	Talus amont			
	R= 14.10119m	2.248		
	Talus aval			
	R= 21.80096m	1.935		
Retenue normale	Talus amont			
	R= 14.01434m	2.165		
	Talus aval			
	R=21.80096m	1.935		
Vidange rapide	Talus amont			
	R=13.780241	1.833		

METHODE DE FELLENIUS

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme	
Fin de construction	Talus amont		
	R=13.96909 m	3.32	
	Talus aval		
	R=21.80096m	2.921	
Retenue normale	Talus amont		
	R=13.87878 m	3.221	
	Talus aval		
	R=21.80096m	2.924	
Vidange rapide	Talus amont		
	R=13.78024 m	2.817	

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	
Fin de construction	Talus amont		
	R= 14.10119m	2.106	
	Talus aval		
	R= 21.80096m	1.888	
Retenue normale	Talus amont		
	R= 14.01434m	2.045	
	Talus aval		
	R=21.80096m	1.888	
Vidange rapide	Talus amont		
	R=13.780241	1.786	

METHODE JANBU

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité		
		Sans séisme		
Fin de construction	Talus amont			
	R=13.96909 m	3.157		
	Talus aval			
	R=21.80096m	2.826		
Retenue normale	Talus amont			
	R=13.87878 m	3.057		
	Talus aval			
	R=21.80096m	2.826		
Vidange rapide	Talus amont			
	R=13.78024 m	2.616		

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité		
		Avec séisme		
Fin de construction	Talus amont			
	R= 14.10119m	1.895		
	Talus aval			
	R= 21.80096m	1.814		
Retenue normale	Talus amont			
	R= 14.01434m	1.836		
	Talus aval			
	R=21.80096m	1.814		
Vidange rapide	Talus amont			
	R=13.780241	1.584		

CONCLUSION

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Et on remarque que la méthode de JANBU est la plus proche de la réalité et la plus précise en calcul de stabilité

Donc la stabilité est assurée pour les pentes de talus de notre l'ouvrage.

Chapitre VI

Etude des ouvrages
annexes

Introduction :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1 Evacuateur de crue

On choisit le type de l'évacuateur selon la topographie du site et notre cas l'évacuateur latéral a entonnement latéral adéquate bien avec la topographie

Cet ouvrage est composé des organes suivants :

- ❖ Déversoir,
- ❖ Auge de réception
- ❖ Coursier,
- ❖ Bassin d'amortissement,

VI.1.1 Caractéristiques hydrauliques du déversoir

- ❖ Longueur déversante : $L_{dev} = 8.3 \text{ m}$
- ❖ Charge sur le déversoir : $H_{dev} = 1.00 \text{ m}$
- ❖ Débit laminé : $Q_{dev} = 16,48 \text{ m}^3/\text{s}$

VI.1.2 Calcul hydraulique du déversoir et de canal latéral auge de réception :

Le calcul hydraulique du déversoir ce fait par plusieurs étapes :

- On divise la largeur déversant en 9 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site xi.

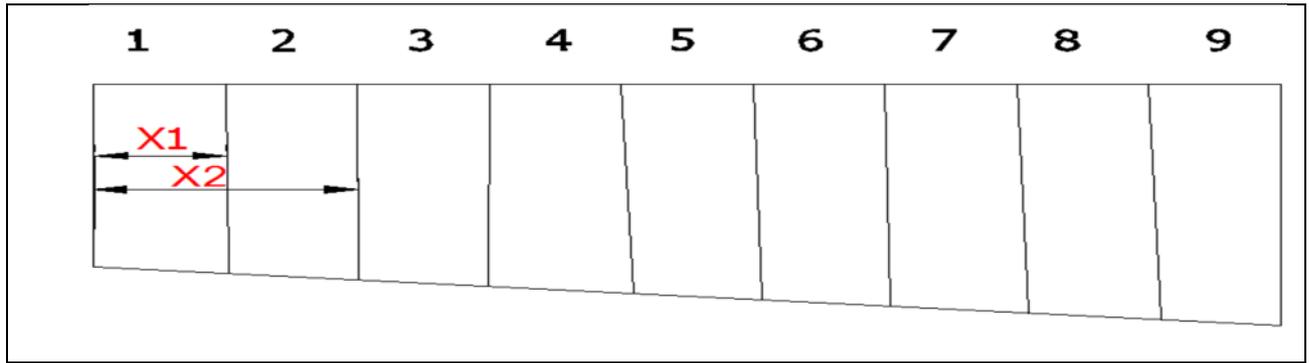


Figure VI.01 : Représentation des tranchées.

Le débit spécifique est donné par :

$$q_d = \frac{Q}{L_d} \dots\dots\dots (VI.01).$$

A.N : $q_d = \frac{791.7}{90}$ $q_d = 16.48/8.3$ $q_d = 1.986 \text{ m}^2/\text{s}/\text{m}.$

Ayant le débit spécifique, on détermine le débit aux sites On a :

$$Q_i = q \cdot X_i \dots\dots\dots (VI.02).$$

- En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranchée ($l = 10\text{m}$) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$V = (3-4.5)$ \longrightarrow $b = 3\text{m} \dots\dots\dots (VI.03).$

$V = 6$ \longrightarrow $b = (4-12) \text{ m} \dots\dots\dots (VI.04).$

Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$$W_i = Q_i / V_i \text{ (m}^2) \dots\dots\dots (VI.05).$$

On calcul les différentes largeurs :

$$L_c = Q_{dev}^{0.4} \dots\dots\dots (VI.06).$$

Donc : $L_c = 16.48^{0.4} = 3\text{m}.$

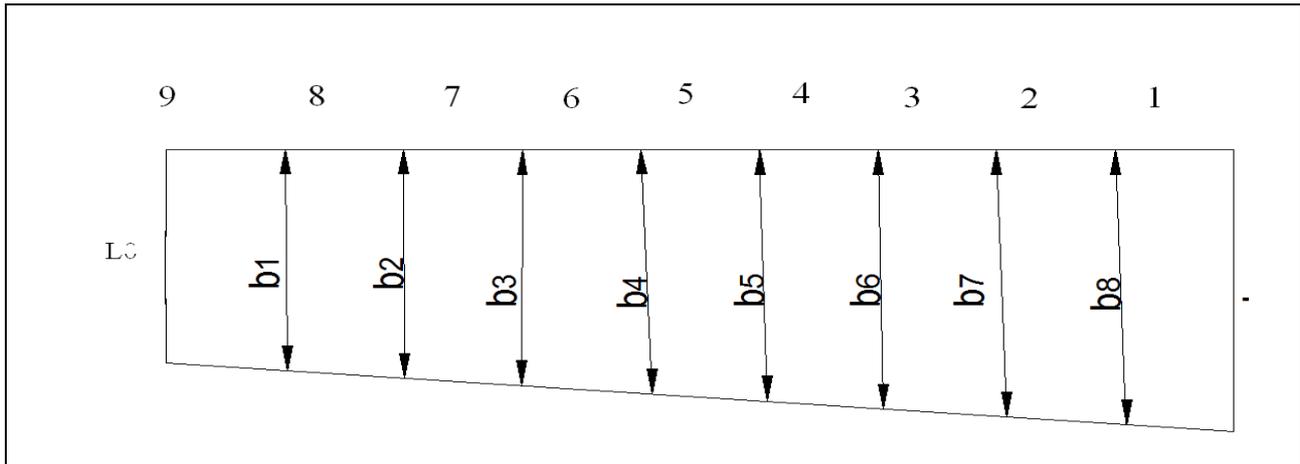


Figure VI.02 : Représentation des tranchées de canal latéral.

- calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par :

$$h_i = Q / (V \cdot b) \dots \dots \dots (VI.07).$$

- calcul de la pente de fond pour chaque sites :

- cette pente est donnée par :

$$I_i = V_i^2 / C_i^2 \cdot R_i \dots \dots \dots (VI.08).$$

Avec : V_i : vitesse moyenne aux sites (m/s).

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficients de Chézy seront donnée par : $C_i = 1/n \times R_i^{1/6} \dots \dots \dots (VI.09)$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\frac{s}{m^{1/2}}$,

Pour le béton on prend $n = 0.014 \text{ s/m}^{0.5}$.

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i \text{ (m)} ; \dots \dots \dots (VI.10)$$

$$\Delta x_i = x_i - x_{i-1} \text{ (m)} \dots \dots \dots (VI.11)$$

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge dans chaque tronçon, on détermine les cotes de la surface libre et les côtes du fond de la tranchée.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Etude des ouvrages annexes | 2012

Tableau VI.01 : hauteurs d'eau et pertes de charge

SECTION	X	Q	V	b	h	S	p	R	n	l/n	C	i	Imoy	DELTA h
1	1	1,985542169	3	2,2	0,30084	0,66185	2,80168	0,23623238	0,014	71,4285714	56,1601855	0,01207942		0
2	2	3,971084337	3	2,3	0,57552	1,32369	3,45104	0,38356414	0,014	71,4285714	60,8851851	0,00632967	0,00920455	0,00920455
3	3	5,956626506	3	2,4	0,82731	1,98554	4,05462	0,48969889	0,014	71,4285714	63,4152172	0,00457011	0,00544989	0,01089978
4	4	7,942168675	3,5	2,5	0,90768	2,26919	4,31535	0,52584137	0,014	71,4285714	64,1723223	0,005657	0,00511355	0,01534065
5	5	9,927710843	3,5	2,6	1,09096	2,83649	4,78191	0,59317013	0,014	71,4285714	65,473945	0,00481748	0,00523724	0,02094895
6	6	11,91325301	4	2,7	1,10308	2,97831	4,90616	0,60705613	0,014	71,4285714	65,7269438	0,00610105	0,00545926	0,02729631
7	7	13,89879518	4,2	2,8	1,18187	3,30924	5,16374	0,64086041	0,014	71,4285714	66,3232609	0,00625754	0,00617929	0,03707575
8	8	15,88433735	4,3	2,9	1,2738	3,69403	5,44761	0,67810161	0,014	71,4285714	66,9505929	0,00608322	0,00617038	0,04319264
9	8,3	16,48	4,5	3	1,22074	3,66222	5,44148	0,67301933	0,014	71,4285714	66,8666995	0,00672942	0,00640632	0,05125055

Tableau VI.02 : côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée.

N	Δh	Hi (m)	cote P.E	cote Fond
1	0	0,3008	152,700	152,40
2	0,0092	0,5755	152,691	152,12
3	0,0109	0,8273	152,689	151,87
4	0,0153	0,9077	152,685	151,79
5	0,0209	1,091	152,679	151,61
6	0,0273	1,1031	152,673	151,60
7	0,0371	1,1819	152,663	151,52
8	0,0432	1,2738	152,657	151,43
9	0,051	1,2207	152,649	151,48

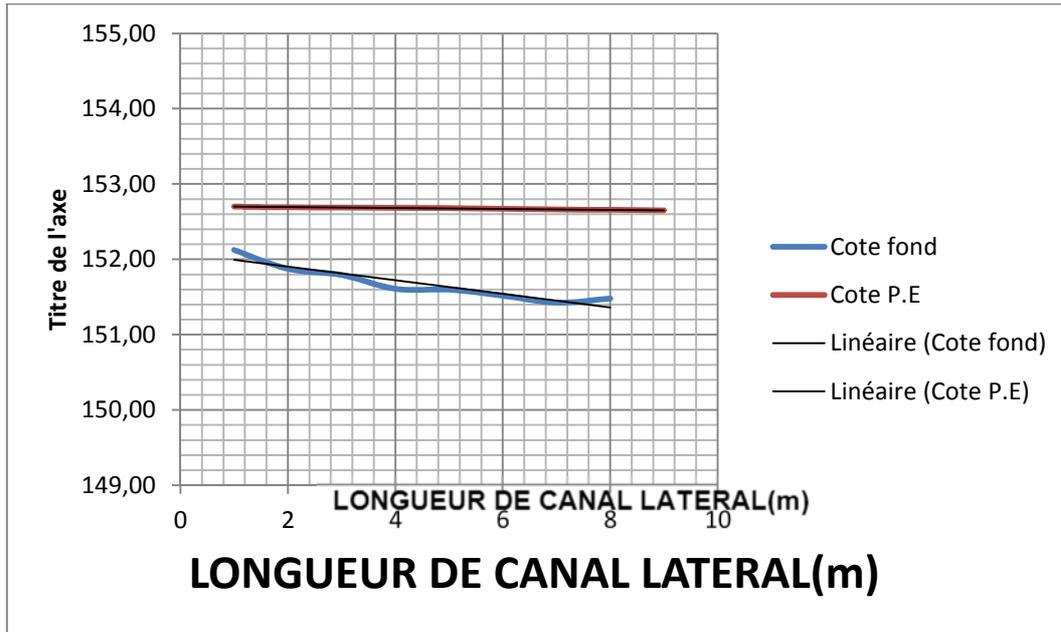


Figure VI.03: cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.

VI.1.3 Coursier :

Le coursier permet d'acheminer l'écoulement d'une crue de l'amont vers l'aval de la retenue, sa longueur et sa perte dépendant de la configuration topographique du terrain, et des disponibilités de raccordement au cours d'eau original.

Longueur du Canal : L = 28,60 m

Pente : I = 18,85 %

canal rectangulaire

- Calcul de y_n

H	B	s	P	R	n	C	Q
0.394	3	1.182	3.788	0.31203801	0.014	58.8265278	16.410188
0.3941	3	1.1823	3.7882	0.31210073	0.014	58.8284983	16.4165524
0.3942	3	1.1826	3.7884	0.31216345	0.014	58.8304683	16.4229176
0.3943	3	1.1829	3.7886	0.31222615	0.014	58.8324377	16.4292835
0.3944	3	1.1832	3.7888	0.31228885	0.014	58.8344066	16.4356502
0.3945	3	1.1835	3.789	0.31235154	0.014	58.836375	16.4420176
0.3946	3	1.1838	3.7892	0.31241423	0.014	58.8383428	16.4483857
0.3947	3	1.1841	3.7894	0.31247691	0.014	58.8403101	16.4547546
0.3948	3	1.1844	3.7896	0.31253958	0.014	58.8422768	16.4611242
0.3949	3	1.1847	3.7898	0.31260225	0.014	58.844243	16.4674945
0.395	3	1.185	3.79	0.31266491	0.014	58.8462087	16.4738656
0.3951	3	1.1853	3.7902	0.31272756	0.014	58.8481738	16.4802374

$Y_n=0.395m$

- Calcul de la hauteur critique :

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

$$Y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{g b_{cour}^2}} \dots\dots\dots (VI.12).$$

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

$$Y_{cr} = 1.45m$$

LA PENTE CRITIQUE :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots (VI.13)$$

$$I_{cr} = 0.422353\%$$

Alors : h_{cri} > h_n et I_{cr} < I_n (régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier).

- **LA LIGNE D'EAU DANS LE 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 CANAL21.

