

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE
BOUNACHI SUR OUED RABTA (W. TIZI OUZOU)**

**Présenté par :
M^r SLAHDJI Namik**

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

Devant le jury composé de :

Président : M^r B. BENLAOUKLI

**Examineurs : M^r K. MIHOUBI M
M^{me} N. HADJ SADOK
M^r M.BENSALAH**

Octobre 2008

ملخص

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر و عبر الحدود، لذا ترى وكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة .

و على اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير أبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها و متمماتها

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de faisabilité d'un barrage dans la wilaya de Tizi ousou et principalement sur l'Oued Rabta.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea and loss at the borders). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a feasibility of a dam in the wilaya of the area of Tizi ousou on Oued Rabta.

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais.

Ces personnes qui nous ont aidé sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

A toutes ces âmes ; sans les citer ; je dédie ce travail en signe de reconnaissance et de respect.

S/NAMIK

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail :

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Ma promotrice Mme ADDOU pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialités.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble des enseignants et tout le personnel de l'E.N.S.H qui ont contribué à ma formation.

- Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis merci.*

S/NAMIK

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Etude topographique.

Introduction.....	2
I-1- Généralités sur les barrages.....	2
Définition.....	2
But des barrages.....	2
I-2- Choix du site.....	3
I-3- Condition naturelles du bassin de l'oued RABTA.....	3
a- Documentation topographique.....	3
b- Morphologie de la vallée.....	3
c- Emplacement du site du barrage.....	4
I-4 Situation géographique.....	4
I-5- Objectifs et renseignements généraux sur la zone d'étude	5

Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique

Introduction.....	6
II-1- Reconnaissance géologique et géotechnique.....	6
II-2- Renseignements généraux sur la zone d'étude.....	6
II-2-1- Tectonique	7
II-2-2- Sismicité	7
II-2-3- Caractéristiques hydrogéologiques.....	8
II-3- Emplacement du site du barrage.....	8
II-4- Géologie régionale.....	9
II-4-1- Lithologie et stratigraphie.....	9
a- Terrains azoïques	9
b- Terrains sédimentaires.....	10
II-5- Rappel sur les reconnaissances antérieures.....	10
II-5-1- Reconnaissances antérieures et documents disponibles	10
II-5-2- Nouvelle campagne de reconnaissance.....	11
II-5-2-1- Levé géologique de la zone d'étude	11
II-5-2-2- Sur le site du barrage et des ouvrages annexes.....	11
a- Reconnaissance géotechnique sur le terrain	11
b- Essais de laboratoire	12
II-5-2-3- Reconnaissance des emplacements potentiels des zones des matériaux de construction	12
a- Travaux de reconnaissance du terrain	12
b- Essais de laboratoire.....	12
II-5-3- Réalisation des prospections géophysiques.....	14
II-5-3-1- Prospections par méthode sismique réflexion	14
II-5-3-2- Sondages électriques.....	14
II-6- Etude géologique de la cuvette de retenue.....	14
II-6-1- Caractéristiques géomorphologiques	14
II-6-2- Géologie de la cuvette de retenue.....	15

II-7- Recommandations pour la réalisation du barrage.....	15
II-7-1- Effets sur l'environnement.....	16
Conclusion	16

Chapitre III : Etude hydrologique.

Introduction.....	18
III-1- Définition du bassin versant.....	18
III-2- Caractéristiques morphologiques du bassin versant	18
III-2-1- Paramètres géométriques	19
a- Superficie du bassin versant.....	19
b- Périmètre du bassin versant.....	19
III-2-2- Paramètres de forme	19
a- Indice de compacité de Gravelius "Kc"	19
b- Coefficient d'allongement.....	19
c- Rectangle équivalent.....	20
III-2-3- Paramètres du relief	20
a- Courbe hypsométrique.....	21
b- Altitude moyenne du bassin versant	21
c- Pente moyenne du bassin versant	24
d- Indice de pente	24
III-3- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	25
III-3-1- Le chevelu hydrographique.....	26
III-3-2- Profil en long de l'oued	26
III-3-3- densité de drainage	26
III-3-4- Le coefficient de torrentialité Ct.....	27
III-3-5- Temps de concentration.....	27
III-3-6- Vitesse de ruissellement.....	29
III-4- Caractéristiques climatiques	29
III-4-1-La température.....	30
III-4-2- Vitesse du vent.....	30
III-4-3- Le Sirocco.....	31
III-4-4-La pluviométrie	31
III-4-4-1-Pluie moyenne annuelle	32
III-4-4-2- Pluies maximales journalières.....	32
a- Ajustement à la loi Lognormale (Maximum de vraisemblance).....	32
b- Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)	34
III-4-4-3- Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité- Durée_Frequence).....	35
III-5- Etudes des apports.....	38
III-5-1- Apport liquides.....	42
III-5-1-1- Apport moyen interannuel (A_0)	42
III-5-1-2- Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	42
III-5-1-3- Caractéristiques de l'écoulement.....	44

