

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdallah**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES.

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE
DU BARRAGE DE OUED TAHT
(W. MASCARA)**

**Présenté par :
M^r KHEDDAR HICHEM**

**Promotrice :
M^{me} A.ADDOU**

Devant le jury composé de :

**Président :
M^r M. K. MIHOUBI**

**Examineurs :
M^r M. BACHIR CHERIF
M^r A. AMMARI
M^{me} N. HADJ SADOK**

Octobre 2010

إهداء



إلى منبع الحنان ودفء المكان، التي سهرت من أجلي حتى أبلغ قمة النجاح
أمي الحنونة -رحمها الله-.

إلى الذي أنار دربي ورسم لي طريق نجاحي وغرس بداخلي حب العمل أبي
-حفظه الله- ورعاه وأطال في عمره حتى يبلغ مسرى الحبيب المصطفى.

إلى أخي الغالي ياسين وزوجته الكريمة .

إلى أغلى ما أملك في هذا الوجود أحباب قلبي أخواتي.

إلى الكتكوتة الصغيرة -إسراء-

إلى جميع أخوالي وخالاتي، أعمامي وعماتي .

إلى كل من وسعه قلبي ولم تسعه مذكري.

مع تحيات هشام 2010



هشام
2010



Remerciement



Tout d'abord, tout louange à dieu qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et ma reconnaissance, Madame **Anissa ADDOU**, Maître Assistant Chargé de Cours à l'ENSH, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet et pour l'encadrement de ce travail ainsi pour sa disponibilité, ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Mon respect s'adresse aux membres de jury Messieurs : **Mustapha Kamel MIHOUBI**, **Abdelhadi AMMARI**, et **Mustapha BACHI CHRIF** et Mes dames : **Malika LATROUS**, **Nabila HADJSADOK**, et **Sabah BERBACHE**. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie également Monsieur **Mohamed HASSANE**, Maître de Conférence à l'ENSH, qui m'a enseigné l'Ouvrage **Hydrotechnique et Hydraulique Appliqué** durant mon cursus.

Je remercie également Monsieur **Samir CHALOUCHE** pour son soutien moral et son aide constante.

Je remercie également **Abdelhak AYAD** pour ses encouragements, son soutien moral et ses précieux conseils et orientations.

Un merci particulier à Monsieur **Abdelmadjid BOUFEKANE** pour la qualité de sa collaboration, notamment dans la finalisation des cartes, et à Monsieur **Ayoub ZEROUAL** pour ses précieux conseils et orientations, qu'il reçoit ici les marques de mon amitié la plus sincère.

Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé, Je pense à **Diab (bilal) GUERCHOUCHE**, **nabil BOUKAKA**, **nadji bencherit**, **Abdelouaheb TOUATI**, **Mehmoud KhARMACH**, **ilyas hafi**, **fouad zouach**, **youcef Ben Hafed**



2010

ملخص:

دراستنا هذه تسجل في اطار الحفاظ على الموارد المائية من أجل التسيير العقلاني لملايين الأمتار المكعبة في الجزائر بصفة عامة وولاية معسكر بصفة خاصة و هذا لتحقيق الإكتفاء الذاتي في مياه السقي و الشرب.

و في اطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى ولاية معسكر و بالتحديد على مستوى وادي تحت.

بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب (الجيولوجية، الهيدرولوجية، الطبوغرافية) قمنا باختيار الإقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre de conservation des eaux et afin d'assurer une gestion rationnelle des millions de mètre cubes d'eau dans le pays, en particules dans le site choisi pour notre étude, afin de satisfaire les besoins agricoles et l'alimentation en eau potable.

L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est une étude détaillée d'un barrage dans la wilaya de MASCARA et principalement sur l'Oued Taht.

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

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quantity of water in Algeria, in MASCARA exactly.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this these is a détaille of a dam in the wilaya of MASCARA in Oued Taht.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked it stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

Sommaire

Introduction générale

1^{ère} partie : Synthèse de l'étude de faisabilité

I. Introduction.....	1
I.1. Destination de l'ouvrage.....	1
I.2. Situation géographique et topographique	1
I.3. La géologie de la zone d'étude	3
I.3.1 Quaternaire.....	3
I.3.1.1 Dépôts récents (A) :	3
I.3.1.2 Dépôts colluviaux (Cp) :	3
I.3.1.3 Dépôts de versants et éboulis (Eb) :	3
I.3.2 Miocène.....	3
I.3.2.1 Poudingues (P) :	3
I.3.2.2 Marnes verdâtres (Mv) :	3
I.3.3 Crétacé	4
I.3.3.1 Crétacé supérieur :	4
I.3.3.2 Crétacé inférieur :	4
I.3.4 Jurassique.....	4
I.3.4.1 Marnes calcaires grises bleuâtres (Mb) :	4
I.3.5 Trias infra Lias.....	4
I.4. Travaux de reconnaissance effectués.....	6
A - Sondages et les essais in situ.....	6
B- Essais au laboratoire.....	7
C - Piézomètres	7
I.5. Géologie de la cuvette et du site de barrage	7
I.5.1. Géologie de la cuvette.....	7
I.5.2. Géologie de l'axe du barrage	8
I.6. Etanchéité de la cuvette.....	8
I.7. Matériaux de constructions	8
A - Granulométrie	10
B - Limites d'ATTERBERG	10
I.8. Hydrogéologie régionale.....	11
I.9. Sismicité de la zone d'étude	11
I.10. Hydrologie	13
I.10.1. Données climatologiques	13
A - Température	13
B - Vitesse du vent	14
C - Evaporation	14
D - Humidité de l'air	15
E - L'insolation	15
I.10.2 La pluviométrie.....	15
I.10.3 Etudes des apports.....	15
I.10.4 Crues du projet.....	16

I.10.5 Apports solides.....	16
I.11. Conceptions de barrage et ouvrages annexes :	16

2^{ème} Partie: Etude D'avant Projet Détaillée De La Digue

Chapitre I : Etude Hydrologique

Introduction	17
I.1. Le bassin versant.....	17
I.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant	17
A - caractéristiques géométriques :	17
I.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques	18
I.1.3. Hypsométrie du bassin versant	19
I.1.3.1 Le relief.....	19
I.1.4. les indices.....	23
A - Indices de pente de ROCHE I_p :	23
B - Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974).....	24
C - Indice de pente moyenne I_{pm} :	24
D - Dénivelée spécifique :	24
E - Pente moyenne du bassin versant :	24
I.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant.....	25
I.1.5.1. le réseau hydrographique	25
I.1.6. Profil en long de l'Oued.....	28
I.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	30
I.2.1. Température	30
I.2.2 Vitesse du vent.....	31
I.2.3. Evaporation	31
I.2.4 La pluviométrie	32
I.2.4.1. Stations et données disponibles:	32
I.2.5. Les précipitations maximales journalières.....	34
I.3 Choix de la loi d'ajustement	35
I.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	35
I.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :	37
I.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	39
I.5 Etudes des apports	41
I.5.1. La station Hydrométrique	41
I.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	41
A - Module de l'écoulement :	41
B - Module de l'écoulement relatif :	42
C - Lamme d'eau écoulée :	42
D - Coefficient de l'écoulement :	42
I.5.3. Les apports fréquents	42
I.5.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi log-normale	42
I.5.3.2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	43
I.5.4. Apport solide et l'estimation du volume mort	44
I.5.4.1 Apport solide en suspension	44

I.5.4.2. Le transport solide par charriage	45
I.6. Etude des crues:	45
I.6.1. Hydrogramme de crue :	46
I.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski : .	46
I.6.2 Choix de la crue de projet	50
I.6.3 Choix de la crue de chantier :	52
I.7 Régularisation	53
I.7.1. Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	53
I.7.2. Répartition mensuelle des besoins	53
I.7.3. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »	53
I.7.4. Calcul du volume utile	56
I.7.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	56
I.7.4.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	58
I.7.4.3. Régularisation interannuelle par la méthode Kristly-Menkel.....	61
I.8. Laminage des crues :	63
I.8.1. La méthode de KOCHERINE :	63
I.9 Etude d'optimisation	Erreur ! Signet non défini.
I.9.1 La revanche	70
I.9.2 Le tassement :	71
I.9.3 La largeur en crête :	71
I.9.4 Calcul des coûts	72
Conclusion.....	74

Chapitre II : Etude Des variantes

Introduction	75
II.1. Le choix du site du barrage	76
II.2. Le choix du type de barrage	76
II.3. Les variantes à choisir	77
A - Barrage en enrochements avec noyau en argile :	77
B - Barrage en terre homogène (en argile) :	78
C - Barrage en enrochement avec masque en béton :	78
II.4. Définition du profil général du barrage	78
II.4.1. Hauteur de barrage.....	78
II.4.1.1. Calcul de la revanche.....	78
II.4.2. Largeur en crête	79
II.4.3. La longueur en crête	80
II.4.4. Pentes des talus	80
II.4.5 Les bermes	80
II.5. Barrage en enrochements avec noyau en argile.....	81
A - le talus aval :	81
B - le talus amont :	81
C - Le noyau :	82
D - La cote en crête du noyau :	83
E - Les drains :	83
II.6. Barrage en terre homogène.....	84

II.7. Drainage de la digue	85
II.7.1 But du drainage.....	86
II.7.1.1 Calcul des drains :	86
II. 8 Fixation du choix définitif du type de barrage	87
II.8.1. Etude comparative	87
II.8.1.1. Calcul des volumes.....	88
I.8.1.2. Estimation du coût des variantes :	88
II.8.1.3. Comparaison financière des trois variantes :.....	89
Conclusion.....	89

Chapitre III : Conception Détaillée De La Digue

Introduction	90
III.1. Conception de La Digue.....	90
III.1.1. la revanche du barrage.....	90
III.1.2. la hauteur du barrage	90
III.1.3 largeur en crête	90
III.1.4 Classification de l'ouvrage.....	91
III.1.5. Les bermes.....	91
III.1.6 Pentes des talus :	91
III.1.7. Protection des talus.....	92
III.1.8. Drainage de la digue.....	93
III.1.8.1 But du drainage :	94
III.1.8.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains.....	94

Chapitre IV : Etude D'infiltration

Introduction	100
IV.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations	100
A- les fuites diffuses :	100
B- La surélévation de la ligne de saturation :	100
IV.2. Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre .	100
IV.3. La ligne de saturation.....	100
IV.4. Calcul d'infiltration.....	102
IV.4.1. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue	102
IV.4.2. Fondation	102
IV.4.3 Barrage (digue+fondation) :.....	102
IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	103
1. dispositif d'étanchéité :	103
2. fondation du barrage :	103

Chapitre V : Etude De Stabilité

Introduction	105
V.1. Conséquences de l'instabilité des talus	105
V.2. Méthode de calcul	105

V.2.1. Principe de la méthode	106
V.2.2. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	107
V.2.2.1 Classement des forces :	108
V.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	109
A - Fin de construction (talus amont et aval) :	109
B - Fonctionnement normale (talus aval) :	109
C - Vidange rapide (talus amont) :	109

Chapitre VI : Organisation De Chantier

Introduction	111
VI.1.Organisation technique de préparation	111
VI.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	111
VI.2.1. Installations destinées au personnel	111
VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	111
VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	112
VI.2.4. Installation destinée pour la préfabrication	112
VI.3. Tavaux de réalisation	112
VI.3.1. Travaux de terrassements.....	112
VI.3.2. Travaux d'excavations	112
VI.3.4. Travaux secondaires.....	112
VI.4. Les moyens de chantier.....	112
VI.5. Techniques de la planification	113
VI.5.1. méthodes basées sur le réseau.....	114
VI.5.1.1. Définition du réseau	114
VI.5.1.2. Construction du réseau.....	114
VI.5.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	115
VI.5.3. les étapes de la planification	115
VI.5.3.1.collection des informations	115
VI.5.3.2. décomposition du projet.....	115
VI.5.3.3. relations entre les tâches	115
VI.5.4. les paramètres de la méthode C.P.M.....	115
VI.5.4.1.Chemin critique (C.C).....	116
VI.5.4.2. Attribution des durées de chaque opération.....	116
VI.5.5. les plannings.....	116
VI.5.5.1. plan de travail au plus tôt	116
VI.5.5.2. plan de travail au plus tard : (PTPP)	116
VI.5.5.3. plan de travail intermédiaire	116
VI.6.délai de construction et programme des travaux.....	116
VI.6.1.Symboles des différentes opérations.....	117
VI.7. Détermination des chemins critiques :	119

Chapitre VII : Avant Mètre Et Devis Estimatif

VII.1. Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif :	121
VII.2. Estimation du corps de la digue :	121

Chapitre VIII: Protection Et sécurité Du Travail

Introduction	124
VIII.1. Causes des accidents de travail	124
VIII.1.1. Causes humaines	124
VIII.1.2. Causes techniques.....	124
VIII.2. Les actions et conditions dangereuses.....	124
VIII.2.1. Mesures préventives	125
VIII.3. Organisation <i>de la prévention des accidents du travail</i>	125
VIII.4. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	127
VIII.4.1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	127
1. La méthode dynamique	128
2. Méthode d'équi-friction	128
Conclusion	129
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Tableau I.1: Situations et profondeurs des sondages.....	6
Tableau I.2: Résumé des caractéristiques granulométriques pour les trois zones investiguées	10
Tableau I.3 : Résumé des valeurs des limites d'Atterberg pour les trois zones investiguées	10
Tableau I.4 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage d'Oued Taht.....	13
Tableau I.5 : répartition mensuelle de la température	14
Tableau I.6 : Répartition mensuelle du vent.....	14
Tableau I.7 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	14
Tableau 1. 8 : moyennes mensuelles des Humidités relatives à Mascara.....	15
Tableau 1. 9 : moyennes mensuelles des insolationes totales à Mascara (en heures)	15
Tableau I.10 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude.....	15
Tableau I.11 : Répartition mensuelle des apports.....	15
Tableau.I.12: Crues de projet	16
Tableau.I.13 : Les principales caractéristiques techniques de la digue	16
Tableau I.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	20
Tableau I.2 : Détermination de l'altitude moyenne.....	22
Tableau I.3 : détermination de la pente Roche Ip.....	23
Tableau I.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	24
Tableau I.5 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :.....	25
Tableau I.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	28
Tableau I.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant	29
Tableau I.8 : répartition mensuelle de la température	30
Tableau I.9 : Répartition mensuelle du vent.....	31
Tableau I.10 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	31
Tableau I.11 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude.....	32
Tableau I.12 : Station pluviométrique.	33
Tableau I.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	33
Tableau I.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (42ans).	34
Tableau I.15: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	36
Tableau I.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton	37
Tableau I.17: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	39
Tableau I.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	41
Tableau I.21 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale	42
Tableau I.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	43
Tableau I.23 : Répartition de volume moyen annuel.....	45
Tableau I.24: Débits fréquentiels calculés :.....	46
Tableau I.25 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :	47
Tableau I.26 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :	47
Tableau I.27 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.....	53
Tableau I.29 : Courbes topographiques et volumétriques :	54
Tableau I.30 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)......	57
Tableau I.31 : Les volumes des pertes dans la retenue :.....	58
Tableau I.32: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Hm^3).	59
Tableau I.33 : Les volumes des pertes dans la retenue :.....	60

Tableau I.34 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm ³).	60
Tableau I.35 : Régularisation interannuelle par la méthode Kristly-Menkel	62
Tableau I.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :	64
Tableau I.37 : Détermination de H ₀ et Q en fonction de b	65
Tableau I.38 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue	66
Tableau I.39 : La revanche.	70
Tableau I.40 : Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.	71
Tableau I.43 : Calcul d'optimisation	72
Tableau I.44 : Tableau récapitulatif	73
Tableau II.1 : La revanche.	79
Tableau II.2 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	80
Tableau II.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	80
Tableau II.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	81
Tableau II.5 : Valeur de I _{adm} en fonction du type d'ouvrage.	82
Tableau II.6 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	85
Tableau II.8 : les coûts des variantes étudiées.	88
Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	91
Tableau V.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	92
Tableau V.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	93
Tableau V.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	93
Tableau IV.01 : Coordonnées de la ligne de saturation.	101
Tableau IV.02 : Débit de fuite à travers la digue.	102
Tableau IV.03 : Débit de fuite de la fondation	102
Tableau IV.05 : Débit de fuite de barrage	102
Tableau IV.06 : Classification des barrages	103
Tableau IV.07 : Gradient hydraulique admissible.	103
Tableau IV.08 : Détermination du gradient d'infiltration admissible	104
Tableau IV.09 : Détermination du coefficient de sécurité	104
Tableau V.01 : détermination des rayons max et min	106
Tableau V.02 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité	106
Tableau V.03 : Les caractéristiques géotechniques des sols	110
Tableau V.04 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	110
Tableau VI.1. : symboles des opérations	117
Tableau VI.2 : Détermination des chemins critiques	119
Tableau VI.3 : programme des travaux pour la réalisation du barrage de oued Taht	120
Tableau VII.01 : mètres et devis estimatif	122
Tableau VII.02 : récapitulatif des coûts et coût total de la digue	123
Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations	128

Liste des figures

Figure I.1 : Encadrement géographique de la zone du barrage	2
Figure I.2 : Encadrement géographique de l'oued Taht	2
Figure I.3 : Carte géologique général de la zone du projet (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000 agrandie).....	5
Figure I.4 : Carte de localisation des puits de reconnaissance réalisés.....	9
Figure I.5 : Carte géodynamique du Nord de l'Algérie avec la localisation des majeurs alignements tectoniques et la localisation des épacentres des séismes, compris entre 0-50 km de profondeur du foyer, avec leur magnitude	12
Figure I.1 : Rectangle équivalent.....	19
Figure I.03 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Oued TAHT	21
Figure I.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant	27
Figure I.5 : Profil en long du cours d'eau principal.....	28
Figure I.6 : La répartition mensuelle des températures	30
Figure I.7 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois	31
Figure I.8 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	32
Figure I.9 : Répartition mensuelle des précipitations	33
Figure I.10 : représentation graphique de la loi de Gumbel	36
Figure I.11 : représentation graphique de la loi de log-normal (Galton).....	38
Figure I.12 : Pluies de Courte durée	40
Figure I.13 : Intensité –Durée -Fréquence	40
Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	41
Figure I.15 : représentation graphique de la loi log-normale	43
Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	44
Figure I.17 : L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY).....	49
Figure I.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans.....	51
Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier	52
Figure I.20 : Courbes Surface - Hauteur.....	55
Figure I.21 : Courbes Capacité -Hauteur	55
Figure I.22 : Courbes de $H=f(Q,q)$	69
Figure I.23 : courbes $V=f(Q,q)$	70
Figure I.24 : la courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b de déversoir	72
Figure V.01 : forces exercées par une tranche de sol instable sur	107
Figure VI.1 : Réseau à nœuds	118

Introduction générale

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.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion entre les Barrages, permettant de ce fait une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur toute le territoire national c'est-à-dire la ou se concentrent les populations et l'activité économique agricole ou industriel.

Dans cette optique, la wilaya de MASCARA a bénéficié d'un nombre projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le barrage de OUED TAHT

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'Avant Projet Détaillé (APD) du barrage de Oued Taht qui est destiné à l'alimentation en eau potable.

Pour mener à bien notre travail on l'a divisé en deux parties :

Après avoir présenté une synthèse de l'étude de faisabilité, nous passons à une analyse détaillée des données pluviométriques et géomorphologiques en vue de déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, le second, présentera les variantes possibles qui sont déterminées à partir d'une analyse géologique du site, la disponibilité des matériaux et le facteur économique, puis enfin une étude de conception détaillée de la digue viendra pour déterminer l'avant mètre et le devis estimatif de la digue.



1^{ère} Partie :

Synthèse de l'Etude de Faisabilité

I. Introduction

Après une visite sur le terrain et une analyse bien détaillée de la documentation nous présentons ci-après, conformément au marché signé entre l'Entreprise des Etudes Hydrauliques (E.N.H.D) et la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya (D.H.W) de Mascara, une évaluation préliminaire des caractéristiques du site et de la cuvette.

I.1. Destination de l'ouvrage

L'ouvrage aura pour objet la mobilisation d'une nouvelle ressource qui sera destinée en grande partie pour l'alimentation en eau potable.

I.2. Situation géographique et topographique

Le site du barrage se situe sur l'Oued Taht. Un des affluents de l'Oued Mina, juste à proximité de la commune de Ain Ferrah. Cette dernière est le plus à l'Est des communes de la Wilaya de Mascara. Elle se situe à 18 Km de l'Oued El Abtal, à 54 Km de son lieu de Diara Tighanif et à 72 Km de son C.H.W Mascara.

Les communes limitrophes de Ain Ferrah sont :

- ✓ Au Nord, la commune de Ouled Salaem (Wilaya de Mostaganem).
- ✓ Au Sud, la commune de Ain El Hadid (Wilaya de Tiaret).
- ✓ Au l'Est, la commune de Ain Djilali Ben Amar (Wilaya de Tiaret).
- ✓ Au Sud, la commune de Oued El Abtal (Wilaya de Mascara).

Les coordonnées du site (système Lambert) sont :

- ✓ **X = 325.8 km**
- ✓ **Y = 233.1 km**
- ✓ **Z = 360.0 m, NGA**

Dans les suivantes figures (I.1) et (I.2) on reporte un bref encadrement géographique de la zone d'étude.

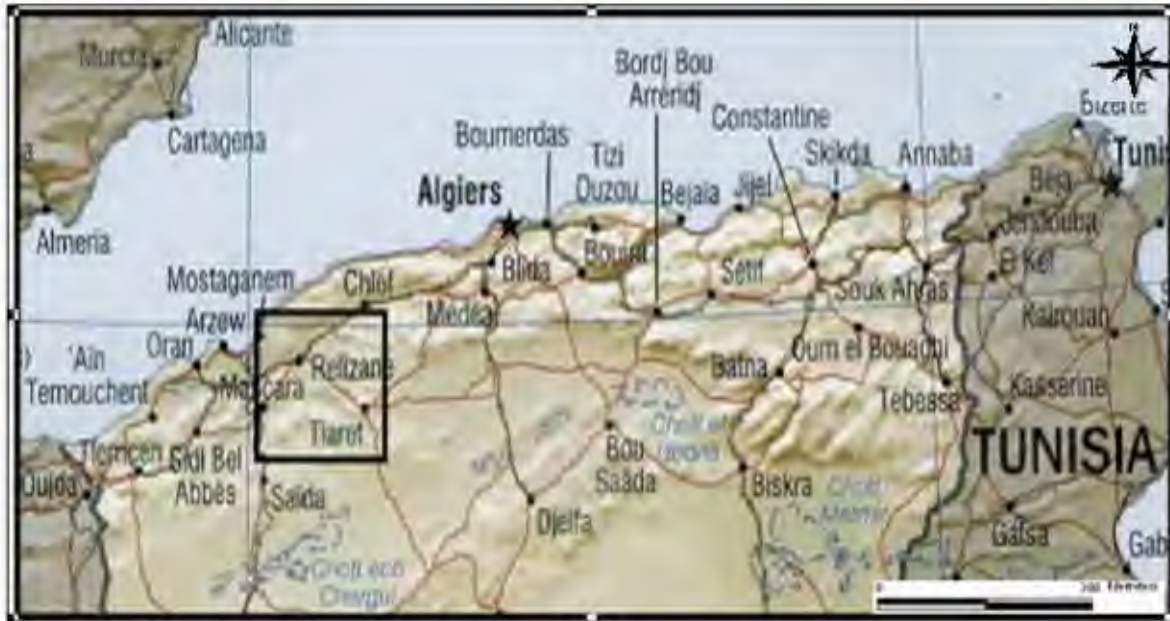


Figure I.1: Encadrement géographique de la zone du barrage

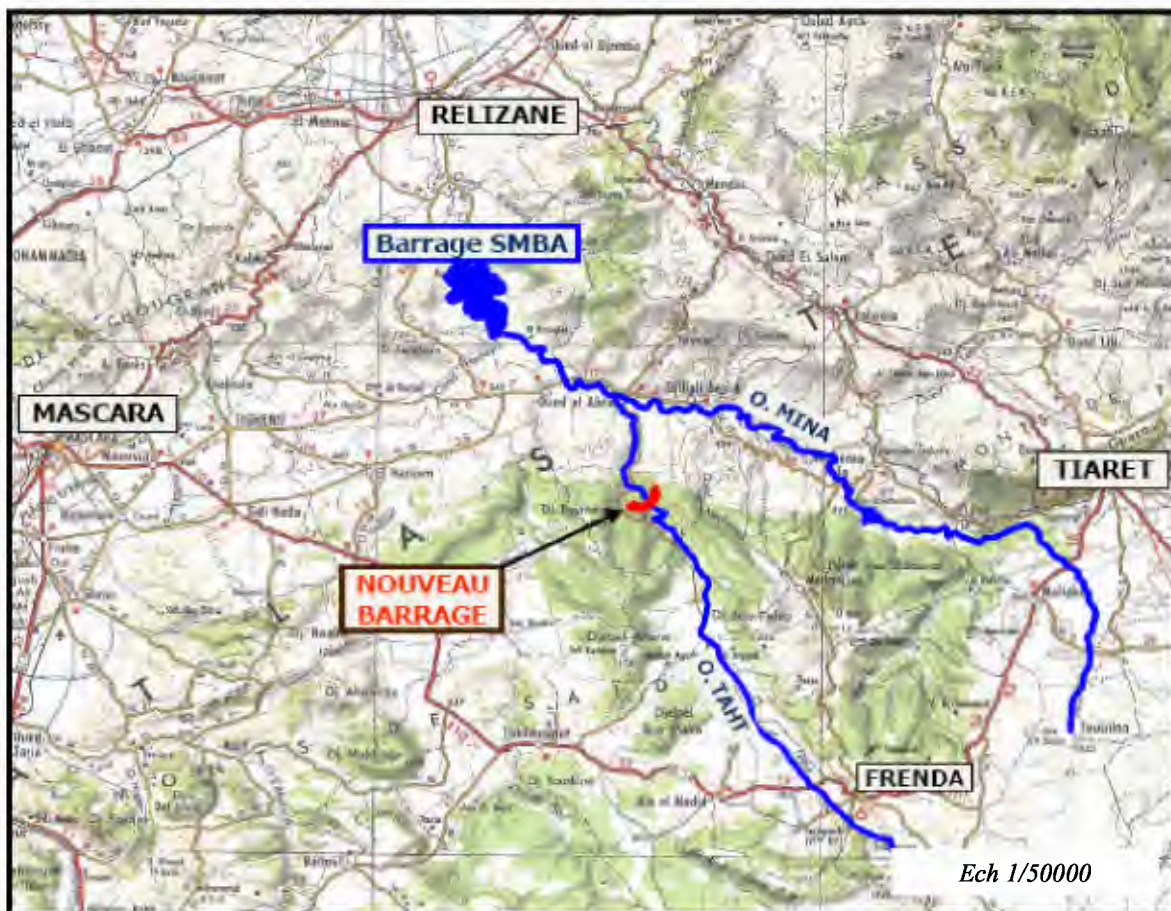


Figure I.2 : Encadrement géographique de l'oued Taht

I.3. La géologie de la zone d'étude

Sur la base des levés géologiques et structuraux conduits sur le site, la séquence stratigraphique observable sur les terrains, chronologiquement, du haut vers le bas, elle est décrite ci-après.

I.3.1 Quaternaire

I.3.1.1 Dépôts récents (A) :

Ils sont localisés essentiellement le long du fond d'oued Taht et ils sont caractérisés par des graviers et galets dans une matrice sableuse-limoneuse. Les blocs caillouteux, de nature hétérogène, principalement calcaire-dolomitique, sont généralement arrondis, de dimensions comprises entre 20-30cm et 50-60cm, tandis que les blocs supérieurs au mètre sont rares.

I.3.1.2 Dépôts colluviaux (Cp) :

Ils forment une couverture de débris, plutôt centimétriques, liés à la désagrégation et à l'altération surtout des poudingues et des grés ; il s'agit de blocs de poudingues (calcaires et dolomies) sur une matrice sableuse-marneuse et, à lieux, argileuse-marneuse. Ils sont localisés, principalement, dans zone sommitale des gorges d'oued Taht, au contact avec les poudingues proprement dits et avec les marnes verdâtres du Miocène.

I.3.1.3 Dépôts de versants et éboulis (Eb) :

Ils sont localisés le long des versants qui caractérisent la zone de retenue du barrage (cuvette) ; sont des dépôts chaotiques constitués par des éléments gréseux et caillouteux sur une matrice sableuse marneuse

1. 3.2 Miocène

I.3.2.1 Poudingues (P) :

Ils sont localisés, à partir de l'embouchure, le long des gorges sur l'oued Taht ; il s'agit d'un véritable amas rocheux grâce au fort degré de cimentation des cailloux sur une matrice fine siliceuse et carbonatée. Cette formation est caractérisée par une alternance de poudingues et des bancs de grés fins, de dimensions décimétriques à métriques, déposés de façons hétérogènes, à lieux fracturés et altérés avec des surfaces (patines) d'oxydations soit à l'intérieur de fractures soit sur la surface exposée aux agents météoriques. La composition des galets qui constituent les poudingues est de nature calcaire et calcaire-dolomitique.

I.3.2.2 Marnes verdâtres (Mv) :

Ils sont localisés dans la partie sommitale des gorges d'oued Taht, recouvertes, parfois, par les dépôts colluviaux dérivés de l'altération des poudingues et des grés ; à l'aval du barrage, en rive gauche, ils affleurent largement et il semble qu'ils soient en contact tectonique avec les poudingues et les grés. Ils sont constitués par des marnes argileuses de couler verdâtres, fracturés et souvent feuilletés, intercalés par des minces couches des grés fins.

I.3.3 Crétacé

I.3.3.1 Crétacé supérieur :

Le Sénonien (peu représenté) est constitué par des calcaires poreux et il est transgressif sur les dolomies du Jurassique moyen dans la partie sud du plateau dolomitique plus à l'Ouest.

I.3.3.1 Crétacé inférieur :

Il apparaît sur le Kimméridgien et le Portlandien localement indifférencié à l'extrême limite nord-ouest de la région (faciès calcaires avec argiles à gypse et faciès gréseux).

I.3.4 Jurassique

I.3.4.1 Marnes calcaires grises bleuâtres (Mb) :

Elles sont localisées dans la zone de retenue du barrage ; en fait, la limite Nord de cette lithologie correspond avec l'embouchure des gorges. Cette formation est caractérisée par des marnes faiblement calcaires, de couleur gris-bleuâtre, avec, à lieux, intercalation des bancs gréseux fins ; la stratification de la formation, caractérisée par des épaisseurs centimétriques, se présente, en surface, altéré et feuilleté, en écailles meubles, de l'ordre de quelque centimètre; seulement dans de rares affleurements on peut noter leur aspect lithoïde plus massif.

I.3.5 Trias infra Lias

Les formations ne sont pas visibles dans les limites du bassin. Le niveau basaltique a été atteint par des forages exécutés dans la région à des profondeurs variables entre 140 mètres et 410 mètres.

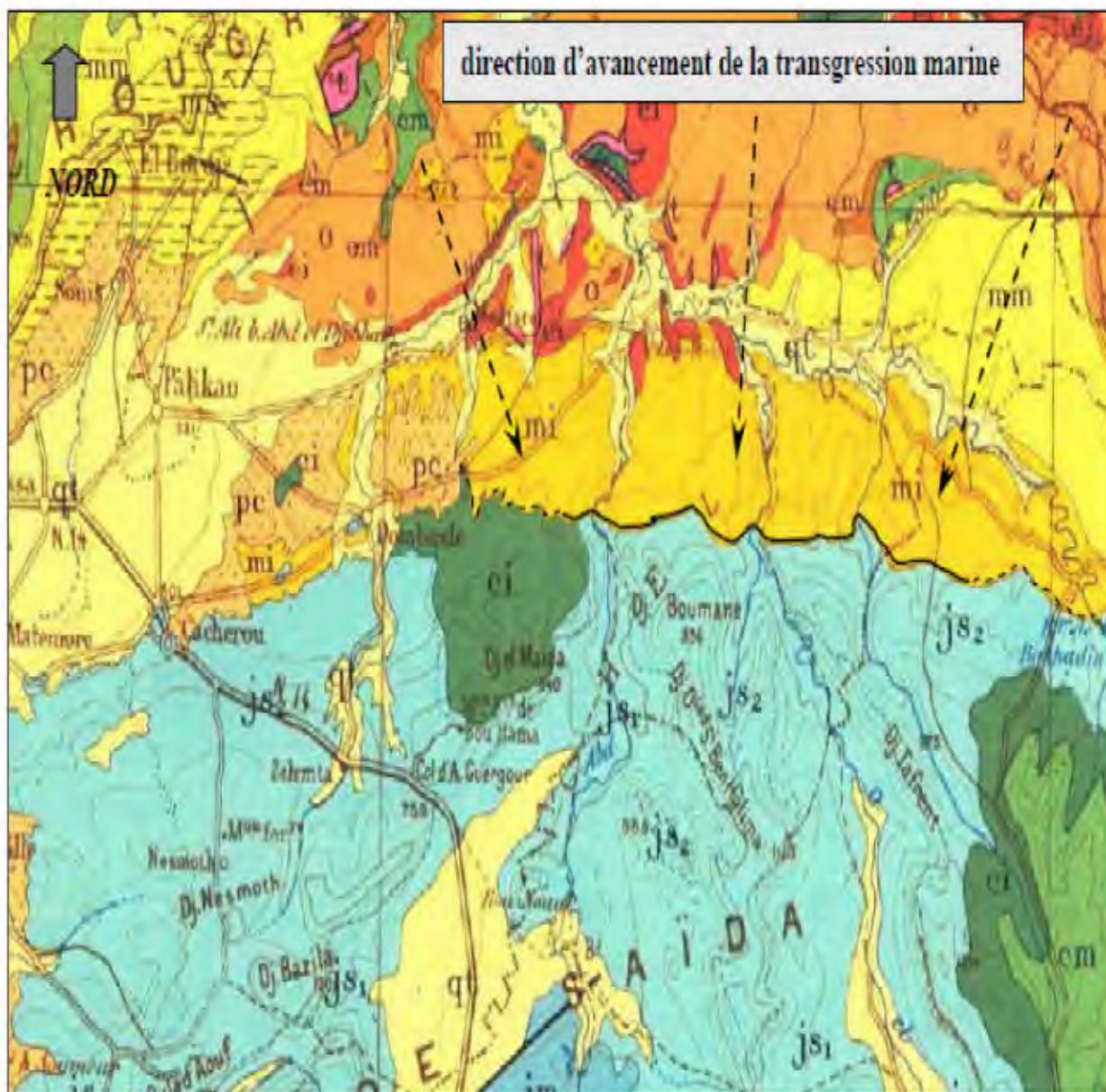


Figure I.3 : Carte géologique général de la zone du projet (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000 agrandie)

LEGENDE

m Miocène
 c Crétacé
 i Jurassique

---- La ligne noire représente part de la limite de la transgression Cartennienne du Miocène.

I.4. Travaux de reconnaissance effectués

Les travaux de reconnaissance mis en oeuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et d'établir les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique du massif.