Tab.V.2 : Calcul de ligne d'eau

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	YN	YC	Régime	Lbief (m)
11.280	73	0.1800	0.3951	1.450	NT	28.600

Tab.V.3 : Ligne d'eau à pas d'espace de 5 m

Section	Abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	HS (m)	J (m/m)
Amont	0,00		1,22	2.352	1.302	0.0063
1	5	5	0.824	3.016	3.110	0.0192
2	10	5	0.697	3.69	3.878	0.0308
3	15	5	0.622	4.032	5.102	0.0426
4	20	5	0.5735	4.411	5.243	0.541
5	25	5	0,538	4.431	5,842	0.0652
Aval	28.60	3.6	0.518	4.699	6.242	0.0732

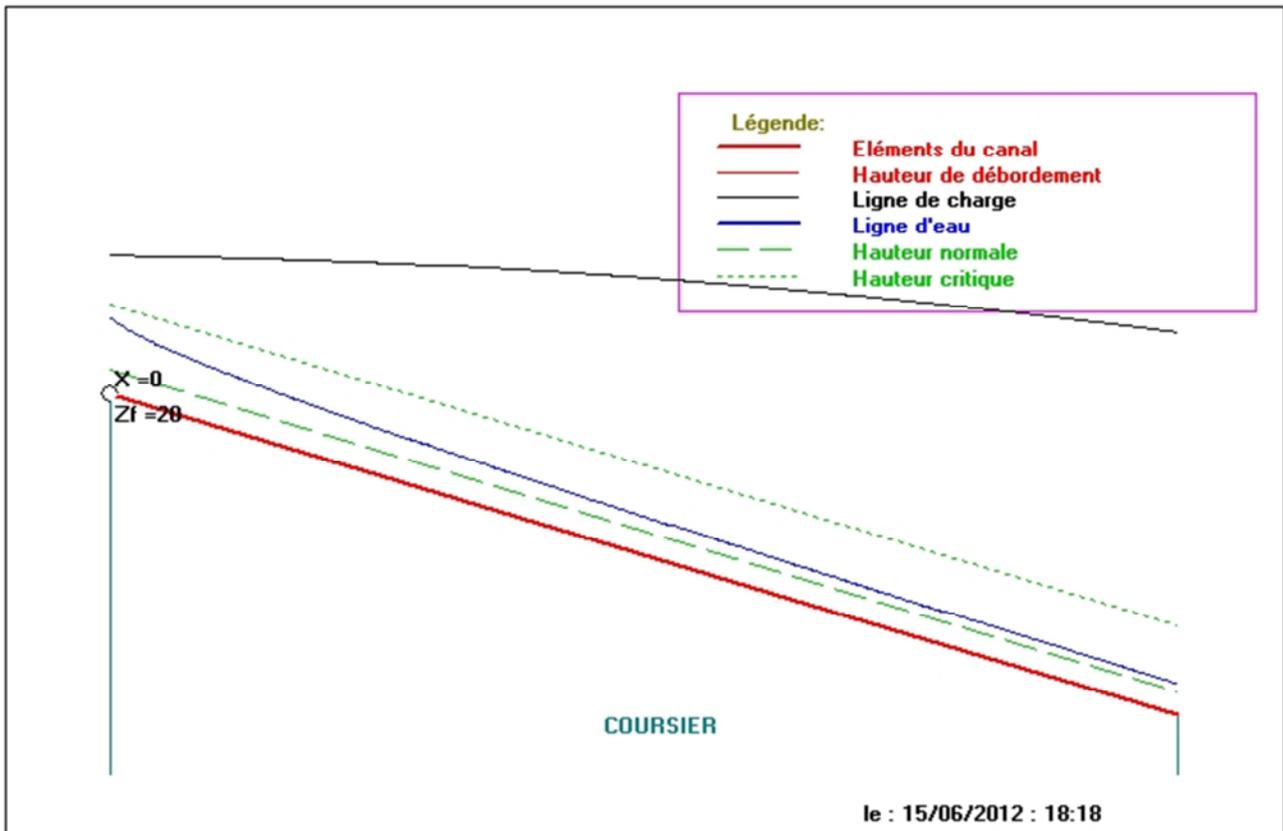


Figure VI.04: la ligne d'eau dans le coursier..

VI.1.4 Bassin d'amortissement :

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

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

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{(8F_{r1}^2 + 1)} - 1 \right) \dots\dots\dots (VI.14)$$

Où :

- Y1 = hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du saut (m).
- Y2 = hauteur d'écoulement de l'eau après le saut (conjugée d'Y2).
- Fr = nombre de Froude dans la section initiale du saut.

Pour choisir le type de dissipateur d'énergie, il faut d'abord connaître la nature du ressaut qui apparaît juste après le déversoir.

On doit déterminer les profondeurs contactée Y1 et conjugués Y2, la profondeur contactée Y1 est déjà calculée dans le coursier elle égale à :

$$Y^1 = 0.518 \text{ m}$$

- La détermination de la profondeur conjuguée Y² :

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI.15)$$

V=12.45m/ ➡ F= 5.52

Fr > 4.5

Donc le bassin choisi est le bassin USBR type III représenté dans la Figure VI.5.

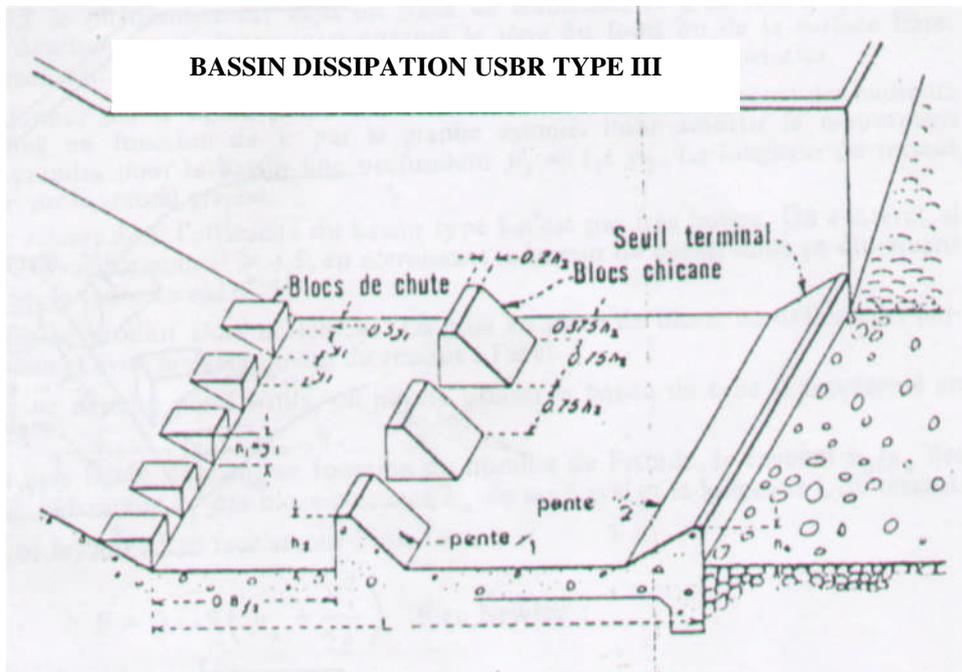


Figure VI.05: BASSIN DISSIPATION USBR TYPE III

$$\underline{Y^2 = 2.45 \text{ m}}$$

- Calcul de la hauteur critique :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_{cr} = (q^2/g)^{1/3} \rightarrow h_{cr} = (5,49^2/9,81)^{1/3}$$

$$h_{cr} = 1,45 \text{ m}$$

On suppose que la hauteur normale à l'aval de dissipateur d'énergie est égale à la hauteur critique.

$$Y_2 > h_{cr} = h_n$$

Donc le ressaut est non noyé alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensable.

a) Détermination des caractéristiques du bassin à ressaut par des formules empiriques

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec une bonne stabilité à l'aval :

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Fraude.

$$F = V / (g Y_1)^{0.5}$$

Y1 : tirant d'eau en m

On obtient les valeurs de dimensionnement Y1, L, h3, h4 d'après l'abaque de (annexe 08).

1) Détermination de la longueur du dissipateur (L₁) :

$$\underline{L = 5.73}$$

2) Calcul des dimensions des dents défectrices :

- **H**auteur = Y1 = 0.518 m
- Epaisseur = Y1 = 0.518 m
- Espace entre les dents = Y1 = 0.518 m
- Espace fractionnel = 0.5 × Y1 = 0.26 m

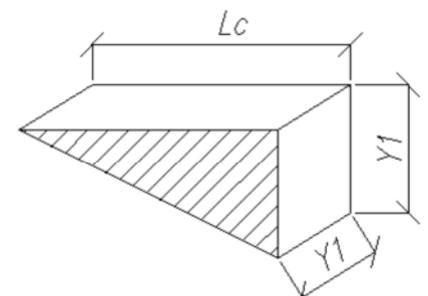
Espace fractionnel = 1.28m

$$\underline{h_3 = 0.70 \text{ m}}$$

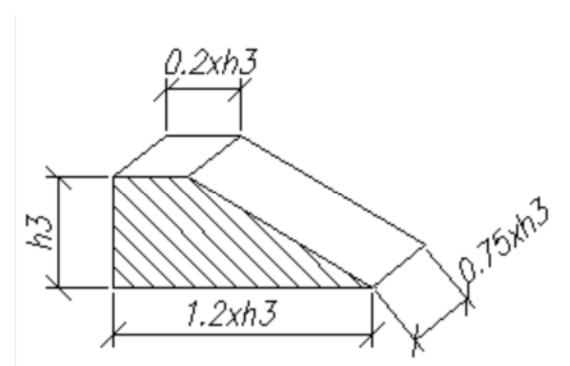
• Calcul des dimensions des blocs amortisseurs:

- ✓ Hauteur = h3 = 0.70m
- ✓ Epaisseur = 0.75 h3 = 0.53m
- ✓ Longueur = 1.2 h3 = 0.84m
- ✓ Epaisseur supérieur = 0.2 h3 = 0.14m
- ✓ Espace entre les blocs = 0.75 h3 = 0.53
- ✓ Espace fractionnel = 0.375 h3 = 0.26m
- ✓ Situation = 0.8 d2 = 1.87m

Bloc amortisseur d'énergie (blocs chicane)



Bloc amortisseur d'énergie (blocs chicane)



3) Calcul du nombre de blocs amortisseurs (n).

$$n_D = \frac{b}{1.5h_3}$$

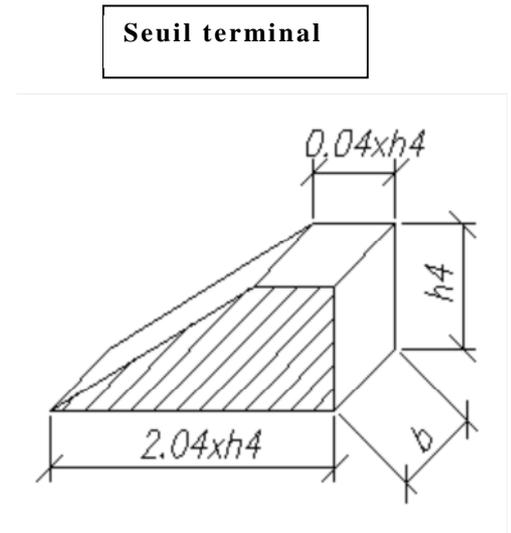
n_p = 3.00

4) Calcul des dimensions du seuil terminal h4.

h₄ = 0.60 m

- Calcul des dimensions du seuil terminal.

- ✓ Hauteur, h4.
- ✓ Epaisseur de la face supérieure du seuil, 0.04h4=0.02m
- ✓ Longueur, 2.04 h4=1.20m



VI.2 Calcul du débit maximal de vidange

VI.2.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VI.2.1.1 Calcul du débit de vidange : Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad \dots\dots\dots (VI.16)$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (15 < T < 21) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N:

$$Q_{vf} = \frac{77253,55}{15 \cdot 86400} + \frac{287725,76}{31,53 \cdot 10^6} = 0.0687 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad \dots\dots\dots (VI.17)$$

D'ou :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0,0687}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 6,5}} = 0,00761 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,037}{3,14}} = 0,0097 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 100 \text{ mm}$**

*Correction du coefficient de débit μ :

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \quad \dots\dots\dots (VI.18)$$

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

*Coefficients des pertes de charge linéaires :

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (VI.19)$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 100 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 53m).

A.N :

$$\lambda = 0.0528 \quad , \quad \sum \xi_1 = 28 \text{ m}$$

* Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (28 + 1,7)}} = 0,18$$

Et :

$$S = \frac{0,0687}{0,18 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 6,5}} = 0,034 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0340}{3,14}} = 0,2 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$D_{\text{vf}} = 200 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}}$$

AN :
$$V_s = \frac{0,0687}{0,034} = 2 \text{ m/s}$$

VI.2.3) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.15. (partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\text{max}} = 21209,2 \text{ m}^3. \quad \text{Donc} \quad Q_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{T} = \frac{21209,2}{31 \cdot 86400} = 0,008 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0035}{3.14}} = 0,066 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 75 \text{ mm}$$

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0.0528 \cdot 53}{0,066} = 48.76 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 48.76}} = 0,142$$

$$S = \frac{0,008}{0,142 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 2,94}} = 0,00742 \text{ m}^2 \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00741}{3.14}} = 0,097 \text{ m}$$

Donc :

$$D = 100 \text{ mm}$$

* Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\max}}{S} = \frac{0,008}{0,00785} = 1.02 \text{ m/s}$$

Chapitre VII

ODC et PST

VII. 1 Organisation du chantier:

VII. 1.1 Introduction:

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre Cout.

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.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise

Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

VII. 1.2 Travaux préparatoires:

- Installation du chantier, parc à matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

VII. 1.3 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau:

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre 200mm, munie de redans anti renards, prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 100mm, la prise est faite par simple piquage à l'aval. Il est préférable en premier lieu

de construire la vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Étapes de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage).
- Réalisation du remblai déverse en argile.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII. 1.4 Réalisation de l'évacuateur de crue:

Étapes de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VII. 1.5 Réalisation du corps de la digue :

- 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 du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

VII. 1.6 Recommandation pour l'exécution de la digue:

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successives.
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 70 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut Augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieur de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration.

VII. 1.7 Contrôle de compactage:

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectés conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux etc ...

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandu avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

VII. 1.8 Planification :

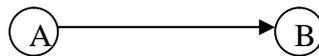
C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- 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.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le 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 a ainsi utilisée le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII. 1.9.2 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

VII. 1.9.3 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.1) : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (jours)
I.C	Installation de chantier	15
P.C	Pose conduite de la vidange de fond	3
E.P	Exécution de la prise d'eau	5
B.A	Exécution du bassin d'amortissement	10
E.F	Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	20
C.F	Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	20
B.E	Bétonnage de l'évacuateur de crue	15
E.C	Excavation du tranché de la clé d'encrage	10
R.C	Remblais de la clé d'encrage	10
R.B	Remblais du barrage, et prisme de drainage	30
R.T	Revêtement sur les talus (amont, aval)	30
E.H	Équipements hydromécaniques	10
T.F	Travaux de finitions	20

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure (VII.1).

VII.9.5 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 15 + 10 + 10 + 3 + 5 + 30 + 30 + 10 + 20 = 133 \text{ jours.}$$

Le délai de construction de la retenue collinaire sur oued Slane en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 5 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

*

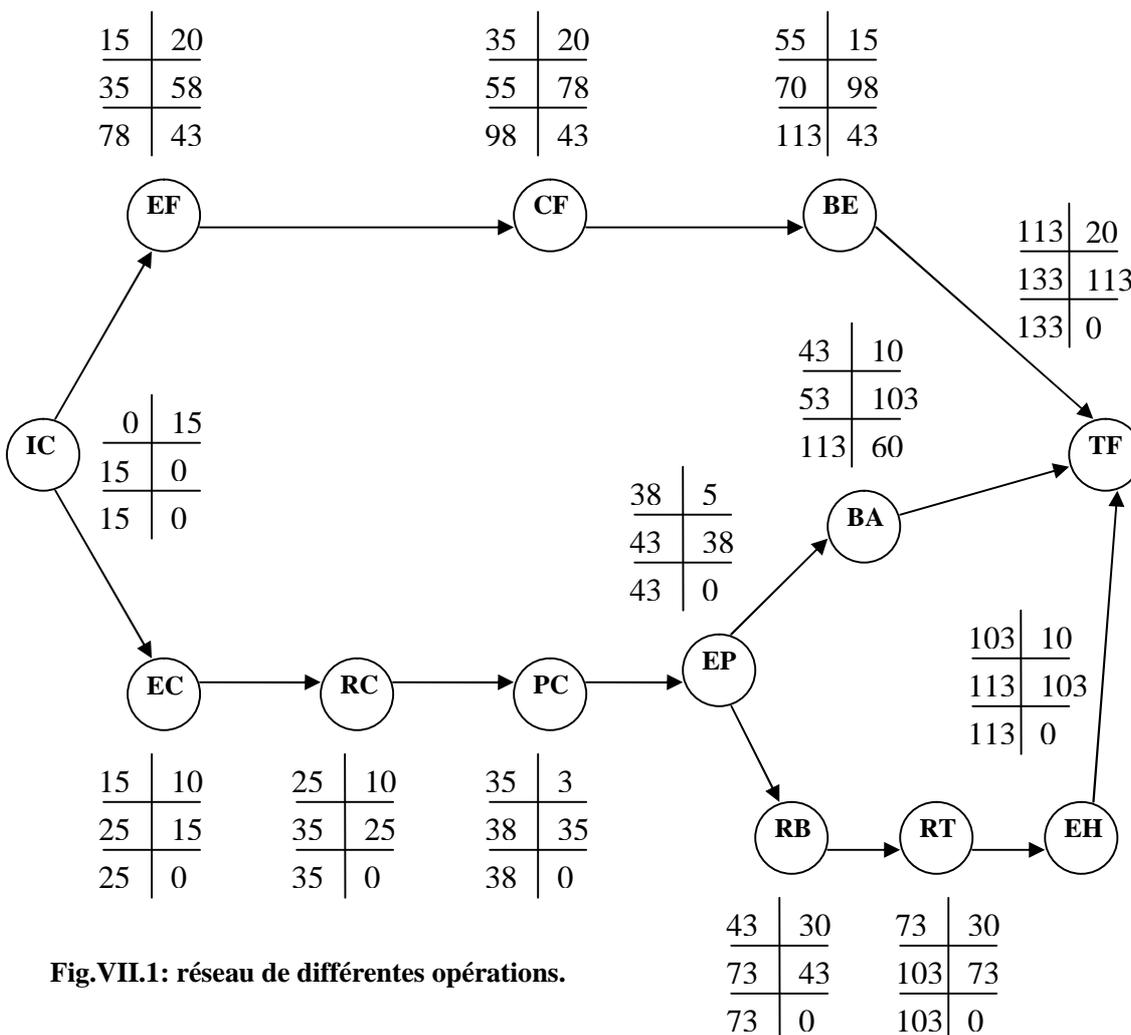


Fig.VII.1: réseau de différentes opérations.