III-5-2- Apports fréquentsiels	45
III-5-3- Transport solide	47
III-6- Etude des crues	48
III-6-1- Détermination des débits maxima fréquentsiels par les formules empériques.....	48
III-6-2- Construction de l'hydrogramme de crues.....	51
III-6-3 Choix de la crue de projet	54
III-7- Régularisation de l'écoulement	56
III-7-1- Courbes caractéristiques de la retenue	56
III-7-2- Détermination de la garantie de la restitution.....	59
III-7-3- Détermination de la restitution garantie	59
III-7-4- Calcul du volume utile.....	59
III-7-4-1- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	60
III-7-4-2- Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	61
III-7-5- Laminage des crues	67
III-7-5-1- Méthode de KOTCHERINE	67
III-7-5-2- Méthode grapho-analytique de HILDENBLAT	69
III-7-6- Etude d'optimisation.....	85
III-7-6-1 - Calcul du coût approximatif de la digue.....	85
a- Calcul de la revanche.....	85
b- Largeur en crête.....	86
c- Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	87
III-7-6-2 - Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues...	90
a- Coût du déversoir.....	90
b- Coût du canal d'approche.....	91
Conclusion.....	94

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction	95
IV-1- Le choix du site du barrage	95
IV-2- Le choix du type de barrage.....	95
• La topographie du site.....	95
• La morphologie de la vallée	95
• Les conditions géologiques et géotechniques	95
• Les matériaux de construction.....	96
IV-3- Les variantes à choisir	96
• Barrage en terre homogène	96
• Barrage zoné	96
• Barrage en terre à masque.....	96
IV-4- Fixation du choix définitif du type de barrage.....	97
IV-4-1- Etude comparative	97
IV-4-2- Pentes des talus	98
IV-4-3- Conclusion sur le choix du type de barrage	99

IV-5- Etude de la variante retenue	99
IV-5-1- Pentes du talus.....	99
IV-5-2- Protection des talus	99
IV-5-3- Diamètre moyen de l'encrochement	100
IV-5-4- Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement.....	101
IV-5-5- Les bermes	102
IV-5-6- Protection de la crête	102
IV-5-7- Clé d'étanchéité.....	102
IV-6- Etude des infiltrations	103
Généralités.....	103
Hypothèse de calcul	103
IV-6-1- Ligne de saturation	103
IV-6-2- Calcul du débit de fuite par infiltration	105
a- Digue.....	105
b- Fondation	105
IV-6-3- Dispositifs de drainage	106
a- Rôle des filtres et drains.....	106
b- Drain prisme	106
c- Drain tapis	107
d- Choix du drain de talus et de la tranchée drainant.....	108
IV-6-4- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage ..	109
1- Dispositif d'étanchéité	109
2- fondation du barrage.....	109
IV-7- Calcul de stabilité	110
IV-7-1- Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	110
IV-7-2- Conséquences de l'instabilité des talus.....	111
IV-7-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches)	111
IV-7-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	112
IV-7-5- Classement des forces.....	113
• Les forces stabilisatrices	113
• Les forces motrices	113
IV-7-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	113
a- Retenue pleine.....	113
b- Retenue vide (fin de construction)	114
c- Vidange rapide	114
Conclusion	114

Chapitre V : Etude des ouvrages annexes

Introduction.....	115
V-1- L'évacuateur de crue	115
V-1-1- Synthèses de variantes de l'évacuateur de crue.....	115
1- Emplacement de l'évacuateur de crue	115
2- Comparaison entre les rives	115
3- Constitution et choix de l'évacuateur de crue.....	115

4- Type d'évacuateur de crue	116
5- Choix du tracé de l'axe	117
V-1-2- Etude de la variante retenue	117
1- Caractéristiques de l'évacuateur de crue	117
2- Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue.....	117
a- Le canal d'approche	117
b- Le déversoir	118
c- Chenal d'écoulement	119
d- Le coursier.....	120
e- Dissipateur d'énergie	122
f- Canal de fuite.....	123
3- Hauteurs des murs bajeoyé.....	124
4- Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	125
a- entraînement de l'air naturel	125
b- Vagues roulantes	126
V-2- Ouvrages de dérivation.....	126
V-2-1- Choix de l'emplacement	126
V-2-1- La vidange de fond	127
V-2-2- La prise d'eau	128
1- Choix du type de la prise d'eau	128
2- Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	129
Conclusion.....	129

Chapitre VI : Dérivation provisoire

Introduction.....	130
VI-1- Type d'ouvrage de dérivation provisoire	130
VI-2- Choix de la crue de dimensionnement.....	130
VI-3- Succession des travaux	131
VI-4- Dimensionnement de la dérivation provisoire.....	131
VI-4-1- Calcul du canal	131
VI-4-2- Dimensionnement de la galerie.....	133
1- Laminage de Crue de Chantier.....	133
2- Batardeau.....	135
3- Calcul d'optimisation.....	136
4- Construction du batardeau.....	139
5- Choix et calcul de l'ouvrage de restitution.....	141
VI-4-3- Conduite	142
VI-4-4- Bassin de dissipation	142

Chapitre VII : Organisation de chantier.