Les objectifs principaux de ces reconnaissances étaient :

- ✓ Définir la nature et la qualité du rocher et son évolution avec la profondeur
- ✓ Définir la perméabilité du rocher
- ✓ Fixer le niveau de la nappe
- ✓ Définir les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher

A - Sondages et les essais in situ

Les caractéristiques des sondages qui ont été exécutés sont résumées dans le tableau suivant, où on indique aussi les essais in situ et leur localisation par rapport à l'ouvrage. Avec : P = Piézomètre (filtres) ; I = Inclinomètre ; (n.i.) = profondeurs des filtres non indiqué dans les logs stratigraphiques

Tableau I.1: Situations et profondeurs des sondages

Code sondage	Prof. (m)	Typologie	Localisation	SPT (n)	Essais Lefranc (n)	Essais Lugeon (n)	Instrumentation en tubage ⁽¹⁾
STG01	50.0	carottage	axe du barrage	-	-	16	P (n.i.)
STG02	40.0	carottage	axe du barrage rive gauche	-	-	12	-
STG03	70.0	carottage	axe du barrage rive droite	-	-	18	P (0m/70m)
STG04	40.0	carottage	cuvette rive gauche	4	1	10	P (0m/40m)
STG05	40.0	carottage	cuvette rive droite	4	2	10	P (n.i.)
STG06	70.0	carottage	à l'aval du barrage rive droite	-	-	13	P (n.i.)
STG07	30.0	carottage	cuvette rive droite	-	1	8	-
STG08	60.0	carottage	à l'aval du barrage rive gauche	-	-	10	P (n.i.)
STG09	45.5	carottage	axe du barrage	-	-	14	P (6m/40.23m)
STG10	30.0	carottage	cuvette rive droite	-	2	7	I
STG11	20.0	carottage	station de traitement des eaux	-	-	6	P (0m/20m)
STG12	40.0	destructif	axe du barrage	-	-	-	-
STG13	30.0	destructif	axe du barrage	-	-	-	-

B- Essais au laboratoire

Sur chaque échantillon prélevé, les essais suivants devront être réalisés.

- ✓ Densité apparente.
- ✓ Essai de compression.
- ✓ Essai de traction brésilien.
- ✓ analyse minéralogique.
- ✓ analyse granulométrique.

C - Piézomètres

Afin d'évaluer la variation de la profondeur de la nappe, une fois réalisés les sondages, 9 forages ont été équipés avec des piézomètres avec tube à crépine. Il s'agit en particulier des sondages STG01, STG03, STG04, STG05, STG06, STG08, STG09 et STG11, localisés soit sur l'axe du barrage soit dans la zone de la cuvette.

I.5. Géologie de la cuvette et du site de barrage

I.5.1. Géologie de la cuvette

La zone de retenue du barrage (cuvette) est caractérisée par un substratum rocheux composé de marnes grises, verdâtres (Jurassique) et de terrains de couverture quaternaires-récents, tels que graviers, galets et cailloux dans une matrice sableuse limoneuse.

En ce qui concerne l'étanchéité de la cuvette, suite aux essais de perméabilité (Lugeon et Lefranc) exécutés le long de sondages et aux observations lors des levés géologiques, on peut conclure que :

- Les marnes grises qui composent le substratum rocheux, en présentant des perméabilités comprises entre 4UL et 18UL, garantissent un bon degré d'étanchéité de la cuvette $K(10^{-6}.10^{-7})$ (m/s), tandis que pour les terrains de couverture, la perméabilité (K) est de l'ordre de 10^{-5} m/s ;

- A part les alignements tectoniques rapportables aux grands traits régionaux, on n'a pas pu observer des systèmes de fractures significatives, capables d'engendrer des importants phénomènes d'infiltrations, grâce aussi à la présence des terrains de couverture qui masquent les éventuels éléments structuraux des versants face au oued Taht ;

- On observe la présence d'incisions (axes de drainage), en rive gauche et droite, liés à des phénomènes d'érosion concentrée, à écoulement temporaire et saisonnier, responsables d'une partie, du transport solide qui intéressera la zone de la cuvette du barrage ; tels apports de matériels solides pourront parvenir aussi des versants, à travers des formes d'érosion en nappe le long des versants, de façons généralisées, compte tenu du manque de végétation capable de freiner ces processus érosifs ;

- Concernant la stabilité des versants, on n'enregistre pas des phénomènes très évidents, sauf sur les versants caractérisés par les marnes grises affleurantes, sur lesquelles la couche d'altération feuilletée et meuble, formée par des écailles fines, pourra engendrer des formes de

glissements superficiels, sur pentes raides et avec de volume limités, surtout en occasion de précipitations météoriques importantes.

I.5.2. Géologie de l'axe du barrage

D'un point de vue géologique l'axe du barrage est localisé sur les poudingues et les grés qui caractérisent les gorges d'oued Taht ; cette formation est formée par des conglomérats à ciment carbonatée, siliceux et, à lieux, calcaire-marneux, avec intercalations de bancs de grés plus ou moins fin. Les parties sommitales des gorges sont caractérisées par des dépôts colluviaux dérivés de l'altération des poudingues et des grés, d'épaisseur variable, jusqu'à 10m au maximum.

A travers les levés géologiques, on a observé divers systèmes de fracturation du rocher, soit à l'embouchure de la vallée, responsables du contact marnes/poudingues, sub-parallèles à l'axe du barrage et d'autres sur les parois des gorges, à travers lesquelles pourrons se vérifier des phénomènes d'infiltration, indifféremment en rive gauche et droite. Toutefois, en analysant les résultats des sondages (échantillons et carottes), en termes de RQD de l'amas rocheux, on peut constater que les valeurs varient entre le 60% et le 100% avec une portion comprise entre 30m et 35m environ, avec des valeurs de RQD variable entre 40% et 20%, en correspondance de l'axe de l'oued Taht.

La nappe phréatique a été localisée, sur l'axe d'oued à une profondeur variable entre 5.70m et 7.22m, tandis que sur les versants (parois) ont été localisés à une profondeur variable entre 10.57m et 17.18m, en rive droite, et 6.10m en rive gauche, à l'aval du barrage.

Sur les versants, on n'a pas noté des phénomènes importants d'instabilité de l'amas rocheux, sauf, en correspondance des zones plus fracturées, caractérisées par la présence de blocs isolés, de dimensions décimétriques à métriques, instables qui devront être dégagé, pour de question de sécurité, pendant la phase de construction du corps du barrage ; en général, ces blocs sont délimités par deux systèmes de fractures principales, un coïncidente avec la surface de stratification des grés et l'autre par des fractures sub-verticales, parallèles à l'axe du barrage.

1.6. Etanchéité de la cuvette

L'étanchéité de la cuvette est assurée par les marnes de base à rares intercalations gréseuses, puis par les marnes grises du callovo-oxfordien est excellente, aucun risque de fuite latérale n'est à craindre seuls, au voisinage immédiat de l'ouvrage, les poudingues qui seront baignés par la retenue sur une faible surface pourraient à leur contact avec les marnes laisser filtrer un peu d'eau. Ce dernier inconvénient est sans importance, car les eaux filtrées n'ayant pas de débouche se trouvent rapidement occluse.

Pour les berges aucun glissement majeur n'a été observé dans la cuvette ou les pentes sont généralement douces, la forme de la retenue la faible hauteur des versants conduisent à considérer que les risques vis-à-vis du barrage sont quasi nuls.

Au droit du barrage l'étanchéité n'est limitée que par la perméabilité des poudingues à cet endroit.

I.7. Matériaux de constructions

Les n.24 puits de reconnaissances (P1/P24) exécutés à l'amont du barrage, le long de la vallée de l'oued Taht, pour l'évaluation des caractéristiques géotechniques des matériaux utilisables pour la construction du barrage ; ces puits ont une profondeur comprise entre 1.5m et 3.0m.

La figure (I.4), indique la surface de localisation des puits réalisés subdivisé en trois zones :

Zone A : située immédiatement à l'amont du site du barrage, en rive droite d'oued Taht sur le bas terrasse ; cette zone a été étudiée par 9 puits (P1/P9), caractérisée par des terrains limoneux argileux, parfois avec une composante sableuse graveleuse ;

Zone B : située à l'amont de la zone A, en rive gauche d'oued Taht sur le bas terrasse ; cette zone a été étudiée par 11 puits (P10/P20), caractérisée par des terrains limoneux argileux, recouvrant des formations sableuses graveleuses ;

Zone C : située dans les dépôts de versants (éboulis) à l'amont du site du barrage, en rive droite d'oued Taht ; cette zone a été étudiée par 3 puits (P21, P23 et P24) caractérisée par des terrains argileux graveleux.

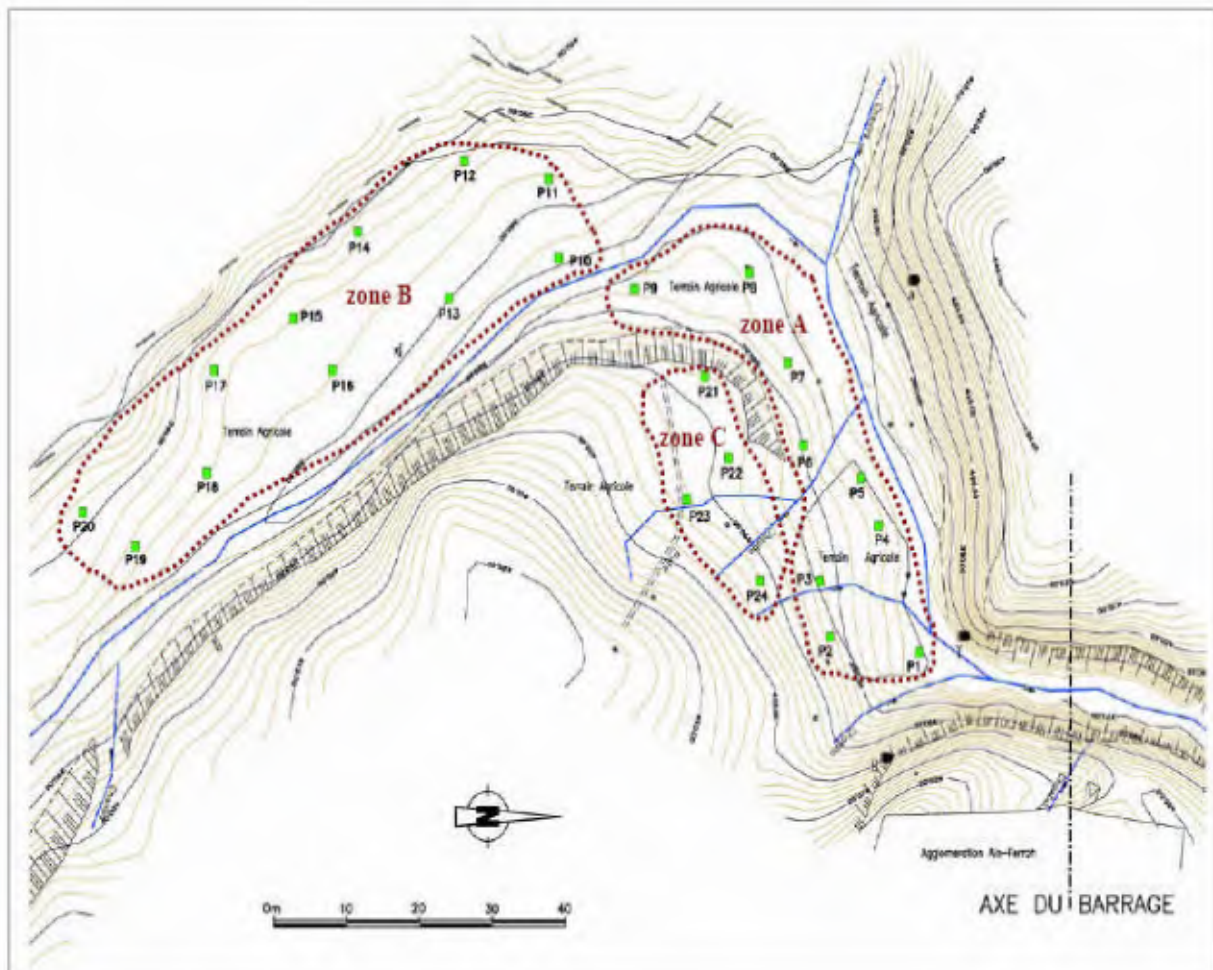


Figure I.4 : Carte de localisation des puits de reconnaissance réalisés

- Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques.

A - Granulométrie

Les matériaux analysés ont été caractérisés, selon la classification USCS (Unified Soil Classification System), comme présenté dans le tableau ci-après.

Tableau I.2: Résumé des caractéristiques granulométriques pour les trois zones investiguées

		Graviers / Cailloux	Sables	Limons / Argiles
	Fraction (%)	> 4.75 mm	0.075 mm – 4.75 mm	< 0.075 mm
zone A	Minimale	0.07	21.71	40.81
	Maximale	34.15	44.61	76.41
	Moyenne	10.72	32.77	56.49
	<i>Ecart type</i>	<i>+/-12.93</i>	<i>+/-8.14</i>	<i>+/-14.00</i>
zone B	Minimale	0.63	8.63	44.58
	Maximale	42.64	29.31	80.70
	Moyenne	12.32	16.28	71.39
	<i>Ecart type</i>	<i>+/-13.51</i>	<i>+/-6.25</i>	<i>+/-10.98</i>
zone C	Minimale	2.71	16.16	81.11
	Maximale	7.16	22.51	70.33
	Moyenne	*	*	*
	<i>Ecart type</i>	*	*	*

B - Limites d'ATTERBERG

Sur les mêmes échantillons sur lesquels on a effectué les essais granulométriques, ont été évaluées les limites d'Atterberg pour estimer, par la suite, leur degré de plasticité.

Tableau I.3 : Résumé des valeurs des limites d'Atterberg pour les trois zones investiguées

	Valeurs	LL%	LP%	IP%	Ic
zone A	Minimale	20,00	11,30	6,20	1,00
	Maximale	30,98	16,44	15,4	1,84
	Moyenne	25,25	13,92	11,27	1,45
	<i>Ecart</i>	<i>+/-3,55</i>	<i>+/-1,70</i>	<i>+/-2,69</i>	<i>+/-0,28</i>
zone B	Minimale	24,5	10,90	10,90	0,90
	Maximale	38,00	19,10	27,20	1,83
	Moyenne	32,32	14,72	17,42	1,32
	<i>Ecart</i>	<i>+/-5,07</i>	<i>+/-2,44</i>	<i>+/-5,41</i>	<i>+/-0,27</i>
zone C	Minimale	32,00	16,10	15,90	1,16
	Maximale	32,00	16,40	15,60	1,73
	Moyenne	*	*	*	*
	<i>Ecart type</i>	*	*	*	*

I.8. Hydrogéologie régionale

Les formations alluvionnaires, visibles le long des oueds, ont une très faible épaisseur variable entre 1m et 5m, et constituent un aquifère de relative importance.

Les formations du Lusitanien et du Kimméridgien sont des nappes suspendues (position haute) et rapidement drainées, les impluviums sont réduits et les formations lusitaniennes présentent des pentes qui favorisent le ruissellement superficiel. Les sources issues de ces formations ont un débit irrégulier assez faibles et tarissent pour la plupart en été.

Les formations du Callovien-Oxfordien et du Tertiaire dans les vallées sont très argileuses, ces formations sont normalement drainées par les oueds. Une étude effectuée a enregistré une importante salinité dans les puits et dans les eaux de l'oued Taht en période d'étiage lorsque ne sont drainées que ces formations argileuses.

Enfin, pour ce qui concerne les dolomies du Jurassique inférieur et moyen constituent des aquifères de bonne qualité, cependant au niveau du bassin de l'oued Taht montre une très faible circulation souterraine selon les débits enregistrés dans les forages ; ceci doit correspondre à une karstification insignifiante que, par conséquent rend les réserves statiques peu importantes.

I.9. Sismicité de la zone d'étude

Le site du barrage est localisé dans une zone relativement tectonisée située à la limite de la bordure sud-tellienne. Cette dernière zone se caractérise par une activité importante, surtout dans sa bordure septentrionale où ont été localisés les séismes à intensité la plus élevée.

La distribution des séismes dans le Nord de l'Algérie montre que les épicentres sont placés dans les zones particulièrement instables correspondant aux alignements tectoniques orientés approximativement SW-NE, suivant la structure générale du nord de l'Algérie (sud tellien).

Les études sismotectoniques effectués dans la région, montrent une conformité évidente entre l'emplacement des épicentres séismiques et le tracé du réseau de la fracturation tectonique régionale ; ce fait souligne l'existence d'une activité tectonique récente ou de « néotectonique active ». D'après les données historiques, la région de Mascara a subi plusieurs événements dévastateurs ; en particulier les séismes: de Beni-Chougrane de $M= 5.1$; (13-7-1967) et celui de Hacine de $M= 5.7$; (18-8-1994).

En effet, les indications de la fracturation néotectonique confirment que les abords proches de reliefs sont souvent affectés par des dislocations et, ou érosion géomorphologique intense, où sont placés les noeuds tectoniques. Ces noeuds représentent des zones où les morphostructures sont corrélées avec les différentes intensités séismiques, générant ainsi d'importantes dislocations des reliefs.

Sur le terrain, les épicentres séismiques se placent généralement aux endroits de croisement entre les failles longitudinales régionales et les 'accidents transversaux régionaux (voire Fig. I.5)

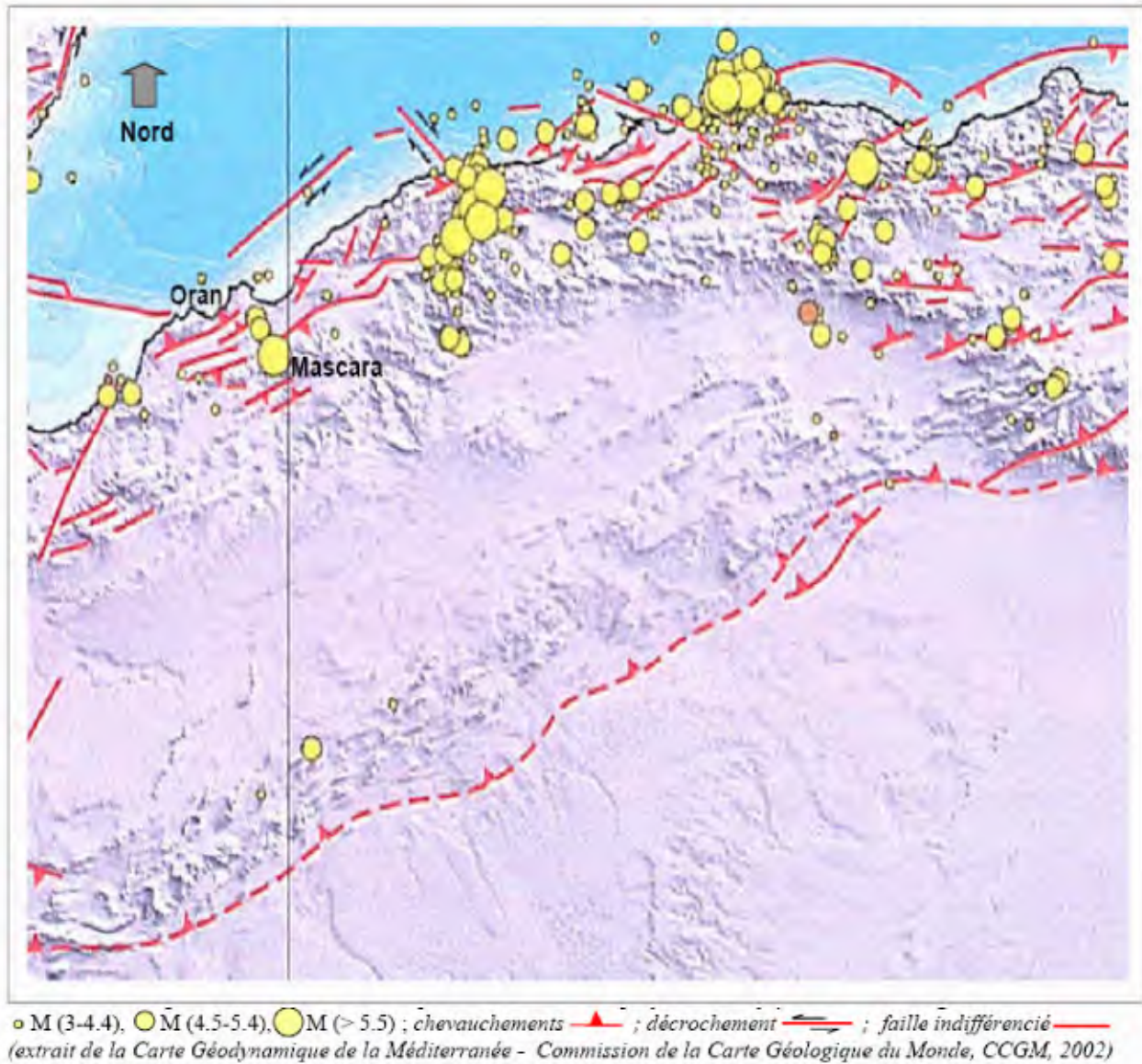


Figure I.5 : Carte géodynamique du Nord de l'Algérie avec la localisation des majeurs alignements tectoniques et la localisation des épices des séismes, compris entre 0-50 km de profondeur du foyer, avec leur magnitude

I.10. Hydrologie

Dans cette présente partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage d'Oued Taht, élaboré lors de l'étude de faisabilité.

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant sont les suivantes :

Tableau I.4 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage d'Oued Taht

Caractéristiques du bassin versant	Valeurs
Surface	776.27 km ²
Longueur talweg	70.5 km
Périmètre	149.22 km
Altitude min	360 m.NGA
Altitude max	1250 m.NGA
Altitude médiane	910 m.NGA
Altitude moyenne	846 m.NGA
Indice de compacité Gravelius	Kc = 1.51
Pente globale	0.905 %
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	13.21 Mm ³
Crue de travaux (T=10 ans)	163 m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)	404 m ³ /s

I.10.1. Données climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet

A - Température

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'à la station de Mascara. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

Tableau I.5 : répartition mensuelle de la température

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Mascara	Tmax °C	24.8	18.8	15.2	11.2	10	12.2	15	16.3	18.9	27.1	30.6	30.4	19.2
	Tmin °C	19	15	8.6	7.4	6	7.2	8.2	10.1	14.3	16.3	19.2	19	12.5
	Tmoy °C	21.9	16.9	11.9	9.3	8	9.7	11.6	13.2	16.6	21.7	24.9	24.7	15.9

Source : O.N.M

B - Vitesse du vent

D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de 2,43m/s. Elle présente un maximum en Mai (3.1m/s).et un minimum en Novembre (1.7m/s).

Tableau I.6 : Répartition mensuelle du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
V (m/s)	2.0	2.0	1.7	2.5	2.1	2.5	2.5	2.9	3.1	2.8	2.6	2.5	2.43

Source : O.N.M

C - Evaporation

L'évaporation n'est mesurée qu'à la station de Mascara. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau I.7 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	5.7	3.9	2.7	2.0	2.1	2.1	3.1	3.9	5.1	6.8	7.6	7.0	52
Ev(%)	10.96	7.50	5.19	3.85	4.04	4.04	5.96	7.50	9.81	13.08	14.62	13.46	100

Source : O.N.M

D - Humidité de l'air**Tableau 1. 8 : moyennes mensuelles des Humidités relatives à Mascara**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
Moyenne%	78,6	80,6	74,5	72,8	67,8	61,4	54,4	57,2	63,3	70,2	75,7	80,2	79.3

E – L'insolation**Tableau 1. 9 : moyennes mensuelles des insolationes totales à Mascara (en heures)**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
L'insolation heures/jour	6,1	6,4	7,6	7,7	8,8	10,2	11,1	10,2	9,3	7,8	6,7	6,1	8

I.10.2 La pluviométrie

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant. Les stations disponibles au niveau du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.10 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude (m)	Années de fonctionnement
KEF-MAHBOULA	01.30.01	475	32
FRENDIA	01.30.02	990	28
AIN-EL-HADDID	01.30.04	829	42
M'HAUDIA	01.30.05	670	19

Source : A.N.R.H

I.10.3 Etudes des apports**Tableau I.11 : Répartition mensuelle des apports**

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0.54	0.89	0.85	1.45	2.21	1.52	1.49	1.69	1.32	0.60	0.37	0.30	13.21
Apport (%)	4.1	6.7	6.4	10.9	16.7	11.5	11.3	12.8	10.0	4.5	2.8	2.3	100

I.10.4 Crues du projet**Tableau.I.12:** Crues de projet

Temps de retour [ans]	5	10	20	50	100	1000	10000
Pointe de crue [m³/s]	124	163	200	248	285	404	523

I.10.5 Apports solides

On dispose des données de transport solide mesurées à la station de Kef-Mahboula sur l'oued Taht à peu de distance en amont du barrage de projet. Il s'agit naturellement du transport effectué par suspension des matériaux (sables fin, limon, argile) qui donne la turbidité au courant.

On a :

Taux d'abrasion : 75 m³/Km²/an

I.11. Conceptions de barrage et ouvrages annexes :**Tableau.I.13 :** Les principales caractéristiques techniques de la digue

Type	Enrochements avec un noyau en argile
Volume régularisé	8,5 Hm ³
Côte de la crête	399,50 m N.G.A.
Côte des plus hautes eaux (PHE)	397,20 m N.G.A.
Côte de la retenue normale	392,00 m N.G.A.
Côte moyenne de l'axe du barrage	360,00 m N.G.A.
Hauteur de la digue	39,50 m
Côte du volume mort	384,00 m N.G.A.
Largeur de la crête	6,00 m
Longueur de la crête	127,00 m
Volumens remblais utilisés	Enrochements 181 000 : m ³
	Argile 36 000 : m ³
	Filtre fin : 22 000 m ³
	Filtre gros : 18 500 m ³
	Rip-Rap : 7 500 m ³
Évacuateur de crue	Type déversoir: frontal
	Largeur du déversoir : 8 m
	Longueur du coursier : 119,86 m



2^{ème} Partie :

Etude D'avant Projet Détaillé de La Digue

Chapitre I :

Etude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

I.1. Le bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour suivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état major :

- ✓ Oued El Abtal (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- ✓ Takhemaret Est à l'échelle 1/50.000.
- ✓ Ain Dez Est à l'échelle 1/50.000.
- ✓ Frenda Ouest à l'échelle 1/50.000.
- Medrissa Ouest à l'échelle 1/50.000.

I.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant

A - caractéristiques géométriques :

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 766.8 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant:

$$P = 152.0 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p = 68.5 \text{ Km}$$

I.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc":

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (I.1)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2 \sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.2)$$

- P : périmètre du bassin versant (Km)
- S : surface du bassin versant (Km²)
- K_C : indice de Gravelius

K_C = 1,53

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

- ✓ si K_C = 1 => bassin parfaitement circularisé
- ✓ si K_C = 1.128 => bassin ramassé
- ✓ si K_C > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de K_C = 1.53, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2-Coefficient d’allongement :

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.3)$$

- L : la longueur du talweg principal
- S : la superficie du bassin versant

C_a = 6.04

3-Rectangle équivalent :

C’est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l’écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l’exutoire est l’un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = Ll \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots (I.4)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots (I.5)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r; l_r :

La longueur est donnée par la formule :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.6)$$

La largeur est donnée par la formule :

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.7)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km).

l: largeur du rectangle équivalent en (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Gravelius.

On obtient :

$$L_r = 64.01 \text{ km}$$

$$l_r = 12.14 \text{ km}$$

64,01

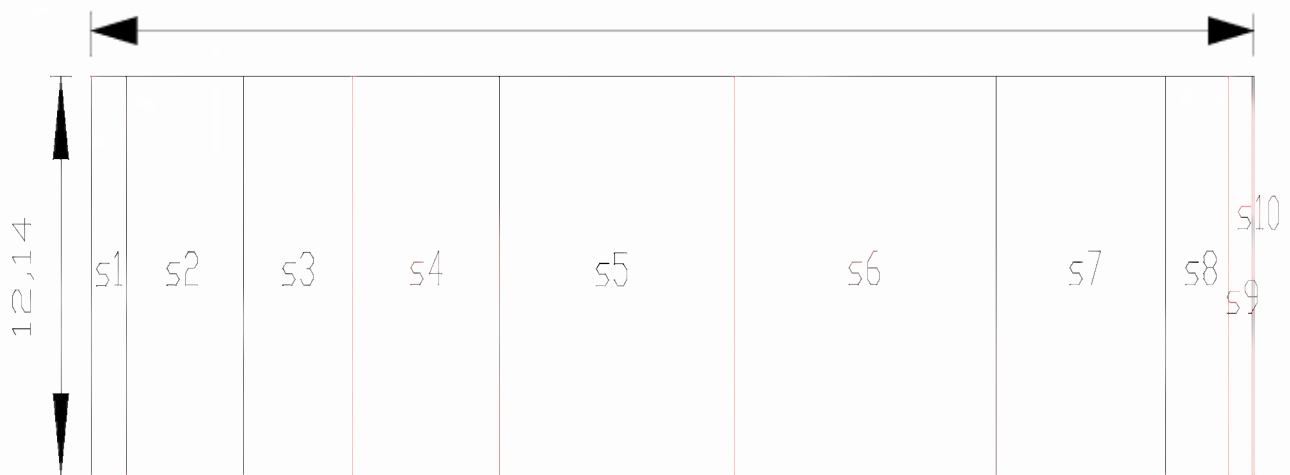


Figure I.1: Rectangle équivalent

I.1.3. Hypsométrie du bassin versant

I.1.3.1 Le relief

A - Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude

représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau I.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (H_i)	Altitude moyen H_i-H_{i-1}	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
1200-1250	50	23,62	3,04	23,62	3,04
1100-1200	100	78,20	10,07	101,82	13,11
1000-1100	100	72,40	9,36	174,22	22,47
900-1000	100	98,20	12,64	272,42	35,01
800-900	100	156,78	20,18	429,2	55,19
700-800	100	174,95	22,52	604,15	77,71
600-700	100	113,20	14,57	717,35	92,28
500-600	100	41,61	5,36	758,96	97,64
400-500	100	16,02	2,06	774,98	99,70
360-400	40	1,8	0,23	776,80	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (I.2)

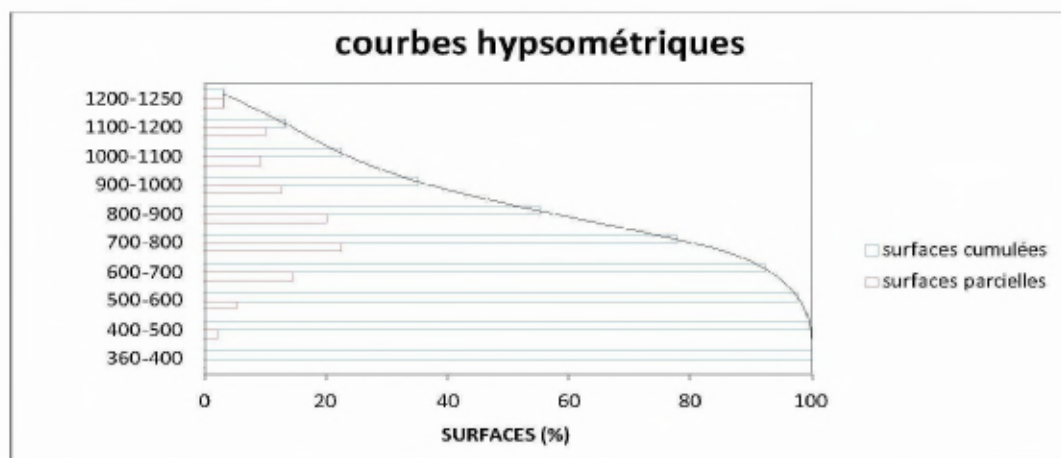


Figure I.2 : répartition et courbe hypsométrique

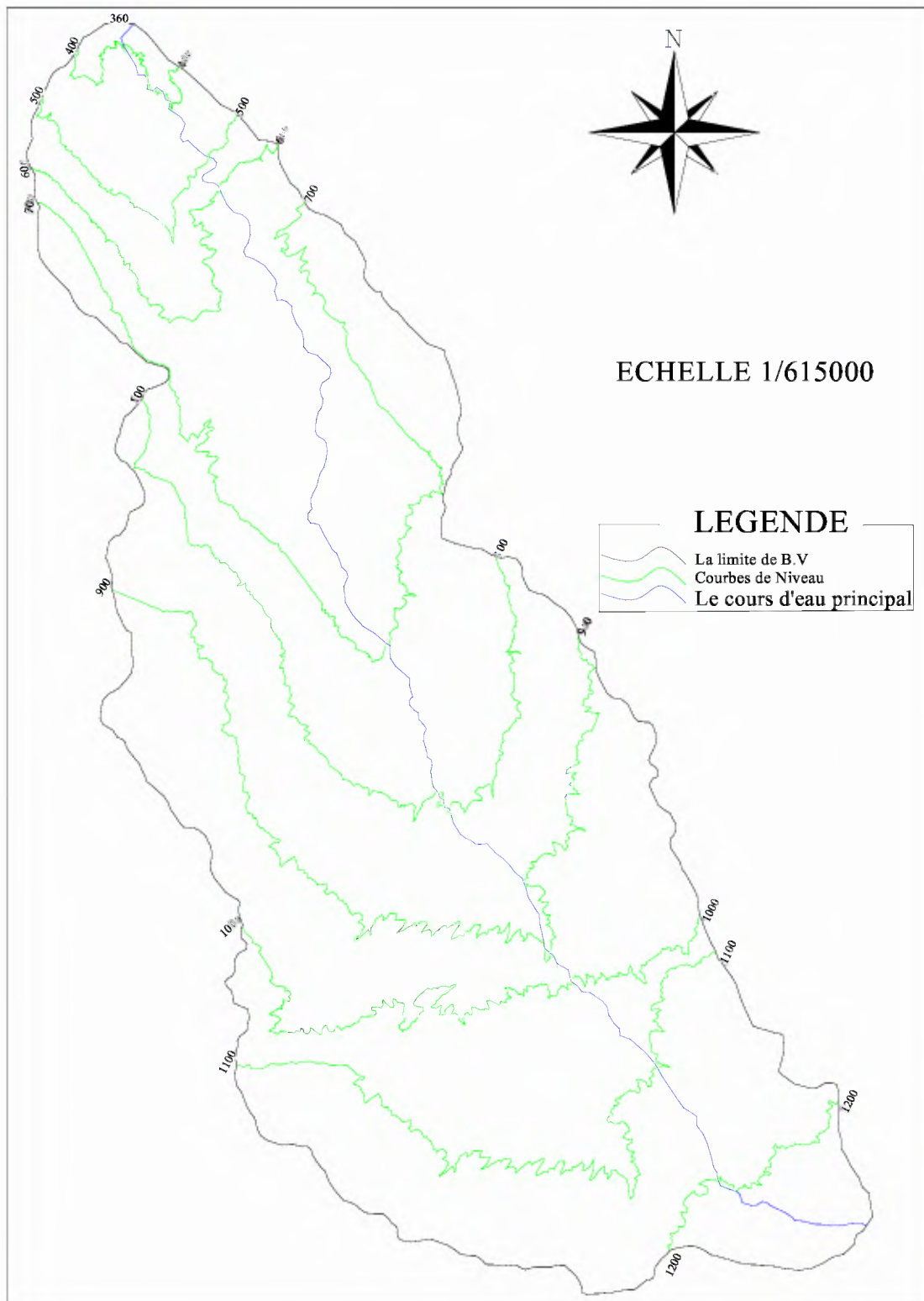


Figure I.3 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Oued Taht

B - Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{\text{méd}} = 910 \text{ mNGA.}$$

C - L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \dots\dots\dots (I.8)$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m).

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km^2).

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).