VII.10 Devis estimatif :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau (VII.2) : devis estimatif

N°	Désignation des Articles	Montant
I. Corps de la digue		
I.01	Terrassement	15 000 000,00
I.02	Corps de la Digue	
I.02.01	Remblais du corps de la digue	20 000 000,00
I.02.02	Drainage	10 000 000,00
I.02.03	Talus	5 000 000,00
I.02.04	Crête	3 000 000,00
SOUS TOTAL I		53 000 000,00
II. Ouvrages Annexes		
II.01	Evacuateur de crues	20 000 000,00
II.02	Canaux dérivation et d'entrée	10 000 000,00
II.04	Tour de Prise	6 000 000,00
II.05	Conduite Forcée	6 000 000,00
II.06	Chambre de Vannes	5 000 000,00
II.07	Bassin d'Amortissement	1 000 000,00
SOUS TOTAL II		48 000 000,00
TOTAL GLOBAL EN H.T		86 000 000,00
TOTAL T.T.C AVEC TVA (17%)		100 620 000,00

VII.2 Protection et sécurité du 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.

VII.2.1 Conditions dangereuses dans le chantier [10]:

- 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.

VII.2.2 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.

VII.2.3 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 dangers.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

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 la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité d'une collinaire sur oued Slane wilaya d'ORAN qui destiné à l'irrigation.

On a fait étude géologie qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation malgré le manque des données hydrologiques sur la région.

Le choix de la variante a été fait. En fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins.

Et vu sa simplicité de la réalisation.

L'évacuateur de crue est de type latéral a entonnement latéral sur la rive gauche.

La vidange de fond est assuré par une conduite en acier située qui antérieurement.

En fin d'après l'étude géologique, hydrologique, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes on peut dire que notre barrage est acceptable de poit de vue technique et économique

Bibliographie :

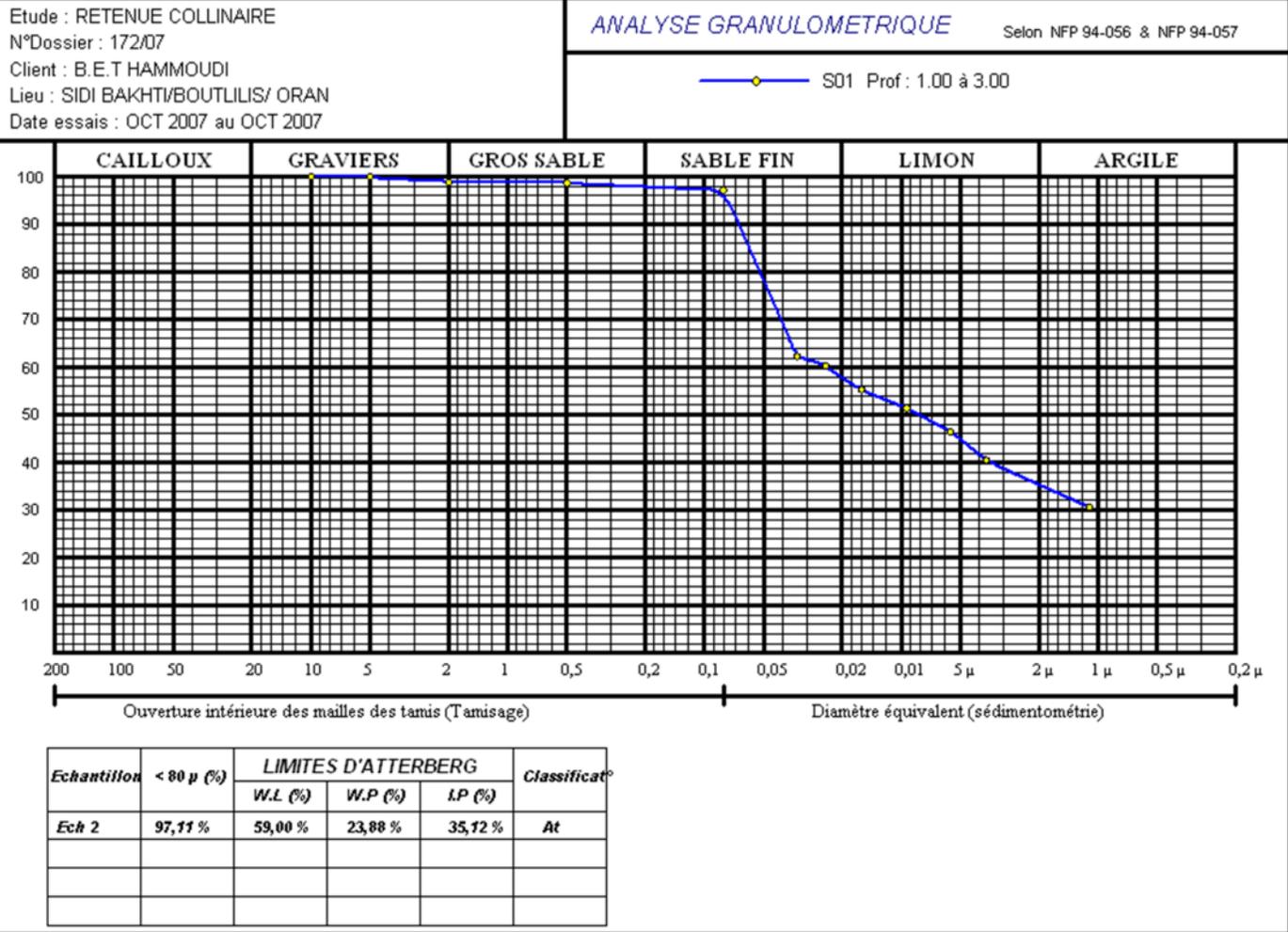
- **TOUAIBIA B.**
(*Cours d'Hydrologie 3ème Année et Régularisation des débits 4ème année*).
- **MIHOUBI M K.**
(*Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4ème Année ENSH*).
- **HASSANE M.**
(*Cours d'ouvrage hydrotechnique 5ème Année ENSH*).
- **ELGUIZI T**
(*Mémoire de fin d'étude – Promotion 2009*).
- **LENCASTRE.A**
(*Hydraulique générale, EYROLLES-1999*).
- **BENLAOUKLI.B**
(*Cours d'O.D.C 4eme et 5eme année*).
- **BARRAGE**
(*Edition EPFL ,2009*)
- **CONSTRUCTION HYDRAULIQUE**
(*Edition EPFL,2009*)
- **COURS D'U. SHERBROOK**
- **DURAND.Y**
(*Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale, Edition Cemagref .France 1997*)

ANNEXES



AGRO-HYD-INDUSTRIE

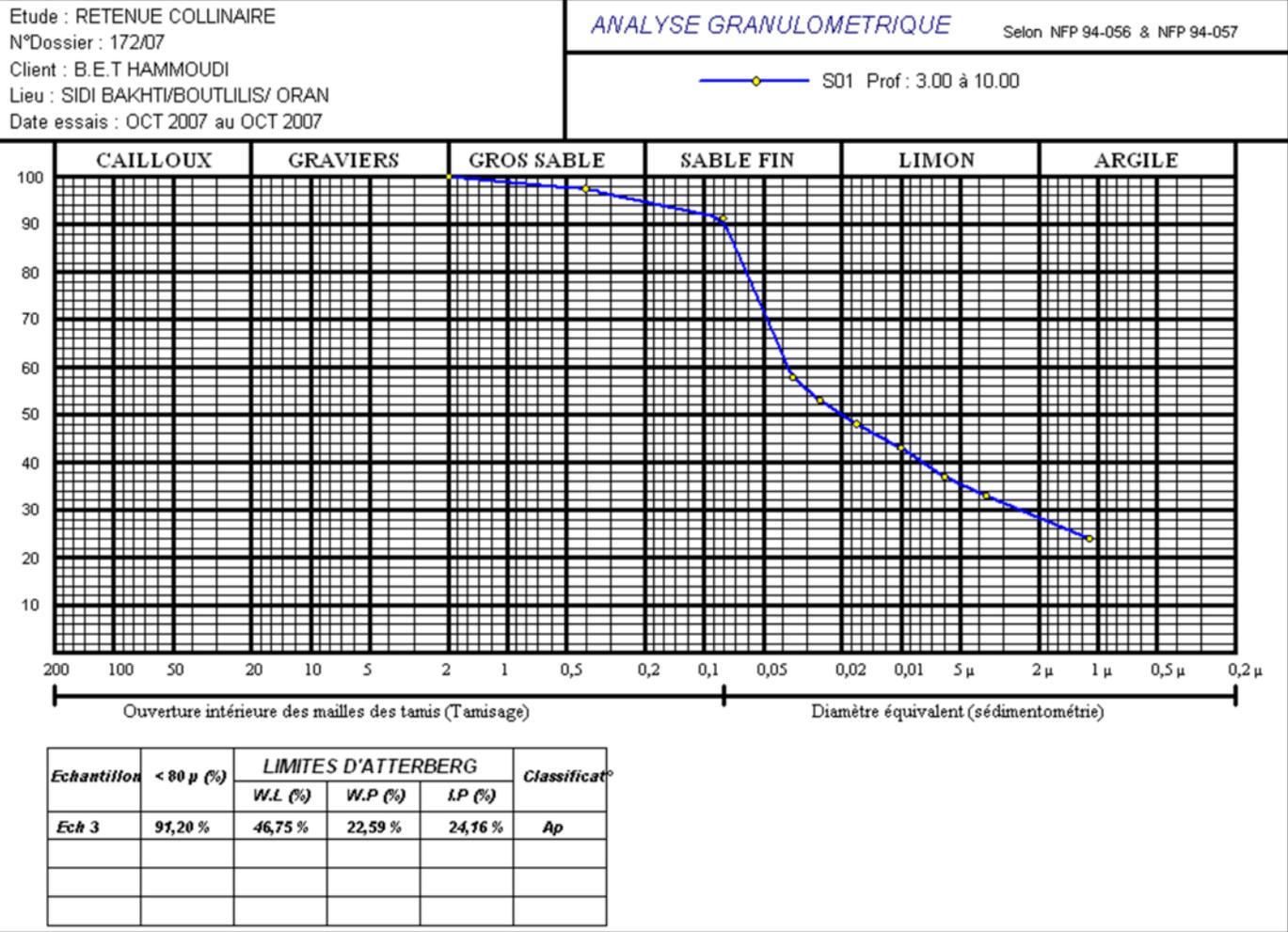
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





AGRO-HYD-INDUSTRIE

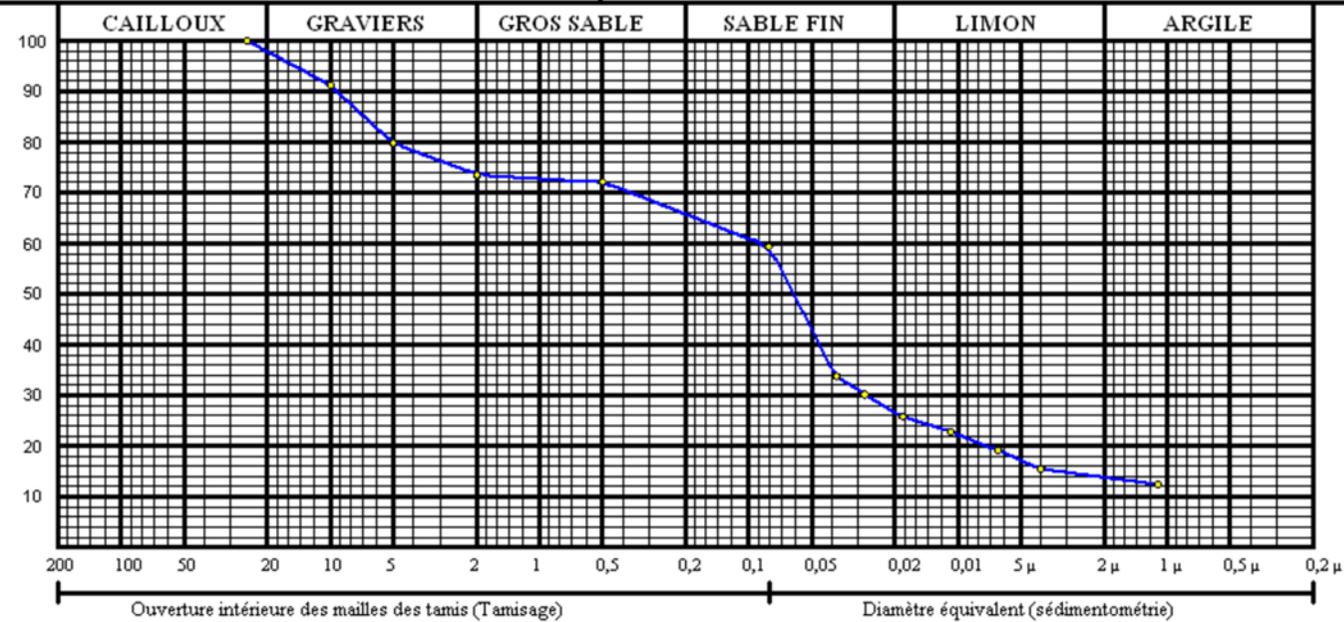
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

Etude : RETENUE COLLINAIRE
 N°Dossier : 172/07
 Client : B.E.T HAMMOUDI
 Lieu : SIDI BAKHTI/BOUTLILIS/ ORAN
 Date essais : OCT 2007 au OCT 2007

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

—●— S 02 Prof : 0.00 à 1.50

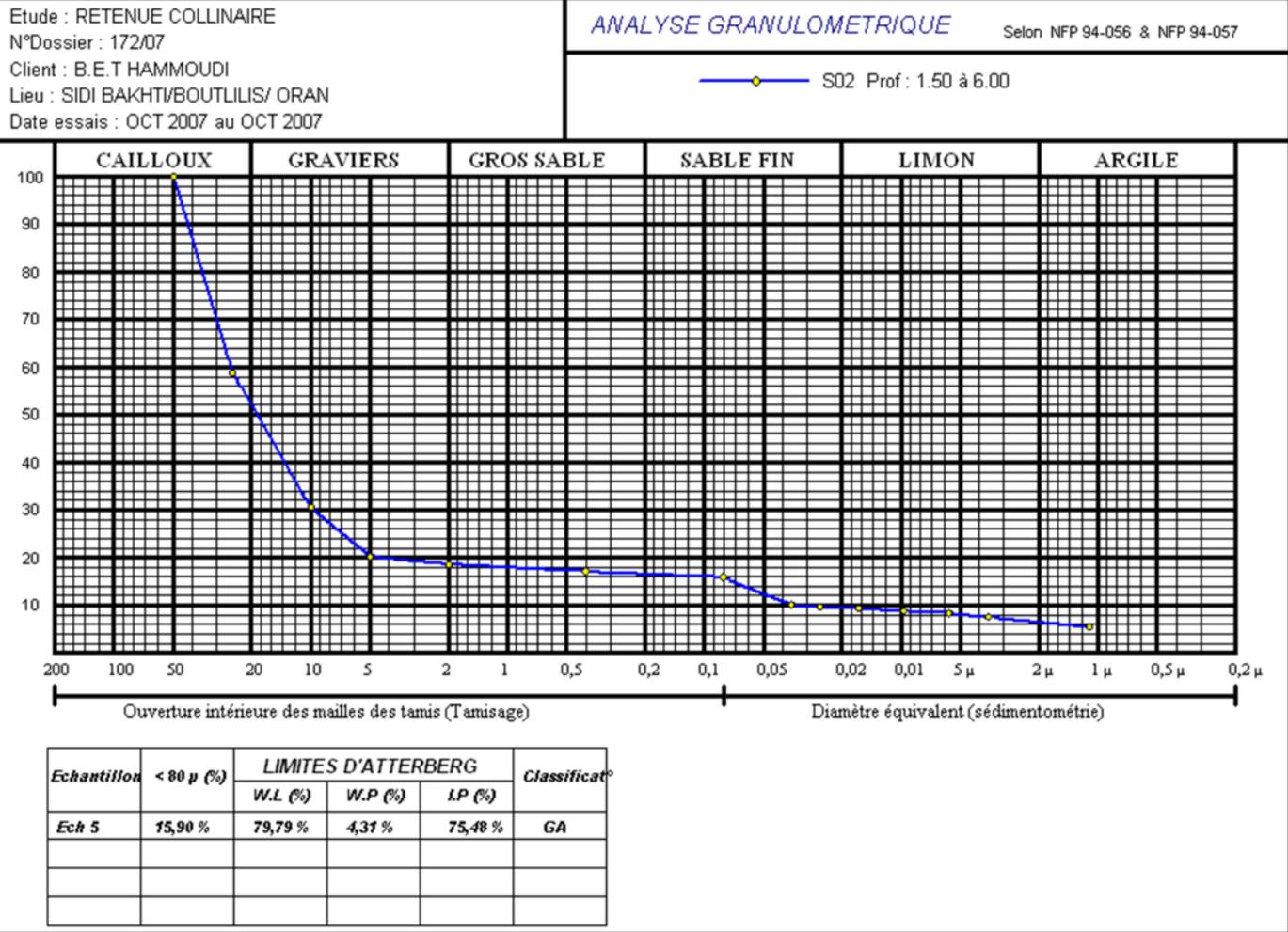


Echantillon	< 80 μ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 4	59,44 %	32,10 %	22,00 %	10,1 %	Ap