Introduction	143
VII-1- Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	143
VII-1- 1 - Le maître de l'ouvrage.....	143

VII-1-2 - Le maître d'oeuvre	143
VII-1- 3 - L'entrepreneur.....	143
VII-2- Instalation du chantier.....	144
VII-2-1- Installations destinées au personnel.....	144
VII-2-2- Installations destinées au stockage des matériaux	144
VII-2- 3- Installations destinées à la réparation des engins	144
VII-2- 4- Installations pour la préfabrication	144
VII-3- Ordre d'exécution des travaux.....	144
VII-3-1-Terrassement au niveau des installations de chantier	144
a- Exécution des voies d'accès.....	144
b- Exécution des plates formes.....	144
c- Détermination des engins nécessaires	144
VII-3- 2-Dérivation provisoire.....	145
VII-3- 3-Percement de la galerie de dérivation	147
VII-3- 4- Percement du puits vertical (La prise d'eau)	147
VII-3- 5-Exécution des fouilles à ciel ouvert	148
VII-3- 6-Exécution de la digue	148
VII-3- 7- Exécution des travaux de bétonnage	149
a- Généralités.....	149
b- Composition du béton.....	150
c- Intensité de bétonnage	150
d- L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et fil	
pour les remblais de la digue.....	151
e- Bétonnage de la galerie de dérivation.....	151
f- Bétonnage de puits vertical.....	151
g- Bétonnage de l'évacuateur de crue.....	151
VII-4- Planification	152
VII-4-1- Définition	152
VII-4-2- Techniques de la planification	152
a- Méthodes basées sur le réseau.....	152
b- Méthodes basées sur le graphique	153
VII-4-3- Les étapes de la planification	154
VII-4-4- Les plannings.....	155
VII-4-5- Matériel et personnel nécessaire	155
VII-5- Le coût d'un barrage.....	156
VII-5- 1- Le coût des travaux de construction du barrage.....	156
VII-5-2- Le coût des etudes.....	157
VII-5-3- Les coûts induits par la création du barrage.....	157
VII-5-4- Coût de l'entretien et de la surveillanc.....	157
Conclusion.....	157

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction	159
VIII-1- Comite de sécurité	159
VIII-2- Instructions structurelles sur la sécurité	159
VIII-2-1- Instructions à donner aux travailleurs et aux	

visiteurs du chantier	159
VIII-2-2- Instructions à donner au Chef d'équipe	159
VIII-3- Contrôle et entretien du matériel	159
VIII-4- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	160
VIII-5- Principales fonctions du service de sécurité	160
a- Etudes.....	160
b- Exécution.....	160
c- Contrôle.....	160
d- Animation.....	160
VIII-6- Causes des accidents de travail	160
a- Causes humaines.....	160
b- Causes techniques	160
VIII-6-1- Conditions dangereuses dans le chantier.....	160
VIII-6-2- Actions dangereuses	161
VIII-6-3- Mesures préventives	161
VIII-7- Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation.....	161
VIII-7-1- Ordonnance 66-183	161
VIII-7-2- Calcul du diamètre de la canalisation d'air à la ventilation .	161
VIII-8- Calcul de l'éclairage artificiel de la galerie de dérivation	162
Conclusion générale.....	163

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Coefficients d'accélération du séisme.....	8
Tableau II-2 : Essais de laboratoire sur échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction.....	12
Tableau III.1 : la répartition des surfaces en fonction des cotes.....	21
Tableau III.2 : Evaluation de la pente moyenne.....	24
Tableau III.3 : détermination de la pente de Roche Ip.....	25
Tableau III.4 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.....	26
Tableau III.5: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	30
Tableau III.6 : Relevés des températures en °C.....	31
Tableau III.7 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.....	31
Tableau III.8 : Nombre de jours de sirocco.....	31
Tableau III.9 : Coordonnées et code de la station Ain El Hammam.....	32
Tableau N°III.10 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	32
Tableau III.11 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.....	32
Tableau III.12 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normale.....	34
Tableau III.13 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	36
Tableau III.14 : Pluies de courte durée (mm).....	39
Tableau III.15 : Intensité des pluies It (mm/h).....	39
Tableau III.16: récapitulatif des apports.....	43
Tableau III.17 : répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	44
Tableau III.18: récapitulatif des Cv.....	46
Tableau III.19 : Les apports de différentes fréquences.....	46
Tableau N°III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	46
Tableau III.21 :Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	48
Tableau III.22 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	49
Tableau III.23 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	49
Tableau III.24 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	50
Tableau III.25 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	50
Tableau III.26: Récapitulatif des débits maxima de crue.....	50
Tableau N°III.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	51
Tableau III.28 : Hydrogramme de crues (cas de la montée).....	52
Tableau III.29 : Hydrogramme de crues (cas de la Décrue).....	52
Tableau III.30 : Crue de projet recommandée.....	54
Tableau III.31: Caractéristiques topographiques de la retenue.....	57