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

Tableau I.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	Hi	Si	Si. Hi
(m)	(m)	(km^2)	($\text{km}^2 \cdot \text{m}$)
1200-1250	1225	23,62	28934,5
1100-1200	1150	78,20	89930
1000-1100	1050	72,40	76020
900-1000	950	98,20	93290
800-900	850	156,78	133263
700-800	750	174,95	131212,5
600-700	650	113,20	73580
500-600	550	41,61	22885,5
400-500	450	16,02	7209
360-400	380	1,8	684

Donc,

$$H_{\text{moy}} = 845.79 \text{ m}$$

D - L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a : $H_{\max} = 1250 \text{ m NGA}$ $H_{\min} = 360 \text{ m NGA}$

I.1.4. les indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

A - Indices de pente de ROCHE I_p :

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1} .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (I.9)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau I.3 : détermination de la pente Roche I_p

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km ²)	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1250-1200	50	23,62	3,041	12,33
1200-1100	100	78,20	10,067	31,73
1100-100	100	72,40	9,320	30,53
100-900	100	98,20	12,642	35,56
900-800	100	156,78	20,183	44,93
800-700	100	174,95	22,522	47,46
700-600	100	113,20	14,573	38,17
600-500	100	41,61	5,357	23,15
500-400	100	16,02	2,062	14,36
400-360	40	1,8	0,232	3,05
Somme		776.8	100	281.25

$$I_p = 1.11 \%$$

B - Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(I.10)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tel que : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%} = 1180$ m

$H_{95\%} = 560$ m

$L = 64.01$ Km

$$I_g = 0.969\%$$

C - Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(I.11)$$

$$I_{pm} = 1.39 \%$$

D - Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déferant surface.

Tableau I.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(I.12)$$

$$D_s = 27,01 \text{ m} < 50$$

Conclusion:Le relief de notre bassin versant est à faible relief.

E - Pente moyenne du bassin versant :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3, \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(I.13)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L_1, L_2, \dots, L_n : les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).
 S : superficie du bassin versant (Km^2).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1200	100	50.7
2	1100		95.0
3	1000		131.5
4	900		162.5
5	800		315.1
6	700		130.3
7	600		89.5
8	500		40.4

Imoy = 12.48 %

I.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant

I.1.5.1. le réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A - Densité de drainage D_d :

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (I.14)$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 2527 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

$D_d = 3.25 \text{ km/km}^2$

B - Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (I.15)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=4589$

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 5.91 \text{ thalweg/km}^2$$

C - Coefficient de torrencialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (I.16)$$

$$C_t = 19.2 \text{ Km}^{-3}$$

D - La longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (I.17)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km^2

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 9.85 \text{ Km}$$

E - La pente moyenne de cours d'eau principale :

La pente moyenne du bassin d'Oued Meskiana est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I.18)$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 0.905 \%$$

F - Temps de concentration du bassin versant t_c :

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

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.19)$$

Avec : S : surface du bassin versant (Km^2).

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).

T_c : temps de concentrations exprimé en heure.

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

$$t_c = 12.5 \text{ heures}$$

G - Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.20)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 5.64 \text{ Km/h}$$



Figure I.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant

I.1.6. Profil en long de l'Oued

L'Oued de Taht présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Tableau I.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1200-1250	0.9	0.9
2	1100-1200	1.3	2.4
3	1000-1100	1.6	4.0
4	900-1000	4.5	8.5
5	800-900	8.0	16.5
6	700-800	11.3	27.8
7	600-700	15.2	43.0
8	500-600	12.0	55.0
9	400-500	8.0	63.0
10	360-400	5.5	68.5

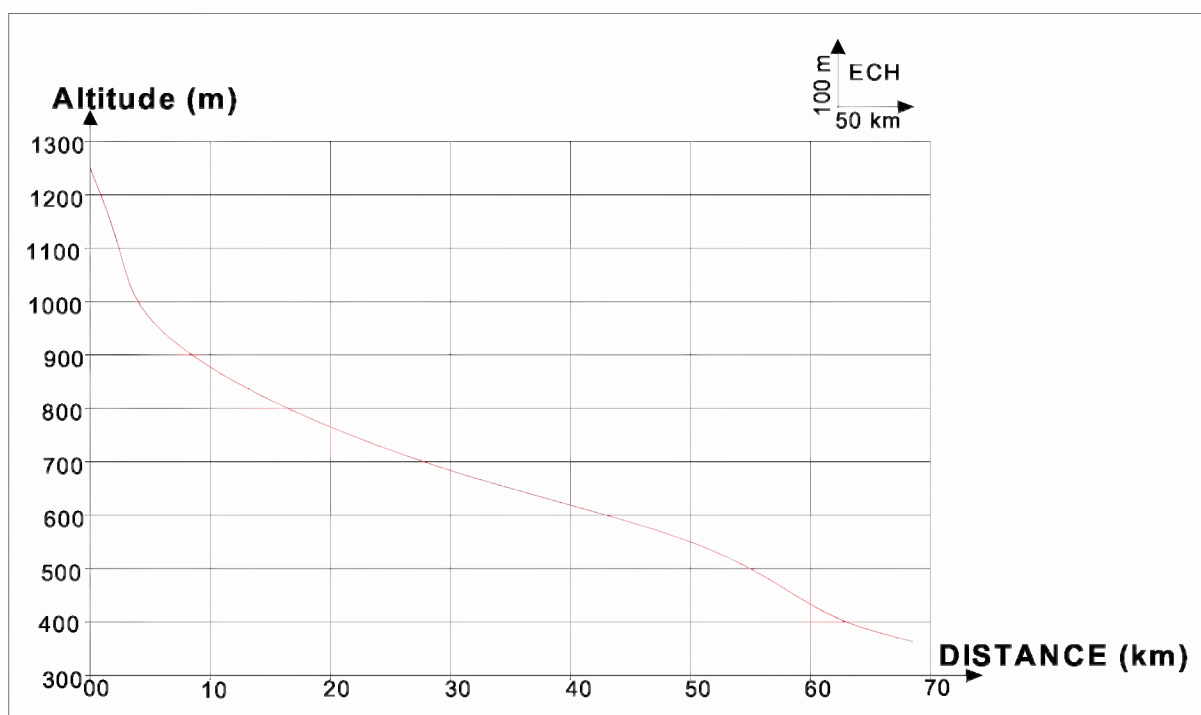


Figure I.5 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau I.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	776.8
Périmètre		P	km	152
Longueur du thalweg principal		L	km	68.5
Indice de compacité		K _C	***	1.53
Coefficient d'allongement		C _a	***	6.04
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	64.01
	largeur	l _r	Km	12.14
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1250
	moyenne	H _{moy}	m	846
	médiane	H _{med}	m	910
	minimale	H _{min}	m	360
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	1.11
Indice de pente globale		I _g	m/Km	0.97
Indice de pente moyenne		I _{pm}	m/Km	1.39
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.25
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	19.2
Temps de concentration		T _c	h	12.5
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5.64

I.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques dans le bassin versant.

I.2.1. Température

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'à la station de Mascara. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

Tableau I.8 : répartition mensuelle de la température

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Mascara	Tmax °C	24.8	18.8	15.2	11.2	10	12.2	15	16.3	18.9	27.1	30.6	30.4	19.2
	Tmin °C	19	15	8.6	7.4	6	7.2	8.2	10.1	14.3	16.3	19.2	19	12.5
	Tmoy °C	21.9	16.9	11.9	9.3	8	9.7	11.6	13.2	16.6	21.7	24.9	24.7	15.9

Source : O.N.M

Comme le montre le tableau (I.8) la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 15.9 c°.

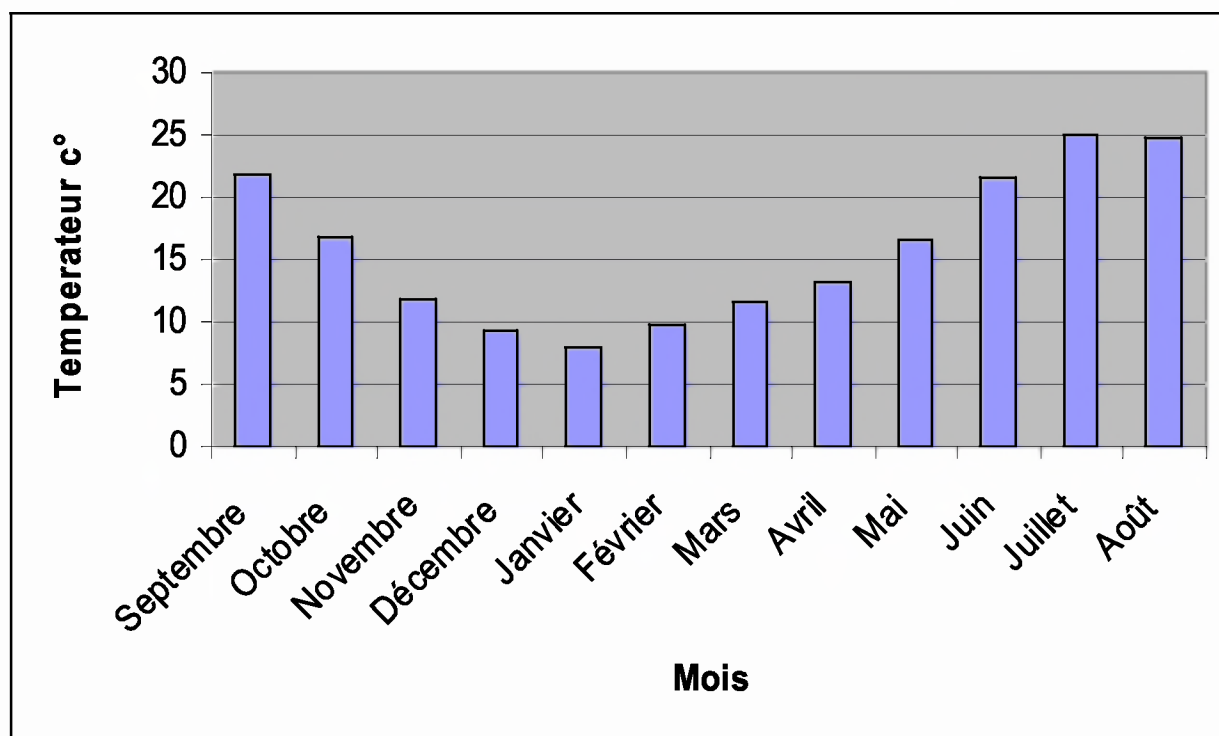


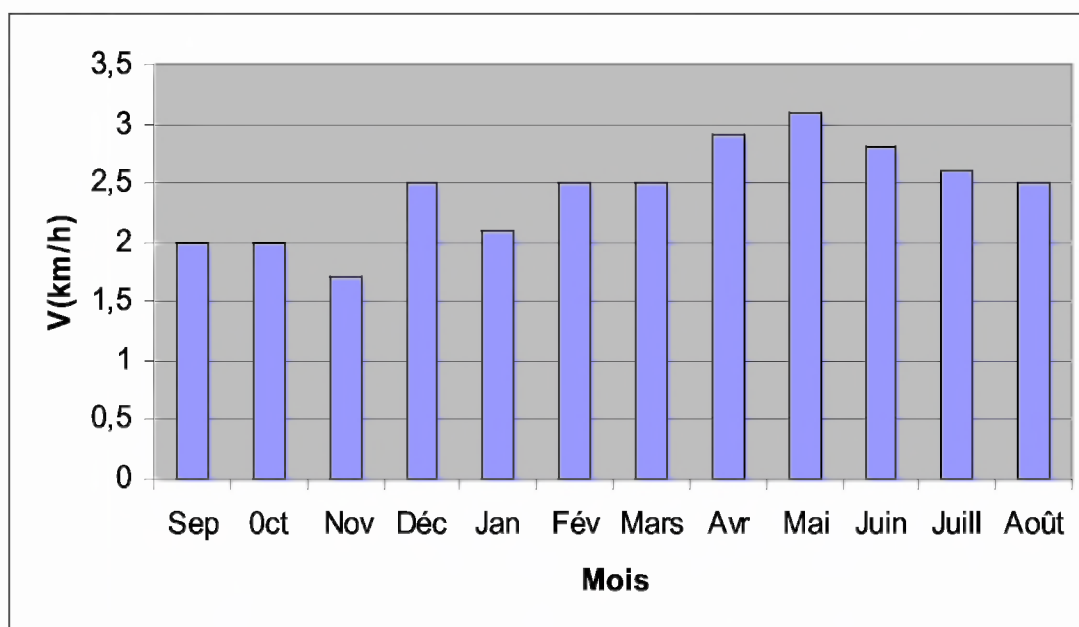
Figure I.6 : La répartition mensuelle des températures**I.2.2 Vitesse du vent**

D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de 2,43m/s. Elle présente un maximum en Mai (3.1m/s).et un minimum en Novembre (1.7m/s).

Tableau I.9 : Répartition mensuelle du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
V (m/s)	2.0	2.0	1.7	2.5	2.1	2.5	2.5	2.9	3.1	2.8	2.6	2.5	2.43

Source : O.N.M

**Figure I.7 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois****I.2.3. Evaporation**

L'évaporation n'est mesurée qu'à la station de Mascara. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau I.10 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	5.7	3.9	2.7	2.0	2.1	2.1	3.1	3.9	5.1	6.8	7.6	7.0	52

Ev(%)	10.96	7.50	5.19	3.85	4.04	4.04	5.96	7.50	9.81	13.08	14.62	13.46	100
-------	-------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-----

Source : O.N.M

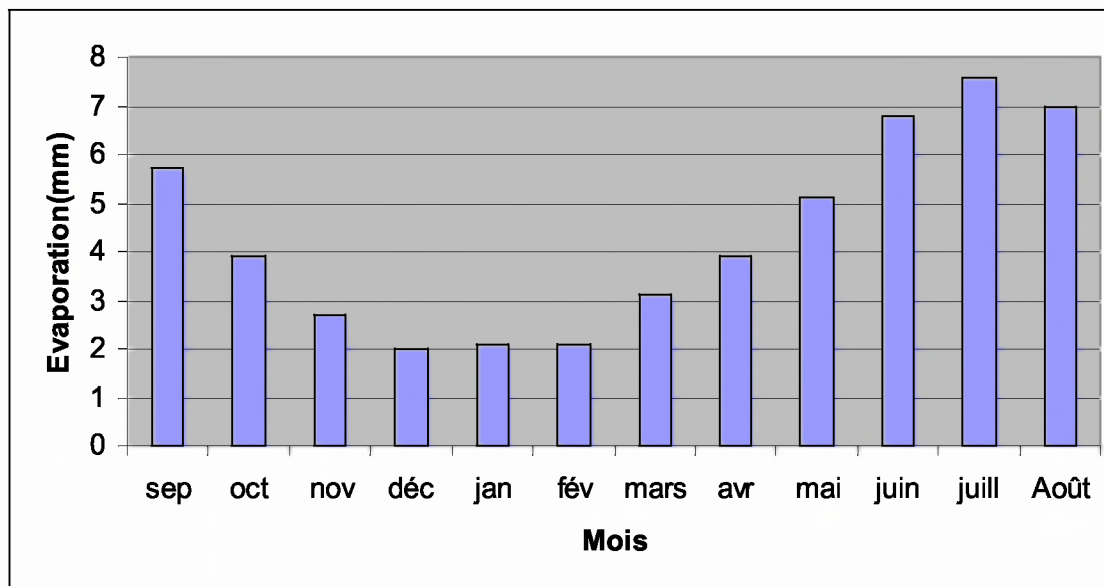


Figure I.8 : répartition mensuelle de l'évaporation

I.2.4 La pluviométrie

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant du barrage de Oued Taht est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

I.2.4.1. Stations et données disponibles:

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant. Les stations disponibles au niveau du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.11 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude (m)	Années de fonctionnement
KEF-MAHBOULA	01.30.01	475	32
FRENDIA	01.30.02	990	28
AIN-EL-HADDID	01.30.04	829	42
M'HAOUDIA	01.30.05	670	19

Source : A.N.R.H

Tableau I.12 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ain-El-Haddid	01.30.04	A.N.R.H	334.5	137.0	829	1965-2006	42

La station de Ain-El-Haddid est la plus proche du site avec une période d'observation de 1965-2006 soit 42 ans.

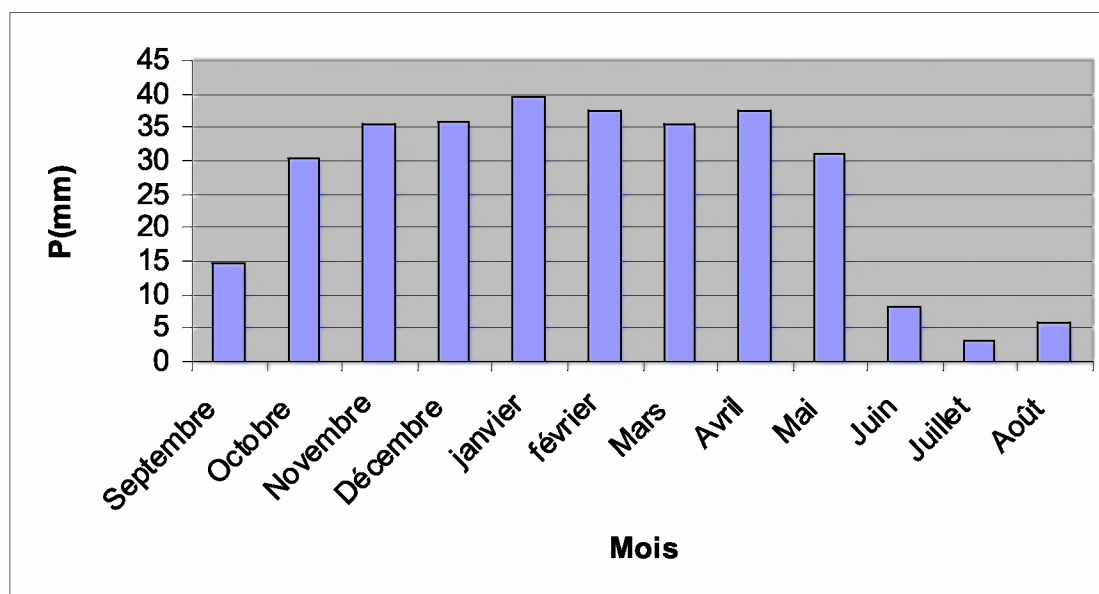
Le tableau I.13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau I.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	total
P (mm)	14.66	30.42	35.55	35.95	39.56	37.42	35.60	37.39	31.11	8.03	3.10	5.89	314.67
P %	4.66	9.67	11.30	11.42	12.57	11.89	11.31	11.88	9.89	2.55	0.99	1.87	100

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.9.

On note une pointe au mois de **janvier**.

**Figure I.9 : Répartition mensuelle des précipitations**

I.2.5. Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale.
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (I.14) :

Tableau I.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (42ans).

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=42} Xi$	1329.6mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} Xi}{n}$	31.66mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{42}} \right]$	10.58
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,33
L'exposant climatique	$b = 0.30$	

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.30$) est donné par l'ARNH d'Algér.

I.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, 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 choisies sont :

- ✓ la loi de GALTON (log-normal).
- ✓ la loi de GUMBEL

I.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(X) = e^{-e^{\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (I.21)$$

Tel que: $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

Avec :

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

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F (x) = \frac{m - 0 . 5}{n} \dots\dots\dots (I.22)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (42)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots \dots \dots (1.23)$$

Avec :

(1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l’ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Tableau I.15: résultat de l’ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	83,9	9,44	65,4 - 102
500	0,998	78,2	8,52	61,4 - 94,9
200	0,995	70,6	7,32	56,2 - 84,9
100	0,99	64,8	6,41	52,3 - 77,4
50	0,98	59,1	5,5	48,3 - 69,9
20	0,95	51,4	4,31	43,0 - 59,8
10	0,9	45,5	3,41	38,8 - 52,1
5	0,8	39,3	2,52	34,3 - 44,2

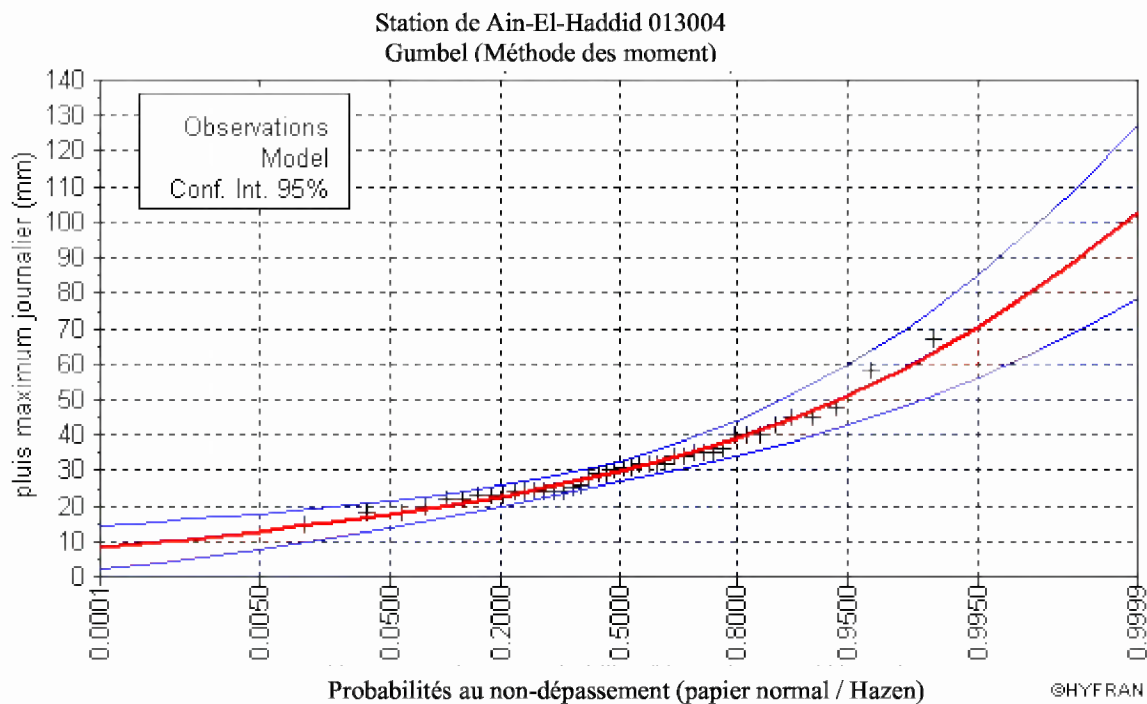


Figure I.10 : représentation graphique de la loi de Gumbel

Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15.4
Maximum	Aucun	67
Moyenne	31.7	31.7
Ecart-type	10.6	10.6
Médiane	29.9	30.5
Coefficient de variation (Cv)	0,334	0,334
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	1.29
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2,40	4.68

I.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (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, comme le montre la figure (I.11).

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (I.24)$$

$$\text{Ou : } u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (I.25)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.16).

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau I.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton .

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	79,1	9,24	61,0 - 97,2
500	0,998	74	8,16	58,0 - 90,0
200	0,995	67,4	6,8	54,0 - 80,7
100	0,99	62,3	5,83	50,9 - 73,7
50	0,98	57,2	4,9	47,6 - 66,8

20	0,95	50,4	3,75	43,0 - 57,7
10	0,9	45	2,94	39,2 - 50,7
5	0,8	39,2	2,2	34,9 - 43,5

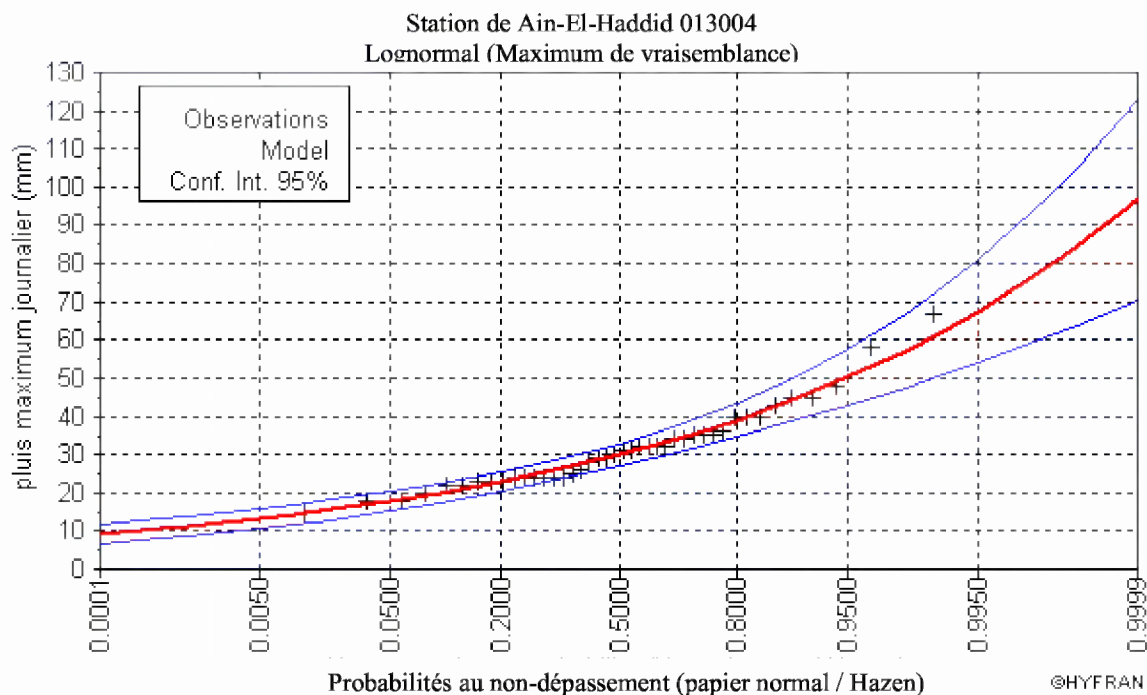


Figure I.11 : représentation graphique de la loi de log-normal (Galton)

Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	15.4
Maximum	Aucun	67.0
Moyenne	31.6	31.7
Ecart-type	10.1	10.6
Médiane	30.1	30.5
Coefficient de variation (Cv)	0.320	0.334
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.992	1.29
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.80	4.68

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la lois Gumbel, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

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

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I.26)$$

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.30)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau I.17

Tableau I.17: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Période	10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		5		2		1		0,1	
$P_{\max j, p(\%)}(\text{mm})$	45,5		51,4		59,1		64,8		83,9	
T (h)	$P_{\max j, p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j, p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j, p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j, p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j, p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)
0,1	8,789	87,892	9,929	99,289	11,416	114,163	12,517	125,173	16,207	162,068
2	21,590	10,795	24,390	12,195	28,044	14,022	30,748	15,374	39,811	19,906
4	26,581	6,645	30,027	7,507	34,526	8,631	37,856	9,464	49,014	12,253
6	30,019	5,003	33,911	5,652	38,991	6,499	42,752	7,125	55,353	9,226
8	32,725	4,091	36,968	4,621	42,506	5,313	46,606	5,826	60,343	7,543
10	34,990	3,499	39,528	3,953	45,449	4,545	49,832	4,983	64,521	6,452
12	36,957	3,080	41,750	3,479	48,004	4,000	52,634	4,386	68,148	5,679
12,15	37,095	3,053	41,906	3,449	48,183	3,966	52,830	4,348	68,402	5,630
14	38,707	2,765	43,726	3,123	50,276	3,591	55,125	3,938	71,374	5,098
16	40,289	2,518	45,513	2,845	52,331	3,271	57,378	3,586	74,291	4,643
18	41,738	2,319	47,150	2,619	54,213	3,012	59,442	3,302	76,963	4,276
20	43,078	2,154	48,664	2,433	55,954	2,798	61,351	3,068	79,434	3,972
22	44,328	2,015	50,076	2,276	57,577	2,617	63,130	2,870	81,738	3,715
24	45,500	1,896	51,400	2,142	59,100	2,463	64,800	2,700	83,900	3,496

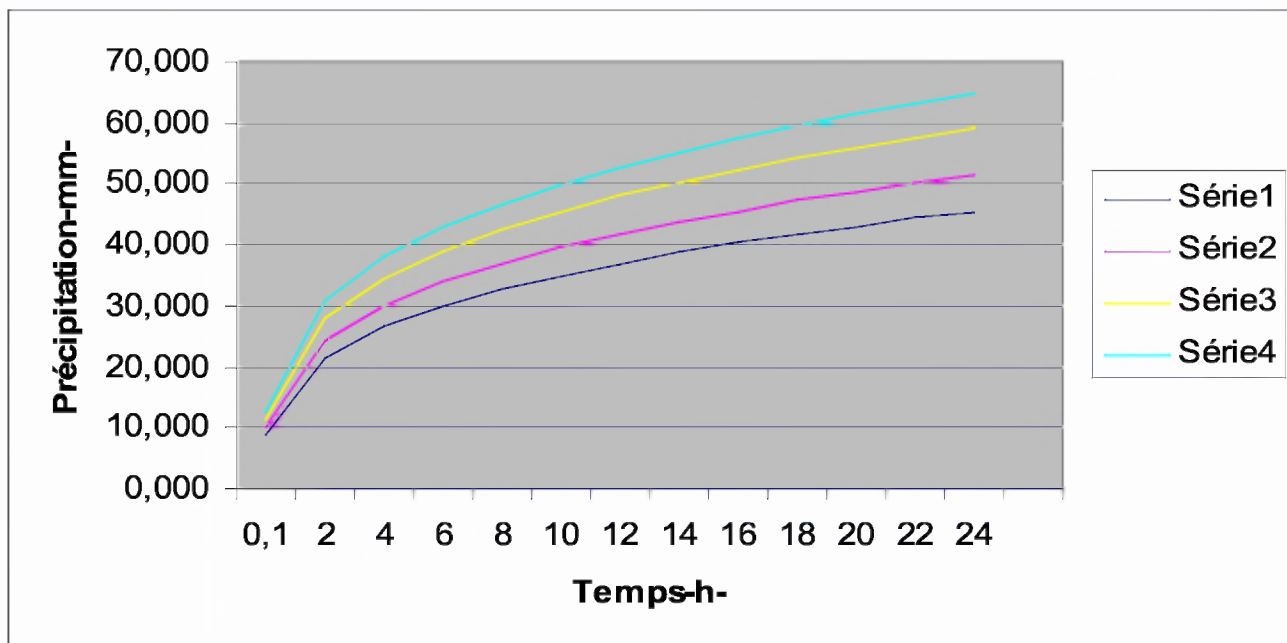


Figure I.12 : Pluies de Courte durée

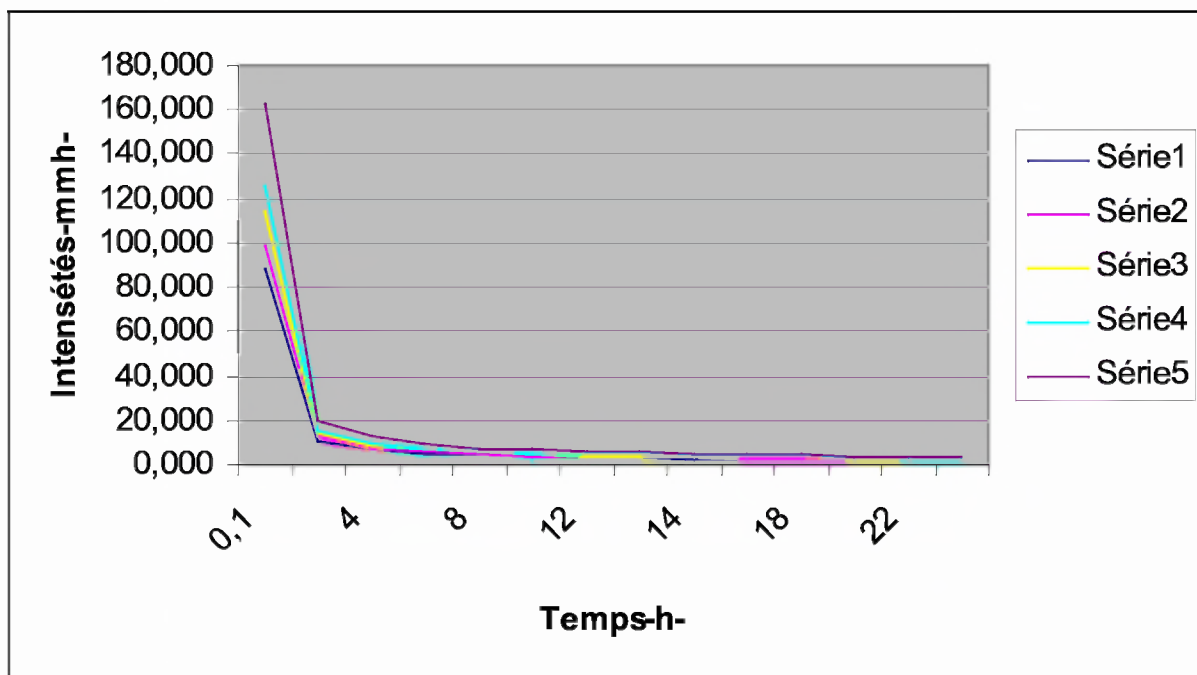


Figure I.13 : Intensité –Durée -Fréquence

I.5 Etudes des apports

I.5.1. La station Hydrométrique

La série des apports liquides est représentée dans l'annexe I.
L'apport moyen annuelle de la station est de : 13.521 Mm³

Tableau I.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0,750	1,162	0,856	1,128	2,213	1,657	2,096	1,475	1,276	0,324	0,229	0,356	13,521
Apport (%)	5,54	8,59	6,33	8,34	16,37	12,25	15,50	10,91	9,44	2,40	1,70	2,63	100

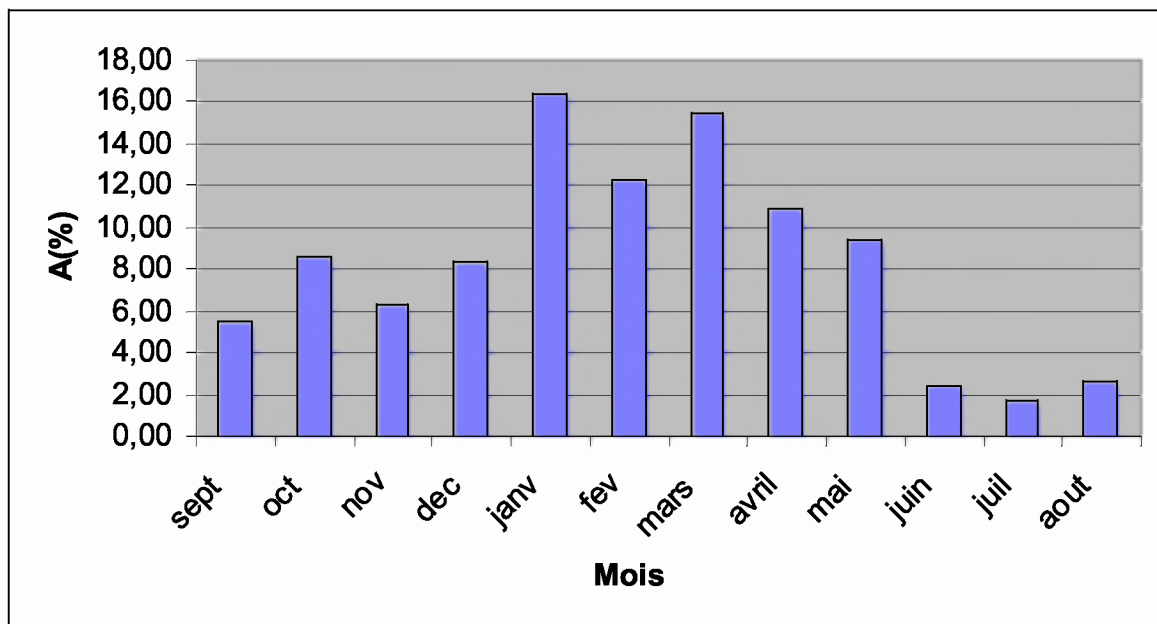


Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

I.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (I.27)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes. $T = 3,1536 \cdot 10^7$ s