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





AGRO-HYD-INDUSTRIE

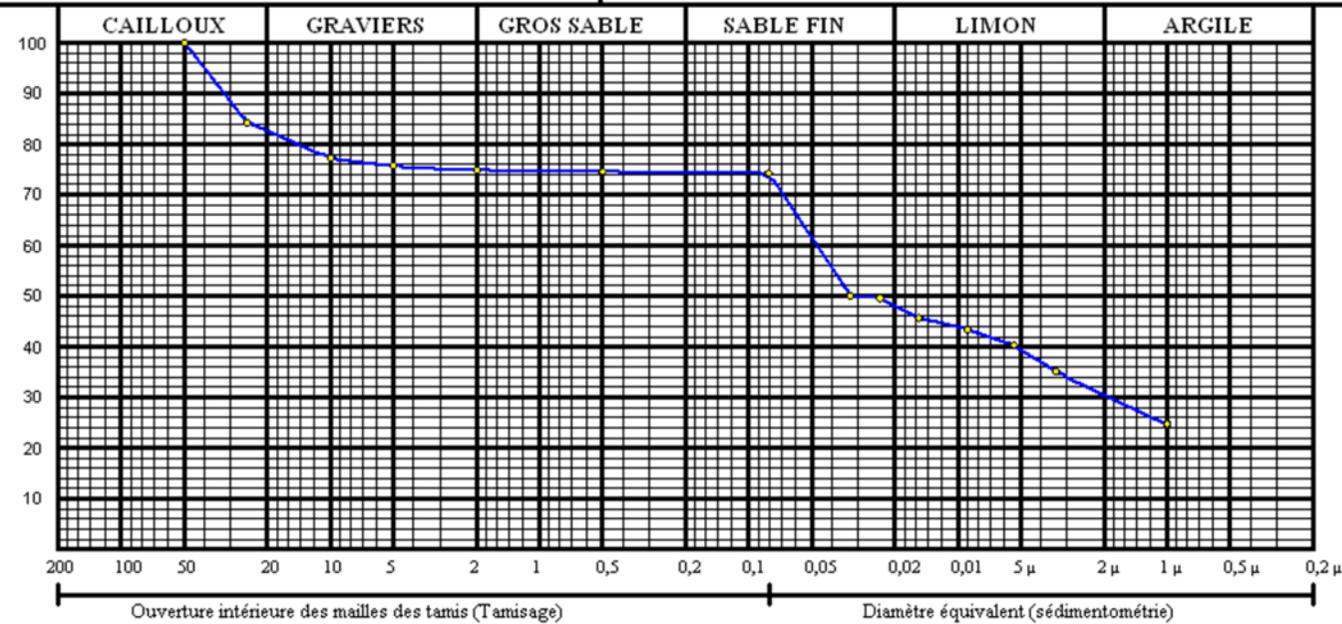
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

Etude : RETENUE COLLINAIRE
 N°Dossier : 172/07
 Client : B.E.T HAMMOUDI
 Lieu : SIDI BAKHTI/BOUTLILIS/ ORAN
 Date essais : OCT 2007 au OCT 2007

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

—●— S 02 Prof : 6.00 à 7.50

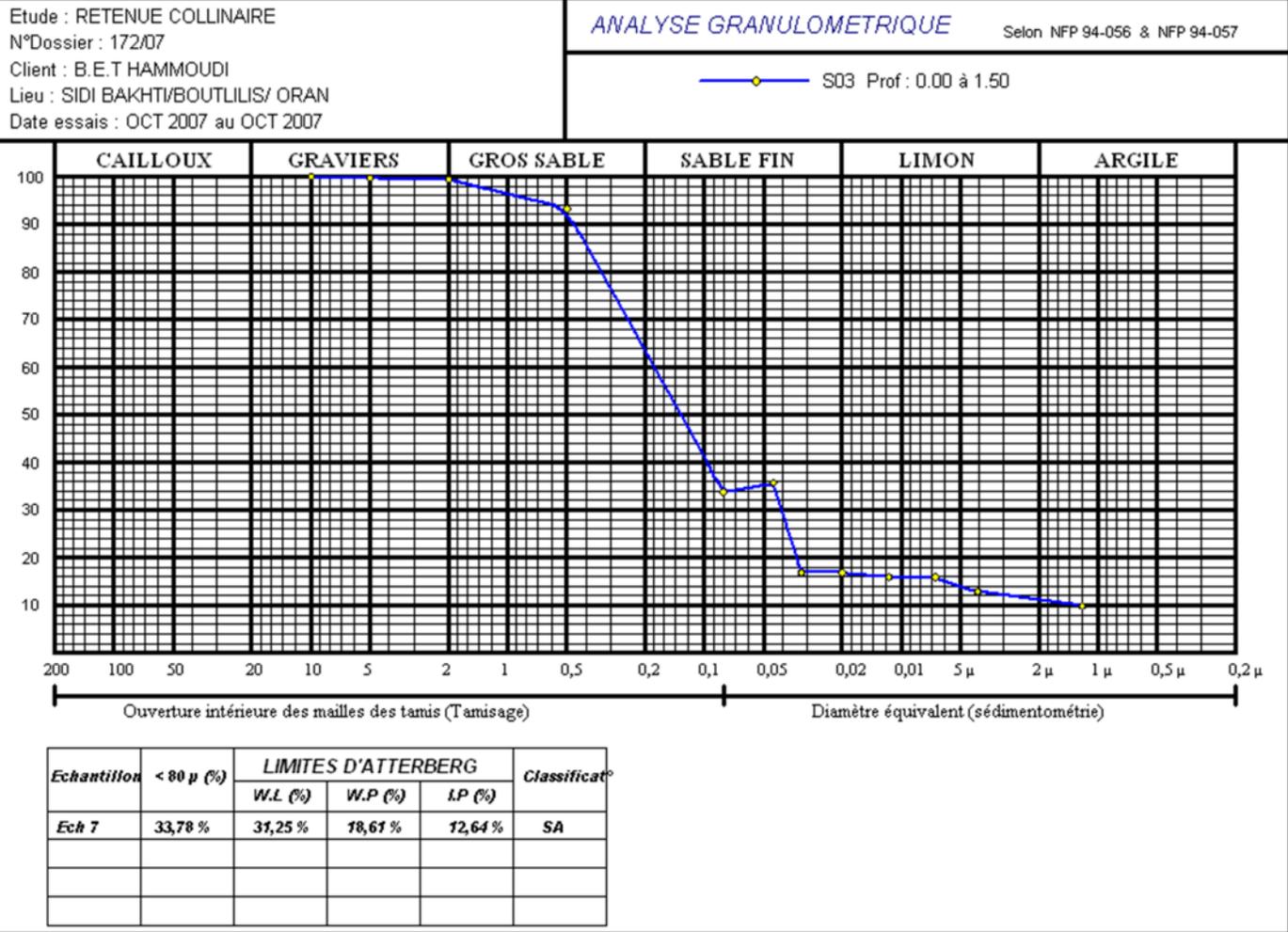


Echantillon	< 80 μ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 6	74,35 %	68,00 %	27,0 %	41 %	At



AGRO-HYD-INDUSTRIE

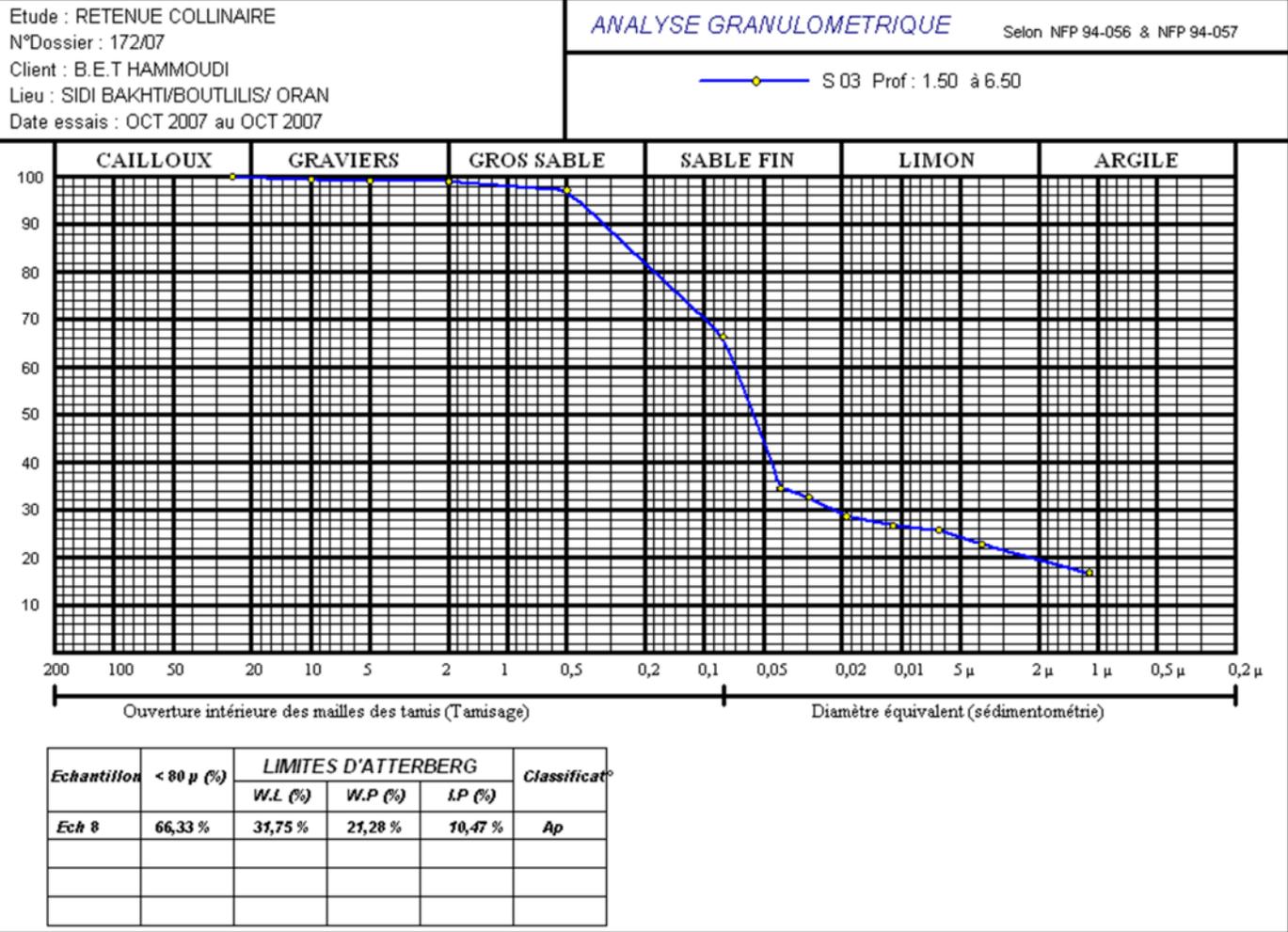
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





AGRO-HYD-INDUSTRIE

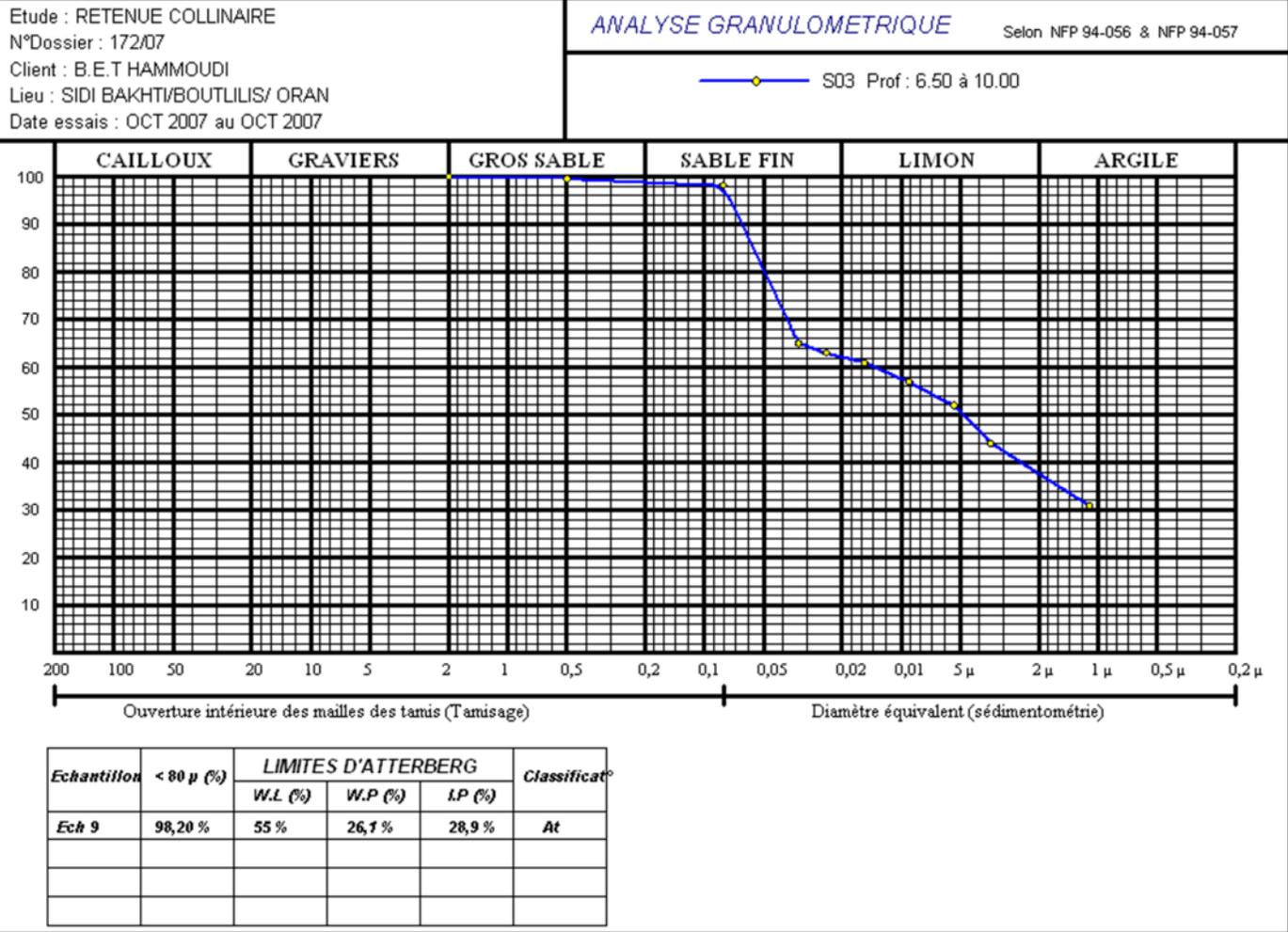
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS,
FILIALE SARL SAFESC BTPH

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Etude : RETENUE COLLINAIRE

Dossier N° : 172

N° Sond : S01

Prof : 3.00-10.00

Nature sol :