Tableau III.32 : Les besoins mensuels pour l'irrigation.....	59
Tableau III.33 : Le volume utile de la retenue.....	60
Tableau III.34 : Evaporation mensuelle.....	61
Tableau III.35 : Valeurs du coefficient δ	61
Tableau III.36 Les volumes des pertes dans la retenue.....	61
Tableau III.37 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	63
Tableau III.38 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	64
Tableau III.39 : Résultat de laminage par la méthode de KOTCHERINE.....	68
Tableau III.40 : Résultat de laminage par la méthode de KOTCHERINE.....	69
Tableau N°III.41: Résultat de laminage par la méthode de KOTCHERINE.....	69
Tableau III.42 : Valeurs de courbe des débits déversants.....	71
Tableau III.43 : Valeurs de courbe des débits déversants.....	72
Tableau III.44 : Valeurs de courbe des débits déversants.....	73
Tableau III.45 : Valeurs de courbe des débits déversants.....	74
Tableau III.46 : Valeurs de courbe des débits déversants.....	75
Tableau III.47 : Valeurs de courbe des débits déversants.....	76
Tableau III.48 : Valeurs de courbe des débits déversants.....	77
Tableau III.49 : Largeur en crête du barrage.....	86
Tableau III.50:Volume de la digue pour $b=18m$	87
Tableau III.51: Volume de la digue pour $b=20m$	87
Tableau III.52 : Volume de la digue pour $b=24m$	88
Tableau III.53 : Volume de la digue pour $b= 30m$	88
Tableau III.54 : Volume de la digue pour $b=35m$	88
Tableau III.55 : Volume de la digue pour $b=40m$	89
Tableau III.56 : Volume de la digue pour $b=45m$	89
Tableau III.57 : Volume de la digue pour $b=50m$	89
Tableau III.58 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	90
Tableau III.59 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	91
Tableau III.60 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.....	91
Tableau III.61 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	92
Tableau III.62 : Capacités et dimensions finales de la retenue.....	94
Tableau IV.1 : Détermination des pentes des talus.....	98
Tableau IV.2 : Etude comparative de différentes variantes.....	99
Tableau IV.3 : détermination de coefficient C.....	102
Tableau IV.4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	104
Tableau IV.5 : Gradient hydraulique admissible.....	109
Tableau IV.6 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	109
Tableau IV.7 : Détermination de coefficient de sécurité.....	110

Tableau IV.8 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	111
Tableau IV.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	114
Tableau V-1 : Sélection des types d'évacuateurs de crue.....	116
Tableau N°V.2 : Les coordonnées du profil de déversoir.....	119
Tableau V-3 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	122
Tableau V-4 : Coordonnées de la ligne d'eau.....	122
Tableau VI.1 : calcul de la profondeur d'eau.....	132
Tableau VI.2 : Coefficient de debits.....	134
Tableau VI.3 : $Q = f(D)$	134
Tableau VI.4 : Résultats de laminage.....	135
Tableau VI.5 : tableau récapitulatif des largeur en crête.....	136
Tableau VI.6 : Paramètres de calcul d'optimisation.....	137
Tableau VI.7 : Résultats de calcul d'optimisation.....	138
Tableau VII.1 : Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre.....	157

Liste des figures

Figure I-1 : Situation du projet de barrage de BOUNACHI.....	5
Figure II-1 : Carte de zonage sismique (RPA99-Version 2003).....	8
Figure II-2 : Emplacement des zones d'empruntes et des sondages.....	13
Figure III-1 : Courbe hypsométrique.....	22
Figure III-2 : Bassin versant de l'oued RABTA en courbe de niveau.....	23
Figure III-3 : Réseau hydrographique du bassin de l'oued RABTA.....	28
Figure III-4 : Températures mensuelles du bassin de l'oued RABTA.....	31
Figure III.5 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance).....	36
Figure III.6 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).....	37
Figure III.7 : Comparaison entre les deux ajustements.....	37
Figure III.8 : Pluies de courte durée.....	40
Figure III.9 : Intensité –Durée –Fréquence(IDF).....	41
Figure III-10: Répartition mensuelle de l'apport	44
Figure III-11: Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	47
Figure III-12: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour....	53
Figure III-13: Hydrogramme de la crues du projet	55
Figure III-14: Courbe capacité – surface – hauteur.....	58
Figure III-15: Graphique d'exploitation (sans pertes).....	65
Figure III-16: Graphique d'exploitation (avec pertes).....	66
Figure III-17: Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir.....	70
Figure III-18: Courbe des débit déversants (b=16m).....	71
Figure III-19: Courbe des débit déversants (b=18m).....	72
Figure III-20: Courbe des débit déversants (b=20m).....	73
Figure III-21: Courbe des débit déversants (b=25m).....	74
Figure III-22: Courbe des débit déversants (b=30m).....	75
Figure III-23: Courbe des débit déversants (b=35m).....	76
Figure III-24: Courbe des débit déversants (b=40m).....	77
Figure III-25: Laminage de la crue du projet pour (b=16m).....	78
Figure III-26: Laminage de la crue du projet pour (b=18m).....	79
Figure III-27: Laminage de la crue du projet pour (b=20m).....	80
Figure III-28: Laminage de la crue du projet pour (b=25m).....	81
Figure III-29: Laminage de la crue du projet pour (b=30m).....	82
Figure III-30: Laminage de la crue du projet pour (b=35m).....	83
Figure III-31: Laminage de la crue du projet pour (b=40m).....	84
Figure III-32: Optimisation de la largeur du déversoir.....	93
Figure V-1: dimensions du déversoir.....	118
Figure V-2: profil du déversoir.....	119
Figure VI.1 : Schéma de calcul.....	136
Figure VI.2: Courbe d'optimisation.....	139
Figure VI. 3 : Construction du batardeau.....	139