Me=429 l/s

B - Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S$ (I.28)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 0.552 \text{ l/s/Km}^2$$

C - Lamme d'eau écoulée :

$L_e = A_0/S$ (I.29)

$$L_e = 17.41 \text{ mm}$$

D - Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$ (I.30)

$$C_e = 0.055$$

I.5.3. Les apports fréquentiels

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports

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

Tableau I.21 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	105	35.1	36.4-174
500	0,998	89.7	28.2	34.4-145
200	0,995	71.5	20.6	31.1-112
100	0,99	59.3	15.8	28.3-90.4
50	0,98	48.4	11.8	25.2-71.5
20	0,95	35.6	7.55	20.8-50.4
10	0,9	27.1	5.05	17.2-37
5	0,8	19.5	3.12	13.4-25.6

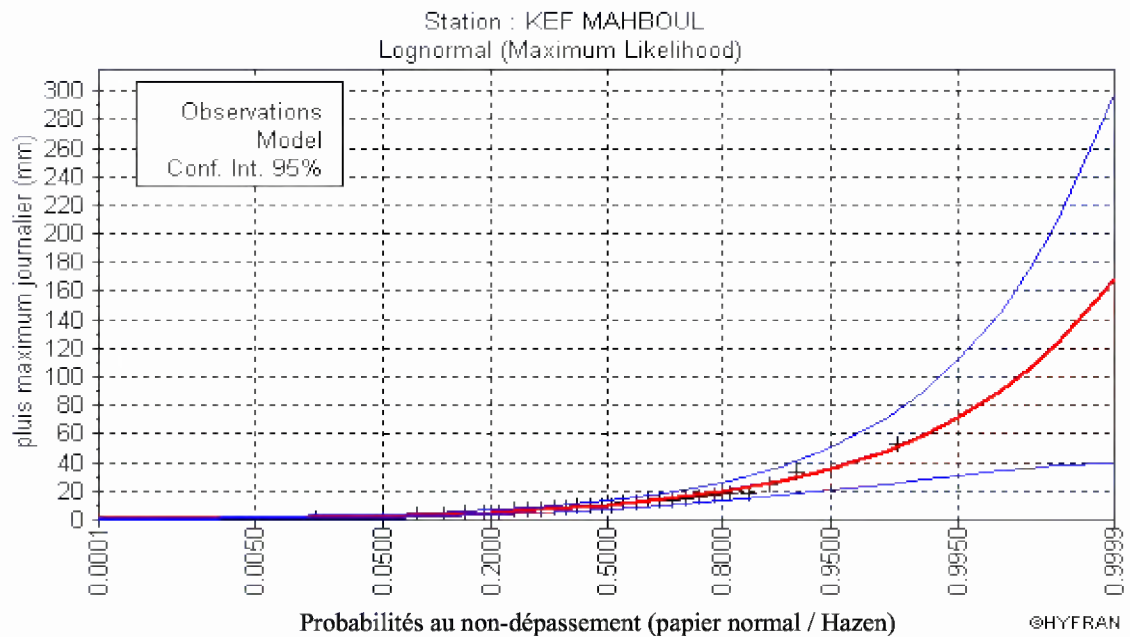


Figure I.15 : représentation graphique de la loi log-normale
Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	1.76
Maximum	Aucun	53.4
Moyenne	13.7	13.5
Ecart-type	11.9	11
Médiane	10.4	10.2
Coefficient de variation (Cv)	0.868	0.815
Coefficient d'asymétrie (Cs)	3.26	2.12
Coefficient d'aplatissement (Ck)	26.5	6.82

Donc, $A_{80\%} = 19.5 \text{ Mm}^3$

I.5.3.2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 19.5 \text{ Mm}^3$

Tableau I.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
$A_{80\%} (\%)$	5,54	8,59	6,33	8,34	16,37	12,25	15,50	10,91	9,44	2,40	1,70	2,63	100
$A_{80\%} (\text{Mm}^3)$	1.08	1.68	1.23	1.63	3.19	2.39	3.02	2.13	1.84	0.47	0.33	0.51	19.5

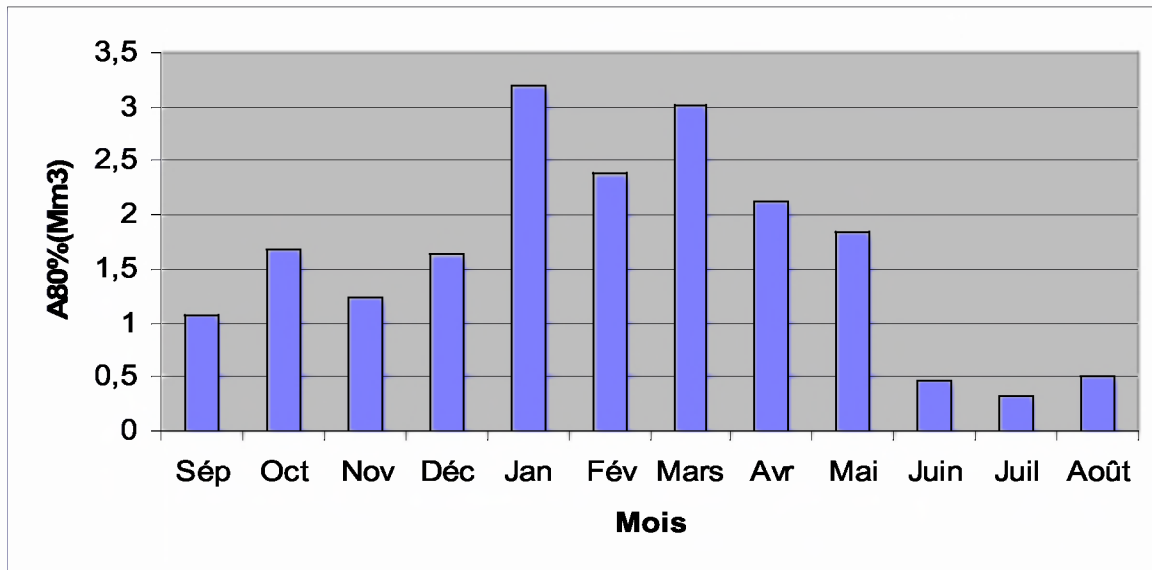


Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%

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

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

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

- ✓ en suspension
- ✓ par charriage

I.5.4.1 Apport solide en suspension

A - Formule de Tixeront :

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (I.31)$$

Ou:

T_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. (L_e = 17.41 mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, on prend, α = 70.

S: superficie du bassin versant en Km².

T_s = 107.45 (t/Km²/An).

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments γ = 1.5 T/m³. Le volume annuel est

exprimé comme suit : $V_s = \frac{T_s \cdot S}{\gamma} = 55644.77 \text{ m}^3/\text{an}$

B - Formule de Sogreah:

$$T_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots(I.32)$$

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 70$).

P: pluie moyenne annuelle (en mm).

$T_s = 165.87$ (t/Km²/An).

$$V_s = \frac{T_s \cdot S}{\gamma} = 85898.54 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau I.23 : Répartition de volume moyen annuel

Formule	volume annuel moyen (m ³ /an)
Tixeront	55644.77
Sogreah	85898.54

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans

$$V_{mort} = n \cdot V_s = 50 \cdot 55644.77 = 2.78 \text{ Mm}^3$$

$$V_m = 2.78 \text{ Mm}^3$$

1.5.4.2. Le transport solide par charriage

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

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

Donc, le transport solide par charriage = 0.97 Mm³

Le volume mort total est estimé alors $V_m = 2.78 + 0.97 = 3.75 \text{ Mm}^3$

Donc, le volume mort estimé à 50 ans est :

$$V_m = 3.75 \text{ Mm}^3$$

1.6. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquels les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont :

- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le volume.
- ✓ Le temps.
- ✓ La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I.

Le tableau I.24 : donne les débits probables calculés.

Tableau I.24: Débits fréquentiels calculés :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Q_{\max} (m ³ /s)	167	215	260	320	364	511

I.6.1. Hydrogramme de crue :

I.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracé de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue

A - Pour le temps de la montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (I.33)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

B - Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (I.34)$$

Avec :

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

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

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x = 2$ pour la montée de la crue.

$Y = 3$ pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- ✓ $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$$\checkmark t_d = \delta t_m ;$$

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue, ($\delta = 4$; voir le Tableau I.25) ;

$T_d = 4 \cdot 12.5 = 60$ heures ;

Tableau I.25 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau I.26 et la Figure (I.17)

Tableau I.26 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

temps (h)	periode de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	1,376	1,664	2,048	2,330	3,270
2	5,504	6,656	8,192	9,318	13,082
3	12,384	14,976	18,432	20,966	29,434
4	22,016	26,624	32,768	37,274	52,326
5	34,400	41,600	51,200	58,240	81,760
6	49,536	59,904	73,728	83,866	117,734
7	67,424	81,536	100,352	114,150	160,250
8	88,064	106,496	131,072	149,094	209,306
9	111,456	134,784	165,888	188,698	264,902
10	137,600	166,400	204,800	232,960	327,040
11	166,496	201,344	247,808	281,882	395,718
12	198,144	239,616	294,912	335,462	470,938
12.5	215,000	260,000	320,000	364,000	511,000
13	204,428	247,215	304,265	346,102	485,873
14	194,209	234,857	289,055	328,800	461,584
15	184,336	222,918	274,360	312,085	438,119
16	174,803	211,390	260,172	295,945	415,462
17	165,605	200,266	246,481	280,373	393,600
18	156,735	189,540	233,280	265,356	372,519
19	148,188	179,204	220,559	250,885	352,204
20	139,957	169,250	208,308	236,951	332,642
21	132,037	159,673	196,520	223,542	313,818
22	124,421	150,463	185,185	210,648	295,718
23	117,104	141,615	174,295	198,260	278,327
24	110,080	133,120	163,840	186,368	261,632
25	103,342	124,972	153,812	174,961	245,618
26	96,885	117,164	144,201	164,029	230,272

27	90,703	109,688	135,000	153,563	215,578
28	84,790	102,536	126,199	143,551	201,523
29	79,139	95,703	117,788	133,984	188,093
30	73,745	89,180	109,760	124,852	175,273
31	68,602	82,960	102,105	116,145	163,049
32	63,704	77,037	94,815	107,852	151,407
33	59,044	71,403	87,880	99,964	140,333
34	54,618	66,050	81,292	92,469	129,813
35	50,418	60,971	75,041	85,360	119,832
36	46,440	56,160	69,120	78,624	110,376
37	42,677	51,609	63,519	72,252	101,431
38	39,122	47,310	58,228	66,235	92,983
39	35,771	43,258	53,240	60,561	85,018
40	32,616	39,443	48,545	55,220	77,521
41	29,653	35,860	44,135	50,203	70,478
42	26,875	32,500	40,000	45,500	63,875
43	24,276	29,357	36,132	41,100	57,698
44	21,850	26,424	32,521	36,993	51,933
45	19,592	23,693	29,160	33,170	46,565
46	17,495	21,156	26,039	29,619	41,580
47	15,553	18,808	23,148	26,331	36,965
48	13,760	16,640	20,480	23,296	32,704
49	12,111	14,645	18,025	20,504	28,784
50	10,599	12,817	15,775	17,944	25,190
51	9,218	11,148	13,720	15,607	21,909
52	7,963	9,630	11,852	13,481	18,926
53	6,827	8,256	10,161	11,559	16,227
54	5,805	7,020	8,640	9,828	13,797
55	4,890	5,914	7,279	8,279	11,623
56	4,077	4,930	6,068	6,903	9,690
57	3,359	4,063	5,000	5,688	7,984
58	2,731	3,303	4,065	4,624	6,492
59	2,187	2,645	3,255	3,702	5,198
60	1,720	2,080	2,560	2,912	4,088
61	1,325	1,602	1,972	2,243	3,149
62	0,995	1,204	1,481	1,685	2,366
63	0,726	0,878	1,080	1,229	1,725
64	0,510	0,616	0,759	0,863	1,211
65	0,341	0,413	0,508	0,578	0,811
66	0,215	0,260	0,320	0,364	0,511
67	0,124	0,150	0,185	0,211	0,296
68	0,064	0,077	0,095	0,108	0,151
69	0,027	0,033	0,040	0,046	0,064
70	0,008	0,010	0,012	0,013	0,019
71	0,001	0,001	0,001	0,002	0,002
72	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

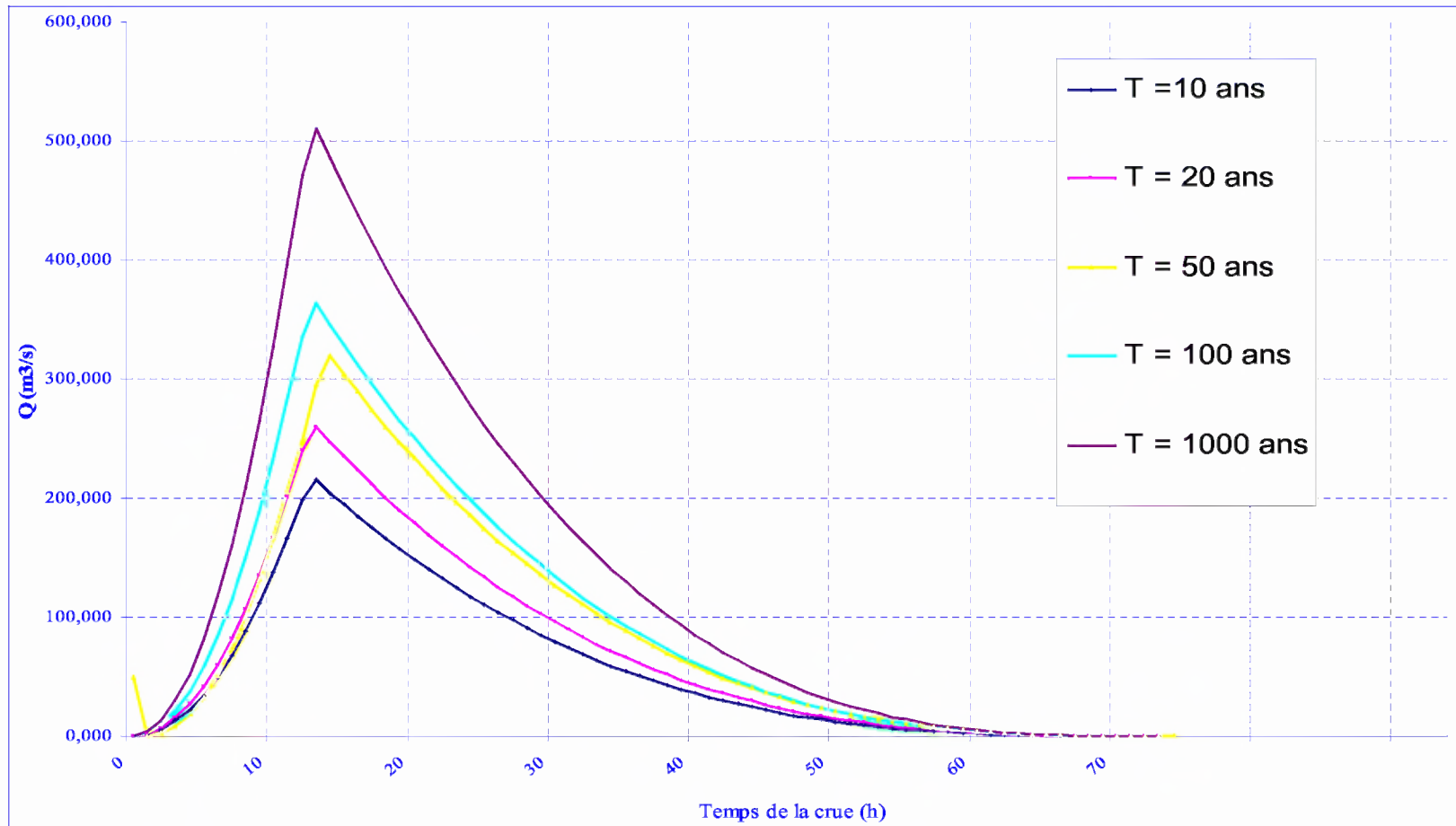


Figure I.17 :L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

I.6.2 Choix de la crue de projet

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

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

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

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

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

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

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

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

Crue de projet recommandée

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

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 511 \text{ (m}^3/\text{s)}$

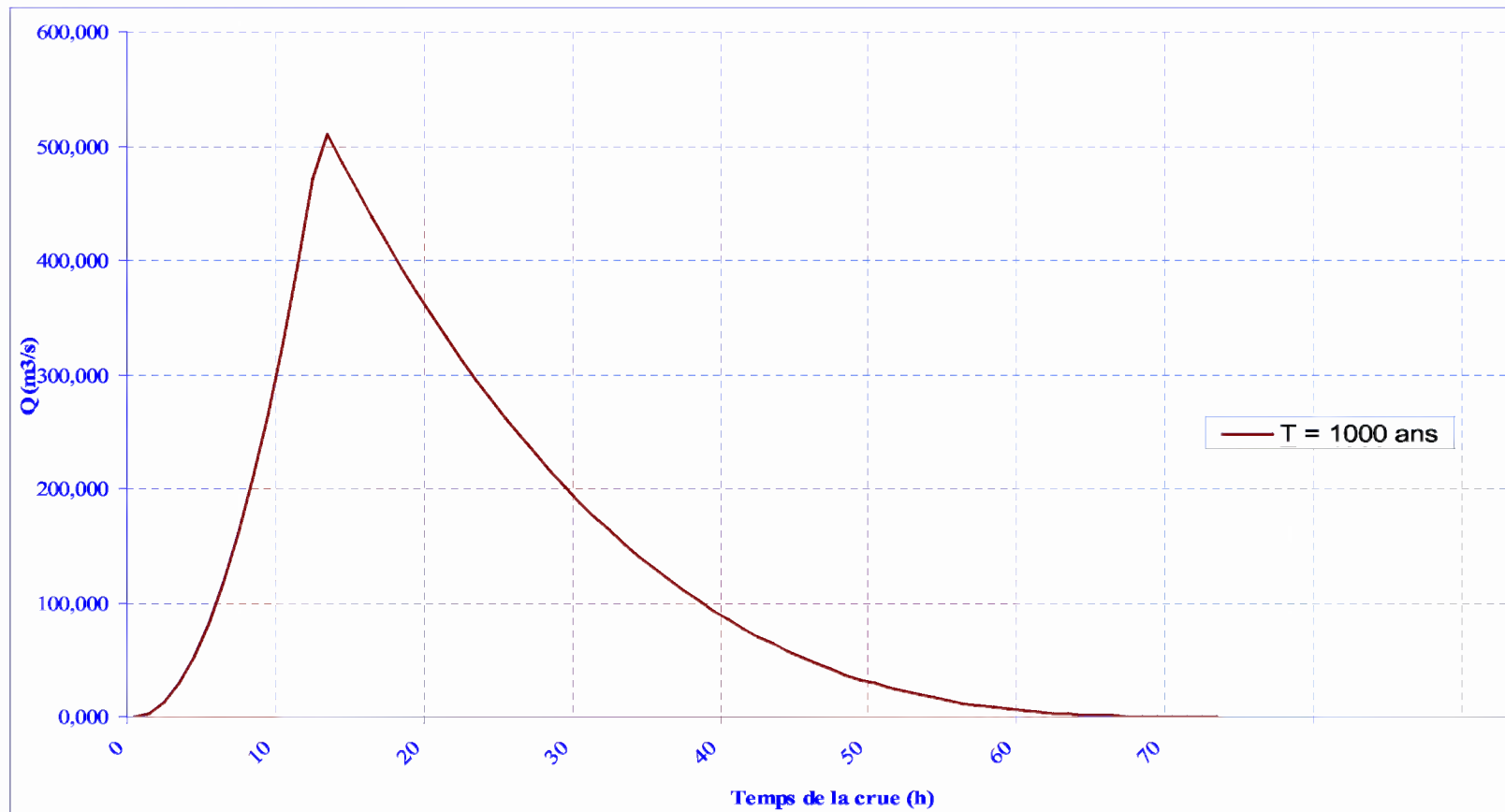


Figure I.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans

I.6.3 Choix de la crue de chantier :

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

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

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

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

Les barrages en remblai sont souvent protégés contre les crues centennales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est inclus dans la digue on peut lui attribuer une petite surélévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement

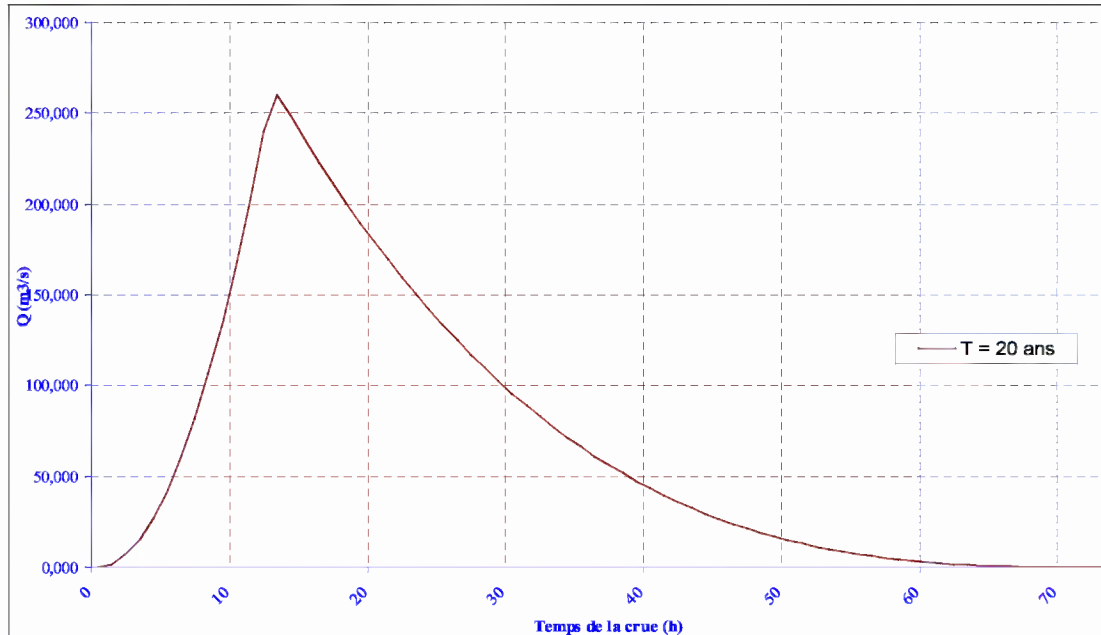


Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{2\%} = 260 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.7 Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued Taht a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

-La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

I.7.1. Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau I.27 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
$A_{80\%}$ (%)	5,54	8,59	6,33	8,34	16,37	12,25	15,50	10,91	9,44	2,40	1,70	2,63
$A_{80\%}(Mm^3)$	1.08	1.68	1.23	1.63	3.19	2.39	3.02	2.13	1.84	0.47	0.33	0.51

I.7.2. Répartition mensuelle des besoins

Le dit barrage ayant comme vocation la fourniture d'eau potable, une répartition uniforme des besoins en eau est présumée pour les douze mois de l'année c'est-à-dire pour une demande totale annuelle de $10.44Mm^3$, la demande mensuelle est de $10.44/12$, soit $0.87Mm^3$.

I.7.3. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »

La cote minimale relevée est de 360m et la maximale de 1250m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (I.35)$$

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 niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Le tableau **I.29** donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

Tableau I.29 : Courbes topographiques et volumétriques :

cote (m)	S (Km ²)	S _{moy}	ΔH (m)	V _{part} Mm ³	V _{cu} Mm ³
360	***	***	5	0,007	0,000
365	0,0021	0,01175	5	0,05875	0,007
370	0,0214				0,066
375	0,0782	0,0498	5	0,249	0,315
380	0,2052	0,1417	5	0,7085	1,023
385	0,5701	0,38765	5	1,93825	2,962
390	1,0052	0,78765	5	3,93825	6,900
395	1,6301	1,31765	5	6,58825	13,488
400	2,3132	1,97165	5	9,85825	23,346
405	3,0381	2,67565	5	13,37825	36,725

Remarque : $\Delta V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les figures (I.20 et I.22)

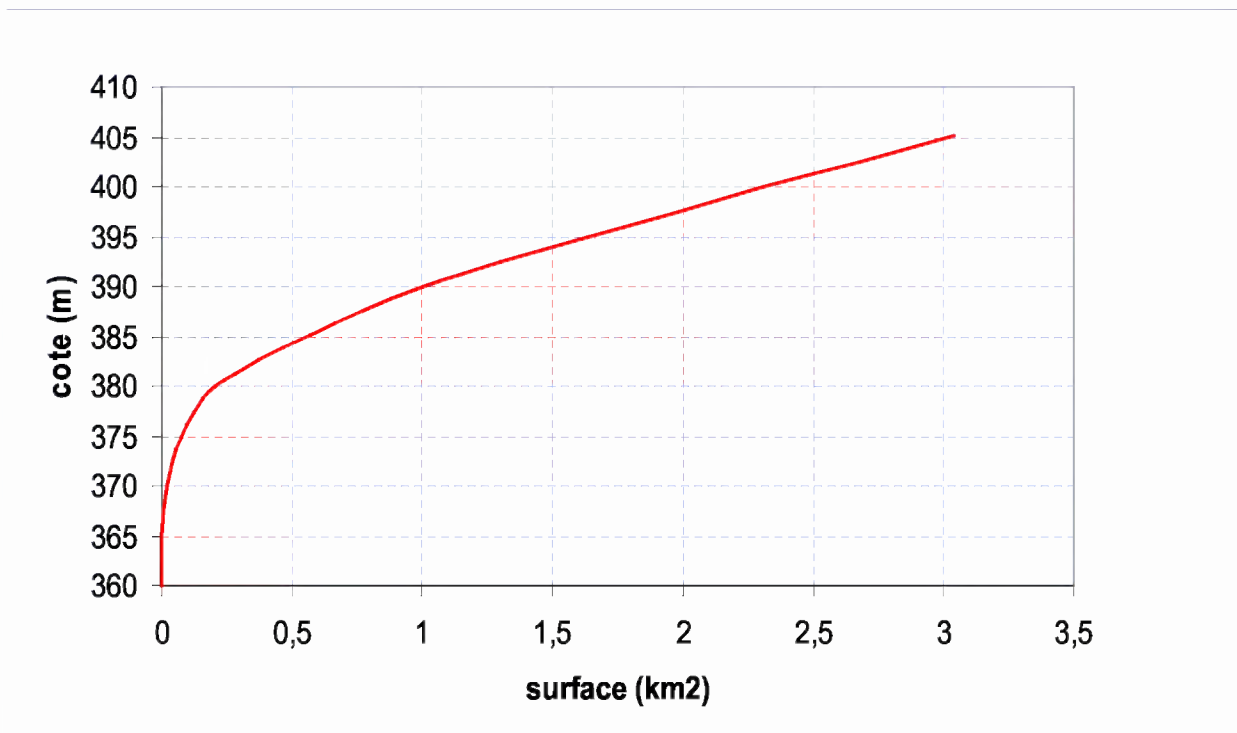


Figure I.20 : Courbes Surface - Hauteur

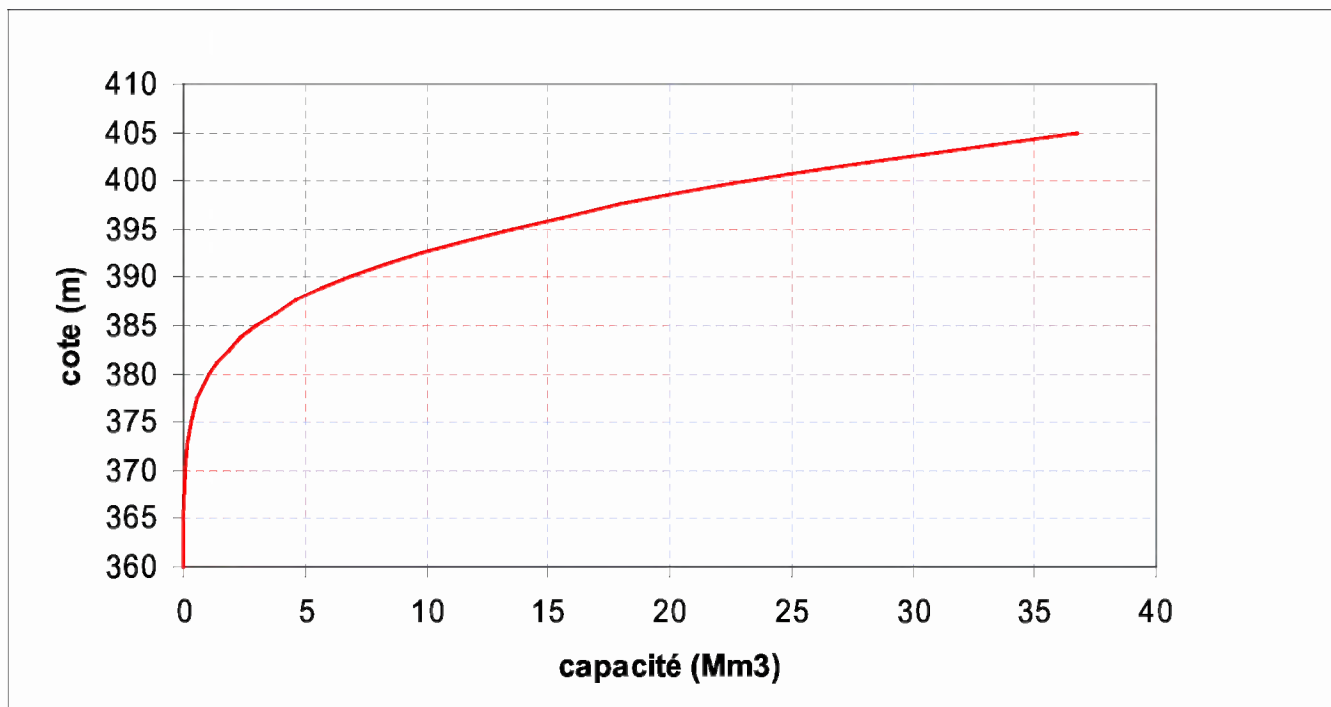


Figure I.20 : Courbes Capacité -Hauteur

I.7.4. Calcul du volume utile

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

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

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

- Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Août.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

I.7.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

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

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

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

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

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

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.30 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A-U	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
sep	1,08	0,87	0,21	3,96	3,75			3,75	
oct	1,68	0,87	0,81		3,96			3,54	3,75
nov	1,23	0,87	0,36	4,77	4,77		2,94	3,75	0,81
dec	1,63	0,87	0,76	5,05	5,13	0,08	3,39	3,75	0,36
jan	3,19	0,87	2,32	5,05	5,81	0,76	2,99	3,75	0,76
fev	2,39	0,87	1,52	5,05	7,37	2,32	1,43	3,75	2,32
mar	3,02	0,87	2,15	5,05	6,57	1,52	2,23	3,75	1,52
avr	2,13	0,87	1,26	5,05	7,20	2,15	1,60	3,75	2,15
mai	1,84	0,87	0,97	5,05	6,31	1,26	2,82	3,75	0,93
juin	0,47	0,87	-0,40	5,05	6,02	0,97	4,08	4,08	
juil	0,33	0,87	-0,54	4,65	4,65		5,05	5,05	
aou	0,51	0,87	-0,36	4,11	4,11		4,65	4,65	
				3,75	3,75		4,11	4,11	
						9,06	3,75	3,75	9,06

Du tableau (I.30) on a :

$$V_s = 10.36 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 1.30 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d$$

$$V_u = 1.3 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(I.36)$$

$$V_{NNR} = 5.05 \text{ Mm}^3$$

I.7.4.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (I.37)$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B - Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (I.38)$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.31 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (km ²)	E_s (m)	V_{ep} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Octobre	3,8600	0,6540	0,0057	0,0037	0,0386	0,0423
Novembre	4,3650	0,7290	0,0039	0,0028	0,0437	0,0465
Décembre	4,9100	0,8000	0,0027	0,0022	0,0491	0,0513
Janvier	5,0500	0,8240	0,0020	0,0016	0,0505	0,0521
Février	5,0500	0,8240	0,0021	0,0017	0,0505	0,0522
Mars	5,0500	0,8240	0,0021	0,0017	0,0505	0,0522
Avril	5,0500	0,8240	0,0031	0,0026	0,0505	0,0531
Mai	5,0500	0,8240	0,0039	0,0032	0,0505	0,0537
Juin	5,0500	0,8240	0,0051	0,0042	0,0505	0,0547
Juillet.	4,8500	0,7940	0,0068	0,0054	0,0485	0,0539
Août	4,3800	0,7310	0,0076	0,0056	0,0438	0,0494
Septembre	3,9300	0,6450	0,0070	0,0045	0,0393	0,0438

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.32) :ci-dessous

Tableau I.32: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Hm³).

Mois	A _(80%)	U _(80%)	Pert Mm3	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sept	1,08	0,87	0,042	0,17	3,92	3,75			3,75	
oct	1,68	0,87	0,046	0,76		3,92		3,58	3,75	0,17
nov	1,23	0,87	0,051	0,31	4,68	4,68		2,99	3,75	0,76
dec	1,63	0,87	0,052	0,71	4,99	4,99		3,44	3,75	0,31
jan	3,19	0,87	0,052	2,27	5,20	5,70	0,5	3,04	3,75	0,72
fev	2,39	0,87	0,052	1,47	5,20	7,47	2,27	1,48	3,75	2,27
mar	3,02	0,87	0,053	2,10	5,20	6,67	1,47	2,28	3,75	1,47
avr	2,13	0,87	0,054	1,21	5,20	7,30	2,1	1,65	3,75	2,10
mai	1,84	0,87	0,055	0,92	5,20	6,41	1,21	3,08	3,75	0,67
juin	0,47	0,87	0,054	-0,45	5,20	6,12	0,92	4,28	4,28	
juil	0,33	0,87	0,049	-0,59	4,75	4,75		5,20	5,20	
aoû	0,51	0,87	0,044	-0,40	4,16	4,16		4,74	4,74	
					3,75	3,75		4,15	4,15	
							8,47	3,75	3,75	8,47

Du tableau (I.32) : on a

$$V_s = 9.9 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 1.45 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u' = V_d$$

$$V_u' = 1.45 \text{ Mm}$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V_u' + V_m$

$$V_{NNR} = 5.2 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u' = (1.45 - 1.3) / 1.45 = 10.34\% > 2\% \quad \text{Alors on refait les calculs}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.33 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (km ²)	Es (m)	Vep (Mm ³)	Vinf (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Octobre	3,8400	0,6510	0,0057	0,0037	0,0384	0,0476
Novembre	4,3000	0,7190	0,0039	0,0028	0,0430	0,0558
Décembre	4,8400	0,7930	0,0027	0,0021	0,0484	0,0505
Janvier	5,1000	0,8190	0,0020	0,0016	0,0510	0,0526
Février	5,2000	0,8300	0,0021	0,0017	0,0520	0,0537
Mars	5,2000	0,8300	0,0021	0,0017	0,0520	0,0537
Avril	5,2000	0,8300	0,0031	0,0026	0,0520	0,0546
Mai	5,2000	0,8300	0,0039	0,0032	0,0520	0,0552
Juin	5,2000	0,8300	0,0051	0,0042	0,0520	0,0562
Juillet.	4,9800	0,8070	0,0068	0,0055	0,0498	0,0657
Août	4,4600	0,7430	0,0076	0,0056	0,0446	0,0502
Septembre	3,9600	0,6680	0,0070	0,0047	0,0396	0,0518

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec pertes sont donnés dans le tableau (I.34)

Tableau I.34 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm³).