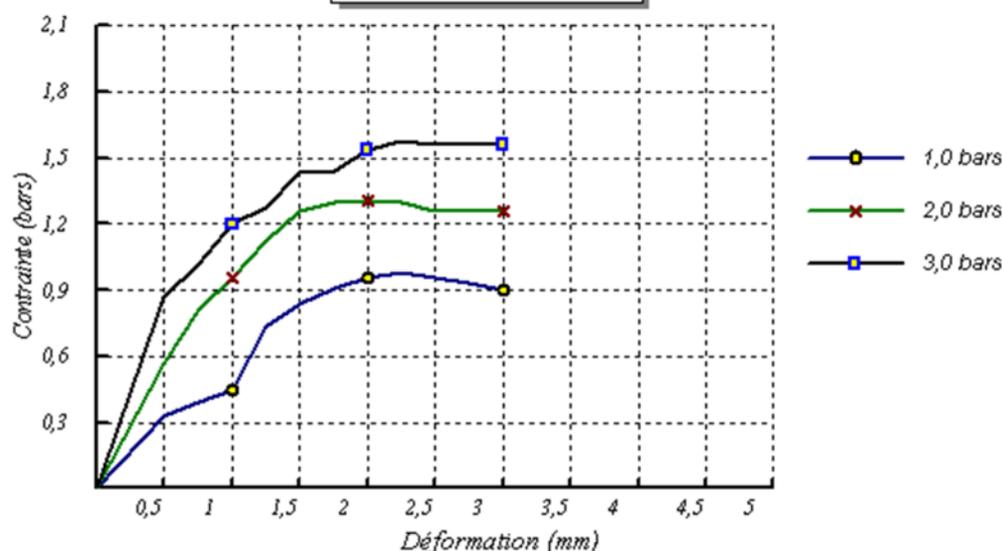
Type d'essai : UU

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

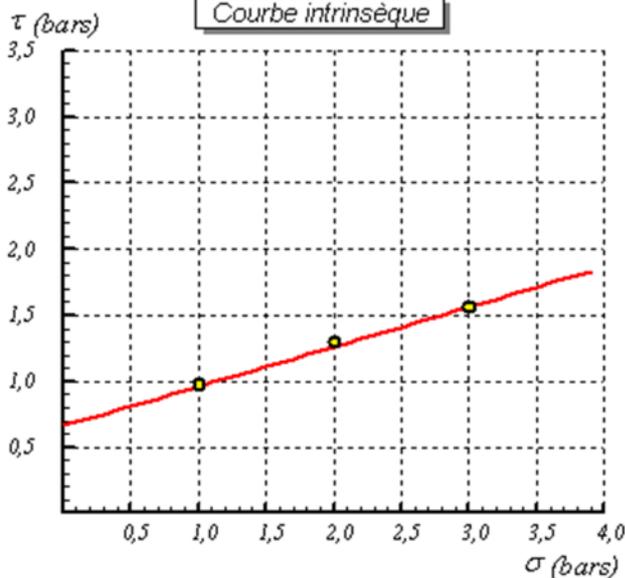
Date début essais :

Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,66 bars
Frottement = 16,76 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,98$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,31$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,57$



GROUPE

AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS,
FILIALE SARL SAFESC BTPH

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Etude : RETENUE COLLINAIRE

Dossier N° : 172

N° Sond : S02

Prof : 0.00-1.50

Nature sol :

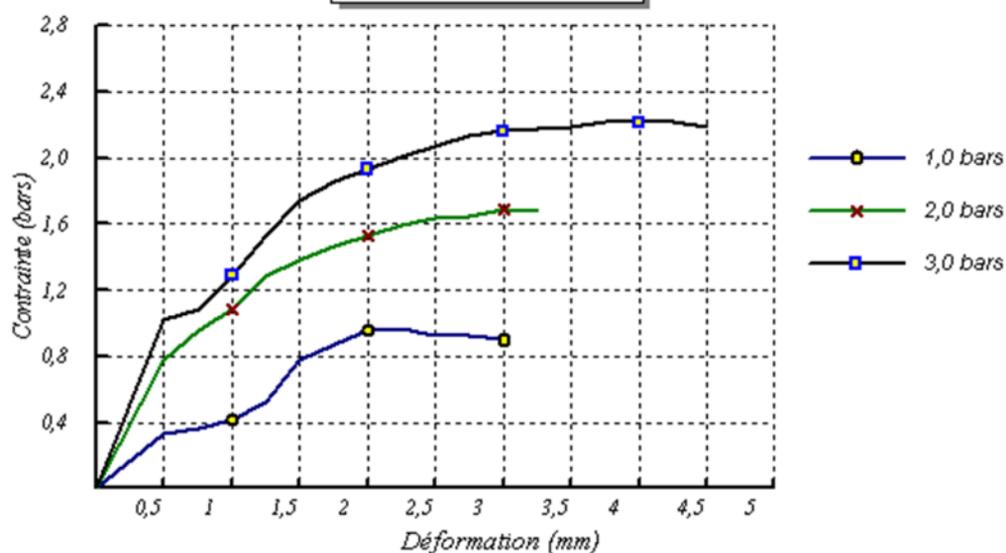
Type d'essai : UU

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

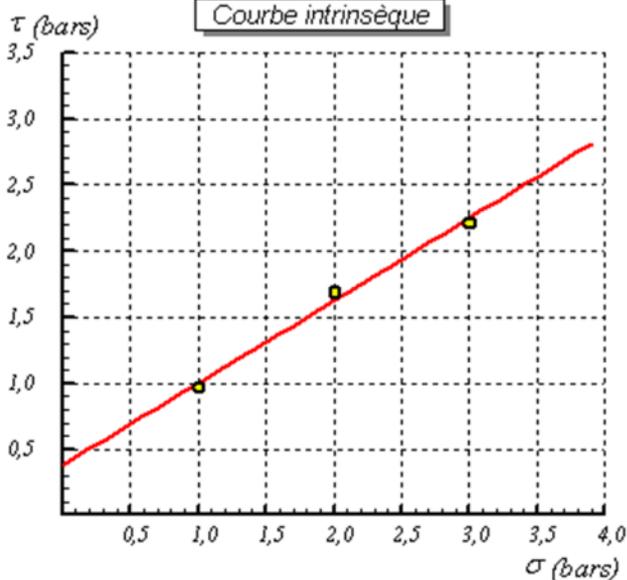
Date début essais :

Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,38 bars
Frottement = 31,96 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,97$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,69$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 2,22$



AGRO-HYD-INDUSTRIE

GROUPE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS,

FILIALE SARL SAFESC BTPH

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Etude : RETENUE COLLINAIRE

Dossier N° : 172

N° Sond : S03

Prof : 0.00-1.50

Nature sol :

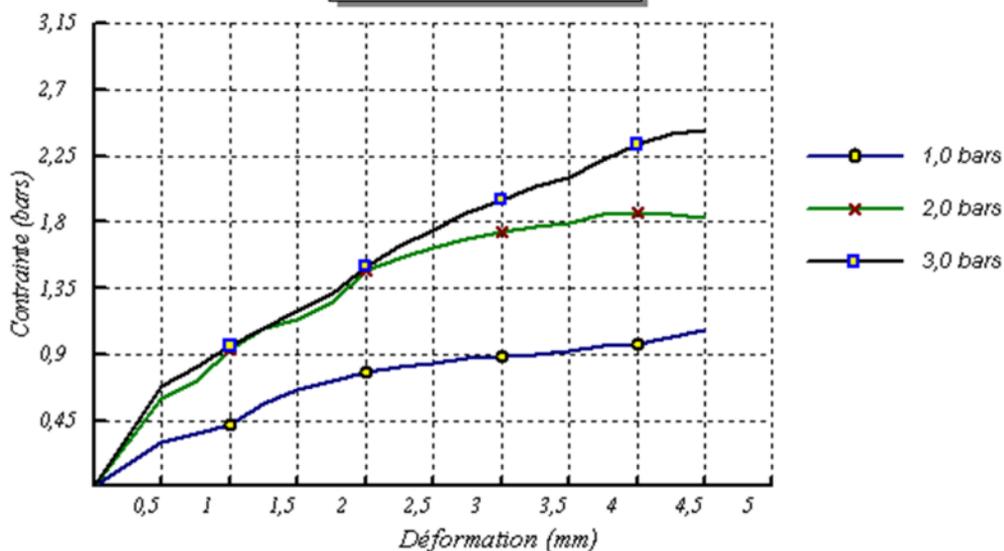
Type d'essai : UU

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

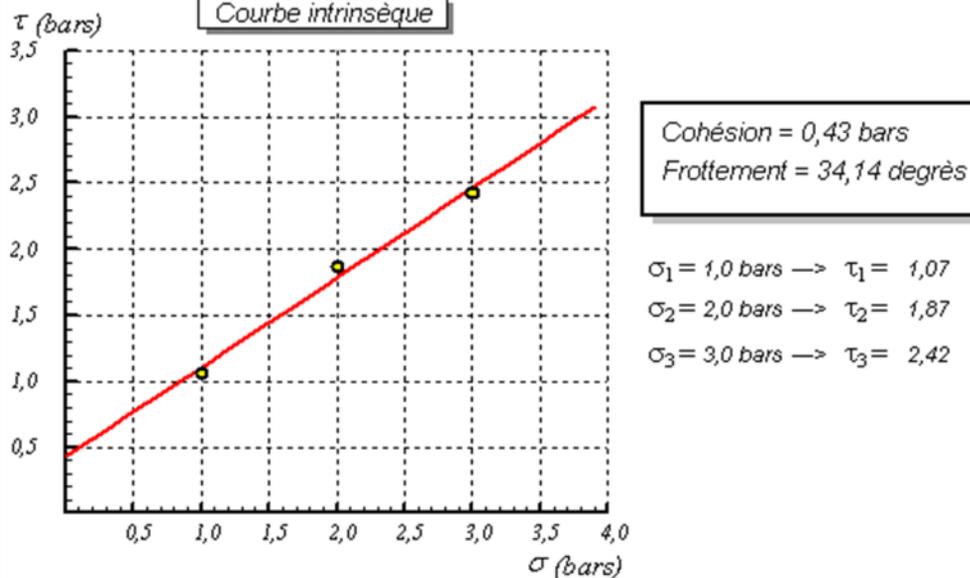
Date début essais :

Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



ANNEXE 02



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
 FILIALE SARL SAFESC BTPH

SONDAGE N°: S01																		
ETUDE : RETENUE COLLINAIRE																		
LIEU : SIDI BAKHTI/BOUTLELIS/ ORAN																		
CLIENT : BET 3E HANMOUDI																		
DATE DEBUT : OCT 2007			PROFONDEUR TOTALE : 10 ML			BOUE DE FORAGE : EAU CLAIR												
DATE FIN : OCT 2007			COORDONNEES : X = Y =			TYPE FORAGE : CAROTTE												
NIVEAU NAPPE : m			Z =			TYPE DE MACHINE : ATLAS COPCO												
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φu (%)	Wn %	γ _d Tm ³	Ip %	Classe T.P.C.	Type Boré
	0	25	50	75														
0,5																		
1,0																		
1,5																		
2,0																		
2,5																		
3,0																		
3,00																		
3,5																		
4,0																		
4,5																		
5,0																		
5,5																		
6,0																		
6,5																		
7,0																		
7,5																		
8,0																		
8,5																		
9,0																		
9,5																		
10,0																		



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

SONDAGE N°: S02

ETUDE : RETENUE COLLINAIRE
 LIEU : SIDI BAKHTI/BOUTLELIS/ ORAN
 CLIENT : BET 3E HAMMOUDI

DATE DEBUT : oct 2007
 DATE FIN : oct 2007
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 9 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE : eau clair
 TYPE FORAGE : carotte
 TYPE DE MACHINE : atlas copco

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	Φu (%)	Wn %	γ _d Tm ³	Ip %	Classe T.P.C.	Type B. sol
	0	25	50	75														
0,5											terre végétale noirâtre reposant sur une couche d'argile sableuse à trace de sable							
1,0																		
1,5																		
2,0																		
2,5																		
3,0																		
3,5																		
4,0											alluvions a galets hétérogène et hétéromorphe emballé dans une matrice argileuse sableuse.							
4,5																		
5,0																		
5,5																		
6,0																		
6,5																		
7,0																		
7,5											sable marneuse de coloration grise verdâtre.							
8,0																		
8,5																		
9,0																		
9,5																		
10,0																		



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

SONDAGE N°: S03

ETUDE : RETENUE COLLINAIRE
 LIEU : SIDI BAKHTI/BOUTLELIS/ ORAN
 CLIENT : BET 3E HAMMOUDI

DATE DEBUT : OCT 2007
 DATE FIN : OCT 2007
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE : eau clair
 TYPE FORAGE : carotte
 TYPE DE MACHINE : atlas copco

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	Φu (%)	Wn %	γ _d Tm ³	Ip %	Classe T.P.C.	Type B. sol
	0	25	50	75														
0,5																		
1,0																		
1,5																		
2,0																		
2,5																		
3,0																		
3,5																		
4,0																		
4,5																		
5,0																		
5,5																		
6,0																		
6,5																		
7,0																		
7,5																		
8,0																		
8,5																		
9,0																		
9,5																		
10,0																		

Annexe 03

Catégorie des sols	Appellation des sols	Pj max (mm)	Surface des bassins versants (en km ²)				
			<0,1	>0,1 <1,0	>2,0 <10,0	>10,0 <100,0	>100,0
1	<i>Asphaltes, roches non fissurées, béton</i>	---	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
2	<i>Sols argileux gras, croûtes et sols encroûtés</i>	>0,8	0,80	0,70	0,65	0,65	0,60
		81 – 150	0,90	0,85	0,80	0,80	0,80
		151 – 200	0,95	0,90	0,90	0,90	0,90
		>200	0,95	0,95	0,95	0,90	0,90
3	<i>Sols argileux, sols forestiers d'argile grise, sols argileux gris et lourds</i>	>0,8	0,70	0,60	0,55	0,55	0,45
		81 – 100	0,80	0,75	0,70	0,65	0,65
		101 – 150	0,85	0,80	0,75	0,65	0,65
		151 – 200	0,85	0,85	0,80	0,70	0,70
		>200	0,90	0,90	0,80	0,75	0,75
4	<i>Sols châtaîns lœss, sols carbonatés</i>	>0,8	0,55	0,45	0,40	0,35	0,30
		81 – 150	0,65	0,55	0,50	0,45	0,40
		151 – 200	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55
		>200	0,8	0,75	0,70	0,65	0,60
5	<i>Limons sableux, sols marrons et gris marrons des zones steppiques et désertiques, sols gris limoneux – sableux.</i>	>0,8	0,35	0,28	0,20	0,20	0,15
		80 – 150	0,45	0,35	0,25	0,25	0,20
		151 – 200	0,55	0,45	0,40	0,35	0,30
		>200	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
6	<i>Sols sableux, graviers, sols à roches friables</i>	-	0,25	0,20	0,15	0,10	0,10

Annexe 04

Précipitations moyennes mensuelles

Région	Code	X	Y	Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1963	0,0	0,0	0,0	0,0	34,8	29,70	44,00	55,20	10,70	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1964	1,80	12,50	42,80	14,30	54,70	55,90	21,50	20,00	4,80	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1965	8,30	10,00	17,90	172,60	39,20	106,90	89,20	27,10	13,60	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1968	30,20	35,70	100,30	278,20	0,00	45,00	21,20	10,00	19,10	2,70	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1969	5,10	17,30	6,20	60,70	131,60	10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1970	0,00	36,40	34,20	38,10	170,50	6,50	29,80	57,40	13,20	0,80	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1971	0,00	6,10	54,60	116,10	39,80	65,50	15,60	1,40	139,7	2,00	0,00	6,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1972	3,90	13,70	14,30	83,00	142,00	124,40	1,00	40,00	65,50	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1973	6,00	172,10	0,00	74,90	207,70	20,70	9,70	79,30	11,90	0,00	0,00	5,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1974	12,80	0,00	86,60	51,00	144,40	11,10	63,50	15,80	25,30	0,00	0,00	3,20
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1975	13,10	68,90	0,00	174,00	74,90	41,90	42,60	53,30	34,30	5,00	0,10	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1976	28,50	103,60	60,80	27,90	111,70	24,40	3,00	62,60	70,80	0,70	2,20	3,50
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1977	0,00	42,90	4,00	36,50	59,30	48,30	98,20	1,00	10,70	9,70	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1978	32,20	93,50	27,10	0,50	158,70	146,80	46,60	151,30	2,20	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1979	4,70	52,00	9,90	41,00	120,80	40,10	27,20	34,90	6,10	11,00	4,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1980	16,20	16,00	19,20	25,10	73,40	135,70	3,50	33,70	4,90	0,50	0,00	1,50
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1981	22,30	37,30	113,90	59,50	56,00	0,00	87,50	44,20	5,30	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1982	4,50	91,30	78,10	67,50	72,00	1,10	14,60	26,00	0,00	7,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1983	0,00	143,80	86,00	66,20	26,80	79,50	3,30	4,00	24,00	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1985	7,00	74,40	84,50	94,00	45,00	34,80	41,20	17,60	0,00	5,70	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1986	0,00	21,00	13,00	183,20	82,60	0,00	11,90	0,00	10,20	15,40	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1987	24,00	12,90	79,00	19,40	8,20	180,30	35,20	11,60	21,30	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1988	0,00	138,70	74,30	1,00	0,00	0,00	40,00	87,20	22,10	0,00	0,00	0,00