Introduction générale :

La région méditerranéenne comme la plupart des pays sous-développés vivent une véritable crise de l'eau et notre pays n'échappe pas à cet aléa car, l'eau douce, ressource que nous pensions inépuisable est rare et souvent difficile à prélever, selon les plus récentes données, moins de 1 % de toute l'eau douce sur la planète est facilement accessible à l'être humain. Le manque d'eau est également lié à la croissance démographique et à la pollution ce qui est particulièrement le cas de l'Algérie.

Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de cette ressource.

La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public a franchi une étape importante par l'édification des barrages qui est une solution très largement utilisée pour résoudre ce délicat problème, intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national, c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle.

Dans ce cadre bien précis la wilaya de Tizi ouzou a bénéficié de deux projets de barrage l'un dans la région de Larbaa Nait Irathen (barrage Bounachi) et l'autre à Makouda (barrage Zaouïa).

Notre projet d'étude a pour but l'étude de faisabilité du barrage de Bounachi qui est destiné à l'irrigation des terres agricoles de cette région.

Le contenu comprendra huit chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, des ouvrages de vidanges et de prise d'eau. On traitera par la suite l'étude de la dérivation provisoire.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

En terminant, un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche du site le plus favorable pour l'implantation d'un barrage ainsi que les résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats qui sont de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- 1) Analyse des images prises par satellites et cartes topographiques.
- 2) Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- 3) Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles.
- 4) Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- 5) Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- 6) A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, ces dernières sont collectées pour déterminer la nécessité et la praticabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

I-1- Généralités sur les barrages :

I-1-1 Définition :

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker l'eau pour la restituer à des utilisations divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, leur réalisation et leur exploitation qui nécessite un entretien permanent et soigné car la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit la plus part du temps par des catastrophes, en conséquent les pertes humaines sont envisageables.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter à celle qu'à donner le professeur **H.PRESS** de **Berlin** : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

I-1-2 But des barrages :

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette dernière consiste à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

- 1-protection contre les crues
- 2-alimentation en eau potable
- 3-amélioration de la navigation
- 4-irrigation

5-production de l'énergie électrique

6-besoins industriels

7-autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement).

I-2- Choix du site :

Le choix du site de barrage dépend de plusieurs paramètres :

- paramètres topographiques.
- paramètres hydrologiques.
- paramètres hydrotechniques.
- paramètres géologiques et géotechniques.
- l'impact du barrage sur l'environnement.

Le site doit remplir les conditions suivantes :

- 1- avoir une grande capacité ;
- 2- les apports des rivières soient suffisants ;
- 3- la cuvette doit être étanche ;
- 4- le coût de barrage doit être justifié économiquement. (car on s'intéresse beaucoup au prix du (m³) régularisé ainsi qu'au rendement du barrage).

I-3- Conditions naturelles du bassin de l'oued RABTA

a- Documentation topographique.

La documentation topographique pour les travaux d'étude de faisabilité du barrage **Bounachi** et justifier sa conception, on a reçu les documents cartographiques suivant :

- Carte topographique E 1 :50 000
- Plans topographiques des sites des aménagements hydrauliques E 1 :1000
- Plan topographique de secteur de la vallée de oued Rabta pour le lit du bassin de retenue.
- Rattachement des puits de prospection selon la variante de site du barrage.

Lors de l'établissement des plans à grande échelle l'on a fait recours au système des coordonnées U.T.M et des hauteurs N.G.A.

b- 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.

c- Emplacement du site du barrage:

Au cours d'une première visite du terrain il a été effectué une prospection sur 2 km de longueur du cours d'eau, Partant d'un site à environ 3 km à l'amont du confluent de l'oued Rabta avec l'oued Sebaou. ont été pris en considération à cette occasion deux sites de barrages possibles pour sa construction sur cette partie du cours d'eau.

En allant à l'amont, la vallée est assez large sans rétrécissements accentués qui pourraient servir pour un site de barrage favorable. De ce fait, deux sites déjà mis en évidence ont fait l'objet d'une étude.