Mois	A(80%)	U20%	Pert Mm3	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sept	1,08	0,87	0,048	0,16	3,91	3,75			3,75	
oct	1,68	0,87	0,056	0,75		3,91		3,59	3,75	0,16
nov	1,23	0,87	0,051	0,31	4,66	4,66		3,00	3,75	0,75
dec	1,63	0,87	0,053	0,71	4,97	4,97		3,44	3,75	0,31
jan	3,19	0,87	0,054	2,27	5,22	5,68	0,46	3,04	3,75	0,71
fev	2,39	0,87	0,054	1,47	5,22	7,49	2,27	1,48	3,75	2,27
mar	3,02	0,87	0,055	2,10	5,22	6,69	1,47	2,28	3,75	1,47
avr	2,13	0,87	0,055	1,20	5,22	7,32	2,10	1,65	3,75	2,10
mai	1,84	0,87	0,056	0,91	5,22	6,42	1,20	3,10	3,75	0,65
juin	0,47	0,87	0,066	-0,47	5,22	6,13	0,91	4,30	4,30	
juil	0,33	0,87	0,050	-0,59	4,75	4,75		5,22	5,22	
aou	0,51	0,87	0,052	-0,41	4,16	4,16		4,75	4,75	
					3,75	3,75		4,16	4,16	
							8,43	3,75	3,75	8,43

Du tableau (I.34) : on a :

$$V_s = 9.88 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 1.47 \text{ Mm}^3$$

Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d$$

$$V_u' = 1.47 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u'' - V_u) / V_u' = (1.47 - 1.45) / 1.47 = 1.36 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **1.47 Mm³**

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u'' + V_m$

$$V_{NNR} = 5.22 \text{ Mm}^3$$

I.7.4.3. Régularisation interannuelle par la méthode Kristly-Menkel

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

$$\text{On a : } V_{u_{int}} = V_s + V_{int} \dots \dots \dots \text{(I.39)}$$

Le volume interannuel dont la relation :

$$V_{u_{int}} = \beta_{plur} \cdot W_0 \dots \dots \dots \text{(I.40)}$$

$$\beta_{Plur} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \dots \dots \dots \text{(I.41)}$$

Avec:

α : Coefficient de régularisation

$K_{p\%}$: Coefficient de l'hydraulicité

$$K_{p\%} = F_{p\%} \cdot C_v^{(n)} + 1 \dots \dots \dots \text{(I.42)}$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et C_s

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

Tableau I.35 : Régularisation interannuelle par la méthode Kristly-Menkel

n	n ^{0.5}	Cv(n)	Cs(n)	F(n)p%	Kp%	Zp%		
						α=0.8	α=0.85	α=0.9
1	1.000	0.815	1.630	-0.810	0.340	0.460	0.510	0.560
2	1.414	0.576	1.153	-0.850	0.510	0.580	0.680	-1.020
3	1.732	0.471	0.941	-0.850	0.600	0.600	0.750	-1.800
4	2.000	0.408	0.815	-0.850	0.654	0.586	0.786	-2.615
5	2.236	0.364	0.729	-0.850	0.690	0.549	0.799	-3.451
6	2.449	0.333	0.665	-0.850	0.717	0.497	0.797	-4.303
7	2.646	0.308	0.616	-0.850	0.738	0.433	0.783	-5.167
8	2.828	0.288	0.576	-0.850	0.755	0.359	0.759	-6.041
9	3.000	0.272	0.543	-0.850	0.769	0.278	0.728	-6.922
10	3.162	0.258	0.515	-0.850	0.781	0.191	0.691	-7.809
11	3.317	0.246	0.491	-0.850	0.791	0.098	0.648	-8.702
12	3.464	0.235	0.471	-0.850	0.800	0.000	0.600	-9.600
13	3.606	0.226	0.452	-0.850	0.808	-0.102	0.548	-10.502
14	3.742	0.218	0.436	-0.850	0.815	-0.208	0.492	-11.408
15	3.873	0.210	0.421	-0.850	0.821	-0.317	0.433	-12.317
16	4.000	0.204	0.408	-0.850	0.827	-0.429	0.371	-13.229
17	4.123	0.198	0.395	-0.850	0.832	-0.544	0.306	-14.144
18	4.243	0.192	0.384	-0.850	0.837	-0.661	0.239	-15.061
19	4.359	0.187	0.374	-0.850	0.841	-0.780	0.170	-15.980
20	4.472	0.182	0.364	-0.850	0.845	-0.902	0.098	-16.902
21	4.583	0.178	0.356	-0.850	0.849	-1.025	0.025	-17.825
22	4.690	0.174	0.348	-0.850	0.852	-1.151	-0.051	-18.751
23	4.796	0.170	0.340	-0.850	0.856	-1.278	-0.128	-19.678
24	4.899	0.166	0.333	-0.850	0.859	-1.406	-0.206	-20.606
25	5.000	0.163	0.326	-0.850	0.861	-1.536	-0.286	-21.536
26	5.099	0.160	0.320	-0.850	0.864	-1.668	-0.368	-22.468
27	5.196	0.157	0.314	-0.850	0.867	-1.800	-0.450	-23.400
28	5.292	0.154	0.308	-0.850	0.869	-1.934	-0.534	-24.334
29	5.385	0.151	0.303	-0.850	0.871	-2.069	-0.619	-25.269
30	5.477	0.149	0.298	-0.850	0.874	-2.206	-0.706	-26.206

D'après le tableau (I.35) on trouve : $\beta_{plur}=0.799$

$$V_{plur} = \beta_{plur} W_0 = 0.799 \cdot 13.512$$

$$V_{plur} = 10.8 \text{ Mm}^3.$$

Donc, $V_{u_{int}} = V_s + V_{int} = 1.47 + 10.8$

$$V_{u_{int}} = 12.27 \text{ Mm}^3.$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_U$

$$V_{NNR} = 16.02 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$\text{Niveau NNR} = 396.5 \text{ m.NGA}$$

I.8. Laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad \dots\dots\dots(I.43)$$

Avec:

Q :le débit entrant de la crue.

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S : la surface du plant d'eau de la cuvette.

Le débit cumulée a l'instant ' t ' est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \quad \dots\dots\dots(I.44)$$

Avec:

dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

I.8.1. La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- ✓ les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad \dots\dots\dots(I.45)$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0.49$.

b : largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad \dots\dots\dots(I.46)$$

H_0 :charge globale.

V_0 :vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule: $V_0 = \frac{Q}{S}$

Avec: $S = b.H$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau I.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ^{3/s})	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	Wd (m ³)
g	9.81	10	0.5	7.674	5	1.5347	850000
a	1	15	1	32.556	15	2.1704	1700000
2.g	19.62	20	1.5	79.747	30	2.6582	2650000
2. g ^{0.5}	4.429446918	25	2	153.473	50	3.0695	3760000
Q1%	511	30	2.5	257.381	75	3.4317	4810000
W1%	36046800	35	3	394.726	105	3.7593	5930000
m=	0.49	40	3.5	568.470	140	4.0605	7190000
		45	4	781.354	180	4.3409	8470000
		50	4.5	1035.939	225	4.6042	9870000
		55	5	1334.637	275	4.8532	11170000
		60	5.5	1679.735	330	5.0901	12430000
		65	6	2073.413	390	5.3164	13970000
		70	6.5	2517.756	455	5.5335	15450000
		75	7	3014.768	525	5.7424	16940000
		80	7.5	3566.379	600	5.9440	18650000
		85	8	4174.452	680	6.1389	19930000

On fait le calcul en variant la largeur (**b**) de (10 à 85m) selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau I.37 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	débit m ³ /s														
			b=10	b=15	b=20	b=25	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	b=70	b=75	b=80
0.5	1.53	0.62	10.6	15.9	21.2	26.5	31.8	37.1	42.4	47.7	53.0	58.3	63.6	68.9	74.2	79.5	84.8
1	2.17	1.24	30.0	45.0	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9	134.9	149.9	164.9	179.8	194.8	209.8	224.8	239.8
1.5	2.66	1.86	55.1	82.6	110.1	137.7	165.2	192.7	220.3	247.8	275.3	302.9	330.4	357.9	385.4	413.0	440.5
2	3.07	2.48	84.8	127.2	169.6	211.9	254.3	296.7	339.1	381.5	423.9	466.3	508.7	551.1	593.4	635.8	678.2
2.5	3.43	3.10	118.5	177.7	237.0	296.2	355.4	414.7	473.9	533.2	592.4	651.6	710.9	770.1	829.4	888.6	947.8
3	3.76	3.72	155.7	233.6	311.5	389.4	467.2	545.1	623.0	700.9	778.7	856.6	934.5	1012.3	1090.2	1168.1	1246.0
3.5	4.06	4.34	196.3	294.4	392.5	490.7	588.8	686.9	785.0	883.2	981.3	1079.4	1177.6	1275.7	1373.8	1472.0	1570.1
4	4.34	4.96	239.8	359.7	479.6	599.5	719.4	839.2	959.1	1079.0	1198.9	1318.8	1438.7	1558.6	1678.5	1798.4	1918.3
4.5	4.60	5.58	286.1	429.2	572.2	715.3	858.4	1001.4	1144.5	1287.5	1430.6	1573.7	1716.7	1859.8	2002.9	2145.9	2289.0
5	4.85	6.20	335.1	502.7	670.2	837.8	1005.3	1172.9	1340.4	1508.0	1675.6	1843.1	2010.7	2178.2	2345.8	2513.3	2680.9
5.5	5.09	6.82	386.6	579.9	773.2	966.5	1159.8	1353.1	1546.5	1739.8	1933.1	2126.4	2319.7	2513.0	2706.3	2899.6	3092.9
6	5.32	7.44	440.5	660.8	881.0	1101.3	1321.5	1541.8	1762.1	1982.3	2202.6	2422.8	2643.1	2863.3	3083.6	3303.9	3524.1
6.5	5.53	8.06	496.7	745.1	993.4	1241.8	1490.1	1738.5	1986.8	2235.2	2483.5	2731.9	2980.3	3228.6	3477.0	3725.3	3973.7
7	5.74	8.68	555.1	832.7	1110.2	1387.8	1665.3	1942.9	2220.4	2498.0	2775.6	3053.1	3330.7	3608.2	3885.8	4163.3	4440.9
7.5	5.94	9.30	615.6	923.5	1231.3	1539.1	1846.9	2154.7	2462.5	2770.4	3078.2	3386.0	3693.8	4001.6	4309.5	4617.3	4925.1
8	6.14	9.92	678.2	1017.3	1356.4	1695.5	2034.6	2373.8	2712.9	3052.0	3391.1	3730.2	4069.3	4408.4	4747.5	5086.6	5425.7

Tableau I.38 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

h	Vch	q	debit m3/s														
			b=10	b=15	b=20	b=25	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	b=70	b=75	b=80
0.5	850000	499.0	10.6	15.9	21.2	26.5	31.8	37.1	42.4	47.7	53.0	58.3	63.6	68.9	74.2	79.5	84.8
1	1700000	486.9	30.0	45.0	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9	134.9	149.9	164.9	179.8	194.8	209.8	224.8	239.8
1.5	2650000	473.4	55.1	82.6	110.1	137.7	165.2	192.7	220.3	247.8	275.3	302.9	330.4	357.9	385.4	413.0	440.5
2	3760000	457.7	84.8	127.2	169.6	211.9	254.3	296.7	339.1	381.5	423.9	466.3	508.7	551.1	593.4	635.8	678.2
2.5	4810000	442.8	118.5	177.7	237.0	296.2	355.4	414.7	473.9	533.2	592.4	651.6	710.9	770.1	829.4	888.6	947.8
3	5930000	426.9	155.7	233.6	311.5	389.4	467.2	545.1	623.0	700.9	778.7	856.6	934.5	1012.3	1090.2	1168.1	1246.0
3.5	7190000	409.1	196.3	294.4	392.5	490.7	588.8	686.9	785.0	883.2	981.3	1079.4	1177.6	1275.7	1373.8	1472.0	1570.1
4	8470000	390.9	239.8	359.7	479.6	599.5	719.4	839.2	959.1	1079.0	1198.9	1318.8	1438.7	1558.6	1678.5	1798.4	1918.3
4.5	9870000	371.1	286.1	429.2	572.2	715.3	858.4	1001.4	1144.5	1287.5	1430.6	1573.7	1716.7	1859.8	2002.9	2145.9	2289.0
5	11170000	352.7	335.1	502.7	670.2	837.8	1005.3	1172.9	1340.4	1508.0	1675.6	1843.1	2010.7	2178.2	2345.8	2513.3	2680.9
5.5	12430000	334.8	386.6	579.9	773.2	966.5	1159.8	1353.1	1546.5	1739.8	1933.1	2126.4	2319.7	2513.0	2706.3	2899.6	3092.9
6	13970000	313.0	440.5	660.8	881.0	1101.3	1321.5	1541.8	1762.1	1982.3	2202.6	2422.8	2643.1	2863.3	3083.6	3303.9	3524.1
6.5	15450000	292.0	496.7	745.1	993.4	1241.8	1490.1	1738.5	1986.8	2235.2	2483.5	2731.9	2980.3	3228.6	3477.0	3725.3	3973.7
7	16940000	270.9	555.1	832.7	1110.2	1387.8	1665.3	1942.9	2220.4	2498.0	2775.6	3053.1	3330.7	3608.2	3885.8	4163.3	4440.9
7.5	18650000	246.6	615.6	923.5	1231.3	1539.1	1846.9	2154.7	2462.5	2770.4	3078.2	3386.0	3693.8	4001.6	4309.5	4617.3	4925.1
8	19930000	228.5	678.2	1017.3	1356.4	1695.5	2034.6	2373.8	2712.9	3052.0	3391.1	3730.2	4069.3	4408.4	4747.5	5086.6	5425.7

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(I.47)$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(I.48)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le **tableau I.37**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure I.21** la courbe

$H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau I.38**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Figure I.22**).

Pour choisir la largeur de déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

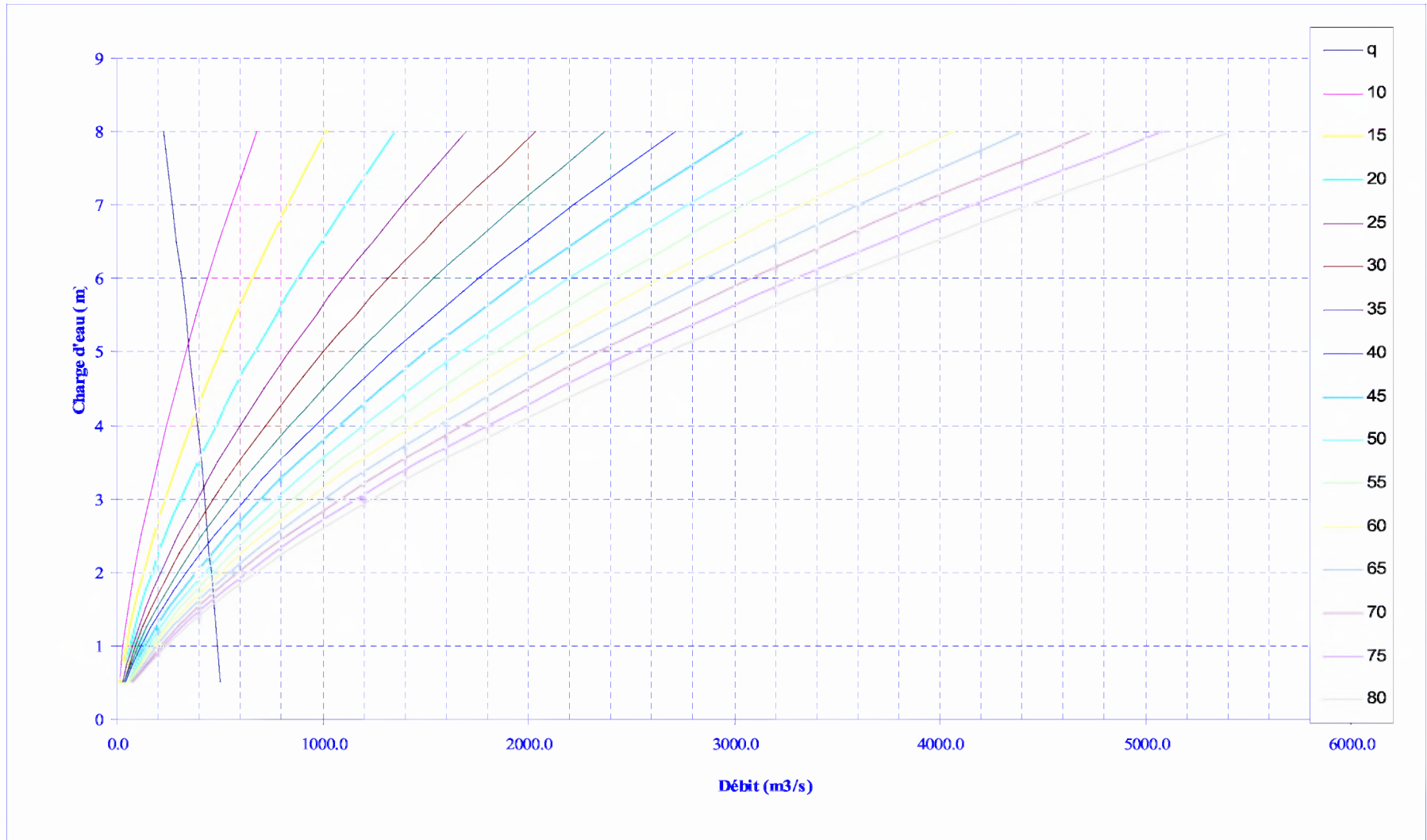


Figure I.20 : Courbes de $H = f(Q, q)$

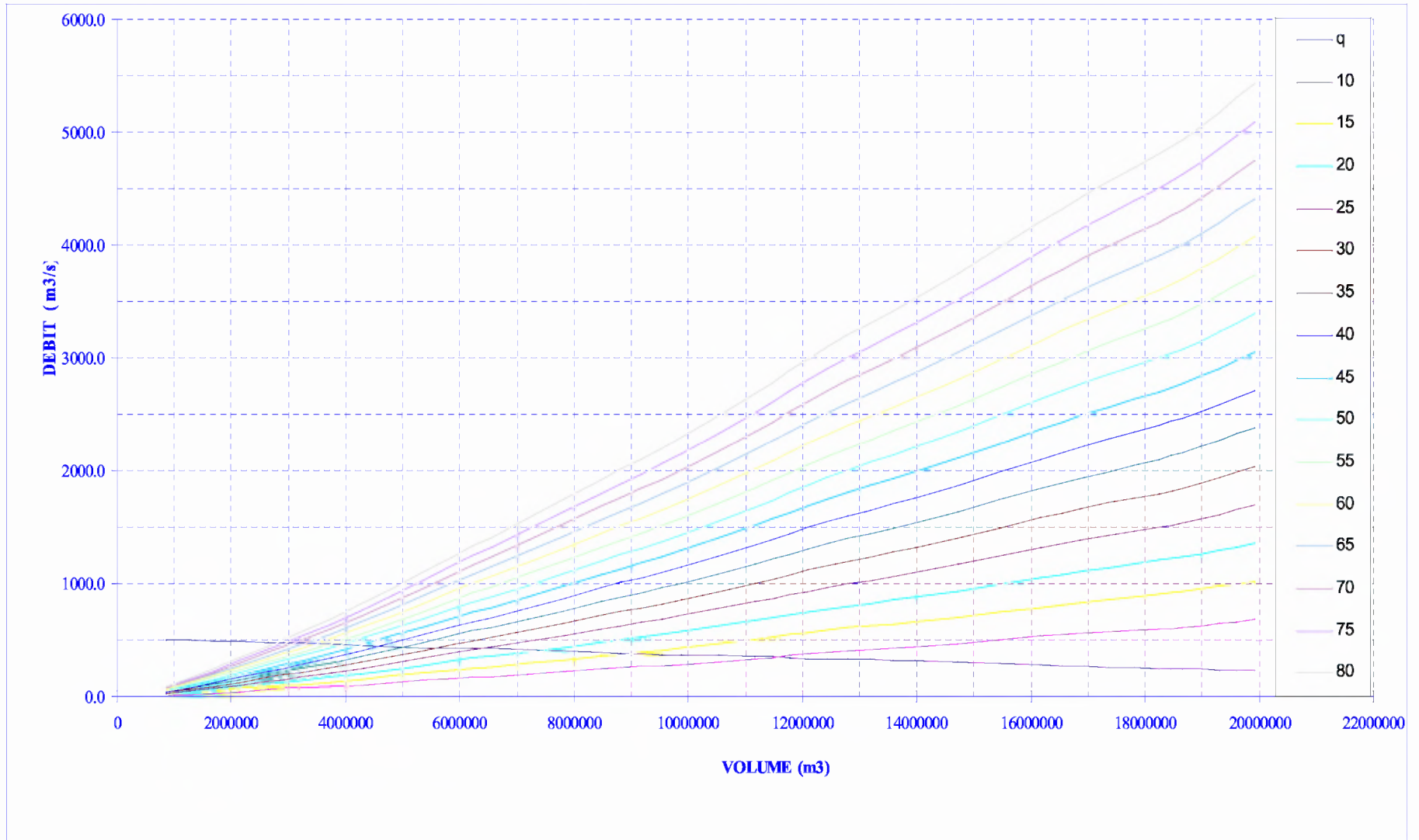


Figure I.21 : courbes $V=f(Q,q)$

I.9 Etude d'optimisation

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

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

I.9.1 La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(I.49)$$

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

A - Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.50)$$

F : le Fetch F = 1.2 Km

B - Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.51)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 8.75 Km/h.

C - Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(I.52)$$

Tableau I.39 : La revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.14	3.78	1.87
Molitor	0.57	2.64	0.93
Mallet-paquant	0.86	3.22	1.39

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(I.53)$$

H : hauteur des vagues (m).

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

I.9.2 Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \checkmark T &= 0.015 H_b \\ \checkmark T &= 0.001 H_b^{3/2} \quad \text{Avec:} \end{aligned}$$

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.5 m.

I.9.3 La largeur en crête :

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

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

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

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Formule T.KNAPPEN} & \quad b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots \text{(I.54)} \\ \checkmark \text{ Formule E.F.PREECE} & \quad b = 1.1 H^{0.5} + 1 \dots\dots\dots \text{(I.55)} \\ \checkmark \text{ Formule SIMPLIFIEE} & \quad b = 3.6 H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots \text{(I.56)} \end{aligned}$$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tableau I.40: Variation de la cote de la crête en fonction de la charge déversant.

NNR	b (m)	H (m)	N _{PHE} (m)	q (m ³ /s)	V _{forcé} (m ³)	R (m)	Cote de la crête (m)	H _b (m)
396.5	10	8.00	404.50	228.50	19930000	2	406.50	46.50
396.5	15	7.50	404.00	246.60	18650000	2	406.00	46.00
396.5	20	7.00	403.50	270.90	16940000	2	405.50	45.50
396.5	25	6.50	403.00	292.00	15450000	2	405.00	45.00
396.5	30	6.00	402.50	313.00	13970000	2	404.50	44.50
396.5	35	5.50	402.00	334.80	12430000	2	404.00	44.00
396.5	40	5.00	401.50	352.70	11170000	2	403.50	43.50
396.5	45	4.50	401.00	371.10	9870000	2	403.00	43.00
396.5	50	4.00	400.50	390.90	8470000	2	402.50	42.50
396.5	55	3.50	400.00	409.10	7190000	2	402.00	42.00
396.5	60	3.00	399.50	426.90	5930000	2	401.50	41.50
396.5	65	2.50	399.00	442.80	4810000	2	401.00	41.00
396.5	70	2.00	398.50	457.70	3760000	2	400.50	40.50
396.5	75	1.50	398.00	473.40	2650000	2	400.00	40.00
396.5	80	1.00	397.50	486.90	1700000	2	399.50	39.50
396.5	85	0.50	397.00	499.00	850000	2	399.00	39.00

I.9.4 Calcul des coûts

Le calcul des coûts de matériaux effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau I.43

Tableau I.43 : Calcul d'optimisation

b (m)	Coûts évacuateur (10 ⁶ DA)	Coûts Digue (10 ⁶ DA)	Coût DIQUE + EVACUATEUR (10 ⁶ DA)
10	35.568	189.36	224.928
15	41.04	184.07	225.11
20	46.512	178.71	225.222
25	51.984	173.3	225.284
30	57.456	167.64	225.096
35	62.928	163.16	226.088
40	68.4	158.67	227.07
45	73.872	150.99	224.862
50	79.344	149.91	229.254
55	84.816	145.51	230.326
60	90.288	141.39	231.678
65	95.76	137.22	232.98
70	101.232	133.17	234.402
75	106.704	128.81	235.514
80	112.176	124.89	237.066
85	117.648	120.5	238.148

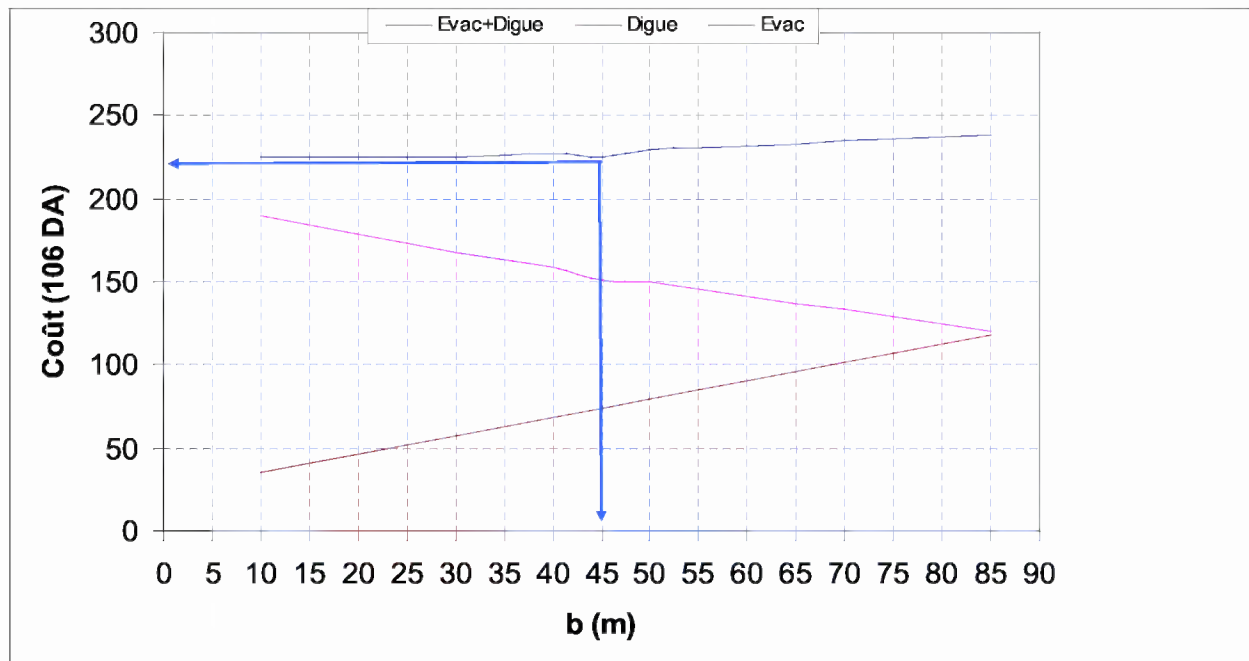


Figure I.22: la courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b de déversoir

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 45 \text{ m}$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 403 m NGA.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous

Tableau I.44 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	3.75
Volume utile	Mm ³	12.27
Volume au NNR	Mm ³	16.02
Cote du fond	m NGA	360
Cote NVM	m NGA	386
Cote NNR	m NGA	396.5
Cote NPHE	m NGA	401
Cote en crête	m NGA	403
Largeur en crête	m	9

Conclusion

A la fin de ce chapitre j'ai pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. Mais on constate les divergences entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité réalisée par ENHD, Cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent aux méthodes de calcul et l'avis du concepteur.

Les causes principales de cette divergence dans les résultats sont comme suit:

- ✓ La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- ✓ l'étendue de série pluviométrique.

En général la différence entre les résultats a influencé sur les dimensions de notre barrage, donc je vais redimensionner à nouveau tous les éléments constituant le barrage en tenant compte des nouvelles valeurs que j'ai obtenu dans cette étude.

Chapitre II :

Etude Des Variantes

Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent continus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix d'un axe et d'un type de barrage est étroitement lié. Dans certains cas, c'est l'axe qui, pour des raisons géologiques ou topographiques, est évident et qui commande le type de barrage, dans d'autres cas c'est le type de barrage qui s'impose par certaines contraintes prescrivant ainsi un axe préférentiel à l'ouvrage.

Le type d'ouvrage étant défini, il convient d'analyser les axes possibles pour la digue. Celui-ci dépend essentiellement de la géologie et de la topographie.

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- ✓ L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- ✓ L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- ✓ L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération.

D'après les résultats des essais géotechniques, la capacité portante du massif des deux rives n'est pas très importante, le site ne s'y prête pas pour un grand barrage en béton.

Toutefois, pour notre cas où la digue dépasse les 40 m, il est impossible de réaliser un tel type d'ouvrage. D'où l'exclusion de la variante digue en béton.

De ce fait ; on pourra avoir les variantes suivantes :

- ✓ **Barrage en enrochements avec noyau en argile**
- ✓ **Barrage en terre homogène (en argile)**
- ✓ **Barrage en enrochement avec masque en béton**

A - Avantages des digues en terre :

- ✓ Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- ✓ Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- ✓ Possibilité de construire ces digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- ✓ Possibilité de construire la digue avec n'importe quelle hauteur.
- ✓ Tous les procédés de construction sont mécanisés.

B - Inconvénients des digues en terre :

- ✓ Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.
- ✓ Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- ✓ L'utilisation des dispositifs contre la filtration.

II.1. Le choix du site du barrage

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par le critère économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- ✓ La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- ✓ La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- ✓ L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible

II.2. Le choix du type de barrage

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont les suivants :

✓ La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant, En second lieu, vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

✓ La morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

✓ Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

✓ Les matériaux de construction :

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- sols utilisables en remblai ;
- enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap) ;
- agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;
- liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise du barrage permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval - s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contraire l'évolution des engins.

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton, membrane ou béton bitumeux).

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.

II.3. Les variantes à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

A - Barrage en enrochements avec noyau en argile :

L'existence, juste aux environs du site (3 Km environ), d'un massif rocheux (dolomies) de bonne qualité et en quantité suffisante, ainsi que l'existence des matériaux argileux, dans la cuvette du barrage permettent d'envisager une telle alternative.

Entre le noyau et la recharge, il est prévu une couche de transition (filtre) constituée par un matériau granulaire sélectionné, qui sera obtenu des alluvions du lit de l'oued.

B - Barrage en terre homogène (en argile) :

L'existence des matériaux argileux adéquats, pour la réalisation d'une digue homogène, et en quantité suffisante dans la cuvette du barrage, juste à proximité de l'axe de la digue, permet d'envisager une telle alternative.

Le profil type sera constitué d'une recharge homogène d'argile et d'un dispositif de drainage efficace dans la partie aval de la digue composé d'un drain tapis assurant le drainage de la fondation et l'évacuation des eaux d'infiltration.

La protection du talus amont contre les vagues sera assurée par un rip-rap

Le talus aval sera protégé contre l'érosion par une couche d'enrochements de 30cm d'épaisseur disposé sur un filtre.

C - Barrage en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,....

- Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.
- Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

II.4. Définition du profil général du barrage

II.4.1. Hauteur de barrage

II.4.1.1. Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H et de la vitesse du vent U. la vitesse de propagation des vagues V

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(II.1)$$

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

A - Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(II.2)$$

F : le Fetch F = 1.2 Km

B - Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U.F} - 0.27 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(II.3)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 8.75 Km/h.

C - Formule de Mallet et Paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots(II.4)$$

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(II.5)$$

D - Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

H : hauteur des vagues (en m).

Tableau II.1 : La revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.14	3.78	1.87
Molitor	0.57	2.64	0.93
Mallet et Paquant	0.86	3.22	1.17
Formule Simplifiée	-	-	1.33

R= 2 m est la valeur qui est considérée dans le dimensionnement du barrage

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1,00m à 2m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **2 m**.

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

On admet une valeur de t =0,5 mètres pour le tassement du barrage

$$H_b = 396.5 - 360 + 4.5 + 2 + 0.5 = \mathbf{43.5 \text{ m.}}$$

II.4.2. Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

A - Formule de KNAPEN T :

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II. 9})$$

B - Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = 1,10\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(\text{II. 10})$$

C - Formule Anonyme:

$$b_{cr} = 3.6.\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

D - Formule pratique :

$$b_{cr} = \left(\frac{5}{4}\right)\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

Avec H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau II.2 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{crt} (m)
KNAPPEN	10.68
EF PREECE	8.25
Anonyme	9.66
PRATIQUE	8.24
MOYENNE	9.0

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{\text{crt}} = 9 \text{ m}$.

II.4.3. La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :
 $L = 130 \text{ m}$.

II.4.4. Pentas des talus

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme montre le tableau ci après :

Tableau II.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit les pentes des talus, ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

II.4.5 Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue en prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2–3) mètres de largeur et de pente 2 %.

A - talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 3m chacune à la cote 375 m NGA et à la cote 390 m NGA.

B - talus aval :

Les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons trois bermes de largeur 3 m à la même cote successivement

II.5. Barrage en enrochements avec noyau en argile**A - le talus aval :**

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur a mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut s'attendre à des glissements d'argile

Fruits des talus d'après le tableau II.3 :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 3$

B - le talus amont :

Sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \quad \dots\dots\dots (II.13)$$

Avec:

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant II.4

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

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma=2,50$	$\gamma=2,65$	$\gamma=2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'encrochement $e=0,289$ m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,3 m.

C - Le noyau :

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(II.14)$$

Avec:

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau II.5 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II^{ème} classe alors, on prend $I_{adm}=1,5$

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}}$$

Avec:

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2= 0$).

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1= 41$ m)

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{41}{1.5} = 27.5$$

Largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante

$$L_{n,s} = \frac{1}{6}.H_b \Rightarrow L_{n,s}= 7.5 \text{ m}$$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = b_{cr} + 2 \cdot m_n \cdot H_n$$

Avec:

m_n : Fruit du noyau

H_n : Hauteur du noyau

$$m = \frac{b_{moy} - b_{cr}}{2 \cdot H_n} = \frac{27.5 - 7.5}{2 \cdot 4.1} = 0.25$$

D'où : $m_1 = m_2 = 0.25$

D - La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 41.5 = 401.5 \text{ mNGA}$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de: $H_p = H_f + H_a$

H_p : profondeur de la parafouille (en m).

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 4.5\text{m}$).

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5\text{m}$). $H_p = 5 \text{ m}$

E - Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

E.1. Dimensionnement du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots \text{(II.15)}$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 282\text{m}$].

Donc : $L_d = \frac{282}{3} = 94 \text{ m}$

L'épaisseur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots \text{(II.16)}$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{154.6^2 + 41^2} - 154.6 \right) = 2.5\text{m}$$

E.2 Dimensionnement du drain prisme:

Hauteur: $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$ (II.17)

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 43.5$ m)

On prend $H_p = 0,15 H_b$

On aura : $H_p = 6.5$ m

Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$ (II.18)

On prend $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne: **$b_p = 2$ m**

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1,75)$

Donc, on prend : $m_1 = 1,25$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$

$m_2 = 2$

II.6. Barrage en terre homogène**A - Pentes des talus :**

Fruits des talus d'après le tableau II.3 on à :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2.5$

A.1 le talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,15 et 0,30m est très commune.

La solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30 cm

A.2 le talus amont :

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

✓ Methode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):

$$e = C \cdot V^2$$

Avec: e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s]; sachant que $V = 2.43$ m/s

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau II.4

Pour une digue homogène $c = 0,025$.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,256$ m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30 m.

✓ Deuxième méthode

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau II.6 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,40
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,45
2,4 ÷ 3,0	0,8	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m $e = 0,45$ m.

$D_{\min} = 0,30$ m

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche $e = 50$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 50 cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

Comme les barrages enherbés sont devenus des lieux idéaux pour le pâturage, alors on a opté pour une couche de 30 cm d'enrochement sur le talus aval au lieu de l'herbe.

II.7. Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

II.7.1 But du drainage

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- ✓ Abaissement de la ligne de saturation ;
- ✓ Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- ✓ Réduction de la pression interstitielle; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai

II.7.1.1 Calcul des drains :

A - Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation:

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 259$ m].

Donc :

$$L_d = \frac{259}{3} = 86 \text{ m}$$

L'épaisseur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{148.25^2 + 41^2} - 148.25 \right) = 2.5 \text{ m}$$

B - Dimensionnement du prisme aval :

B.1. Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 1.5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2$$

B.2. hauteur du drain :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots \text{(II.19)}$$

Avec: : H_b : Hauteur du barrage ;

$$h_{dr} = 0,15 \cdot 43.5 = 6.5 \text{ m}$$

Nous prenons une hauteur égale à **6.5 m**

B.3. largeur au sommet :

Elle est donnée par : $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_{dr}$ (II.20)

$$b_{dr} = \frac{1}{3} \cdot h_{dr} \qquad b_{dr} = 2 \text{ m}$$

B.4. largeur en base du drain :

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$ (II.21)

$$B = 24.75 \text{ m}$$

II. 8 Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en oeuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- ✓ facilité de la réalisation, zones d'emprunts
- ✓ existences de carrière de matériaux de construction ;
- ✓ distance des zones d'emprunts ;
- ✓ sismologie ;
- ✓ volume des matériaux de construction
- ✓ dispositif d'étanchéité ;

II.8.1. Etude comparative

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

II.8.1.1. Calcul des volumes

Pour calculer le volume du corps des digues, on se dispose du profil longitudinal de l'axe du barrage.

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante: $V_b = \sum V_i$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i + w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (II.22)$$

- Vi: volume du barrage dans la coupe i;
- Wi: section transversale du barrage dans la coupe i;
- Li: distance entre deux coupes voisines.

$$w_i = \frac{[b_{cr} + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (II.23)$$

b_{cr}: largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (II.24)$$

- m₁: pente du talus amont;
- m₂: pente du talus aval;

Les résultats de calcul des volumes des matériaux des différentes variantes sont représentés dans l'annexe II

I.8.1.2. Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau II.8 : les coûts des variantes étudiées

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
digue en enrochement avec masque en béton	Béton	4841.6	12000	58.10	468.48
	Butume	775.6	3000	2.33	
	Recharge	335624.4	1200	402.75	
	Roche	2947.3	1200	3.54	
	Terre végétal	7379.9	240	1.77	
digue zonée à noyau d'argile	Butume	775.6	3000	2.3268	472.60
	Noyau	47410.1	500	23.71	
	Gravier	8262.3	600	4.96	
	Sable	3936.0	600	2.36	
	Recharge	353363.0	1200	424.04	
	Rip-rap	11202.5	1200	13.44	
digue en terre homogène	Terre végétal	7379.9	240	1.77	205.51
	Butume	775.6	3000	2.33	
	Gravier	8626.4	600	5.18	
	Sable	4280.0	600	2.57	
	Recharge	361970.8	500	180.99	
	Roche	1656.6	1200	1.99	
	Rip-rap	8914.7	1200	10.70	
Terre végétal	7379.9	240	1.77		

II.8.1.3. Comparaison financière des trois variantes :

A travers le tableau (II.8), il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 3^{ème} variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 3^{ème} variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Conclusion

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène soit à la rigueur remplir les conditions suivantes :

- ✓ avoir une imperméabilité suffisante ;
- ✓ insoluble dans l'eau ;
- ✓ avoir une faible teneur en matières organiques (<5%) ;
- ✓ ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- ✓ avoir une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale.
- ✓ Le coût du barrage doit être le plus économique possible.

Chapitre III :

**Conception Détaillé de
La Digue**

Introduction

Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. Seuls des limons argileux sont disponibles à proximité de l'ouvrage dans les sédiments déposés en énorme quantité dans la plaine environnante. La digue en terre homogène est le seul type de barrage qu'il est raisonnable d'envisager sur ce site.

Du point de vue de la perméabilité de la retenue, le type de roche sous-jacente ainsi que l'orientation des couches sont favorables. La géologie est peu variée, d'amont vers l'aval se succèdent des couches de marnes puis de calcaire marneux.

Comme déjà évoqué précédemment, le manque de choix de matériaux de construction à proximité du site commande le type de barrage. Le seul type de barrage adapté à ces matériaux est une digue dite « en terre homogène ».

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches.

Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai

Même si la fondation rocheuse est réputée imperméable, un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de la digue.

III.1. Conception de La Digue

III.1.1. la revanche du barrage

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

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

$$R = 2 \text{ m}$$

III.1.2. la hauteur du barrage

Elle est donnée par la relation :

$$H_b = h_{\text{NNR}} + h_f + R + t$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;

h_f : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement [m]

$$H_b = 36.5 + 4.5 + 2 + 0,5 = 43.5 \text{ m}$$

III.1.3 largeur en crête

La largeur du couronnement est fixée à **9 m**.

III.1.4 Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau (V.volkov, 1986) Oued Taht est classé dans la deuxième catégorie d'ouvrage.

III.1.5. Les bermes

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

A - Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 3m chacune à la cote 375 m NGA et à la cote 390 m NGA.

B - Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons deux bermes de largeur 3 m à la même cote successivement

III.1.6 Pentés des talus :

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau V.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

Pour les talus on prend :

- ✓ Le fruit amont est : $m_1=3,0$
- ✓ Le fruit aval est : $m_2=2.5$

III.1.7. Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

A - le talus aval :

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

B - le talus amont :

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

B.1. Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):

Formule suivante : $e = CV^2$

Où e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s]; sachant que $V=2.43\text{m/s}$

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau V.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Pour une digue homogène $c = 0,025$.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,256$ m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m.

B.2. Deuxième Méthode :

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau V.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,40
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,45
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m $e = 0,45$ m. $D_{\min} = 0,30$ m

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0.5 m.

III.1.8. Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien

concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes

III.1.8.1 But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- c) Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai

III.1.8.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains

III.1.8.2.1 les filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- ✓ Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- ✓ Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituants les drains;
- ✓ A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- ✓ Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- ✓ Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

III.1.8.2.2 les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien

appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

A - Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres"; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

- Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;
- Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$$

Le plus souvent, pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

B - Calcul des drains :

Un drain tapis, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers du parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge aval (augmentation de la stabilité).

B.1. Dimensionnement du drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 259$ m].

Donc :

$$L_d = \frac{259}{3} = 86 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m) ;

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{148.25^2 + 41^2} - 148.25 \right) = 2.5 \text{ m}$$

B.2 Dimensionnement du prisme aval :

1 - Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 1.5$$

$$m_2 = (1.5 \div 2, 5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2$$

2 - hauteur du prisme aval :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \quad \text{Où :} \quad H_b : \text{Hauteur du barrage ;}$$

$$h_{dr} = 0,15 \cdot 43.5 = 6.5 \text{ m}$$

Nous prenons une hauteur égale à **6.5 m**

3 - largeur en sommet du prisme aval :

$$\text{Elle est donnée par :} \quad b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr}$$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} \cdot 6.5 \qquad \qquad \qquad b_{dr} = 2 \text{ m}$$

4 - largeur en base du prisme aval :

$$\text{Elle est exprimée par :} \quad B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

$$B = 24.75 \text{ m}$$

C - Calcul des filtres :

1 - Règles des filtres :

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

Condition 1:

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

D'où

$$\eta : \text{Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_o - 0,1 \text{ Log } \eta$;

$n_o = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_o = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

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

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

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

2 - Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \dots\dots\dots (V.13)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \dots\dots\dots (V.14)$$

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 : $d_{15} = 0,0025 \text{ mm}$
 $d_{50} = 0,0065 \text{ mm};$
 $d_{85} = 0,095 \text{ mm}.$

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

$0.03 \text{ mm} < D_{15} < 0.1 \text{ mm} ;$

$0,078 \text{ mm} < D_{50} < 0.377 \text{ mm}.$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0.065 \text{ mm} ;$
 $D_{50} = 0.2275 \text{ mm} ;$

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

$d_{15} = 0,004 \text{ mm};$

$d_{50} = 0,006 \text{ mm};$

$d_{85} = 0,04 \text{ mm}.$

- $0,048 \text{ mm} < D_{15} < 0.16 \text{ mm}$

- $0.072 \text{ mm} < D_{50} < 0.348 \text{ mm}.$

D'où la courbe granulométrique moyenne du deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes

$D_{15} = 0.104 \text{ mm}.$

$D_{50} = 0.21 \text{ mm}.$

3 -Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

Filtre 1 :

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[3]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n} .$$

$$n = n_0 - 0.1 \log(\eta)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$D_5 = 0,0042 \text{ mm} ; D_{10} = 0,0045 \text{ mm} ; D_{15} = 0,0046 \text{ mm};$

$D_{17} = 0,0047 \text{ mm} ; D_{50} = 0.035 \text{ mm}; D_{85} = 0.14 \text{ mm} ; D_{60} = 0.017 \text{ mm}.$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 3.78 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n = 0,342 ;$$

$$D_5/D_{17} = 0.893 > 0,247$$

La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0046}{0.095} = 0,048 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2 :

Condition 1:

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

$$n = n_0 - 0.1 \log(\eta)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,0032 \text{ mm ; } D_{10} = 0,0035 \text{ mm ; } D_{15} = 0,0037 \text{ mm ;}$$

$$D_{17} = 0,0041 \text{ mm ; } D_{50} = 0.071 \text{ mm ; } D_{85} = 0.074 \text{ mm ; } D_{60} = 0.017 \text{ mm.}$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 4.857 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n = 0.93 ;$$

$$D_5/D_{17} = 0.78 > 0,39$$

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.0037}{0.095} = 0.0389 < 4$$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm.

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15 cm.

L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

III.1.8.2.3 Etanchéité du barrage :

Même si la fondation rocheuse est réputée imperméable, un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de la digue

La clé d'ancrage :

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts

granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à **5 m**, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m. on prend **b=4m**. Les talus **m₁=m₂=1**.

Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

Chapitre IV :

Etude D'infiltration

Introduction

Dans un barrage en remblai, le matériau de construction est un sol, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau convenablement mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

IV.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

A- les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

B- La surélévation de la ligne de saturation :

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

IV.2. Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- ✓ à admettre la filtration dans un seul plan ;
- ✓ à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- ✓ à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- ✓ La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.3. La ligne de saturation

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2.XY_0} \dots\dots\dots (IV.1)$$

On a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.2)$

Avec :

- d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b ;
- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ; (Déterminé graphiquement) ;
- h : La hauteur d'eau en amont.

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 (NNR), (h=36.5 m) :

on aura :

D'où **b= 115.5 m**

L'emprise de barrage : **L_b = 259m**

d = L_b - 0,7 .b - L_d d'où d = 67.4 m

On aura donc : **Y₀ = 9.25 m.**

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

$$Y = \sqrt{85.56 + 18.5 X}$$

Tableau IV.01 : Coordonnées de la ligne de saturation

x	y
0	9,25
5	13,34
10	16,45
15	19,05
20	21,34
25	23,41
30	25,31
35	27,08
40	28,73
45	30,30
50	31,79
55	33,21
60	34,58
65	35,89
67,5	36,53

Le point d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos(\alpha)}$$

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0$$

$\Delta a = 0$ $a = 4.63m$

IV.4. Calcul d'infiltration

IV.4.1. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q=K.I.A \dots\dots\dots (IV.3)$$

- Avec :
- q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).
 - K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 3.210⁻⁹ m/s)
 - I: Gradient hydraulique.
 - A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y.I$

Donc: $q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (IV.4)$

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

D'ou $q=K.y_0$ m³/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc =q.L

Tableau IV.02 : Débit de fuite à travers la digue

Y ₀ (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m3/s)
9.25	3.2. 10 ⁻⁹	2.95.10 ⁻⁸	3.84.10 ⁻⁶

IV.4.2. Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.3):

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. (K=10⁻⁷ m/s)

I: gradient hydraulique. $I=H_1/L_b \dots\dots\dots (IV.5)$

(H₁= charge d'eau dans retenue, L_b= 259 m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=4.5m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

Tableau IV.03 : Débit de fuite de la fondation

H ₁ (m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m3/s)
36.5	0,141	10 ⁻⁷	6.35.10 ⁻⁸	8.25.10 ⁻⁶

IV.4.3 Barrage (digue+fondation) :

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

Tableau IV.05 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	Barrage
3.84.10 ⁻⁶	8.25.10 ⁻⁶	1.21.10 ⁻⁵

IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1. dispositif d'étanchéité :

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots(IV.6)$$

ΔH : charge d'eau dans la retenue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau IV.06 : Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100$ m	$H_b > 50$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$H_b < 20$ m	$H_b < 15$ m

Notre barrage appartient à la II classe

Tableau IV.07 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II classe, alors on prend $I_{adm}=1.6$

Donc : $\Delta H=41$ m; $\delta n=134$ m;

$$I = 0.31 \leq I_{adm}$$

D'ou La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2. fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \quad \dots\dots\dots(IV.7)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Il est donné par le tableau :

Tableau IV.08 : Détermination du gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	<i>I_{cr}</i>
<i>Argile</i>	1.2
<i>Limon</i>	0.65
<i>Sable gros</i>	0.45
<i>Sable moyen</i>	0.38
<i>Sable fin</i>	0.29

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau IV.09 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots (IV.8)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 4.5$ m)

ΔH : charge d'eau ($H = 41$ m).

L_b : largeur à la base du barrage ($L = 259$ m).

On a donc : $I_f = 0.156$

Notre barrage appartient à la II classe ce qui donne ($K_s = 1,20$).

Les fondations calcaires dures argileuses, donc: $I_{cr} = 1.2$

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 1$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

Chapitre V :

Etude De Stabilité

Introduction

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car s'appuyant sur celle de ses talus amont et aval, et aussi de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement

V.1. 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).

V.2. Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du barrage de Chebabta, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- ✓ De la géométrie de la digue
- ✓ Des caractéristiques des matériaux utilisés
- ✓ Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- ✓ Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- ✓ De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans

V.2.1. Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- ✓ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ✓ Détermination du talus moyen.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- ✓ Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau V.01 : détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K_1=R_1/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K_2=R_2/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=43,5$ m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = \frac{M_{resist}}{M_{mot}} \dots\dots\dots (V.01)$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau V.02 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

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

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 \div 1,2$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 \div 1,1$

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3,0	1,000	2,300	43,50	100,05
Aval	2,5	0,875	2,025	38,06	88,08

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite 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 coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la 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.

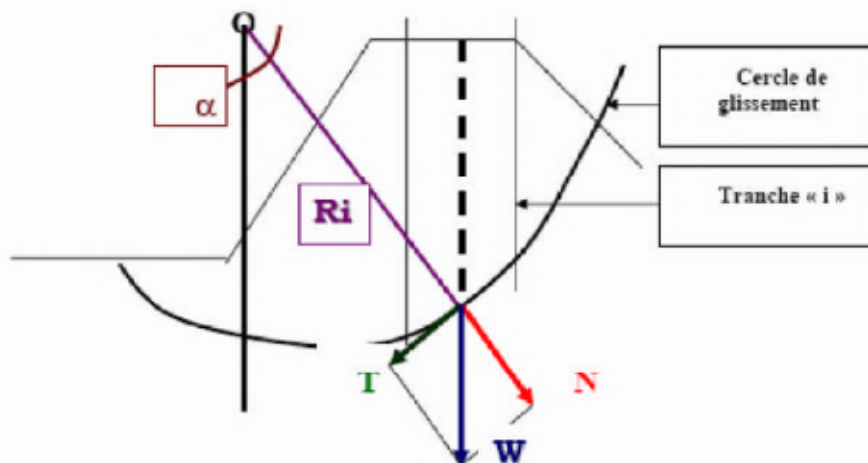


Figure V.01 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

V.2.2. 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.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3). \quad \dots\dots\dots (V.02)$$

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 ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \dots\dots\dots (V.03)$$

U : pression interstitielle.

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

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

h : hauteur de la tranche.

C - Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (V.04)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D - Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots (V.05)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.2.2.1 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

✓ Les forces stabilisatrices :

A - Force de frottement :

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg} \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg} \varphi \quad \dots\dots\dots (V.06)$$

φ : Angle de frottement.

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

B - Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (V.07)$$

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 :

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \text{tg} \varphi + c \cdot dl] \cdot R \quad \dots\dots\dots (V.08)$$

✓ 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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots (V.09)$$

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

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.3. 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 - Fin de construction (talus amont et aval) :

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots \text{(V.10)}$$

$$\text{Avec séisme} \quad K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots \dots \dots \text{(V.11)}$$

B - Fonctionnement normale (talus aval) :

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots \text{(V.12)}$$

$$\text{Avec séisme} \quad K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots \dots \dots \text{(V.13)}$$

C - Vidange rapide (talus amont) :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots \text{(V.14)}$$

$$\text{Avec séisme} \quad K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots \dots \dots \text{(V.15)}$$

Tableau V.03 : Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	34°
C	t/m ²	3,90
γ_{sat}	t/m ³	2.7
γ_d	t/m ³	2.3
γ_{fond}	t/m ³	3.2

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau suivant et les schémas de calcul de stabilité sont représentés dans la planche N° 06

Tableau V.04 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme 1,05÷1,1	Sans séisme 1,15 ÷ 1,2
Fin de construction	Talus amont		
	R= 86,23m	2,31	3,99
	R= 88,82m	3,06	4,6
	R= 89,30m	2,43	4,1
	R= 91,94m	2,62	4,56
	R= 94,09m	2,23	3,69
	Talus aval		
	R= 72,06m	1,95	2,94
	R= 72,58m	2,43	3,96
	R= 76,72m	2,19	2,95
	R= 86,88m	2,2	3,52
	R= 87,16m	1,88	2,82
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 72,06m	1,13	1,71
	R= 72,58m	1,32	2,15
	R= 76,72m	1,3	1,76
	R= 86,88m	1,23	1,98
	R= 87,16m	1,09	1,64
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 86,23m	2,29	3,73
	R= 88,82m	3,03	4,48
	R= 89,30m	2,42	4,03
	R= 91,94m	2,59	4,44
	R= 94,09m	2,23	3,65

Chapitre VI :

Organisation de Chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts. Elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- ✓ Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VI.1.Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VI.2.1. Installations destinées au personnel

n générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI.3. Tavaux de réalisation

VI.3.1. Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.3.2. Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- ✓ Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VI.3.4. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VI.4. Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D - Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VI.5. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

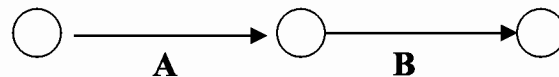
VI.5.1. méthodes basées sur le réseau

VI.5.1.1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

✓ Réseau à flèches

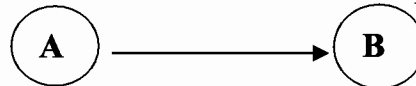
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

✓ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VI.5.1.2. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

✓ Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

✓ détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

✓ Construction des graphes partiels ;

✓ Regroupement des graphes partiels ;

✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

✓ Construction du réseau .

VI.5.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.5.3. les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.5.3.1. collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VI.5.3.2. décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.5.3.3. relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.5.4. les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VI.5.4.1. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VI.5.4.2. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.5.5. les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VI.5.5.1. plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VI.5.5.2. plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VI.5.5.3. plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.6. délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ✓ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- ✓ le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ✓ faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.6.1.Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.: symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1-2
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1-2
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1-2
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	1-2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	2-3
Phase 09 : remblai compacté	I	4-5
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1-2
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	1-2
Phase 14 : travaux des finitions	N	2

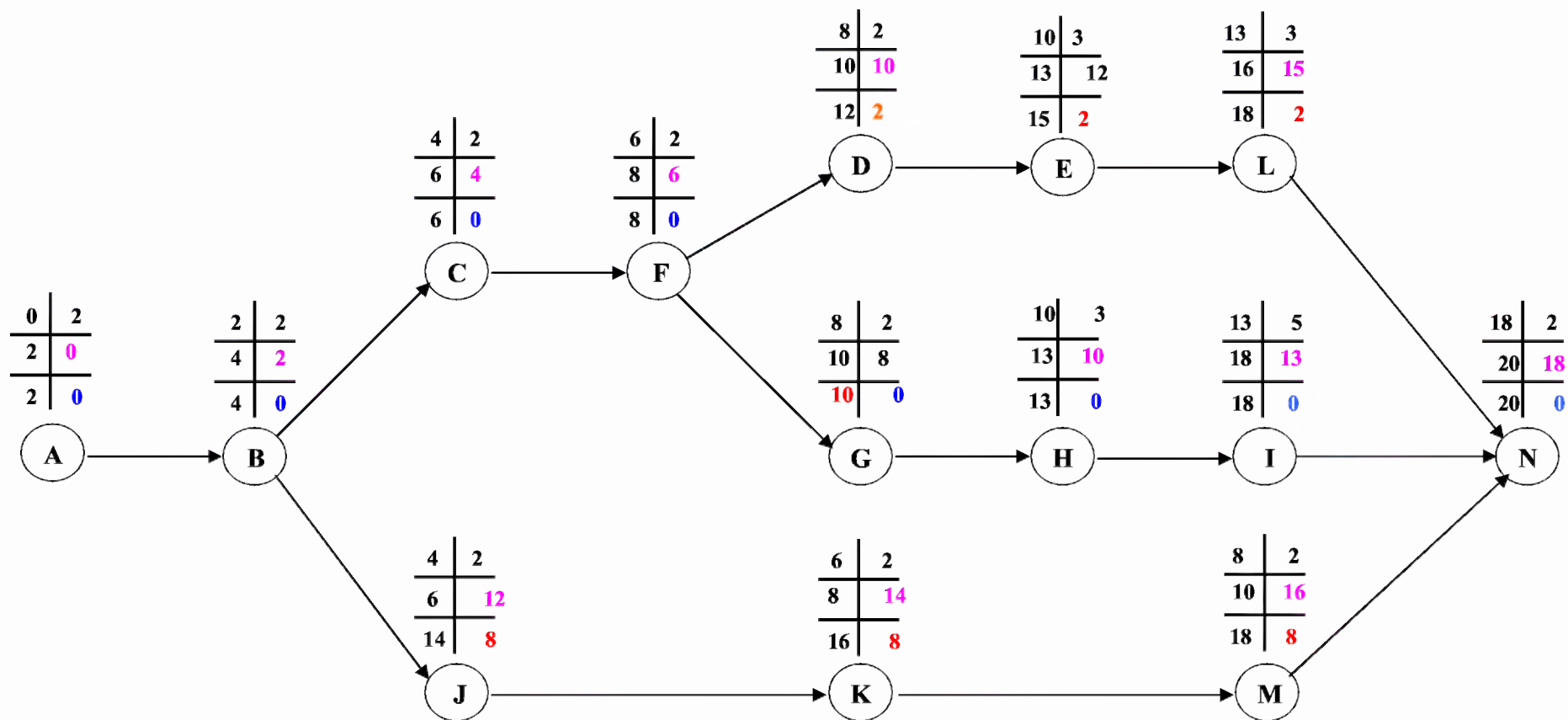


Figure VI.1 : Réseau à nœuds

VI.7. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	2	2	4	2	4	0
C	2	4	6	4	6	0
D	2	8	10	10	12	2
E	3	10	13	12	15	2
F	2	6	8	6	8	0
G	2	8	10	8	10	0
H	3	10	13	10	13	0
I	5	10	18	13	18	0
J	2	4	6	12	14	8
K	2	6	8	14	16	8
L	3	13	16	15	18	2
M	2	8	10	16	18	8
N	2	18	20	18	20	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation du barrage de oued Taht égal à 20 mois.

Tableau VI.3 : programme des travaux pour la réalisation du barrage de oued Taht.

<i>Phase de réalisation</i>	<i>Mois 01</i>	<i>Mois 02</i>	<i>Mois 03</i>	<i>Mois 04</i>	<i>Mois 05</i>	<i>Mois 06</i>	<i>Mois 07</i>	<i>Mois 08</i>	<i>Mois 09</i>	<i>Mois 10</i>	<i>Mois 11</i>	<i>Mois 12</i>	<i>Mois 13</i>	<i>Mois 14</i>	<i>Mois 15</i>	<i>Mois 16</i>	<i>Mois 17</i>	<i>Mois 18</i>	<i>Mois 19</i>	<i>Mois 20</i>
<i>Phase 01:Travaux de préparation,installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accée au chantier</i>	2																			
<i>Phase 02:Décapage et la réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au deroit de la conduite de vidange</i>			2																	
<i>Phase 03:Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage</i>					2															
<i>Phase 04:Préparation des zones d'emprunt</i>									2											
<i>Phase 05:Déboisement de la cuvette</i>											3									
<i>Phase 06:Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations</i>							2													
<i>Phase 07:Approvisionnement du filtre</i>									2											
<i>Phase 08:Mise en place un systeme de drainage</i>											3									
<i>Phase 09:Remblai compacté</i>														5						
<i>Phase 10:Excavation de l'évacuateur des crues</i>					2															
<i>Phase 11:Génie civile de l'évacuateur de crue</i>							2													
<i>Phase 12:Revêtement des talus</i>														3						
<i>Phase 13:Equipements hydraulique</i>									2											
<i>Phase 14:Travaux des finitions</i>																				2

Chapitre VII :

**Avant Mètre et Devis
Estimatif**

VII.1. Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif :

Avant-métré c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage.
L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes.

Pour notre travail on s'intéresse au corps de la digue

VII.2. Estimation du corps de la digue :

La réalisation du corps de la digue du barrage de oued Taht est composée des parties suivantes :

- ✓ Le décapage et les terrassements de l'assiette d'assise de la digue, des enclaves et des fouilles,
- ✓ Le remblaiement du corps de la digue en matériaux homogènes par couches successives avec compactage par engin compacteur et arrosage ainsi que les essais de laboratoire,
- ✓ Le système de drainage composé de différents filtres en sable et gravier de type bien spécifié,
- ✓ Les talus et leur protection en rip-rap,
- ✓ Aménagement de la crête en Bitume-Gravier,
- ✓ Installation de chantier
- ✓ Frais administratifs
- ✓ Frais d'ingénierie

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation grossière du coût du corps de la digue.

Tableau VII.01 : mètres et devis estimatif

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (10 ⁶ DA)
Décapage de la terre végétal	m ³	240	7379.9	1.77
Roche	m ³	1200	1656.6	1.99
Recharge	m ³	500	361970.8	180.99
Sable	m ³	600	4280.0	2.57
Gravier	m ³	600	8626.4	5.18
Rip-rap Amont	m ³	1200	6051.9	7.26
Rip-rap Aval	m ³	1200	2862.75	3.44
Bitume-Gravier	m ³	3000	775.6	2.33
	total construction		205.51	
Travaux préparatoires et installations Env. 7% des coûts de construction	%	***	14.39	
	total construction		219.9	
Frais administratifs 3% du coût de construction	%	***	6.6	
	total construction		226.5	
Frais d'ingénierie 7% du coût de construction	%	***	15.86	

COUT TOTAL DA

242'360'000,00

Tableau VII.02 : récapitulatif des coûts et coût total de la digue

Désignation	Prix (DA)
la digue	205510000
Travaux préparatoires et installation	14390000
Frais administratifs	6600000
Frais d'ingénierie	15860000
Coût Total de la digue	242'360'000,00

Le coût estimatif global de la digue du barrage de oued Taht Wilaya de Mascara est de:

Deux Cent quarante deux Millions trois Cent Soixante Mille Dinars

Chapitre VIII :

**Protection et Sécurité de
Travail**

Introduction

La protection du travail comprend 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 réglementations applicables aux chantiers.

Ces réglementations doivent être strictement appliquées. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1. Causes des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

VIII.1.1. Causes humaines

Ces causes peuvent être :

- ✓ L'inattention des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2. Causes techniques

- ✓ Les mauvaises conditions de travail.
- ✓ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Le manque d'éclairage

VIII.2. Les actions et conditions dangereuses

Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;
Ex : Graisser un engin en marche.

Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;
Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;
Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension

Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d’un camion chargé de gros matériel ;

Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

Outils, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

Conditions climatiques défavorables.

VIII.2.1. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d’une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.

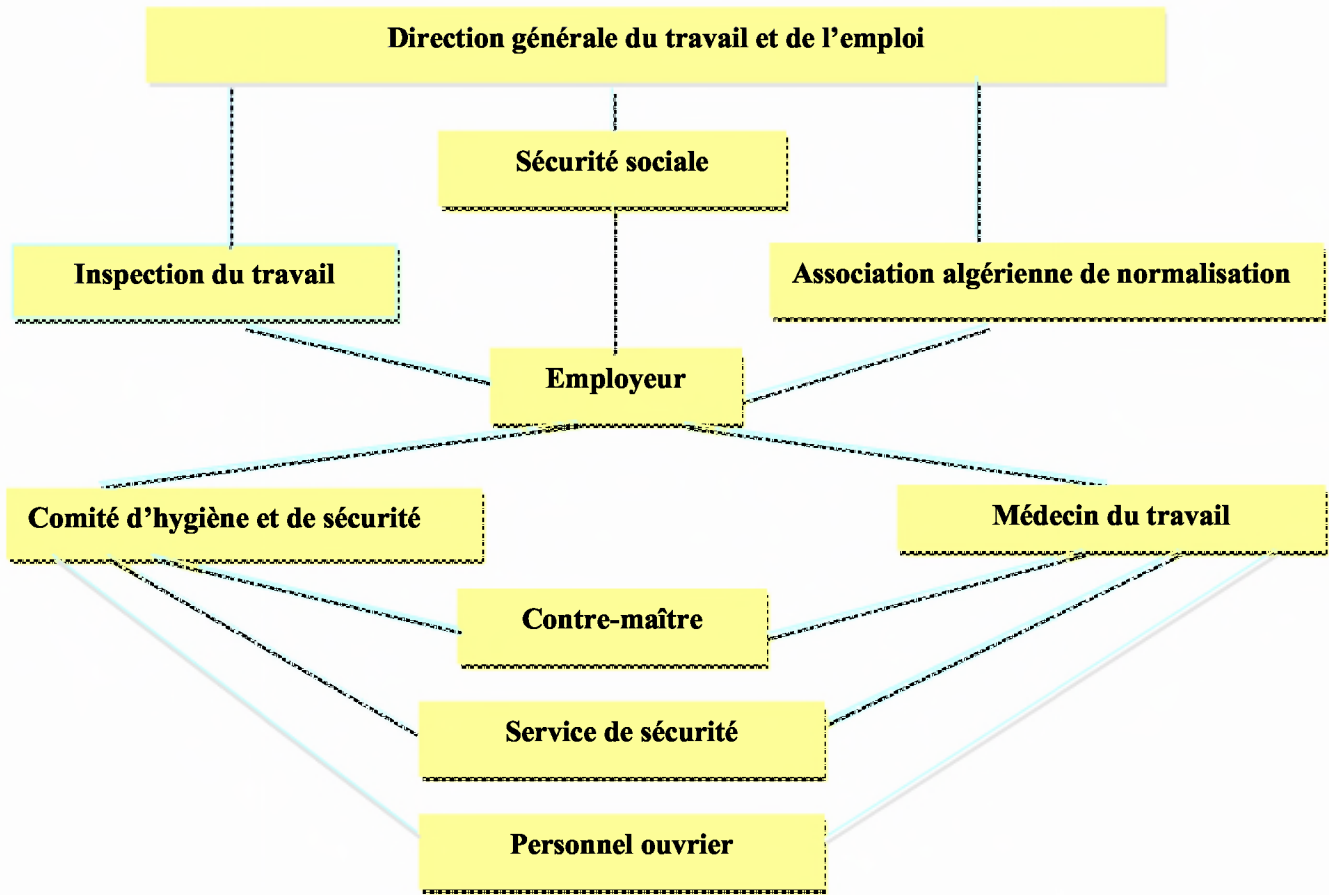
Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l’installation est mise hors tension et hors tous danger.

Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.3. Organisation de la prévention des accidents du travail

L’organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l’organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maitre revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtsiers ;

Protection des membres inférieurs, Protection des yeux, Protection du tronc, Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- ✓ Correspondre au danger considéré ;
- ✓ Etre pratique et confortable ;
- ✓ Etre solide ;
- ✓ Etre d'un entretien facile.

VIII.4. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

VIII.4.1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

A - Etude et dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ✓ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

- ✓ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- ✓ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.
- ✓ Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- ✓ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équi-friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

B- Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \quad (\text{m}^2).$$

Q: débit d'air (m^3/s) .

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite. D'où : $D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$ (m).

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes et caractéristiques de la digue de barrage de Oued Taht (Wilaya de Mascara). Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La construction du barrage de Oued Taht est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'oeuvre locale.
- ✓ En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées.
- ✓ La réalisation du barrage de Oued Taht offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- ✓ maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.

Le projet du barrage de Oued Taht est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 01. M. CARLIER (1972)**, Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris
- 02. CIGB (1994)**, Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
- 03. CIGB (1986)**, Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53.
- 04. A. LENCASTRE (2002)**, Hydraulique générale. Edition Eyrolles. Paris .
- 05. Ouvrage hydrotechniques méarents du projecteur (en russe) Moscou STROïzDAT .1983**
- 06. M. ROCHE (1963)**, Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier Villars Edition. Paris
- 07. Rapport d'étude de faisabilité (entreprise nationale des études hydraulique ENHYD) 1997.**
- 08. B. TOUAIBIA (2004)**, Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- 09. G. VILLARS (1953)**, Les barrages en terre compactée. Pratique Américaines.
- 10. V. VOLKOV (1986)**, Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.