Région	Code	X	Y	Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1989	0,0	50,3	16,6	116,1	78,40	25,30	56,3	10	14,5	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1990	0,00	3,20	42,20	191,70	42,90	48,50	24,70	39,10	13,30	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1991	0,00	20,00	57,60	67,10	67,10	76,80	12,40	0,00	1,80	0,00	0,00	8,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1992	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	211,00	37,00	0,00	124	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,8	259,2	1993	6,00	3,50	177,90	27,50	55,40	15,20	45,40	18,10	-1,00	0,20	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,8	259,2	1994	0,30	13,80	67,10	49,30	112,90	120,90	52,70	22,70	11,80	0,10	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,8	259,2	1995	0,00	45,70	40,30	46,00	56,60	70,40	0,00	2,20	11,50	0,00	15,90	5,30
BOUTLELIS	40419	173,8	259,2	1996	9,90	48,20	109,20	20,00	69,90	16,20	14,40	85,80	25,20	7,70	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,8	259,2	1997	2,80	3,50	36,30	3,40	47,60	32,10	59,40	44,60	24,90	0,00	0,00	3,40
BOUTLELIS	40419	173,8	259,2	1998	9,20	3,80	27,30	65,80	168,60	0,00	12,20	52,20	9,60	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1999	0,50	1,20	85,30	29,90	17,60	30,60	68,90	2,80	2,00	0,00	0,00	1,30
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2000	19,20	22,50	28,80	10,30	20,50	32,90	35,80	4,10	24,50	54,90	17,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2001	0,00	44,80	26,20	14,60	0,00	65,20	69,20	38,20	25,00	2,70	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2002	9,30	46,10	127,00	11,70	52,80	32,70	11,10	20,30	6,30	0,00	1,70	1,50
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2003	34,80	45,30	41,70	8,20	26,30	98,60	81,50	24,30	1,30	4,70	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2004	6,60	17,00	39,40	83,30	81,60	73,70	59,30	34,00	0,00	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2005	14,30	1,60	6,10	64,30	73,50	0,00	0,00	49,30	11,20	1,70	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2006	52,80	19,10	66,50	33,00	45,20	24,00	11,50	10,10	6,00	0,00	0,50	6,80
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2007	0,00	0,00	30,60	55,80	75,80	37,20	80,00	0,00	3,00	0,00	0,00	2,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2008	23,40	19,10	11,70	72,90	0,00	0,00	0,00	0,00	32,70	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2009	33,80	0,00	90,80	50,20	112,90	66,20	0,00	11,30	9,10	0,00	0,00	0,00
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2010	17,90	2,60	127,40	18,80	6,60	5,60	43,60	59,20	75,50	0,00	0,00	13,20

Précipitations maximales journalières

Station	Code	X	Y	Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	MAX
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1972	1,7	10,9	10,8	6,2	16	17	16,1	14,1	2,9	0	0	0	17
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1973	7,5	5,1	9,4	24,9	21,4	29,5	29,5	12,6	8,1	0	0	0	29,5
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1974	27,9	19,5	21,2	1,7	13	15,6	12,7	5,8	11,8	2,7	0	0	27,9
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1975	4,7	7,5	9,2	14	20	9,2	13	0	0	0	0	0	20
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1976	0	15,7	16,5	18,1	17,7	6,5	12,3	13,3	6,9	5	0	0	18,1
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1977	0	6,1	15,4	16,2	15	17,7	12,4	1	16,8	2	0	4	17,7
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1978	3,6	8	8,1	20,7	55	33,9	0,7	19,1	42,1	0	0	0	55
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1979	6	33,4	0	23,7	35	14,1	6,2	41,5	6,7	0	0	5	41,5
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1980	7,1	0	21,7	19,1	18	6,8	17,9	8,2	23,7	0	0	3,2	23,7
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1981	3,4	19,2	0	28,6	29,9	13	12,5	26,4	19,7	5	0,1	0	29,9
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1982	19,6	17,7	21,7	20	31,6	9,7	3	16,2	21,7	0,7	2,2	3,5	31,6
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1983	0	20	2,3	20,2	17,2	16	19,2	1	10,7	6,2	0	0	20,2
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1985	26,2	23,2	11,7	0,5	25,5	28	14,7	23,5	2,2	0	0	0	28
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1986	4,7	20,5	4,2	15,5	18,3	21,5	10	9,5	4	6,5	4	0	21,5
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1987	11	8	12,5	9	12,2	11	3	7,2	4,5	0,5	0	1,5	12,5
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1988	15	19,7	25,5	29,2	13	0	28	13,2	2,5	0	0	0	29,2
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1989	4,5	21	22,8	22,3	22,9	0,6	8,2	15,8	0	4,7	0	0	22,9
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1990	0	24,5	25	7,5	14	25	2,5	2,5	10	0	0	0	25
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1991	4	29,5	30,3	30,1	16,5	15,5	16,5	5,2	0	4,5	0	0	30,3
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1992	0	17,5	10	16,8	17,4	0	4,5	0	6,5	15,4	0	0	17,5
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1993	24	11,4	15,6	14	3,9	15	11,5	7,2	9,4	0	0	0	24
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1994	0	38,4	22	1	0	0	12	38,4	12	0	0	0	38,4
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1995	0	15,5	11,5	31,2	29,2	8,5	31,6	4,2	4,2	0	0	0	31,6
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1996	0	3,2	24,3	26,1	27	11,8	21,3	14	6	0	0	0	27
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1997	0	20	20,8	24	0	0	12,4	0	1,8	0	0	5,5	24
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1998	0	0	0	0	0	24,2	23	0	26,5	0	0	0	26,5

BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	1999	3,5	3,2	39,2	9,5	15,7	4,3	9,2	7,3	0	0	0	0	39,2
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2000	0,2	13,5	12,3	8,6	26,1	26,2	18,4	6,1	8,1	0,1	0	0	26,2
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2001	6,9	23,4	26,1	7,1	23,2	6,6	5,7	25,7	6,6	2,5	0	0	26,1
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2002	1,5	2,3	10,6	2,3	32,8	6,5	34,6	8,8	15,5	0	0	3,4	34,6
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2003	4,5	2,5	14,6	21,4	15,3	0	18	20,6	6,1	0	0	0	21,4
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2004	7,2	8,1	9,1	3,7	9,9	17,3	8,1	2,4	12,8	16,8	16,4	0	17,3
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2005	0	13,9	12,5	7,2	0	27,2	25,3	16,4	18,2	1,5	0	0	27,2
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2006	7,8	32,8	27	8,2	19,7	24,1	7,2	12,6	6,3	0	1,2	1,5	32,8
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2007	18,4	13,2	24,6	4,5	16,4	46,7	34,7	16,4	1,3	3	0	0	46,7
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2008	3,5	8,2	32	20,6	18,6	23,4	19,2	10,2	1	0	0	0	32
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2009	17,6	5,2	21,5	11,3	34	8,6	3,4	3	3	0	0,5	4,3	34
BOUTLELIS	40419	173,80	259,20	2010	0	0	22,5	17,5	31,6	11,5	31	0	1,3	0	0	1,2	31,6

Annexe 05

H	SOME S	pluii me	Pnet	D	P eff	I eff	Q max
0	0	47,2	0	0	0	0	0
0,202857	0,32	47,2	8,879421	4,883682	3,99574	19,69731	1,750872
0,405714	1,68	47,2	11,31736	6,224549	5,092812	12,55271	5,85793
0,608571	3,31	47,2	13,04299	7,173644	5,869345	9,644463	8,867548
0,811429	5,99	47,2	14,42466	7,933565	6,491098	7,999593	13,31043
1,014286	7,71	47,2	15,59639	8,578016	7,018377	6,919527	14,81932
1,217143	9,08	47,2	16,62408	9,143244	7,480836	6,146227	15,50215
1,42	9,09	47,2	17,54563	9,650097	7,895534	5,560235	14,03959
1,622857	8,77	47,2	18,38511	10,11181	8,273298	5,097983	12,41925
1,825714	7,41	47,2	19,15885	10,53737	8,621485	4,722253	9,719971
2,028571	5,78	47,2	19,87855	10,9332	8,945347	4,409678	7,079983
2,231429	3,1	47,2	20,55285	11,30407	9,248784	4,144781	3,569117
2,434286	1,38	47,2	21,1884	11,65362	9,534779	3,916869	1,501467
2,637143	0,01	47,2	21,79038	11,98471	9,805672	3,718294	0,010329
2,84	0	47,2	22,36297	12,29963	10,06334	3,543428	0

Annexe 06

h	h1.5	m*racine(2g)	Qmax	Q e max															
0,10	0,03	1,99	17,05	15,5	15,6	15,7	15,8	15,9	16	16,1	16,2	16,3	16,4	16,42	16,44	16,46	16,48	16,5	15,5
0,20	0,09	1,99	17,05	245,91	247,49	249,08	250,67	252,25	253,84	255,43	257,01	258,60	260,18	260,50	260,82	261,14	261,45	261,77	245,91
0,30	0,16	1,99	17,05	86,94	87,50	88,06	88,62	89,18	89,75	90,31	90,87	91,43	91,99	92,10	92,21	92,33	92,44	92,55	86,94
0,40	0,25	1,99	17,05	47,32	47,63	47,94	48,24	48,55	48,85	49,16	49,46	49,77	50,07	50,13	50,19	50,26	50,32	50,38	47,32
0,50	0,35	1,99	17,05	30,74	30,94	31,13	31,33	31,53	31,73	31,93	32,13	32,32	32,52	32,56	32,60	32,64	32,68	32,72	30,74
0,60	0,46	1,99	17,05	21,99	22,14	22,28	22,42	22,56	22,70	22,85	22,99	23,13	23,27	23,30	23,33	23,36	23,39	23,41	21,99
0,70	0,59	1,99	17,05	16,73	16,84	16,95	17,06	17,16	17,27	17,38	17,49	17,60	17,70	17,72	17,75	17,77	17,79	17,81	16,73
0,80	0,72	1,99	17,05	13,28	13,36	13,45	13,53	13,62	13,71	13,79	13,88	13,96	14,05	14,07	14,08	14,10	14,12	14,13	13,28
0,90	0,85	1,99	17,05	10,87	10,94	11,01	11,08	11,15	11,22	11,29	11,36	11,43	11,50	11,51	11,53	11,54	11,55	11,57	10,87
0,91	0,87	1,99	17,05	9,11	9,17	9,23	9,28	9,34	9,40	9,46	9,52	9,58	9,64	9,65	9,66	9,67	9,68	9,70	9,11
0,92	0,88	1,99	17,05	8,96	9,02	9,07	9,13	9,19	9,25	9,30	9,36	9,42	9,48	9,49	9,50	9,51	9,52	9,54	8,96
0,93	0,90	1,99	17,05	8,81	8,87	8,93	8,98	9,04	9,10	9,15	9,21	9,27	9,32	9,34	9,35	9,36	9,37	9,38	8,81
0,94	0,91	1,99	17,05	8,67	8,73	8,78	8,84	8,89	8,95	9,01	9,06	9,12	9,17	9,19	9,20	9,21	9,22	9,23	8,67
0,95	0,93	1,99	17,05	8,53	8,59	8,64	8,70	8,75	8,81	8,86	8,92	8,97	9,03	9,04	9,05	9,06	9,07	9,08	8,53
0,96	0,94	1,99	17,05	8,40	8,45	8,51	8,56	8,61	8,67	8,72	8,78	8,83	8,89	8,90	8,91	8,92	8,93	8,94	8,40
0,97	0,96	1,99	17,05	8,27	8,32	8,37	8,43	8,48	8,53	8,59	8,64	8,69	8,75	8,76	8,77	8,78	8,79	8,80	8,27
0,98	0,97	1,99	17,05	8,14	8,19	8,24	8,30	8,35	8,40	8,45	8,51	8,56	8,61	8,62	8,63	8,64	8,65	8,66	8,14
0,99	0,99	1,99	17,05	8,02	8,07	8,12	8,17	8,22	8,27	8,33	8,38	8,43	8,48	8,49	8,50	8,51	8,52	8,53	8,02
1,00	1,00	1,99	17,05	7,89	7,95	8,00	8,05	8,10	8,15	8,20	8,25	8,30	8,35	8,36	8,37	8,38	8,39	8,40	7,89
1,01	1,02	1,99	17,05	7,78	7,83	7,88	7,93	7,98	8,03	8,08	8,13	8,18	8,23	8,24	8,25	8,26	8,27	8,28	7,78
1,02	1,03	1,99	17,05	7,66	7,71	7,76	7,81	7,86	7,91	7,96	8,01	8,06	8,11	8,12	8,13	8,14	8,15	8,16	7,66
1,03	1,05	1,99	17,05	7,55	7,60	7,65	7,69	7,74	7,79	7,84	7,89	7,94	7,99	8,00	8,01	8,02	8,03	8,04	7,55
1,04	1,06	1,99	17,05	7,44	7,49	7,53	7,58	7,63	7,68	7,73	7,77	7,82	7,87	7,88	7,89	7,90	7,91	7,92	7,44
1,05	1,08	1,99	17,05	7,33	7,38	7,43	7,47	7,52	7,57	7,62	7,66	7,71	7,76	7,77	7,78	7,79	7,80	7,80	7,33

1,06	1,09	1,99	17,05	7,23	7,27	7,32	7,37	7,41	7,46	7,51	7,55	7,60	7,65	7,66	7,67	7,68	7,68	7,69	7,23
1,07	1,11	1,99	17,05	7,13	7,17	7,22	7,26	7,31	7,36	7,40	7,45	7,49	7,54	7,55	7,56	7,57	7,58	7,59	7,13
1,08	1,12	1,99	17,05	7,03	7,07	7,12	7,16	7,21	7,25	7,30	7,34	7,39	7,43	7,44	7,45	7,46	7,47	7,48	7,03
1,09	1,14	1,99	17,05	6,93	6,97	7,02	7,06	7,11	7,15	7,20	7,24	7,29	7,33	7,34	7,35	7,36	7,37	7,38	6,93
1,10	1,15	1,99	17,05	6,83	6,88	6,92	6,97	7,01	7,05	7,10	7,14	7,19	7,23	7,24	7,25	7,26	7,27	7,27	6,83
1,11	1,17	1,99	17,05	6,74	6,78	6,83	6,87	6,91	6,96	7,00	7,04	7,09	7,13	7,14	7,15	7,16	7,17	7,18	6,74
1,12	1,19	1,99	17,05	6,65	6,69	6,74	6,78	6,82	6,86	6,91	6,95	6,99	7,04	7,04	7,05	7,06	7,07	7,08	6,65
1,13	1,20	1,99	17,05	15,5	15,6	15,7	15,8	15,9	16	16,1	16,2	16,3	16,4	16,42	16,44	16,46	16,48	16,5	15,5
1,14	1,22	1,99	17,05	245,91	247,49	249,08	250,67	252,25	253,84	255,43	257,01	258,60	260,18	260,50	260,82	261,14	261,45	261,77	245,91
1,15	1,23	1,99	17,05	86,94	87,50	88,06	88,62	89,18	89,75	90,31	90,87	91,43	91,99	92,10	92,21	92,33	92,44	92,55	86,94
1,16	1,25	1,99	17,05	47,32	47,63	47,94	48,24	48,55	48,85	49,16	49,46	49,77	50,07	50,13	50,19	50,26	50,32	50,38	47,32
1,17	1,27	1,99	17,05	30,74	30,94	31,13	31,33	31,53	31,73	31,93	32,13	32,32	32,52	32,56	32,60	32,64	32,68	32,72	30,74
1,18	1,28	1,99	17,05	21,99	22,14	22,28	22,42	22,56	22,70	22,85	22,99	23,13	23,27	23,30	23,33	23,36	23,39	23,41	21,99
1,19	1,30	1,99	17,05	16,73	16,84	16,95	17,06	17,16	17,27	17,38	17,49	17,60	17,70	17,72	17,75	17,77	17,79	17,81	16,73
1,20	1,31	1,99	17,05	13,28	13,36	13,45	13,53	13,62	13,71	13,79	13,88	13,96	14,05	14,07	14,08	14,10	14,12	14,13	13,28

Annexe 07

Cas de fin de construction

Amont avec séisme

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.10. Copyright © 1991-2008 GEO-SLOPE International Ltd.