Le site n° 1: sur le cours inférieur à environ 3 km à l'amont du confluent. Ce site est le plus aval possible, Parce que la vallée s'élargit à l'aval avec le terrain qui descend sur le flanc droit. Ce site du barrage a été étudié dans le rapport: RECHERCHE DE SITES DE BARRAGES EN GRANDE KABYLIE, établi par SALOUEV, ing en 1965. La cote normale de retenue sur le site n° 1 ne devrait pas dépasser 170 m, vu que les bâtiments d'habitation construits à des hauteurs plus élevées seront submergés. Serait aussi menacée la voie de communication asphaltée qui relie la localité de Mekla à la voie de communication régionale qui emprunte l'oued Sebaou.

La nature géologique des terrains sur les deux sites possibles étudiés est presque identique. La roche-mère est constituée de marnes qui sont recouvertes d'argiles. Du point de vue morphologique, la vallée permet la construction d'un barrage sur les deux sites envisagés.

Le site n°2: il est situé à environ 600 m à l'amont du site n°1 et a les mêmes caractéristiques géologiques et morphologiques que le premier mais il n'y a pas de contraintes significatives. Les matériaux argileux et sablo-graveleux se trouvent à proximité immédiate du site du barrage. La carrière se situe à l'extrémité de la cuvette de retenue au-dessus de la cote 200m. Le site du barrage n°2 est estimé comme le plus favorable à l'évacuation des débits de crue.

I-4- Situation géographique :

Le bassin versant de l'oued Rabta se trouve dans la wilaya de Tizi ouzou à environ 20 km à l'est de la ville du même nom. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du nord, le bassin versant de l'oued Rabta se situe dans la partie Est du bassin versant 2, à environ 130 km à l'Est de la capitale. L'emplacement du barrage projeté sera situé sur un bief du cours d'eau considéré à l'Ouest de la localité de Mekla.

Le site du barrage de Bounachi est prévu sur l'oued Rabta à l'Ouest de la localité de Mekla. Les surfaces utiles agricoles dans la plaine se trouvent dans la partie aval du cours d'eau, avant son confluent dans l'oued SEBAOU qui se jette dans la méditerranée. L'activité de la population locale se limite en général à l'agriculture et à l'élevage.

L'oued Rabta coule sur une longueur de presque 20 km à travers le bassin versant de forme allongée, ce dernier est symétriquement représenté de part et d'autre du cours d'eau et il est entouré de monts d'une hauteur de 150m à un peu plus de 1200m.

Comme il est indiqué sur les cartes d'état major de FORT NATIONAL à l'échelle 1/50000ème, feuilles n°48, les coordonnées du site de barrage sont :

Les coordonnées LAMBERT du site sont :

X=637,70 Km

Y=378,40 Km

Z=130,00 m N.G.A

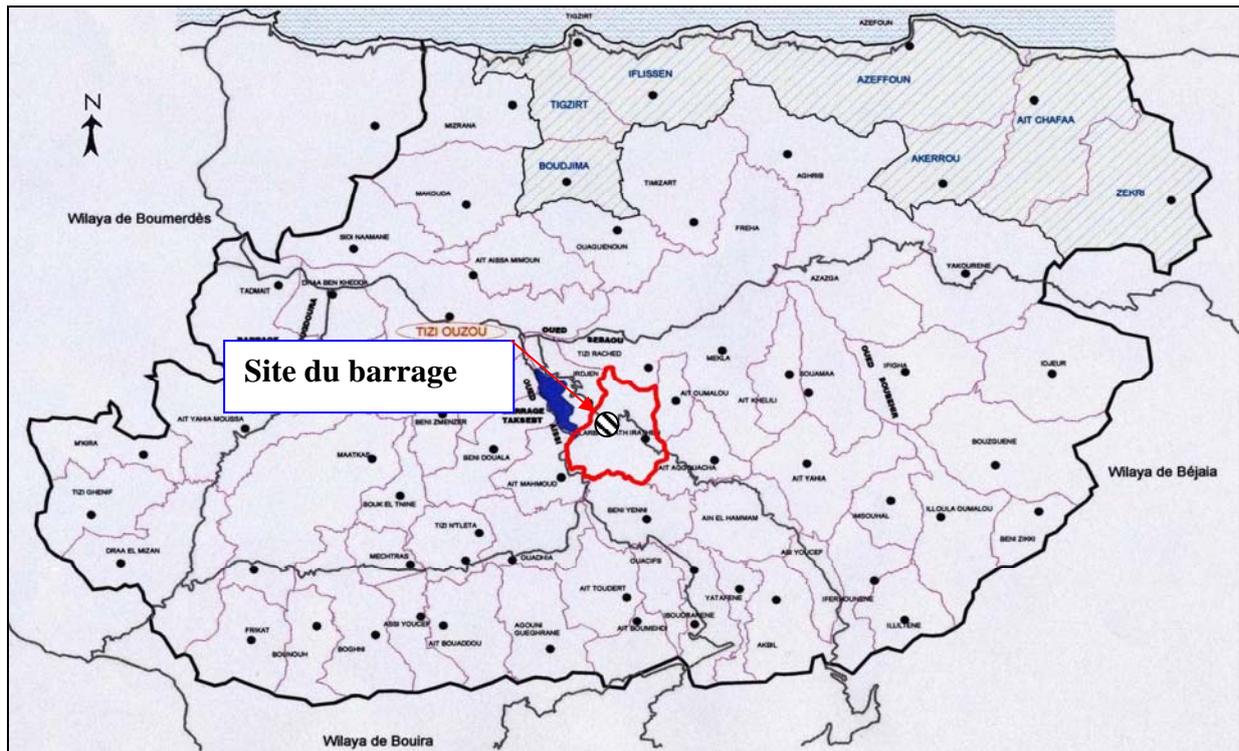


Figure I-1 : Situation du projet de barrage de BOUNACHI.