LES ANNEXES

Tableau 1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm) de la station (01.30.04)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1965	10.4	30.2	23.6	62.5	3.3	6.1	21.1	29.5	49.4	16.2	0	0.8	253.1
1966	23.6	128.6	53.8	12.6	37.5	54.3	9	73.1	8	46.7	0	6.7	453.9
1967	16	11.2	40.7	46.9	18.2	76	70.8	35.4	32.3	5	0	0	352.5
1968	0	0	53.8	68.5	64.1	4.8	31.9	75.4	40.9	6.9	0	2.1	348.4
1969	17.4	97.5	38.3	77.9	97.4	0	49.9	50.3	14.6	17.6	3.7	5.5	470.1
1970	4.7	5.8	4.5	19.4	72.5	18.8	67	42.4	96.9	0	13	6.1	351.1
1971	14	0	128.6	56.8	115	69.4	101.7	25.1	49.2	11.8	0	6.4	578
1972	20.7	70.3	23.6	32.3	67.6	69.1	61.7	56.5	0	30.9	0	7	439.7
1973	2.7	3.7	17.1	112.6	12.7	48.5	56.1	78.5	1.6	11	0	0	344.5
1974	13.7	33.9	30.1	0	26.6	49.1	88	56.1	45.7	20.6	0	0	363.8
1975	5.3	1.9	81	19.3	34.7	84.7	32.6	34.5	69.2	0	11.3	0	374.5
1976	39	85	20.8	48.8	61.6	14.6	10.1	35.1	38.7	24.1	5.9	9.7	393.4
1977	18.4	20.3	69.6	12.2	58.3	12.9	35.5	58	31.2	0	0	0	316.4
1978	0	48.3	20.8	6.6	35	70.4	23.8	47.8	4.1	12.6	0.3	16.5	286.2
1979	10	73.6	56.3	24.9	33	7	73.5	52	27.2	0	0	0	357.5
1980	22.3	14.6	36.4	107.6	17.5	53.3	33.7	46.6	18.6	0	0	0	350.6
1981	0	26.2	0	9.9	35.1	44.1	0	75.2	24.4	11.4	0	0	226.3
1982	0	43.9	65.6	44.4	0	20.5	12.5	0	11	0	0	0	197.9
1983	0	0	9.7	23.3	30.3	28.2	36.3	15.3	43.6	11.3	0	9.1	207.1
1984	13.2	5.2	50.6	26	33.8	23.6	38.2	3.5	23.7	0	0	0	217.8
1985	23.6	7.6	32.6	32.2	48.4	79.8	79.9	15.5	6.8	4.5	0	0	330.9
1986	36.3	30.1	17.4	27.5	53.9	100.3	10.3	11.1	7	0	32.7	0	326.6
1987	12.2	37.7	31.6	25	40.6	14.3	18.2	29.1	29.5	8	0	0	246.2
1988	0	16.5	29.3	16.4	16.1	16.5	67.5	41.4	20.7	26.6	9.3	42	302.3
1989	10.8	0	13.5	22	65.4	0	3	14.5	126.5	9	0	7	271.7
1990	12	1	28.8	57	20.6	44.4	58.4	9	29.2	3	0	0	263.4
1991	9	53.5	11.2	24.3	17.5	18.5	56.6	40.4	53	5.5	6	7.5	303
1992	18	11.2	23.5	34.9	2.5	52.5	8.7	26	33.5	0	0	21	231.8
1993	30.5	26	33	27.5	38.5	50	16.5	10	2	0	3	0	237
1994	45.3	53	21.5	11	23	21.5	90.2	92.2	7	5	0	14	383.7
1995	13.5	48	13.5	59	78.5	115	49.3	50.5	22.5	18.5	23	9.5	500.8
1996	13.5	5	6	31	36	4	0	73	28.7	0	0	49.5	246.7
1997	49.5	35.5	96	30.5	19	20.5	14	45.5	61	2.5	0	9	383
1998	0	6.5	4.5	11	75.5	53	44	0	5	0	0	0	199.5
1999	23	50	22.2	58.8	0	0	0.8	15	15	10	0	0	194.8
2000	0	40	60.5	5	59.5	29	2	39	13	0	0	0	248
2001	46	20	47	23	4	4.5	21	17	49	0	0	0	231.5
2002	0	9	78	25	55.5	43	10.5	66	20.5	0	0	0	307.5
2003	0	54	37	49	38.5	34	19	20.2	73	14	19	14	371.7
2004	31	16	15.5	70	20	32.5	26	3	0	0	0	0	214
2005	10	57	40	8.5	74	47	5	31	65.4	0	0	0	337.9
2006	0	0	5.5	48.6	20.3	36	40.8	30.7	8.1	4.6	2.8	3.8	201.2
Moyenne	14.66	30.42	35.55	35.95	39.56	37.42	35.60	37.39	31.11	8.03	3.10	5.89	314.67

Source : A.N.R.H

Tableau 2 : Pluies maximales journalières (mm) de la station (01.30.04)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max
1965	6.5	9.3	11.9	18.1	2.2	5.1	8	8.8	13	11.3	0	0.8	18.1
1966	6.1	58.6	25.7	6.2	16.5	38.5	6	28.5	7.5	36.4	0	6.7	58.6
1967	16	4	22.9	25	7.5	34.1	30.7	11.9	12.4	5	0	0	34.1
1968	0	0	17.5	48	16.6	4.8	10.6	17.6	18.1	6.9	0	2.1	48
1969	7.1	34.4	8.8	22	21.2	0	17.3	21.5	7.2	7.2	3.7	3	34.4
1970	3	4.1	4.5	7.1	21.2	11.1	25.4	8.5	32.2	0	7.8	6.1	32.2
1971	4.9	0	30.5	15.3	42.4	19	43.5	11	12.9	3.9	0	3	43.5
1972	14.8	31.5	10.5	13.4	26.4	15.1	10.6	32.7	0	18.1	0	6.3	32.7
1973	1.3	3.7	8.4	23	10	12	13.6	21.8	0.8	5.4	0	0	23
1974	4.3	9.7	11.9	0	19	19.2	24.2	21.6	21.9	14.5	0	0	24.2
1975	5.3	1.9	40.1	9.8	19	19.8	13.9	11.7	25	0	8	0	40.1
1976	24	29.1	8.2	18.1	28	7.1	7.5	17	17.4	15.4	5.9	5.1	29.1
1977	15.5	9.4	23.5	10.8	16.9	7.9	10.8	18.9	17	0	0	0	23.5
1978	0	20.5	7.9	3.1	13.9	20.4	13.9	14.8	2.8	8.2	0.3	15.9	20.5
1979	10	24.6	35.2	11.2	11	2.3	17.8	17	11.4	0	0	0	35.2
1980	8.7	7.3	18	45.3	17.5	12.1	20.6	14.4	10.6	0	0	0	45.3
1981	0	26.2	0	6.3	8.7	12.7	0	25.1	14.8	11.4	0	0	26.2
1982	0	19.3	24.9	18.6	0	7.1	6.4	0	11	0	0	0	24.9
1983	0	0	7.2	6.1	8.9	14.4	24.1	9.8	15	11.3	0	6.3	24.1
1984	13.2	5.2	15.1	16.6	8	15.3	25	2	6.5	0	0	0	25
1985	12.6	3.5	17.4	9.4	13	31.8	32	10.6	5.3	3.5	0	0	32
1986	19	12.1	6	5	18.1	24.5	8	8.8	4.9	0	21.4	0	24.5
1987	11.2	24.9	11	11.5	20	10	9	14.4	9.5	5	0	0	24.9
1988	0	9	12	4.5	15.1	6	27.5	8.9	12	10.6	9.3	31	31
1989	5	0	7.5	9.1	34	0	3	5.5	67	9	0	7	67
1990	4	1	11.3	14.5	6.5	8	22.8	5.5	16.7	3	0	0	22.8
1991	5.5	16.5	5.7	12	5.5	6	18.6	15	22	5.5	6	7.5	22
1992	12.5	5	14	17.3	2.5	30	3.2	15.5	26	0	0	14	30
1993	24	13	8	8	14.5	17	13.5	6	2	0	3	0	24
1994	29	19	10	9	7.5	18.5	31.8	24	7	5	0	14	31.8
1995	10	24	5	15.5	20	32	13.3	11	13	9.5	12	7	32
1996	7.5	4	3.5	6	14.5	4	0	28	27	0	0	28	28
1997	18	18	45	11	10	10.5	11	19	23	1.5	0	9	45
1998	0	4	2.5	4	29.5	19	25	0	5	0	0	0	29.5
1999	14	18	10	14.5	0	0	0.8	6	7	10	0	0	18
2000	0	40	22	5	24	17	2	15	9	0	0	0	40
2001	18	20	32	9	4	4.5	17	7	40	0	0	0	40
2002	0	9	18	13	13	13	10.5	36	18	0	0	0	36
2003	0	20	18	18	12	13	11	11	23	14	19	14	23
2004	24	13	8	35	11	16	12	3	0	0	0	0	35
2005	10	30	20	6.5	35	12	5	21	32.4	0	0	0	35
2006	0	0	5.5	15.4	9.8	10.8	14	12	8.1	2.3	1.5	3	15.4

Source : A.N.R.H

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station (01.30.01)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1977	1.071	0.662	2.020	0.670	1.112	1.477	2.541	5.712	1.085	0.695	0.690	0.606	18.340
1978	0.498	1.299	0.542	0.907	17.060	4.524	2.723	5.083	1.154	1.022	0.774	0.844	36.430
1979	1.080	1.773	1.366	1.388	1.538	8.048	4.199	4.875	5.060	1.094	1.092	1.267	32.780
1980	0.104	0.107	0.299	4.055	0.636	1.097	0.933	3.308	1.848	0.366	0.241	0.107	13.100
1981	0.635	4.658	0.618	4.962	7.202	1.002	1.469	1.708	0.918	0.759	0.424	0.335	24.690
1982	0.342	0.348	0.333	0.416	0.838	0.494	1.007	1.453	8.167	0.349	0.259	0.214	14.220
1983	0.207	0.608	3.732	2.551	14.760	9.040	14.260	2.716	2.541	1.000	0.997	0.969	53.380
1984	0.817	2.188	0.815	0.937	1.583	2.428	2.589	2.247	1.100	1.001	0.615	0.560	16.880
1985	0.394	0.496	0.522	3.767	0.705	0.724	1.393	2.504	0.764	0.431	0.318	0.314	12.330
1986	0.274	0.390	0.492	0.362	0.508	0.651	0.930	2.023	0.840	0.336	0.214	0.420	7.439
1987	0.600	0.219	1.369	0.401	0.362	1.857	0.637	0.378	0.824	0.212	0.214	0.241	7.314
1988	0.445	1.839	0.460	1.004	4.098	1.215	0.541	0.333	0.270	0.028	0.028	0.000	10.260
1989	0.104	0.163	2.161	0.238	4.461	0.559	0.214	0.714	0.269	0.149	0.107	0.107	9.246
1990	0.117	0.207	0.152	0.222	0.323	0.757	1.679	0.889	0.193	0.139	0.093	0.520	5.290
1991	0.223	1.889	3.372	0.364	0.574	0.450	5.002	0.527	1.242	0.117	0.000	0.000	13.760
1992	0.722	0.161	0.279	5.510	0.672	0.870	0.363	0.803	0.262	0.097	0.000	0.000	9.739
1993	0.117	0.214	0.117	0.219	0.335	0.791	0.268	1.169	0.328	0.237	0.047	0.151	3.992
1994	1.554	0.260	0.945	1.058	0.135	0.377	0.812	0.283	0.064	0.018	0.000	0.000	5.507
1995	0.000	0.000	0.091	0.221	0.334	0.369	0.258	0.096	0.242	0.154	0.000	0.000	1.764
1996	0.277	0.085	1.047	0.134	0.798	0.173	0.546	0.106	0.064	0.007	0.000	0.000	3.236
1997	0.219	0.461	0.288	0.142	0.780	4.824	6.663	0.349	0.101	0.056	0.000	0.035	13.920
1998	0.113	0.637	0.176	0.250	0.460	5.212	0.305	0.049	0.000	0.000	0.598	0.000	7.798
1999	0.020	1.059	0.505	0.249	1.484	0.299	0.205	0.033	0.102	1.272	0.000	0.012	5.241
2000	0.059	1.182	0.362	0.301	0.183	0.080	3.651	0.393	0.178	0.081	0.110	3.265	9.844
2001	3.599	0.000	0.063	0.062	3.591	0.068	0.011	0.118	9.023	0.000	0.000	0.056	16.590
2002	0.321	0.000	0.333	1.376	0.107	0.541	7.074	0.181	0.118	0.087	0.000	0.000	10.140
2003	0.000	5.465	0.030	0.032	0.137	0.088	0.828	1.861	0.258	0.004	0.006	0.135	8.846
2004	0.054	0.000	0.299	0.593	0.032	0.330	0.065	0.060	1.262	0.000	0.000	0.511	3.206
2005	3.544	2.992	1.013	1.275	1.510	1.338	0.029	0.000	0.000	0.000	0.054	0.005	11.760
2006	4.978	5.502	1.888	0.161	0.074	0.019	1.686	4.270	0.012	0.011	0.000	0.000	18.600
Moyenne	0.750	1.162	0.856	1.128	2.213	1.657	2.096	1.475	1.276	0.324	0.229	0.356	13.521

Source : A.N.R.H

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m³/s) de la station (01.30.01)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1977	24.35	0.8025	18.75	0.315	5.032	2.45	26.4	65.8	0.9929	0.315	0.54	0.248	65.8
1978	0.192	48.19	0.46	4.44	207	26.4	5.18	48.78	0.9929	6.164	0.315	0.315	207
1979	3.71	5.18	7.67	2.22	6	72.4	67.12	94.1	79.4	0.54	0.62	0.54	94.1
1980	0.04	0.04	4.74	52.32	5.838	12.39	0.8	18.6	22.3	0.315	0.54	0.04	52.32
1981	16.58	231.6	4	55.96	51.14	0.62	5.202	11.7	4.148	3.586	0.185	0.13	231.6
1982	0.185	0.13	0.13	0.315	1.47	0.46	6.496	18.3	99.67	0.185	0.245	0.08	99.67
1983	0.08	8.256	66.48	52.32	75.32	102.1	188.7	2.33	13.31	0.46	0.383	0.54	188.7
1984	0.315	17.52	8.256	1.89	13.54	7.688	9.12	12.62	0.54	5.51	0.245	5.356	17.52
1985	0.185	0.185	0.8	65.8	5.51	1.78	9.632	30.24	2.22	0.383	0.13	0.13	65.8
1986	0.19	0.245	2.11	0.135	1.792	2.11	2.11	52.91	2.026	0.19	0.08	2.11	52.91
1987	45.28	0.135	47.6	0.541	0.135	19.69	1.941	0.19	1.18	0.135	0.08	0.383	47.6
1988	2.11	33.8	0.462	1.085	62.72	1.792	0.462	0.462	0.314	0.04	0.04	0	62.72
1989	0.04	0.895	53.5	0.135	72.6	16.92	0.08	21.4	0.383	0.08	0.04	0.04	72.6
1990	0.045	1.05	0.3325	0.092	0.579	7.334	23.19	15.7	0.136	1.83	0.045	29.42	29.42
1991	3.08	83.08	83.08	2.82	5.51	0.3325	86.75	1.95	32.26	0.092	0	0	86.75
1992	16.05	0.136	1.59	79.4	1.35	5.51	0.3325	4.397	0.18	0.045	0	0	79.4
1993	0.045	1.95	0.045	0.959	0.3325	8.204	0.4485	21.44	0.8755	0.23	0.136	0.092	21.44
1994	15.19	2.56	10.02	6.335	0.0775	0.2425	0.814	0.2425	0.043	0.043	0	0	15.19
1995	0	0	0.737	0.814	0.29	1.16	1.16	0.043	2.162	0.975	0	0	2.162
1996	32.79	0.528	14.34	0.112	0.528	0.112	5.51	0.112	0.043	0.021	0	0	32.79
1997	10.76	9.812	2.42	1.286	3.86	130.6	141.4	1.85	0.092	0.28	0	0.512	141.4
1998	3.92	4.874	0.18	1.47	5.84	71.24	0.2623	0.043	0	0	29.42	0	71.24
1999	1.286	65.38	8.552	0.23	41.27	1.23	1.43	0.0775	0.528	127	0	0.0775	127
2000	3.706	39.68	5.51	0.792	0.8945	1.412	79.9	4.025	5.84	4.85	3.398	195.9	195.9
2001	180.3	0	0.814	0.043	61.42	0.043	0.021	12.62	247.6	0	0	3.808	247.6
2002	18.72	0	6.646	42.7	0.04	14	82.54	0.79	3.808	1.23	0	0	82.54
2003	0	250	0.012	0.012	1.74	0.94	7.33	61.42	3.704	0.012	0.588	12.56	250
2004	2.07	0	7.933	31.9	0.012	3.628	0.42	1.41	115.7	0	0	43.78	115.7
2005	190.4	85.18	4.228	4.376	8.134	14.34	0.025	0	0	0	4.672	0.025	190.4
2006	127.9	195.9	20.02	1.22	0.5	0.342	17.86	302.6	0.012	0.025	0	0	302.6

Source : A.N.R.H

1- volumes des matériaux pour la variante de la digue en terre homogène :

Profil	Li	Gravier			Sable			Rip-rap amont			Rip-rap aval		
		Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V
1	20	0.11	6.845	136.9	0.03	6.755	135.1	1.01	14.335	286.7	0	6.07	121.4
2	20	13.58	20.925	418.5	13.48	20.755	415.1	27.66	41.005	820.1	12.14	18.635	372.7
3	20	28.27	73.73	1474.6	28.03	39.78	795.6	54.35	59.845	1196.9	25.13	28.455	569.1
4	20	119.19	171.89	3437.8	51.53	63.525	1270.5	65.34	68.43	1368.6	31.78	31.78	635.6
5	20	224.59	129.675	2593.5	75.52	55.22	1104.4	71.52	67.48	1349.6	31.78	31.78	635.6
6	20	34.76	23.685	473.7	34.92	23.535	470.7	63.44	43.085	861.7	31.78	22.02	440.4
7	10	12.61	9.14	91.4	12.15	8.855	88.55	22.73	16.83	168.3	12.26	8.795	87.95
8	0	5.67	2.835	0	5.56	2.78	0	10.93	5.465	0	5.33	2.665	0
Volume en m3		8626.4			4279.95			6051.9			2862.75		

Profil	Li	Recharge			Roche			Terre végétal			Butume		
		Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V
1	20	0.0	388.7	7773.4	0.0	0.0	0.0	2.62	17.7	354.2	2.0	4.1	82.6
2	20	777.3	1655.5	33109.9	0.0	0.0	0.0	32.8	49.6	991.6	6.3	6.3	126.0
3	20	2533.7	3750.9	75018.0	0.0	25.7	513.9	66.36	71.4	1427.7	6.3	6.3	126.0
4	20	4968.1	5154.3	103085.5	51.4	40.0	800.9	76.41	79.3	1586.2	6.3	6.3	126.0
5	20	5340.4	4645.1	92901.2	28.7	15.7	314.4	82.21	82.6	1651.4	6.3	6.3	126.0
6	20	3949.7	2300.5	46009.9	2.7	1.4	27.4	82.93	57.0	1139.4	6.3	6.3	126.0
7	10	651.3	407.3	4072.9	0.0	0.0	0.0	31.01	22.9	229.4	6.3	6.3	63.0
8	0	163.3	81.6	0.0	0.0	0.0	0.0	14.87	7.4	0.0	6.3	3.2	0.0
Volume en m3		361970.75			1656.6			7379.9			775.6		

2- volumes des matériaux pour la variante de la digue zonée à noyau d'argile :

Profil	Li	Rip-rap amont			Rip-rap aval			Gravier			Sable		
		Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V
1	20	1.01	13.55	270.9	0	10.58	211.6	0.11	6.93	138.6	0.03	6.865	137.3
2	20	26.08	40.22	804.3	21.16	34.58	691.5	13.75	20.19	403.7	13.7	19.98	399.6
3	20	54.35	59.85	1197	47.99	48.39	967.7	26.62	70.8	1416	26.26	36.95	739
4	20	65.34	68.44	1369	48.78	55.16	1103	115	165.4	3308	47.64	57.51	1150
5	20	71.53	67.49	1350	61.53	61.33	1227	215.8	123.9	2479	67.37	49.72	994.3
6	20	63.44	43.08	861.6	61.12	41.29	825.7	32.09	21.75	435	32.06	21.68	433.6
7	10	22.72	16.83	168.3	21.45	15.61	156.1	11.41	8.285	82.85	11.3	8.21	82.1
8	0	10.93	5.465	0	9.76	4.88	0	5.16	2.58	0	5.12	2.56	0
Volume en m3		6020			5182			8262			3936		

Profil	Li	Rechage			Terre végétal			Butume			Argile		
		Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V
1	20	0	341.355	6827.1	2.62	17.71	354.2	1.96	4.13	82.6	0	67.605	1352.1
2	20	682.71	1546.555	30931.1	32.8	49.58	991.6	6.3	6.3	126	135.21	224.39	4487.8
3	20	2410.4	3541.89	70837.8	66.36	71.385	1427.7	6.3	6.3	126	313.57	485.635	9712.7
4	20	4673.38	4854.94	97098.8	76.41	79.31	1586.2	6.3	6.3	126	657.7	681.1	13622
5	20	5036.5	4671.65	93433	82.21	82.57	1651.4	6.3	6.3	126	704.5	581.085	11621.7
6	20	4306.8	2503.73	50074.6	82.93	56.97	1139.4	6.3	6.3	126	457.67	290.14	5802.8
7	10	700.66	416.06	4160.6	31.01	22.94	229.4	6.3	6.3	63	122.61	81.095	810.95
8	0	131.46	65.73	0	14.87	7.435	0	6.3	3.15	0	39.58	19.79	0
Volume en m3		353363			7379.9			775.6			47410.05		

3- volumes des matériaux pour la variante de la digue en enrochement avec masque en béton :

Profil	Li	Terre végétal			Recharge			Roche			Béton			Butume		
		SI	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V	Si	Smoy	V
1	20.0	2.62	17.7	354.2	0.1	364.0	7280.2	0.0	5.9	117.8	0.8	11.8	236.9	2.0	4.1	82.6
2	20.0	32.8	49.6	991.6	727.9	1500.8	30015.2	11.8	18.5	369.2	22.8	31.1	621.0	6.3	6.3	126.0
3	20.0	66.36	71.4	1427.7	2273.6	3463.6	69272.5	25.1	29.3	586.6	39.29	46.2	923.0	6.3	6.3	126.0
4	20.0	76.41	79.3	1586.2	4653.6	4861.6	97231.6	33.5	33.8	675.3	53.0	55.6	1112.4	6.3	6.3	126.0
5	20.0	82.21	82.6	1651.4	5069.5	4305.1	86101.0	34.0	33.2	664.1	58.2	55.6	1112.0	6.3	6.3	126.0
6	20.0	82.93	57.0	1139.4	3540.6	2087.0	41739.8	32.4	22.3	446.4	53.0	35.2	703.5	6.3	6.3	126.0
7	10.0	31.01	22.9	229.4	633.4	398.4	3984.1	12.2	8.8	87.9	17.4	13.3	132.9	6.3	6.3	63.0
8	0.0	14.87	7.4	0.0	163.4	81.7	0.0	5.3	2.7	0.0	9.2	4.6	0.0	6.3	3.2	0.0
Volume m3				7379.9			335624.4			2947.3			4841.6			775.6

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=86.23)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	8,62	5,61	0	-0,308	0,95149	130,57	-40,1745	124,23279	9,41	36,699	0,67	83,23597	0	0	0	70,26	1376,05
-3	8,62	11,58	0	-0,231	0,97301	269,51	-62,19529	262,23836	9,04	35,256	0,67	175,6997	0	0	0	70,26	2840,4
-2	8,62	16,55	0	-0,154	0,98809	385,18	-59,25918	380,599	8,8	34,32	0,67	255,0013	0	0	0	70,26	4059,46
-1	8,62	20,4	0	-0,077	0,99704	474,79	-36,52228	473,38281	8,66	33,774	0,67	317,1665	0	0	0	70,26	5003,81
0	8,62	23,71	0	0	1	551,83	0	551,82654	8,62	33,618	0,67	369,7238	0	0	0	70,26	5815,7
1	8,62	26,1	0	0,0769	0,99704	607,45	46,727031	605,65154	8,66	33,774	0,67	405,7865	0	0	0	70,26	6401,93
2	8,62	27,54	0	0,1538	0,98809	640,97	98,610148	633,33514	8,8	34,32	0,67	424,3345	0	0	0	70,26	6755,14
3	8,62	28,06	0	0,2308	0,97301	653,07	150,7081	635,44115	9,03	35,217	0,67	425,7456	0	0	0	70,26	6882,69
4	8,62	27,58	0	0,3077	0,95149	641,9	197,50674	610,75588	9,41	36,699	0,67	409,2064	0	0	0	70,26	6764,95
5	8,62	25,98	0	0,3846	0,92308	604,66	232,56097	558,14633	9,96	38,844	0,67	373,958	0	0	0	70,26	6372,5
6	8,62	23,04	0	0,4615	0,88712	536,23	247,49214	475,70309	10,79	42,081	0,67	318,7211	0	0	0	70,26	5651,36
7	8,62	18,39	0	0,5385	0,84265	428,01	230,46631	360,6617	12,1	47,19	0,67	241,6433	0	0	0	70,26	4510,79
8	8,62	11,3	0	0,6154	0,78823	263	161,84382	207,3007	14,46	56,394	0,67	138,8915	0	0	0	70,26	2771,72
somme							1167,764			498,186		3939,114			0		65206,5

Kss 3,79983

Kas 2,30634

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=88.82)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	8,88	4,8	0	-0,333	0,94281	115,08	-38,3616	108,50299	10,26	40,014	0,67	72,697	0	0	0	68,91	793,049
-4	8,88	12,11	0	-0,267	0,96379	290,35	-77,4265	279,83547	9,69	37,791	0,67	187,4898	0	0	0	68,91	2000,8
-3	8,88	18,26	0	-0,2	0,9798	437,8	-87,56035	428,95637	9,31	36,309	0,67	287,4008	0	0	0	68,91	3016,89
-2	8,88	23,39	0	-0,133	0,99107	560,8	-74,77315	555,79141	9,07	35,373	0,67	372,3802	0	0	0	68,91	3864,46
-1	8,88	27,31	0	-0,067	0,99778	654,78	-43,6523	653,32786	8,93	34,827	0,67	437,7297	0	0	0	68,91	4512,12
0	8,88	30,72	0	0	1	736,54	0	736,54272	8,88	34,632	0,67	493,4836	0	0	0	68,91	5075,52
1	8,88	33,23	0	0,0667	0,99778	796,72	53,114832	794,95001	8,92	34,788	0,67	532,6165	0	0	0	68,91	5490,21
2	8,88	34,71	0	0,1333	0,99107	832,21	110,96093	824,77639	9,07	35,373	0,67	552,6002	0	0	0	68,91	5734,74
3	8,88	35,24	0	0,2	0,9798	844,91	168,98285	827,84351	9,31	36,309	0,67	554,6551	0	0	0	68,91	5822,3
4	8,88	34,75	0	0,2667	0,96379	833,17	222,1776	802,99608	9,69	37,791	0,67	538,0074	0	0	0	68,91	5741,35
5	8,88	33,19	0	0,3333	0,94281	795,76	265,25448	750,25297	10,26	40,014	0,67	502,6695	0	0	0	68,91	5483,61
6	8,88	30,07	0	0,4	0,91652	720,96	288,38333	660,76921	11,12	43,368	0,67	442,7154	0	0	0	68,91	4968,12
7	8,88	25,28	0	0,4667	0,88443	606,11	282,85286	536,06675	12,47	48,633	0,67	359,1647	0	0	0	68,91	4176,73
8	8,88	17,98	0	0,5333	0,84591	431,09	229,91386	364,65997	14,9	58,11	0,67	244,3222	0	0	0	68,91	2970,63
9	6,78	5,24	0	0,6	0,8	95,923	57,554064	76,738752	14,94	58,266	0,67	51,41496	0	0	0	68,91	661,008
somme							1357,4209			611,598		5629,347			0		60311,5

Kss 4,597649

Kas 3,064617

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=89.3)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-5,0	5,63	1,05	0,00	-0,33	0,94	15,96	-5,32	15,05	6,42	25,04	0,67	10,08	0,00	0,00	0,00	71,30	170,7
-4,0	8,93	8,41	0,00	-0,27	0,96	202,77	-54,07	195,43	9,75	38,03	0,67	130,94	0,00	0,00	0,00	71,30	2168,7
-3,0	8,93	14,60	0,00	-0,20	0,98	352,02	-70,40	344,91	9,37	36,54	0,67	231,09	0,00	0,00	0,00	71,30	3764,9
-2,0	8,93	19,75	0,00	-0,13	0,99	476,19	-63,49	471,94	9,12	35,57	0,67	316,20	0,00	0,00	0,00	71,30	5092,9
-1,0	8,93	23,96	0,00	-0,07	1,00	577,70	-38,51	576,41	8,98	35,02	0,67	386,20	0,00	0,00	0,00	71,30	6178,5
0,0	8,93	27,14	0,00	0,00	1,00	654,37	0,00	654,37	8,93	34,83	0,67	438,43	0,00	0,00	0,00	71,30	6998,5
1,0	8,93	29,60	0,00	0,07	1,00	713,69	47,58	712,10	8,99	35,06	0,67	477,11	0,00	0,00	0,00	71,30	7632,9
2,0	8,93	31,14	0,00	0,13	0,99	750,82	100,11	744,11	9,12	35,57	0,67	498,56	0,00	0,00	0,00	71,30	8030,0
3,0	8,93	31,65	0,00	0,20	0,98	763,11	152,62	747,70	9,37	36,54	0,67	500,96	0,00	0,00	0,00	71,30	8161,5
4,0	8,93	31,18	0,00	0,27	0,96	751,78	200,47	724,56	9,75	38,03	0,67	485,45	0,00	0,00	0,00	71,30	8040,3
5,0	8,93	29,51	0,00	0,33	0,94	711,52	237,17	670,82	10,32	40,25	0,67	449,45	0,00	0,00	0,00	71,30	7609,7
6,0	8,93	26,46	0,00	0,40	0,92	637,98	255,19	584,72	11,18	43,60	0,67	391,76	0,00	0,00	0,00	71,30	6823,2
7,0	8,93	21,64	0,00	0,47	0,88	521,76	243,49	461,46	12,54	48,91	0,67	309,18	0,00	0,00	0,00	71,30	5580,2
8,0	8,93	14,29	0,00	0,53	0,85	344,55	183,76	291,45	14,99	58,46	0,67	195,27	0,00	0,00	0,00	71,30	3684,9
9,0	5,60	2,43	0,00	0,60	0,80	36,74	22,04	29,39	11,94	46,57	0,67	19,69	0,00	0,00	0,00	71,30	393,0
somme							1270,0			524,9		4679,7			0,0		77597,4

Kss 4,098006

Kas 2,43321

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=91.74)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	9,17	7,1	0	-0,333	0,94281	175,79	-58,5963	165,73536	10,59	41,301	0,67	111,0427	0	0	0	69,98	1845,26
-4	9,17	14,65	0	-0,267	0,96379	362,72	-96,72516	349,58485	10,01	39,039	0,67	234,2219	0	0	0	69,98	3807,47
-3	9,17	21	0	-0,2	0,9798	519,94	-103,9878	509,4341	9,61	37,479	0,67	341,3208	0	0	0	69,98	5457,8
-2	9,17	26,29	0	-0,133	0,99107	650,91	-86,78855	645,10226	9,36	36,504	0,67	432,2185	0	0	0	69,98	6832,65
-1	9,17	30,61	0	-0,067	0,99778	757,87	-50,52487	756,18695	9,22	35,958	0,67	506,6453	0	0	0	69,98	7955,39
0	9,17	33,99	0	0	1	841,56	0	841,55841	9,17	35,763	0,67	563,8441	0	0	0	69,98	8833,84
1	9,17	36,39	0	0,0667	0,99778	900,98	60,065334	898,9756	9,22	35,958	0,67	602,3137	0	0	0	69,98	9457,59
2	9,17	27,98	0	0,1333	0,99107	692,76	92,367576	686,57137	9,36	36,504	0,67	460,0028	0	0	0	69,98	7271,87
3	9,17	38,53	0	0,2	0,9798	953,96	190,79285	934,69028	9,62	37,518	0,67	626,2425	0	0	0	69,98	10013,8
4	9,17	38,03	0	0,2667	0,96379	941,58	251,08927	907,48887	10,01	39,039	0,67	608,0175	0	0	0	69,98	9883,82
5	9,17	36,32	0	0,3333	0,94281	899,25	299,74896	847,81809	10,6	41,34	0,67	568,0381	0	0	0	69,98	9439,39
6	9,17	33,19	0	0,4	0,91652	821,75	328,70048	753,14742	11,47	44,733	0,67	504,6088	0	0	0	69,98	8625,92
7	9,17	28,25	0	0,4667	0,88443	699,44	326,40615	618,60956	12,87	50,193	0,67	414,4684	0	0	0	69,98	7342,04
8	9,17	20,71	0	0,5333	0,84591	512,76	273,47141	433,7454	15,38	59,982	0,67	290,6094	0	0	0	69,98	5382,43
9	8,12	8,3	0	0,6	0,8	181,97	109,18152	145,57536	18,52	72,228	0,67	97,53549	0	0	0	69,98	1910,13
somme							1535,2009			643,539		6361,13			0		104059

Kss 4,56271

Kas 2,62398

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=94.09)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	7,67	2,3	0	-0,308	0,95149	47,631	-14,6556	45,31994	8,33	32,487	0,67	30,36436	0	0	0	80,45	574,783
-3	9,41	8,82	0	-0,231	0,97301	224,09	-51,71302	218,04122	9,87	38,493	0,67	146,0876	0	0	0	80,45	2704,2
-2	9,41	14,25	0	-0,154	0,98809	362,05	-55,69996	357,73948	9,61	37,479	0,67	239,6855	0	0	0	80,45	4369,04
-1	9,41	18,68	0	-0,077	0,99704	474,6	-36,5079	473,19653	9,46	36,894	0,67	317,0417	0	0	0	80,45	5727,27
0	9,41	22,15	0	0	1	562,77	0	562,76505	9,41	36,699	0,67	377,0526	0	0	0	80,45	6791,17
1	9,41	24,61	0	0,0769	0,99704	625,27	48,097405	623,41363	9,46	36,894	0,67	417,6871	0	0	0	80,45	7545,4
2	9,41	26,25	0	0,1538	0,98809	666,93	102,60519	658,99378	9,6	37,44	0,67	441,5258	0	0	0	80,45	8048,22
3	9,41	26,81	0	0,2308	0,97301	681,16	157,19115	662,7761	9,86	38,454	0,67	444,06	0	0	0	80,45	8219,92
4	9,41	26,29	0	0,3077	0,95149	667,95	205,52309	635,54504	10,27	40,053	0,67	425,8152	0	0	0	80,45	8060,49
5	9,41	24,54	0	0,3846	0,92308	623,49	239,80299	575,52718	10,88	42,432	0,67	385,6032	0	0	0	80,45	7523,94
6	9,41	21,32	0	0,4615	0,88712	541,68	250,00488	480,53282	11,78	45,942	0,67	321,957	0	0	0	80,45	6536,69
7	9,41	16,24	0	0,5385	0,84265	412,61	222,17444	347,68558	13,22	51,558	0,67	232,9493	0	0	0	80,45	4979,17
8	9,41	8,49	0	0,6154	0,78823	215,71	132,7418	170,02484	15,8	61,62	0,67	113,9166	0	0	0	80,45	2603,03
somme							1199,5645			536,445		3893,746			0		73683,3

Kss 3,693166

Kas 2,234446

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=86.88)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	6,74	2,01	0	-0,286	0,95831	36,578	-10,45085	35,053221	7,32	28,548	0,67	23,48566	0	0	0	70,91	389,062
-3	8,69	8,59	0	-0,214	0,97677	201,55	-43,18868	196,86544	9,11	35,529	0,67	131,8998	0	0	0	70,91	2143,76
-2	8,69	14,17	0	-0,143	0,98974	332,47	-47,49582	329,06066	8,87	34,593	0,67	220,4706	0	0	0	70,91	3536,32
-1	8,69	18,82	0	-0,071	0,99745	441,57	-31,54098	440,44576	8,73	34,047	0,67	295,0987	0	0	0	70,91	4696,8
0	8,69	22,59	0	0	1	530,03	0	530,02917	8,69	33,891	0,67	355,1195	0	0	0	70,91	5637,66
1	8,69	25,48	0	0,0714	0,99745	597,84	42,70266	596,31019	8,73	34,047	0,67	399,5278	0	0	0	70,91	6358,9
2	8,69	27,49	0	0,1429	0,98974	645	92,142553	638,38233	8,87	34,593	0,67	427,7162	0	0	0	70,91	6860,52
3	8,69	28,58	0	0,2143	0,97677	670,57	143,69412	654,99583	9,11	35,529	0,67	438,8472	0	0	0	70,91	7132,54
4	8,69	28,65	0	0,2857	0,95831	672,21	192,06141	644,19357	9,49	37,011	0,67	431,6097	0	0	0	70,91	7150,01
5	8,69	27,6	0	0,3571	0,93405	647,58	231,27814	604,87083	10,05	39,195	0,67	405,2635	0	0	0	70,91	6887,97
6	8,69	25,19	0	0,4286	0,90351	591,03	253,29984	534,00296	10,88	42,432	0,67	357,782	0	0	0	70,91	6286,52
7	8,69	21,05	0	0,5	0,86603	493,9	246,94808	427,72661	12,21	47,619	0,67	286,5768	0	0	0	70,91	5253,33
8	8,69	14,46	0	0,5714	0,82065	339,27	193,87142	278,42663	14,6	56,94	0,67	186,5458	0	0	0	70,91	3608,7
9	5,61	2,75	0	0,6429	0,76599	41,654	26,777732	31,906576	12,05	46,995	0,67	21,37741	0	0	0	70,91	443,055
somme							1263,3219			493,974		3959,943			0		65942,1