FILE INFORMATION

Revision Number: 60

Date: 16/06/2012

Time: 15:53:13

File Name: dimension digue+ligne de saturation2.gsz

Directory: E:\bilalov's memoire\stabili\bishop\fin de construction\AMONT\AVEC SIESME\

Last Solved Date: 17/06/2012

Last Solved Time: 02:54:00

PROJECT SETTINGS

Length(L) Units: meters

Time(t) Units: Seconds

Force(F) Units: kN

Pressure(p) Units: kPa

Strength Units: kPa

Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³

View: 2D

ANALYSIS SETTINGS

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W

Method: Bishop, Ordinary and Janbu

Settings

PWP Conditions Source: (none)

SlipSurface

Direction of movement: Right to Left

Allow Passive Mode: No

Slip Surface Option: Grid and Radius

Critical slip surfaces saved: 1

Optimize Critical Slip Surface Location: Yes

Tension Crack

Tension Crack Option: (none)

FOS Distribution

FOS Calculation Option: [Constant](#)

Advanced

Number of Slices: [30](#)

Optimization Tolerance: [0.01](#)

Minimum Slip Surface Depth: [0.1 m](#)

Minimum Slice Width: [0.1 m](#)

Optimization Maximum Iterations: [2000](#)

Optimization Convergence Tolerance: [1e-007](#)

Starting Optimization Points: [8](#)

Ending Optimization Points: [16](#)

Complete Passes per Insertion: [1](#)

MATERIALS

argile

Model: [Mohr-Coulomb](#)

Unit Weight: [17.66 kN/m³](#)

Cohesion: [35 kPa](#)

Phi: [16.6 °](#)

Phi-B: [0 °](#)

drain

Model: [Mohr-Coulomb](#)

Unit Weight: [16.6 kN/m³](#)

Cohesion: [35 kPa](#)

Phi: [16.6 °](#)

Phi-B: [0 °](#)

foundation

Model: [Mohr-Coulomb](#)

Unit Weight: [16.5 kN/m³](#)

Cohesion: [66 kPa](#)

Phi: [23 °](#)

Phi-B: [0 °](#)

SLIP SURFACE GRID

Upper Left: [\(3.3625958, 22.876776\) m](#)

Lower Left: [\(13.627154, 8.1743057\) m](#)

Lower Right: [\(22.835066, 10.619686\) m](#)

Grid Horizontal Increment: [7](#)

Grid Vertical Increment: [7](#)

Left Projection Angle: [0 °](#)

Right Projection Angle: [0 °](#)

SLIP SURFACE RADIUS

Upper Left Coordinate: [\(9.0986723, 1.8344316\) m](#)

Upper Right Coordinate: [\(28.903231, 8.6573437\) m](#)

Lower Left Coordinate: [\(16.102724, 1.2608239\) m](#)

Lower Right Coordinate: (32.163738, 8.4460145) m
 Number of Increments: 4
 Left Projection: No
 Left Projection Angle: 135 °
 Right Projection: No
 Right Projection Angle: 45 °
 UsePoints: 0

SLIP SURFACE LIMITS

Left Coordinate: (0.055, -0.0001) m
 Right Coordinate: (57.3052, 0.0004) m

SEISMIC LOADS

Horz Seismic Load: 0.2
 Ignore seismic load in strength: No

REGIONS

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	fondation	1,2,3,4,5,6,7,8	32.770093
Region 2	drain	9,12,13,3,2,11,10	34.357248
Region 3	argile	9,14,15,1,2,11,10	255.59104

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	1.5564	0.5002
Point 2	38.557	0.5011
Point 3	38.0581	-0.0001
Point 4	35.653	0.0002
Point 5	33.3549	-2.5
Point 6	30.1493	-2.5005
Point 7	27.6547	0.0008
Point 8	0.055	-0.0001
Point 9	50.6548	3.0999
Point 10	49.2546	1.6996
Point 11	39.750668	1.6996767
Point 12	52.6548	3.0998
Point 13	57.3052	0.0004
Point 14	34.154038	9.6995458
Point 15	29.149266	9.7043211

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
--	--------	-----	------------	------------	-----------	----------

1	Optimized	2.248	(9.94, 24.623)	14.10119	(32.2017, 9.70141)	(4.85341, 1.59998)
---	-----------	-------	----------------	----------	-----------------------	-----------------------

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	5.496	1.291	0	17.8591	5.324	35
2	Optimized	6.710	0.822	0	30.187	8.999	35
3	Optimized	7.793	0.592	0	37.8299	11.277	35
4	Optimized	8.731	0.5190	0	42.239	12.592	35
5	Optimized	9.584	0.507	0	47.4967	14.159	35
6	Optimized	10.516	0.502	0	52.669	15.701	35
7	Optimized	11.477	0.505	0	58.254	17.366	35
8	Optimized	12.420	0.507	0	63.888	19.0459	35
9	Optimized	13.397	0.506	0	69.651	20.764	35
10	Optimized	14.373	0.505	0	75.415	22.4821	35
11	Optimized	15.351	0.505	0	81.178	24.200	35
12	Optimized	16.327	0.505	0	86.941	25.918	35
13	Optimized	17.243	0.559	0	87.958	26.221	35
14	Optimized	18.101	0.666	0	91.053	27.1441	35
15	Optimized	19.011	0.852	0	89.056	26.54879	35
16	Optimized	19.975	1.118	0	90.011	26.833	35
17	Optimized	20.959	1.463	0	85.912	25.6114	35
18	Optimized	21.963	1.88721	0	84.423	25.1678	35
19	Optimized	22.842	2.27629	0	81.638	24.3373	35
20	Optimized	23.597	2.63047	0	79.931	23.828	35
21	Optimized	24.611	3.129	0	76.475	22.798	35
22	Optimized	25.790	3.801	0	68.438	20.4023	35
23	Optimized	26.877	4.508	0	62.842	18.734	35
24	Optimized	27.821	5.19245	0	53.1660	15.8494	35
25	Optimized	28.622	5.8545	0	46.881	13.9758	35
26	Optimized	29.086	6.2474	0	40.2275	11.99236	35
27	Optimized	29.726	6.8739	0	30.7536	9.168065	35
28	Optimized	30.778	8.00440	0	9.877972	2.944751	35
29	Optimized	31.727	9.1357	0	-7.3886	-2.20265	35

Amont sans séisme

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)	
1	Optimized	3.670	(9.94, 24.623)	13.96909	(31.8021, 9.70179)	(4.91923, 1.62194)	
	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	5.320	1.426	0	10.887	3.245	35
2	Optimized	6.121	1.036	0	22.986	6.852	35
3	Optimized	6.906	0.756	0	29.633	8.833	35
4	Optimized	7.674	0.586	0	37.286	11.115	35
5	Optimized	8.521	0.501	0	41.004	12.224	35
6	Optimized	9.447	0.501	0	46.459	13.850	35
7	Optimized	10.372	0.501	0	51.915	15.476	35
8	Optimized	11.298	0.501	0	57.370	17.102	35
9	Optimized	12.223	0.501	0	62.825	18.729	35
10	Optimized	13.149	0.501	0	68.280	20.355	35
11	Optimized	14.074	0.5008	0	73.736	21.981	35
12	Optimized	14.913	0.502	0	78.573	23.423	35
13	Optimized	15.770	0.504	0	83.644	24.935	35
14	Optimized	16.763	0.535	0	87.982	26.228	35
15	Optimized	17.709	0.626	0	90.553	26.995	35
16	Optimized	18.531	0.775	0	91.274	27.210	35
17	Optimized	19.309	0.952	0	92.703	27.636	35
18	Optimized	20.080	1.169	0	91.597	27.306	35
19	Optimized	20.846	1.426	0	91.568	27.297	35
20	Optimized	21.612	1.684	0	91.538	27.288	35
21	Optimized	22.445	2.0129	0	88.896	26.501	35
22	Optimized	23.347	2.413	0	87.194	25.993	35
23	Optimized	24.365	2.925	0	82.622	24.630	35
24	Optimized	25.466	3.613	0	74.847	22.312	35
25	Optimized	26.533	4.367	0	68.206	20.333	35
26	Optimized	27.473	5.130	0	57.412	17.115	35

27	Optimized	28.286	5.902	0	49.193	14.665	35
28	Optimized	28.920	6.538	0	40.555	12.09	35
29	Optimized	29.481	7.151	0	31.848	9.494	35
30	Optimized	30.310	8.061	0	16.993	5.065	35

Aval avec séisme

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.935	(50.567, 21.633)	21.80096	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.620356)
2	171	1.935	(50.567, 21.633)	21.801	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.620356)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)		Cohesive Strength (kPa)
					Frictional Strength (kPa)		
1	Optimized	32.779	9.053	0	-11.606	-3.459	35
2	Optimized	33.695	7.844	0	8.952	2.668	35
3	Optimized	34.575	6.8286	0	24.168	7.2048	35
4	Optimized	35.418	5.966	0	34.395	10.253	35
5	Optimized	36.260	5.192	0	43.196	12.877	35
6	Optimized	37.103	4.4944	0	50.743	15.127	35
7	Optimized	37.946	3.8641	0	57.168	17.042	35
8	Optimized	38.789	3.2942	0	62.574	18.654	35
9	Optimized	39.631	2.7792	0	67.043	19.986	35
10	Optimized	40.474	2.3147	0	70.640	21.058	35
11	Optimized	41.317	1.8971	0	73.418	21.886	35
12	Optimized	42.121	1.538	0	75.203	22.419	35
13	Optimized	42.887	1.233	0	76.105	22.688	35
14	Optimized	43.653	0.961	0	76.448	22.79	35
15	Optimized	44.419	0.720	0	76.251	22.731	35
16	Optimized	45.185	0.510	0	75.525	22.515	35
17	Optimized	45.952	0.329	0	74.286	22.147	35
18	Optimized	46.718	0.178	0	72.5411	21.629	35
19	Optimized	47.484	0.054	0	70.293	20.957	35
20	Optimized	48.213	0.0001	0	70.181	20.921	35
21	Optimized	48.907	0.0001	0	65.280	19.466	35
22	Optimized	49.604	0.0001	0	59.987	17.885	35
23	Optimized	50.304	0.0002	0	54.299	16.187	35
24	Optimized	51.154	0.0002	0	51.455	15.339	35

25	Optimized	52.154	0.0002	0	51.453	15.338	35
26	Optimized	52.961	0.0002	0	48.0644	14.328	35
27	Optimized	53.655	0.0559	0	42.991	12.816	35
28	Optimized	54.432	0.1815	0	32.946	9.821	35

aval sans séisme

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	2.995	(50.567, 21.633)	21.80096	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.620356)
2	171	2.995	(50.567, 21.633)	21.801	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.620356)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	32.779	9.05	0	-4.461	-1.330	35
2	Optimized	33.695	7.848	0	16.461	4.907	35
3	Optimized	34.575	6.825	0	31.690	9.447	35
4	Optimized	35.417	5.961	0	41.690	12.428	35
5	Optimized	36.260	5.192	0	50.202	14.966	35
6	Optimized	37.103	4.495	0	57.4177	17.116	35
7	Optimized	37.946	3.869	0	63.477	18.923	35
8	Optimized	38.789	3.294	0	68.493	20.418	35
9	Optimized	39.631	2.779	0	72.553	21.629	35
10	Optimized	40.475	2.314	0	75.727	22.5753	35
11	Optimized	41.317	1.89	0	78.073	23.274	35
12	Optimized	42.125	1.538	0	79.436	23.680	35
13	Optimized	42.887	1.233	0	79.938	23.828	35
14	Optimized	43.653	0.961	0	79.865	23.809	35
15	Optimized	44.419	0.720	0	79.272	23.629	35
16	Optimized	45.185	0.5105	0	78.135	23.293	35
17	Optimized	45.952	0.3295	0	76.5081	22.806	35
18	Optimized	46.715	0.178	0	74.3655	22.169	35
19	Optimized	47.489	0.0548	0	71.7371	21.385	35
20	Optimized	48.213	0.00016	0	70.184	20.921	35
21	Optimized	48.907	0.00018	0	65.285	19.460	35

22	Optimized	49.605	0.00019	0	59.986	17.882	35
23	Optimized	50.305	0.00021	0	54.298	16.18	35
24	Optimized	51.154	0.00024	0	51.454	15.33	35
25	Optimized	52.148	0.00026	0	51.45	15.33	35
26	Optimized	52.915	0.0004	0	48.091	14.328	35
27	Optimized	53.651	0.0553	0	41.735	12.437	35
28	Optimized	54.435	0.1815	0	31.445	9.373	35
29	Optimized	55.205	0.336	0	20.60	6.142	35
30	Optimized	55.985	0.520	0	9.188	2.739	35

FONCTIONEMENT NORMALE

Amont avec séisme

Horz Seismic Load: 0.2

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	2.165	(9.94, 24.623)	14.01434	(31.863, 9.70173)	(4.95641, 1.63434)
2	310	2.414	(9.94, 24.623)	23.843	(28.3096, 9.42424)	(4.3731, 1.43976)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	5.6113	1.312	0	18.737	5.585	35
2	Optimized	6.760	0.868	0	29.136	8.685	35
3	Optimized	7.749	0.624	0	39.640	11.817	35
4	Optimized	8.709	0.501	0	42.108	12.553	35
5	Optimized	9.640	0.501	0	47.592	14.188	35
6	Optimized	10.571	0.501	0	53.076	15.822	35
7	Optimized	11.502	0.501	0	58.562	17.457	35
8	Optimized	12.433	0.501	0	64.044	19.092	35
9	Optimized	13.364	0.501	0	69.528	20.727	35
10	Optimized	14.361	0.503	0	75.277	22.439	35
11	Optimized	15.424	0.507	0	81.464	24.285	35
12	Optimized	16.544	0.564	0	84.536	25.201	35
13	Optimized	17.646	0.701	0	86.8455	25.890	35
14	Optimized	18.496	0.854	0	87.339	26.037	35

15	Optimized	19.169	1.002	0	88.653	26.428	35
16	Optimized	19.785	1.126	0	91.165	27.1798	35
17	Optimized	20.274	1.250	49.718	89.456	11.842	35
18	Optimized	20.777	1.441	45.047	87.744	12.724	35
19	Optimized	21.408	1.695	40.969	86.806	13.665	35
20	Optimized	22.082	1.966	36.691	85.810	14.637	35
21	Optimized	22.677	2.205	35.323	85.055	14.82	35
22	Optimized	23.005	2.337	33.873	84.601	15.122	35
23	Optimized	23.720	2.754	28.905	77.008	14.340	35
24	Optimized	24.523	3.226	23.289	74.915	15.390	35
25	Optimized	25.077	3.517	19.474	72.906	15.928	35
26	Optimized	25.576	3.780	15.566	71.066	16.545	35
27	Optimized	25.815	3.943	13.504	63.509	14.907	35
28	Optimized	26.308	4.341	8.461	59.297	15.154	35
29	Optimized	26.914	4.830	2.455	54.143	15.408	35
30	Optimized	27.307	5.146	-1.514	50.945	15.187	35
31	Optimized	27.708	5.522	-5.818	42.991	12.816	35
32	Optimized	28.304	6.126	-12.824	36.715	10.945	35
33	Optimized	28.782	6.610	-18.445	31.681	9.444	35
34	Optimized	29.034	6.864	-21.320	29.320	8.740	35

amont Sans séisme

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	3.544	(9.94, 24.623)	13.876	(31.8542, 9.70174)	(5.00294, 1.64986)
2	310	3.923	(9.94, 24.623)	23.843	(28.3096, 9.42424)	(4.3731, 1.43976)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	1	Optimized	5.643	1.319	0.000	15.367
2	Optimized	2	Optimized	6.758	0.844	0.000	28.305
3	Optimized	3	Optimized	7.639	0.624	0.000	36.048
4	Optimized	4	Optimized	8.362	0.524	0.000	40.663