I-5- Objectifs et renseignements généraux sur la zone d'étude :

Les besoins en eau du littoral de l'Algérie démontrent qu'il serait utile de prospector l'oued Rabta comme un cours d'eau potentiel sur lequel pourrait être construit un ouvrage de retenue. Les eaux fournies par ce barrage seraient destinées à l'irrigation des terres agricoles car la population locale s'occupe en général de l'agriculture et de l'élevage du bétail mais il pourrait aussi servir à l'alimentation de la population.

Dans cette zone, Le long du cours d'eau, ont été mis en évidence plusieurs forages d'eau qui puisent l'eau aux alluvions de l'oued. La conduite de refoulement d'un diamètre voisin de 300 mm véhicule les eaux vers la station de pompage, située sur la rive gauche de l'oued à environ 4 km à l'amont du confluent. Les ouvrages de la station de pompage se situent sur une plate-forme à la cote voisine de 152 m. Le débit de la station de pompage est de l'ordre de 60 l/s. Jusqu'à la station de pompage mène une voie d'accès entaillée dans le versant gauche de la vallée, La conduite de refoulement à partir des forages d'eau jusqu'à la station de pompage longe le cours d'eau et franchit l'oued plusieurs fois. Sur le bief du cours d'eau à l'amont de la station de pompage, longeant le cours d'eau, La conduite de refoulement transite le débit de la station de pompage vers les localités avoisinantes. Tous près du cours d'eau, Il existe une voie de communication utilisée pour le transport des matériaux de construction (gravier et sable) qui sont exploitées à certains emplacements dans les alluvions.

Dans cette région les pentes sont utilisées comme terres agricoles alors que les parties les plus hautes sont recouvertes d'herbes.

INTRODUCTION :

Concernant les études géologiques et géotechniques, nous aborderons plus spécialement :

- les diverses techniques possibles ;
- l'identification et choix du site de barrage ;
- les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- le suivi géologique des travaux de construction du barrage.

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

- Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.
- Grande résistance à l'écrasement.

Par conséquent les matériaux de construction ne doivent pas être riches en argile (bonne imperméabilité). Ils doivent être plastiques et possèdent une faible résistance au cisaillement à l'état humide et il serait souhaitable d'utiliser un matériau à granulométrie étendue continue.

II-1- Reconnaissance géologique et géotechnique :

La société ENERGOPROJEKT-Belgrade a commencé les activités liées à l'établissement de l'étude de faisabilité du barrage de Bounachi, par la prospection du terrain en mars et l'élaboration du projet de travaux de reconnaissance en mai 2003. Le projet prévoit les travaux de reconnaissance de terrain comprenant le levé géologique, les sondages de reconnaissance, les puits et les prospections géophysiques. Il est envisagé aussi la réalisation des essais de perméabilité et des essais de pénétration standard ainsi que plusieurs essais de laboratoire sur les échantillons prélevés.

Les reconnaissances du terrain ont démarré en octobre 2003 par l'exécution des sondages de reconnaissance. En février 2004 ont été effectuées des prospections géophysiques. En septembre et en octobre 2004 ont été excavés des puits dans les zones d'emprunt des matériaux de construction. Ces puits ont fait l'objet de levé géologique et les échantillons y ont aussi été prélevés aux fins d'essais de laboratoire. Les échantillons ont été prélevés en surface du terrain au droit des carrières potentielles. Les rapports sur la campagne de reconnaissance et les essais effectués ont été successivement transmis au Bureau d'études jusqu'au 1^{er} juin 2005.

II-2- Renseignements généraux sur la zone d'étude :

Les besoins en eau du littoral de l'Algérie démontrent qu'il serait utile de prospecter l'oued Rabta comme un cours d'eau potentiel sur lequel pourrait être construit un ouvrage de retenue. Les eaux fournies par ce barrage seraient destinées à l'irrigation des terres agricoles.

Le bassin versant de l'oued Rabta se trouve dans la wilaya de Tizi Ouzou à environ 20 km à l'est de la ville qui porte le même nom.

Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du nord en secteurs, le bassin versant de l'Oued Rabta se situe dans la partie orientale du bassin versant 2, à environ 130 km à l'Est de la ville d'Alger.

II-2-1- Tectonique :

Quant à la tectonique de cette région, le massif paléozoïque (Sahel d'Alger, Grande Kabylie, Kabylie Colloa) est déterminant.