Kss 3,52556
 Kas 2,202376

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=87.16)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Ccos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	5,38	0,72	0	-0,25	0,96825	10,459	-2,61468	10,126612	5,61	21,879	0,67	6,78483	0	0	0	75,43	118,335
-2	8,72	6,31	0	-0,167	0,98601	148,56	-24,76044	146,48474	8,9	34,71	0,67	98,14477	0	0	0	75,43	1680,91
-1	8,72	10,98	0	-0,083	0,99652	258,51	-21,54276	257,61394	8,77	34,203	0,67	172,6013	0	0	0	75,43	2924,95
0	8,72	14,76	0	0	1	347,51	0	347,50944	8,72	34,008	0,67	232,8313	0	0	0	75,43	3931,9
1	8,72	17,67	0	0,0833	0,99652	416,02	34,66854	414,57544	8,77	34,203	0,67	277,7655	0	0	0	75,43	4707,09
2	8,72	19,69	0	0,1667	0,98601	463,58	77,26356	457,09739	8,9	34,71	0,67	306,2552	0	0	0	75,43	5245,19
3	8,72	20,77	0	0,25	0,96825	489,01	122,25222	473,48081	9,23	35,997	0,67	317,2321	0	0	0	75,43	5532,89
4	8,72	20,85	0	0,3333	0,94281	490,89	163,6308	462,81779	9,51	37,089	0,67	310,0879	0	0	0	75,43	5554,2
5	8,72	19,79	0	0,4167	0,90906	465,94	194,1399	423,56326	10,08	39,312	0,67	283,7874	0	0	0	75,43	5271,83
6	8,72	17,37	0	0,5	0,86603	408,96	204,47964	354,16913	10,92	42,588	0,67	237,2933	0	0	0	75,43	4627,17
7	8,72	13,22	0	0,5833	0,81223	311,25	181,56348	252,80884	12,25	47,775	0,67	169,3819	0	0	0	75,43	3521,66
8	8,72	6,59	0	0,6667	0,74536	155,15	103,43664	115,64568	14,65	57,135	0,67	77,48261	0	0	0	75,43	1755,5
somme							1035,1316			431,73		2482,864			0		44753,3

Kss 2,815674
Kas 1,882092

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=72.06)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	7,67	3,13	0	-0,25	0,96825	64,819	-16,20479	62,760891	8,04	31,356	0,67	42,0498	0	0	0	65,02	632,181
-2	7,67	8,05	0	-0,167	0,98601	166,71	-27,78458	164,37576	7,83	30,537	0,67	110,1318	0	0	0	65,02	1625,9
-1	7,67	12,09	0	-0,083	0,99652	250,37	-20,86432	249,50095	7,71	30,069	0,67	167,1656	0	0	0	65,02	2441,88
0	7,67	15,48	0	0	1	320,58	0	320,57532	7,76	30,264	0,67	214,7855	0	0	0	65,02	3126,57
1	7,67	18,04	0	0,0833	0,99652	373,59	31,13253	372,29091	7,71	30,069	0,67	249,4349	0	0	0	65,02	3643,63
2	7,67	19,81	0	0,1667	0,98601	410,25	68,374215	404,50731	7,83	30,537	0,67	271,0199	0	0	0	65,02	4001,12
3	7,67	20,77	0	0,25	0,96825	430,13	107,53148	416,46764	7,74	30,186	0,67	279,0333	0	0	0	65,02	4195,02
4	7,67	20,84	0	0,3333	0,94281	431,58	143,85852	406,89334	8,37	32,643	0,67	272,6185	0	0	0	65,02	4209,16
5	7,67	19,9	0	0,4167	0,90906	412,11	171,71213	374,63163	8,86	34,554	0,67	251,0032	0	0	0	65,02	4019,3
6	7,67	17,78	0	0,5	0,86603	368,21	184,10301	318,87577	9,6	37,44	0,67	213,6468	0	0	0	65,02	3591,11
7	7,67	14,14	0	0,5833	0,81223	292,83	170,81474	237,8423	10,77	42,003	0,67	159,3543	0	0	0	65,02	2855,92
8	7,67	8,29	0	0,6667	0,74536	171,68	114,45174	127,96094	12,87	50,193	0,67	85,73383	0	0	0	65,02	1674,37
somme							927,12467			409,851		2315,977			0		36016,2

Kss 2,940088

Kas 1,951797

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=72.58)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	6,07	2,41	0	-0,333	0,94281	39,497	-13,16583	37,238591	6,97	27,183	0,67	24,94986	0	0	0	55,3	327,632
-4	7,26	8,85	0	-0,267	0,96379	173,48	-46,26072	167,19587	7,92	30,888	0,67	112,0212	0	0	0	55,3	1439
-3	7,26	14,35	0	-0,2	0,9798	281,29	-56,25774	275,60551	7,61	29,679	0,67	184,6557	0	0	0	55,3	2333,29
-2	7,26	19,01	0	-0,133	0,99107	372,63	-49,68454	369,30686	7,41	28,899	0,67	247,4356	0	0	0	55,3	3091
-1	7,26	22,9	0	-0,067	0,99778	448,89	-29,92572	447,88717	7,3	28,47	0,67	300,0844	0	0	0	55,3	3723,51
0	7,26	26,08	0	0	1	511,22	0	511,22016	7,36	28,704	0,67	342,5175	0	0	0	55,3	4240,57
1	7,26	28,47	0	0,0667	0,99778	558,07	37,204596	556,82741	7,39	28,821	0,67	373,0744	0	0	0	55,3	4629,18
2	7,26	30,15	0	0,1333	0,99107	591	78,80004	585,72341	7,41	28,899	0,67	392,4347	0	0	0	55,3	4902,35
3	7,26	31,05	0	0,2	0,9798	608,64	121,72842	596,34503	7,66	29,874	0,67	399,5512	0	0	0	55,3	5048,69
4	7,26	31,12	0	0,2667	0,96379	610,01	162,67046	587,9249	8,01	31,239	0,67	393,9097	0	0	0	55,3	5060,07
5	7,26	30,23	0	0,3333	0,94281	592,57	197,52282	558,6789	8,4	32,76	0,67	374,3149	0	0	0	55,3	4915,36
6	7,26	28,21	0	0,4	0,91652	552,97	221,18897	506,80759	9,1	35,49	0,67	339,5611	0	0	0	55,3	4586,91
7	7,26	24,43	0	0,4667	0,88443	478,88	223,47587	423,53463	10,22	39,858	0,67	283,7682	0	0	0	55,3	3972,28
8	7,26	19,02	0	0,5333	0,84591	372,83	198,84269	315,37886	12,23	47,697	0,67	211,3038	0	0	0	55,3	3092,63
9	7,26	9,94	0	0,6	0,8	194,84	116,90633	155,8751	17,36	67,704	0,67	104,4363	0	0	0	55,3	1616,23
somme							1163,0456			516,165		4084,018			0		52978,7

Kss 3,95529

Kas 2,43013

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=76.72)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dr
-3	6,88	1,85	0	-0,25	0,96825	34,366	-8,5914	33,274349	7,15	27,885	0,67	22,29381	0	0	0	72,64	249,632
-2	8,43	7,13	0	-0,167	0,98601	162,29	-27,04766	160,01608	8,61	33,579	0,67	107,2108	0	0	0	72,64	1178,84
-1	8,43	11,57	0	-0,083	0,99652	263,34	-21,9454	262,42879	8,48	33,072	0,67	175,8273	0	0	0	72,64	1912,94
0	8,43	15,13	0	0	1	344,37	0	344,37393	8,43	32,877	0,67	230,7305	0	0	0	72,64	2501,53
1	8,43	17,84	0	0,0833	0,99652	406,06	33,83802	404,64387	8,48	33,072	0,67	271,1114	0	0	0	72,64	2949,59
2	8,43	19,67	0	0,1667	0,98601	447,71	74,618145	441,4469	8,61	33,579	0,67	295,7694	0	0	0	72,64	3252,16
3	8,43	20,65	0	0,25	0,96825	470,01	117,50366	455,08973	7,15	27,885	0,67	304,9101	0	0	0	72,64	3414,19
4	8,43	20,62	0	0,3333	0,94281	469,33	156,44394	442,49028	9,2	35,88	0,67	296,4685	0	0	0	72,64	3409,23
5	8,43	19,5	0	0,4167	0,90906	443,84	184,93313	403,47644	9,74	37,986	0,67	270,3292	0	0	0	72,64	3224,05
6	8,43	17,07	0	0,5	0,86603	388,53	194,26514	336,47708	10,56	41,184	0,67	225,4396	0	0	0	72,64	2822,28
7	8,43	12,96	0	0,5833	0,81223	294,98	172,07316	239,59453	11,84	46,176	0,67	160,5283	0	0	0	72,64	2142,75
8	8,43	6,47	0	0,6667	0,74536	147,26	98,17578	109,76386	14,16	55,224	0,67	73,54179	0	0	0	72,64	1069,72
somme							974,26652			438,399		2434,161			0		28126,9

Kss 2,94843

Kas 2,19622

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=86.88)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4	6,74	0	2,01	-0,286	0,95831	31,159	-8,902577	29,860151	7,32	28,548	0,67	20,0063	2,01	14,7132	9,857844	70,91	331,423
-3	8,69	0	8,59	-0,214	0,97677	171,69	-36,79036	167,70019	9,11	35,529	0,67	112,3591	8,59	78,2549	52,430783	70,91	1826,16
-2	8,69	0	14,17	-0,143	0,98974	283,22	-40,4594	280,31094	8,87	34,593	0,67	187,8083	14,17	125,688	84,210893	70,91	3012,42
-1	8,69	0	18,82	-0,071	0,99745	376,16	-26,86824	375,19453	8,73	34,047	0,67	251,3803	18,82	164,299	110,080062	70,91	4000,98
0	8,69	0	22,59	0	1	451,51	0	451,50633	8,69	33,891	0,67	302,5092	22,59	196,307	131,525757	70,91	4802,45
1	8,69	0	25,48	0,0714	0,99745	509,27	36,37634	507,96794	8,73	34,047	0,67	340,3385	25,48	222,44	149,035068	70,91	5416,84
2	8,69	0	27,49	0,1429	0,98974	549,44	78,491804	543,80717	8,87	34,593	0,67	364,3508	27,49	243,836	163,370321	70,91	5844,15
3	8,69	0	28,58	0,2143	0,97677	571,23	122,4061	557,95941	9,11	35,529	0,67	373,8328	28,58	260,364	174,443746	70,91	6075,87
4	8,69	0	28,65	0,2857	0,95831	572,63	163,60787	548,75748	9,49	37,011	0,67	367,6675	28,65	271,889	182,165295	70,91	6090,75
5	8,69	0	27,6	0,3571	0,93405	551,64	197,01471	515,26034	10,05	39,195	0,67	345,2244	27,6	277,38	185,8446	70,91	5867,53
6	8,69	0	25,19	0,4286	0,90351	503,47	215,77394	454,89141	10,88	42,432	0,67	304,7772	25,19	274,067	183,625024	70,91	5355,19
7	8,69	0	21,05	0,5	0,86603	420,73	210,36318	364,35971	12,21	47,619	0,67	244,121	21,05	257,021	172,203735	70,91	4475,06
8	8,69	0	14,46	0,5714	0,82065	289,01	165,14973	237,17824	14,6	56,94	0,67	158,9094	14,46	211,116	141,44772	70,91	3074,08
9	5,61	0	2,75	0,6429	0,76599	35,483	22,810661	27,179676	12,05	46,995	0,67	18,21038	2,75	33,1375	22,202125	70,91	377,418
somme							1076,1631			493,974		3373,285			1740,24085		56172,9

Kss 1,976483
 Kas 1,234686

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=87.16)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	5,38	0	0,72	-0,25	0,96825	8,9093	-2,22732	8,6263733	5,61	21,879	0,67	5,77967	0,72	4,0392	2,706264	75,43	100,804
-2	8,72	0	6,31	-0,167	0,98601	126,55	-21,09223	124,7833	8,9	34,71	0,67	83,60481	6,31	56,159	37,62653	75,43	1431,89
-1	8,72	0	10,98	-0,083	0,99652	220,21	-18,35124	219,44891	8,77	34,203	0,67	147,0308	10,98	96,2946	64,517382	75,43	2491,62
0	8,72	0	14,76	0	1	296,03	0	296,02656	8,72	34,008	0,67	198,3378	14,76	128,707	86,233824	75,43	3349,39
1	8,72	0	17,67	0,0833	0,99652	354,39	29,53246	353,15686	8,77	34,203	0,67	236,6151	17,67	154,966	103,827153	75,43	4009,74
2	8,72	0	19,69	0,1667	0,98601	394,9	65,817107	389,37925	8,9	34,71	0,67	260,8841	19,69	175,241	117,41147	75,43	4468,13
3	8,72	0	20,77	0,25	0,96825	416,56	104,14078	403,33551	9,23	35,997	0,67	270,2348	20,77	191,707	128,443757	75,43	4713,2
4	8,72	0	20,85	0,3333	0,94281	418,17	139,3892	394,25219	9,51	37,089	0,67	264,149	20,85	198,284	132,849945	75,43	4731,36
5	8,72	0	19,79	0,4167	0,90906	396,91	165,37843	360,81314	10,08	39,312	0,67	241,7448	19,79	199,483	133,653744	75,43	4490,82
6	8,72	0	17,37	0,5	0,86603	348,37	174,18636	301,69963	10,92	42,588	0,67	202,1387	17,37	189,68	127,085868	75,43	3941,66
7	8,72	0	13,22	0,5833	0,81223	265,14	154,66519	215,35568	12,25	47,775	0,67	144,2883	13,22	161,945	108,50315	75,43	2999,93
8	8,72	0	6,59	0,6667	0,74536	132,17	88,112693	98,512986	14,65	57,135	0,67	66,0037	6,59	96,5435	64,684145	75,43	1495,43
somme							881,77875			431,73		2115,032			1104,83697		38123,2

Kss 1,635246

Kas 1,093053

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=72.06)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	7,67	0	3,13	-0,25	0,96825	55,216	-13,80408	53,462982	8,04	31,356	0,67	35,8202	3,13	25,1652	16,860684	65,02	538,525
-2	7,67	0	8,05	-0,167	0,98601	142,01	-23,66834	140,0238	7,83	30,537	0,67	93,81594	8,05	63,0315	42,231105	65,02	1385,02
-1	7,67	0	12,09	-0,083	0,99652	213,28	-17,77331	212,53785	7,71	30,069	0,67	142,4004	12,09	93,2139	62,453313	65,02	2080,12
0	7,67	0	15,48	0	1	273,08	0	273,08268	7,76	30,264	0,67	182,9654	15,48	120,125	80,483616	65,02	2663,38
1	7,67	0	18,04	0,0833	0,99652	318,24	26,520303	317,1367	7,71	30,069	0,67	212,4816	18,04	139,088	93,189228	65,02	3103,83
2	7,67	0	19,81	0,1667	0,98601	349,47	58,244702	344,5803	7,83	30,537	0,67	230,8688	19,81	155,112	103,925241	65,02	3408,36
3	7,67	0	20,77	0,25	0,96825	366,4	91,600893	354,76873	7,74	30,186	0,67	237,695	20,77	160,76	107,709066	65,02	3573,53
4	7,67	0	20,84	0,3333	0,94281	367,64	122,54615	346,61285	8,37	32,643	0,67	232,2306	20,84	174,431	116,868636	65,02	3585,58
5	7,67	0	19,9	0,4167	0,90906	351,06	146,27329	319,13065	8,86	34,554	0,67	213,8175	19,9	176,314	118,13038	65,02	3423,85
6	7,67	0	17,78	0,5	0,86603	313,66	156,82849	271,63491	9,6	37,44	0,67	181,9954	17,78	170,688	114,36096	65,02	3059,1
7	7,67	0	14,14	0,5833	0,81223	249,44	145,50885	202,6064	10,77	42,003	0,67	135,7463	14,14	152,288	102,032826	65,02	2432,82
8	7,67	0	8,29	0,6667	0,74536	146,24	97,495927	109,00376	12,87	50,193	0,67	73,03252	8,29	106,692	71,483841	65,02	1426,32
somme							789,77287			409,851		1972,87			1029,7289		30680,4

Kss 1,71314
 Kas 1,137279

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=72.58)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-5	6,07	0	2,41	-0,333	0,94281	33,646	-11,21534	31,721762	6,97	27,183	0,67	21,25358	2,41	16,7977	11,254459	55,3	279,094
-4	7,26	0	8,85	-0,267	0,96379	147,78	-39,40728	142,42611	7,92	30,888	0,67	95,42549	8,85	70,092	46,96164	55,3	1225,81
-3	7,26	0	14,35	-0,2	0,9798	239,62	-47,92326	234,77507	7,61	29,679	0,67	157,2993	14,35	109,204	73,166345	55,3	1987,62
-2	7,26	0	19,01	-0,133	0,99107	317,43	-42,32386	314,59474	7,41	28,899	0,67	210,7785	19,01	140,864	94,378947	55,3	2633,07
-1	7,26	0	22,9	-0,067	0,99778	382,38	-25,49228	381,53351	7,3	28,47	0,67	255,6275	22,9	167,17	112,0039	55,3	3171,88
0	7,26	0	26,08	0	1	435,48	0	435,48384	7,36	28,704	0,67	291,7742	26,08	191,949	128,605696	55,3	3612,34
1	7,26	0	28,47	0,0667	0,99778	475,39	31,692804	474,33446	7,39	28,821	0,67	317,8041	28,47	210,393	140,963511	55,3	3943,38
2	7,26	0	30,15	0,1333	0,99107	503,44	67,12596	498,94957	7,41	28,899	0,67	334,2962	30,15	223,412	149,685705	55,3	4176,07
3	7,26	0	31,05	0,2	0,9798	518,47	103,69458	507,99762	7,66	29,874	0,67	340,3584	31,05	237,843	159,35481	55,3	4300,73
4	7,26	0	31,12	0,2667	0,96379	519,64	138,57114	500,82492	8,01	31,239	0,67	335,5527	31,12	249,271	167,011704	55,3	4310,43
5	7,26	0	30,23	0,3333	0,94281	504,78	168,26018	475,91166	8,4	32,76	0,67	318,8608	30,23	253,932	170,13444	55,3	4187,15
6	7,26	0	28,21	0,4	0,91652	471,05	188,42023	431,72499	9,1	35,49	0,67	289,2557	28,21	256,711	171,99637	55,3	3907,36
7	7,26	0	24,43	0,4667	0,88443	407,93	190,36833	360,78876	10,22	39,858	0,67	241,7285	24,43	249,675	167,281982	55,3	3383,8
8	7,26	0	19,02	0,5333	0,84591	317,6	169,38451	268,65606	12,23	47,697	0,67	179,9996	19,02	232,615	155,851782	55,3	2634,46
9	7,26	0	9,94	0,6	0,8	165,98	99,586872	132,7825	17,36	67,704	0,67	88,96427	9,94	172,558	115,614128	55,3	1376,79
somme							990,74259			516,165		3478,979			1864,26542		45130

Kss 2,15079
Kas 1,32144

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=76.72)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	6,88	0	1,85	-0,25	0,96825	29,274	-7,3186	28,344816	7,15	27,885	0,67	18,99103	1,85	13,2275	8,862425	72,64	212,649
-2	8,43	0	7,13	-0,167	0,98601	138,24	-23,0406	136,31	8,61	33,579	0,67	91,3277	7,13	61,3893	41,130831	72,64	1004,2
-1	8,43	0	11,57	-0,083	0,99652	224,33	-18,69423	223,55045	8,48	33,072	0,67	149,7788	11,57	98,1136	65,736112	72,64	1629,54
0	8,43	0	15,13	0	1	293,36	0	293,35557	8,43	32,877	0,67	196,5482	15,13	127,546	85,455753	72,64	2130,93
1	8,43	0	17,84	0,0833	0,99652	345,9	28,82498	344,69663	8,48	33,072	0,67	230,9467	17,84	151,283	101,359744	72,64	2512,62
2	8,43	0	19,67	0,1667	0,98601	381,38	63,563605	376,04736	8,61	33,579	0,67	251,9517	19,67	169,359	113,470329	72,64	2770,36
3	8,43	0	20,65	0,25	0,96825	400,38	100,09571	387,66903	7,15	27,885	0,67	259,7382	20,65	147,648	98,923825	72,64	2908,38
4	8,43	0	20,62	0,3333	0,94281	399,8	133,26706	376,93617	9,2	35,88	0,67	252,5472	20,62	189,704	127,10168	72,64	2904,16
5	8,43	0	19,5	0,4167	0,90906	378,09	157,53563	343,70216	9,74	37,986	0,67	230,2804	19,5	189,93	127,2531	72,64	2746,41
6	8,43	0	17,07	0,5	0,86603	330,97	165,48512	286,62863	10,56	41,184	0,67	192,0412	17,07	180,259	120,773664	72,64	2404,17
7	8,43	0	12,96	0,5833	0,81223	251,28	146,58084	204,09904	11,84	46,176	0,67	136,7464	12,96	153,446	102,809088	72,64	1825,31
8	8,43	0	6,47	0,6667	0,74536	125,45	83,63122	93,502546	14,16	55,224	0,67	62,64671	6,47	91,6152	61,382184	72,64	911,246
somme							829,93074			438,399		2073,544			1054,25874		23960

Kss 1,75639
Kas 1,27617

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=86.23)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	8,62	0	5,61	-0,308	0,95149	111,22	-34,22273	105,82794	9,41	36,699	0,67	70,90472	5,61	52,7901	35,369367	70,26	1172,19
-3	8,62	0	11,58	-0,231	0,97301	229,59	-52,98117	223,38824	9,04	35,256	0,67	149,6701	11,58	104,683	70,137744	70,26	2419,6
-2	8,62	0	16,55	-0,154	0,98809	328,12	-50,48005	324,21397	8,8	34,32	0,67	217,2234	16,55	145,64	97,5788	70,26	3458,06
-1	8,62	0	20,4	-0,077	0,99704	404,45	-31,11157	403,25203	8,66	33,774	0,67	270,1789	20,4	176,664	118,36488	70,26	4262,5
0	8,62	0	23,71	0	1	470,07	0	470,07446	8,62	33,618	0,67	314,9499	23,71	204,38	136,934734	70,26	4954,11
1	8,62	0	26,1	0,0769	0,99704	517,46	39,804508	515,92539	8,66	33,774	0,67	345,67	26,1	226,026	151,43742	70,26	5453,5
2	8,62	0	27,54	0,1538	0,98809	546,01	84,001237	539,50771	8,8	34,32	0,67	361,4702	27,54	242,352	162,37584	70,26	5754,38
3	8,62	0	28,06	0,2308	0,97301	556,32	128,38098	541,30172	9,03	35,217	0,67	362,6722	28,06	253,382	169,765806	70,26	5863,03
4	8,62	0	27,58	0,3077	0,95149	546,8	168,24649	520,27353	9,41	36,699	0,67	348,5833	27,58	259,528	173,883626	70,26	5762,74
5	8,62	0	25,98	0,3846	0,92308	515,08	198,10749	475,45798	9,96	38,844	0,67	318,5568	25,98	258,761	173,369736	70,26	5428,42
6	8,62	0	23,04	0,4615	0,88712	456,79	210,82663	405,22856	10,79	42,081	0,67	271,5031	23,04	248,602	166,563072	70,26	4814,12
7	8,62	15,79	2,56	0,5385	0,84265	418,25	225,21209	352,43926	12,1	47,19	0,67	236,1343	2,56	30,976	20,75392	70,26	4407,95
8	8,62	11,3	0	0,6154	0,78823	263	161,84382	207,3007	14,46	56,394	0,67	138,8915	0	0	0	70,26	2771,72
somme							1047,6277			498,186		3406,408			1476,53495		56522,3

Kss 3,72708

Kas 2,29262

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=88.82)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-5	8,88	0	4,8	-0,333	0,94281	98,035	-32,6784	92,428473	10,26	40,014	0,67	61,92708	4,8	49,248	32,99616	68,91	675,561
-4	8,88	0	12,11	-0,267	0,96379	247,33	-65,9559	238,37836	9,69	37,791	0,67	159,7135	12,11	117,346	78,621753	68,91	1704,38
-3	8,88	0	18,26	-0,2	0,9798	372,94	-74,58845	365,40728	9,31	36,309	0,67	244,8229	18,26	170,001	113,900402	68,91	2569,94
-2	8,88	0	23,39	-0,133	0,99107	477,72	-63,69565	473,45194	9,07	35,373	0,67	317,2128	23,39	212,147	142,138691	68,91	3291,95
-1	8,88	0	27,31	-0,067	0,99778	557,78	-37,1853	556,53855	8,93	34,827	0,67	372,8808	27,31	243,878	163,398461	68,91	3843,66
0	8,88	0	30,72	0	1	627,43	0	627,42528	8,88	34,632	0,67	420,3749	30,72	272,794	182,771712	68,91	4323,59
1	8,88	0	33,23	0,0667	0,99778	678,69	45,245968	677,17964	8,92	34,788	0,67	453,7104	33,23	296,412	198,595772	68,91	4676,85
2	8,88	0	34,71	0,1333	0,99107	708,92	94,522272	702,5873	9,07	35,373	0,67	470,7335	34,71	314,82	210,929199	68,91	4885,15
3	8,88	0	35,24	0,2	0,9798	719,74	143,94835	705,20002	9,31	36,309	0,67	472,484	35,24	328,084	219,816548	68,91	4959,74
4	8,88	0	34,75	0,2667	0,96379	709,73	189,2624	684,03369	9,69	37,791	0,67	458,3026	34,75	336,728	225,607425	68,91	4890,78
5	8,88	0	33,19	0,3333	0,94281	677,87	225,95752	639,10438	10,26	40,014	0,67	428,1999	33,19	340,529	228,154698	68,91	4671,22
6	8,88	0	30,07	0,4	0,91652	614,15	245,65987	562,87748	11,12	43,368	0,67	377,1279	30,07	334,378	224,033528	68,91	4232,11
7	8,88	14,9	10,37	0,4667	0,88443	569,04	265,55166	503,27728	12,47	48,633	0,67	337,1958	10,37	129,314	86,640313	68,91	3921,25
8	8,88	17,98	0	0,5333	0,84591	431,09	229,91386	364,65997	14,9	58,11	0,67	244,3222	0	0	0	68,91	2970,63
9	6,78	5,24	0	0,6	0,8	95,923	57,554064	76,738752	14,94	58,266	0,67	51,41496	0	0	0	68,91	661,008
somme							1223,5123			611,598		4870,423			2107,60466		52277,8

Kss 4,480561

Kas 3,025241

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=89.3)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-5	5,63	0	1,05	-0,333	0,94281	13,596	-4,53215	12,818856	6,42	25,038	0,67	8,588634	1,05	6,741	4,51647	71,3	145,414
-4	8,93	0	8,41	-0,267	0,96379	172,73	-46,06213	166,47812	9,75	38,025	0,67	111,5403	8,41	81,9975	54,938325	71,3	1847,38
-3	8,93	0	14,6	-0,2	0,9798	299,87	-59,97388	293,81081	9,37	36,543	0,67	196,8532	14,6	136,802	91,65734	71,3	3207,1
-2	8,93	0	19,75	-0,133	0,99107	405,65	-54,08603	402,02334	9,12	35,568	0,67	269,3556	19,75	180,12	120,6804	71,3	4338,38
-1	8,93	0	23,96	-0,067	0,99778	492,11	-32,80763	491,01963	8,98	35,022	0,67	328,9832	23,96	215,161	144,157736	71,3	5263,16
0	8,93	0	27,14	0	1	557,43	0	557,42846	8,93	34,827	0,67	373,4771	27,14	242,36	162,381334	71,3	5961,7
1	8,93	0	29,6	0,0667	0,99778	607,95	40,530293	606,60189	8,99	35,061	0,67	406,4233	29,6	266,104	178,28968	71,3	6502,07
2	8,93	0	31,14	0,1333	0,99107	639,58	85,277928	633,87377	9,12	35,568	0,67	424,6954	31,14	283,997	190,277856	71,3	6840,36
3	8,93	0	31,65	0,2	0,9798	650,06	130,01187	636,92548	9,37	36,543	0,67	426,7401	31,65	296,561	198,695535	71,3	6952,38
4	8,93	0	31,18	0,2667	0,96379	640,41	170,77494	617,21616	9,75	38,025	0,67	413,5348	31,18	304,005	203,68335	71,3	6849,14
5	8,93	0	29,51	0,3333	0,94281	606,11	202,0353	571,44211	10,32	40,248	0,67	382,8662	29,51	304,543	204,043944	71,3	6482,3
6	8,93	0	26,46	0,4	0,91652	543,46	217,38478	498,0911	11,18	43,602	0,67	333,721	26,46	295,823	198,201276	71,3	5812,33
7	8,93	11,73	9,91	0,4667	0,88443	486,36	226,96964	430,15608	12,54	48,906	0,67	288,2046	9,91	124,271	83,261838	71,3	5201,66
8	8,93	14,29	0	0,5333	0,84591	344,55	183,75797	291,4534	14,99	58,461	0,67	195,2738	0	0	0	71,3	3684,92
9	5,6	2,43	0	0,6	0,8	36,742	22,04496	29,39328	11,94	46,566	0,67	19,6935	0	0	0	71,3	392,951
somme							1131,9201			524,94		4040,128			1775,33029		67095,5

Kss 4,03303
Kas 2,424012

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=91.74)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-5	9,17	0	7,1	-0,333	0,94281	149,75	-49,91537	141,18198	10,59	41,301	0,67	94,59192	7,1	75,189	50,37663	69,98	1571,88
-4	9,17	0	14,65	-0,267	0,96379	308,98	-82,39551	297,79451	10,01	39,039	0,67	199,5223	14,65	146,647	98,253155	69,98	3243,4
-3	9,17	0	21	-0,2	0,9798	442,91	-88,5822	433,96238	9,61	37,479	0,67	290,7548	21	201,81	135,2127	69,98	4649,24
-2	9,17	0	26,29	-0,133	0,99107	554,48	-73,93099	549,53156	9,36	36,504	0,67	368,1861	26,29	246,074	164,869848	69,98	5820,4
-1	9,17	0	30,61	-0,067	0,99778	645,6	-43,0397	644,15926	9,22	35,958	0,67	431,5867	30,61	282,224	189,090214	69,98	6776,82
0	9,17	0	33,99	0	1	716,88	0	716,88309	9,17	35,763	0,67	480,3117	33,99	311,688	208,831161	69,98	7525,12
1	9,17	0	36,39	0,0667	0,99778	767,5	51,166766	765,79403	9,22	35,958	0,67	513,082	36,39	335,516	224,795586	69,98	8056,46
2	9,17	0	27,98	0,1333	0,99107	590,13	78,683491	584,85709	9,36	36,504	0,67	391,8543	27,98	261,893	175,468176	69,98	6194,55
3	9,17	0	38,53	0,2	0,9798	812,64	162,52725	796,21764	9,62	37,518	0,67	533,4658	38,53	370,659	248,341262	69,98	8530,24
4	9,17	0	38,03	0,2667	0,96379	802,09	213,89086	773,04608	10,01	39,039	0,67	517,9409	38,03	380,68	255,055801	69,98	8419,55
5	9,17	0	36,32	0,3333	0,94281	766,03	255,34171	722,21541	10,6	41,34	0,67	483,8843	36,32	384,992	257,94464	69,98	8040,97
6	9,17	0	33,19	0,4	0,91652	700,01	280,00412	641,57003	11,47	44,733	0,67	429,8519	33,19	380,689	255,061831	69,98	7348,01
7	9,17	12,18	16,07	0,4667	0,88443	640,5	298,8986	566,47685	12,87	50,193	0,67	379,5395	16,07	206,821	138,570003	69,98	6723,3
8	9,17	19,56	1,15	0,5333	0,84591	508,54	271,2217	430,1772	15,38	59,982	0,67	288,2187	1,15	17,687	11,85029	69,98	5338,15
9	8,12	8,3	0	0,6	0,8	181,97	109,18152	145,57536	18,52	72,228	0,67	97,53549	0	0	0	69,98	1910,13
somme							1383,0522			643,539		5500,326			2413,7213		90148,2

Kss 4,44225

Kas 2,59706

Stabilité pour le cas du vidange rapide (R=94.09)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	7,67	0	2,3	-0,308	0,95149	40,574	-12,4844	38,605875	8,33	32,487	0,67	25,86594	2,3	19,159	12,83653	80,45	489,63
-3	9,41	0	8,82	-0,231	0,97301	190,89	-44,05183	185,73882	9,87	38,493	0,67	124,445	8,82	87,0534	58,325778	80,45	2303,58
-2	9,41	0	14,25	-0,154	0,98809	308,41	-47,44812	304,74104	9,61	37,479	0,67	204,1765	14,25	136,943	91,751475	80,45	3721,77
-1	9,41	0	18,68	-0,077	0,99704	404,29	-31,09933	403,09334	9,46	36,894	0,67	270,0725	18,68	176,713	118,397576	80,45	4878,78
0	9,41	0	22,15	0	1	479,39	0	479,39245	9,41	36,699	0,67	321,1929	22,15	208,432	139,649105	80,45	5785,07
1	9,41	0	24,61	0,0769	0,99704	532,63	40,971864	531,05605	9,46	36,894	0,67	355,8076	24,61	232,811	155,983102	80,45	6427,56
2	9,41	0	26,25	0,1538	0,98809	568,13	87,404423	561,36507	9,6	37,44	0,67	376,1146	26,25	252	168,84	80,45	6855,89
3	9,41	0	26,81	0,2308	0,97301	580,25	133,90358	564,58705	9,86	38,454	0,67	378,2733	26,81	264,347	177,112222	80,45	7002,15
4	9,41	0	26,29	0,3077	0,95149	568,99	175,07522	541,39022	10,27	40,053	0,67	362,7314	26,29	269,998	180,898861	80,45	6866,34
5	9,41	0	24,54	0,3846	0,92308	531,12	204,27662	490,2639	10,88	42,432	0,67	328,4768	24,54	266,995	178,886784	80,45	6409,28
6	9,41	0	21,32	0,4615	0,88712	461,43	212,96712	409,34277	11,78	45,942	0,67	274,2597	21,32	251,15	168,270232	80,45	5568,29
7	9,41	13,39	2,85	0,5385	0,84265	401,88	216,39815	338,64614	13,22	51,558	0,67	226,8929	2,85	37,677	25,24359	80,45	4849,71
8	9,41	8,49	0	0,6154	0,78823	215,71	132,7418	170,02484	15,8	61,62	0,67	113,9166	0	0	0	80,45	2603,03
somme							1068,6551			536,445		3362,226			1476,19526		63761,1

Kss 3,648203
Kas 2,232512