5	Optimized	5	Optimized	9.109	0.501	0.000	44.484
6	Optimized	6	Optimized	9.973	0.501	0.000	49.569
7	Optimized	7	Optimized	10.836	0.501	0.000	54.655
8	Optimized	8	Optimized	11.699	0.501	0.000	59.740
9	Optimized	9	Optimized	12.562	0.501	0.000	64.826
10	Optimized	10	Optimized	13.426	0.501	0.000	69.911
11	Optimized	11	Optimized	14.289	0.501	0.000	74.997
12	Optimized	12	Optimized	15.152	0.501	0.000	80.082
13	Optimized	13	Optimized	16.126	0.555	0.000	83.156
14	Optimized	14	Optimized	17.010	0.678	0.000	84.524
15	Optimized	15	Optimized	17.694	0.814	0.000	86.126
16	Optimized	16	Optimized	18.456	1.027	0.000	84.373
17	Optimized	17	Optimized	19.295	1.318	0.000	84.191
18	Optimized	18	Optimized	19.890	1.515	0.000	85.041
19	Optimized	19	Optimized	20.274	1.612	46.036	87.729
20	Optimized	20	Optimized	20.778	1.716	42.582	89.013
21	Optimized	21	Optimized	21.409	1.842	39.655	90.436
22	Optimized	22	Optimized	22.082	1.976	36.602	91.956
23	Optimized	23	Optimized	22.677	2.095	36.379	93.341
24	Optimized	24	Optimized	23.380	2.349	33.290	89.272
25	Optimized	25	Optimized	24.251	2.750	28.238	87.046
26	Optimized	26	Optimized	25.076	3.218	22.344	80.577
27	Optimized	27	Optimized	25.712	3.648	16.476	76.623
28	Optimized	28	Optimized	26.210	3.984	11.961	73.533
29	Optimized	29	Optimized	26.568	4.250	8.636	67.566
30	Optimized	30	Optimized	26.940	4.590	4.570	63.733
31	Optimized	31	Optimized	27.289	4.909	0.814	60.138
32	Optimized	32	Optimized	27.664	5.252	-3.215	56.507
33	Optimized	33	Optimized	28.304	5.837	-10.117	50.412
34	Optimized	34	Optimized	28.897	6.434	-17.290	41.163
35	Optimized	35	Optimized	29.537	7.176	-25.219	30.056
36	Optimized	36	Optimized	29.999	7.712	-31.143	22.552
37	Optimized	37	Optimized	30.211	7.939	-31.534	18.858
38	Optimized	38	Optimized	30.986	8.771	-42.074	5.381
39	Optimized	39	Optimized	31.738	9.577	-51.500	-7.696

aval avec séisme

Horz Seismic Load: 0.2

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.814	(50.567, 21.633)	21.80096	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.62506)
2	171	1.814	(50.567, 21.633)	21.801	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.6203)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	32.348	9.661	-53.852	-22.941	-6.839	35
2	Optimized	32.887	8.907	-48.606	-10.444	-3.113	35
3	Optimized	33.777	7.739	-39.882	9.403	2.803	35
4	Optimized	34.504	6.902	-34.361	21.923	6.536	35
5	Optimized	35.032	6.340	-30.486	28.700	8.556	35
6	Optimized	35.486	5.894	-28.109	33.926	10.114	35
7	Optimized	35.911	5.495	-25.531	38.540	11.489	35
8	Optimized	36.233	5.208	-23.858	41.765	12.451	35
9	Optimized	36.837	4.708	-21.217	47.224	14.078	35
10	Optimized	37.697	4.044	-17.512	54.180	16.152	35
11	Optimized	38.490	3.488	-14.521	59.669	17.788	35
12	Optimized	39.216	3.025	-12.389	63.913	19.053	35
13	Optimized	39.939	2.602	0.000	67.477	20.116	35
14	Optimized	40.659	2.218	0.000	70.405	20.989	35
15	Optimized	41.379	1.867	0.000	72.744	21.686	35
16	Optimized	42.122	1.539	0.000	74.403	22.181	35
17	Optimized	42.888	1.234	0.000	75.381	22.472	35
18	Optimized	43.654	0.961	0.000	75.800	22.597	35
19	Optimized	44.420	0.721	0.000	75.678	22.561	35
20	Optimized	45.186	0.511	0.000	75.027	22.367	35
21	Optimized	45.952	0.330	0.000	73.863	22.020	35

22	Optimized	46.718	0.178	0.000	72.192	21.521	35
23	Optimized	47.484	0.055	0.000	70.021	20.874	35
24	Optimized	48.214	0.000	0.000	70.181	20.922	35
25	Optimized	48.908	0.000	0.000	65.280	19.461	35
26	Optimized	49.605	0.000	0.000	59.987	17.883	35
27	Optimized	50.305	0.000	0.000	54.299	16.187	35
28	Optimized	51.155	0.000	0.000	51.455	15.339	35
29	Optimized	52.155	0.000	0.000	51.453	15.339	35
30	Optimized	52.961	0.000	0.000	48.064	14.329	35
31	Optimized	53.656	0.056	0.000	43.240	12.890	35
32	Optimized	54.433	0.182	0.000	33.242	9.910	35
33	Optimized	55.210	0.336	0.000	22.634	6.748	35
34	Optimized	55.987	0.521	0.000	11.396	3.397	35

aval sans séisme

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	2.994	(50.567, 21.633)	21.80096	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.620356)
2	171	2.994	(50.567, 21.633)	21.801	(32.3209, 9.7013)	(56.375, 0.620356)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	32.348	9.661	-53.852	-14.822	-4.419	35
2	Optimized	32.887	8.907	-48.606	-1.954	-0.583	35
3	Optimized	33.777	7.739	-39.882	18.299	5.455	35
4	Optimized	34.504	6.902	-34.361	30.836	9.193	35
5	Optimized	35.032	6.340	-30.486	37.465	11.169	35
6	Optimized	35.486	5.894	-28.109	42.535	12.680	35
7	Optimized	35.911	5.495	-25.531	46.986	14.007	35
8	Optimized	36.233	5.208	-23.858	50.077	14.929	35
9	Optimized	36.837	4.708	-21.217	55.259	16.473	35
10	Optimized	37.697	4.044	-17.512	61.791	18.421	35
11	Optimized	38.490	3.488	-14.521	66.857	19.931	35
12	Optimized	39.216	3.025	-12.389	70.694	21.075	35
13	Optimized	39.939	2.602	0.000	73.837	22.012	35
14	Optimized	40.659	2.218	0.000	76.335	22.757	35
15	Optimized	41.379	1.867	0.000	78.239	23.324	35
16	Optimized	42.122	1.539	0.000	79.435	23.681	35
17	Optimized	42.888	1.234	0.000	79.930	23.828	35
18	Optimized	43.654	0.961	0.000	79.866	23.809	35
19	Optimized	44.420	0.721	0.000	79.263	23.629	35
20	Optimized	45.186	0.511	0.000	78.137	23.294	35
21	Optimized	45.952	0.330	0.000	76.500	22.806	35
22	Optimized	46.718	0.178	0.000	74.364	22.169	35
23	Optimized	47.484	0.055	0.000	71.737	21.386	35
24	Optimized	48.214	0.000	0.000	70.181	20.922	35
25	Optimized	48.908	0.000	0.000	65.280	19.461	35
26	Optimized	49.605	0.000	0.000	59.986	17.883	35
27	Optimized	50.305	0.000	0.000	54.299	16.187	35
28	Optimized	51.155	0.000	0.000	51.454	15.339	35
29	Optimized	52.155	0.000	0.000	51.453	15.339	35
30	Optimized	52.961	0.000	0.000	48.064	14.329	35
31	Optimized	53.656	0.056	0.000	41.722	12.438	35
32	Optimized	54.433	0.182	0.000	31.444	9.374	35
33	Optimized	55.210	0.336	0.000	20.606	6.143	35
34	Optimized	55.987	0.521	0.000	9.189	2.739	35

VIDANGE RAPIDE

Amont avec séisme

	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.786	(9.94, 24.623)	13.78024	(31.7001, 9.70189)	(5.28592, 1.74425)
2	310	2.112	(9.94, 24.623)	23.843	(28.3096, 9.42424)	(4.3731, 1.43976)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)
1	Optimized	5.8964565	1.421391	0	8.0345068	1.1721078
2	Optimized	7.10753	0.89720505	0	24.642931	3.5950149
3	Optimized	8.3041835	0.6006139	0	38.214846	5.5749431
4	Optimized	9.380539	0.50489075	0	46.01646	6.7130755
5	Optimized	10.34102	0.5039769	0	51.691733	7.5410083
6	Optimized	11.3015	0.50306305	0	57.367006	8.3689412
7	Optimized	12.261985	0.5021492	0	63.04228	9.196874
8	Optimized	13.21164	0.5023754	0	68.600791	10.007773
9	Optimized	14.15046	0.5037416	0	74.105556	10.810831
10	Optimized	15.08928	0.5051078	0	79.610321	11.61389
11	Optimized	16.0281	0.506474	0	85.11402	12.416793
12	Optimized	16.93227	0.5722207	0	84.734022	12.361357
13	Optimized	17.801785	0.70234795	0	87.413737	12.752285
14	Optimized	18.66476	0.9225198	0	76.523053	11.163506
15	Optimized	19.5212	1.232736	0	76.168455	11.111776
16	Optimized	20.00716	1.412198	0	71.970274	10.499328
17	Optimized	20.27431	1.505476	46.996314	77.974146	4.5191771
18	Optimized	20.77791	1.6653455	43.038126	79.342463	5.2962299
19	Optimized	21.60892	1.9222445	38.384908	79.649396	6.0198378
20	Optimized	22.28249	2.1534025	34.462274	68.472399	4.9615407
21	Optimized	22.677485	2.341744	34.022932	67.734785	4.9180275
22	Optimized	23.59372	2.778622	28.8425	66.027033	5.4246367
23	Optimized	24.466965	3.2197265	23.433268	56.771998	4.8635949
24	Optimized	25.077755	3.581118	18.871539	54.95441	5.2639216
25	Optimized	25.57088	3.87289	14.725335	53.484943	5.6544153
26	Optimized	25.80978	4.042824	12.604916	41.437214	4.2061774

27	Optimized	26.30891	4.439098	7.5763189	39.34424	4.6344385
28	Optimized	26.874475	4.888118	2.0342405	36.971455	5.0967883
29	Optimized	27.14763	5.1049855	-0.64051792	35.82566	5.2263986
30	Optimized	27.321335	5.2428985	-2.3485009	35.096981	5.1200958

Amont sans séisme

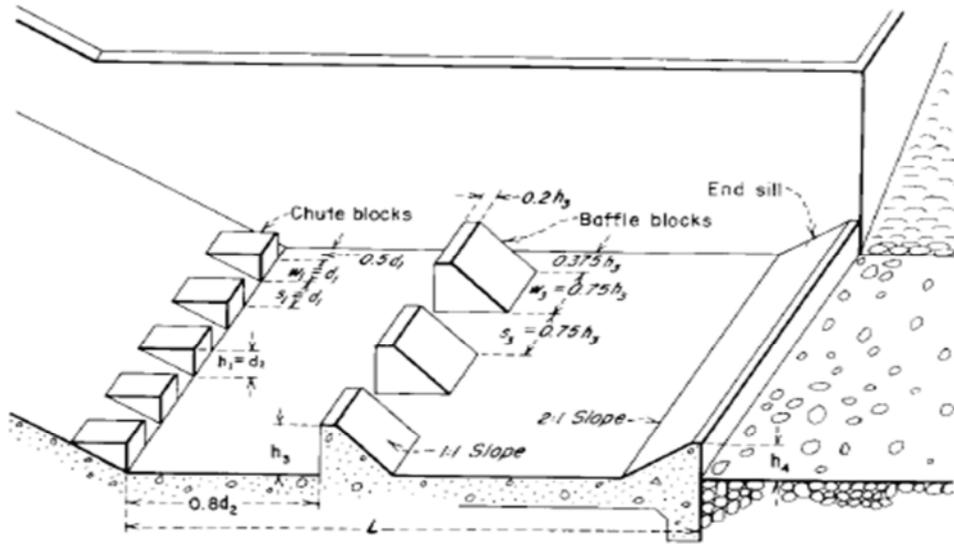
	Number	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	Optimized	1.833	(9.94, 24.623)	13.78024	(31.7001, 9.70189)	(5.28592, 1.74425)
2	310	2.128	(9.94, 24.623)	23.843	(28.3096, 9.42424)	(4.3731, 1.43976)

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	Optimized	5.896	1.421	0.000	20.244	2.953	35
2	Optimized	7.108	0.897	0.000	32.968	4.810	35
3	Optimized	8.304	0.601	0.000	41.556	6.062	35
4	Optimized	9.381	0.505	0.000	46.029	6.715	35
5	Optimized	10.341	0.504	0.000	51.704	7.543	35
6	Optimized	11.302	0.503	0.000	57.378	8.371	35
7	Optimized	12.262	0.502	0.000	63.054	9.199	35
8	Optimized	13.212	0.502	0.000	68.585	10.005	35
9	Optimized	14.150	0.504	0.000	74.091	10.809	35
10	Optimized	15.089	0.505	0.000	79.596	11.612	35
11	Optimized	16.028	0.506	0.000	85.102	12.415	35
12	Optimized	16.932	0.572	0.000	85.431	12.463	35
13	Optimized	17.802	0.702	0.000	88.221	12.870	35
14	Optimized	18.665	0.923	0.000	83.989	12.253	35
15	Optimized	19.521	1.233	0.000	83.569	12.191	35
16	Optimized	20.007	1.412	0.000	81.791	11.932	35
17	Optimized	20.274	1.505	46.996	85.227	5.577	35
18	Optimized	20.778	1.665	43.038	85.704	6.224	35
19	Optimized	21.609	1.922	38.385	85.942	6.938	35

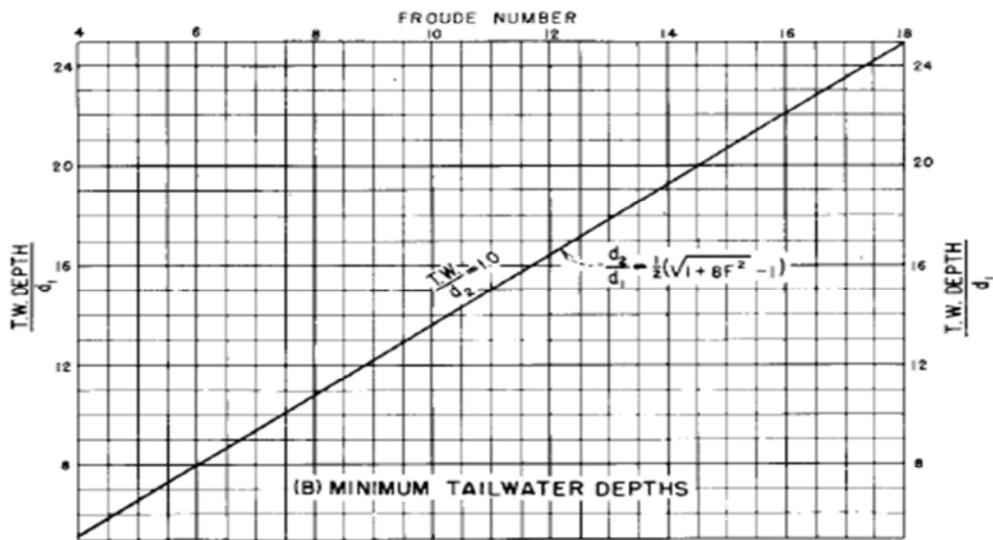
20	Optimized	22.282	2.153	34.462	81.994	6.934	35
21	Optimized	22.677	2.342	34.023	81.015	6.855	35
22	Optimized	23.594	2.779	28.843	78.592	7.258	35
23	Optimized	24.467	3.220	23.433	73.294	7.274	35
24	Optimized	25.078	3.581	18.872	70.429	7.521	35
25	Optimized	25.571	3.873	14.725	68.097	7.786	35
26	Optimized	25.810	4.043	12.605	62.033	7.211	35
27	Optimized	26.309	4.439	7.576	57.917	7.344	35
28	Optimized	26.874	4.888	2.034	53.263	7.473	35
29	Optimized	27.148	5.105	-0.641	51.053	7.448	35
30	Optimized	27.321	5.243	-2.349	49.725	7.254	35
31	Optimized	27.697	5.589	-6.406	42.238	6.162	35
32	Optimized	28.304	6.181	-13.335	35.857	5.231	35

Annexe 08

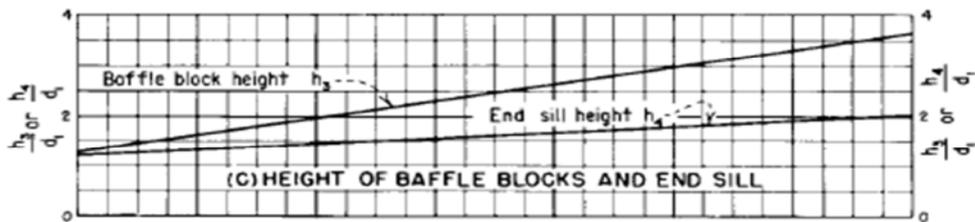
Caractéristique du bassin USBR type III



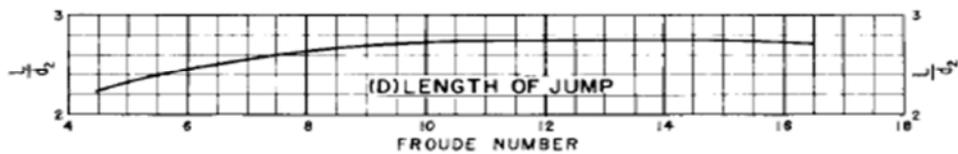
(A) TYPE III BASIN DIMENSIONS



(B) MINIMUM TAILWATER DEPTHS



(C) HEIGHT OF BAFFLE BLOCKS AND END SILL



(D) LENGTH OF JUMP

Abaques de dimensionnement du bassin de dissipation USBR type III