Ce massif est constitué de roches métamorphiques et magmatiques. Les plissements ont eu lieu au cours des cycles orogéniques hercynien- calédonien, alors que pendant le Tertiaire et le Quaternaire, il a acquis les formes actuelles du relief. Au niveau de ce massif se situe la localité de Bounachi.

Une analyse des études géologiques et de sismicité disponibles et des cartes topographiques au 1/50 000 (orientations des vallées) fait apparaître trois jeux de ruptures régionales : ruptures orientées (160° - 340°), (50° - 230°) et le jeu le plus accentué orienté approximativement (90° - 270°). Le troisième jeu de ruptures interrompt en général la continuité de deux premiers jeux, ce qui découle aussi à partir d'une étude de sismicité.

Il est probablement actif du point de vue de la néotectonique. Au troisième jeu de ruptures appartiendrait la faille à l'extrémité de la cuvette, située entre l'ensemble magmatique et métamorphique et celui sédimentaire. L'orientation résultante de l'Oued Rabta témoigne de l'existence de deux premiers jeux de discontinuités dans la partie la plus aval et du déplacement successif de son courant d'une rive à l'autre.

II-2-2- Sismicité :

Les fracturations identifiées sur le terrain sont alignées Est-ouest ce qui correspond à l'orientation des isoséistes des séismes principaux et montrent une activité possible néotectonique.

Une activité sismique modérée est caractéristique de la zone étendue de la localité de Bounachi. Pour cela, il est assez difficile, à partir des séismes du siècle écoulés, de préciser les terrains sismiques prédominants. Selon les REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99, CENTRE NATIONAL RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE l'emplacement de Bounachi appartient à la zone II-a niveau de sismicité modérée, et cela d'après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003), Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- 2- Zone 1 : sismicité faible ;
- 3- Zone 2 : sismicité moyenne ;
- 4- Zone 3 : sismicité élevée ;

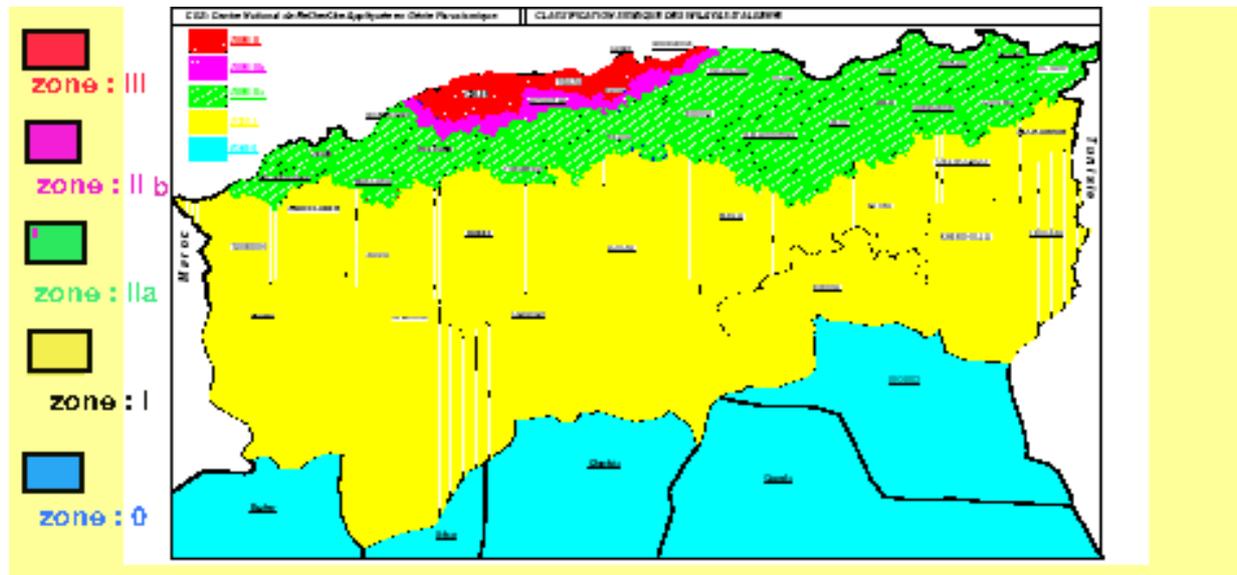


Figure N°II-1 : Carte de zonage sismique (RPA99-Version 2003)

Et le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages :

Tableau N°II-1 : Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

II-2-3- Caractéristiques hydrogéologiques :

Au point de vue de l'hydrogéologie, il est important de signaler une épaisseur significative des alluvions actuelles avec un coefficient de filtration important supposé de $k (10^{-2}-10^{-4})m/s$. Autres ensembles rocheux peuvent être considérés comme faiblement aquifère.

La circulation de l'eau souterraine se fait le long des fissures dans la masse rocheuse marneuse. Bien que les marnes renferment un très haut pourcentage de carbonate, le processus de karstification n'est pas trop développé le long des fissures ce qui montre une faible circulation de l'eau. Des essais de perméabilité effectués dans les sondages font apparaître la faible perméabilité en rives du futur barrage de l'ordre de (0,5-2,5) Lugeons.

Dans le lit de l'oued, les résultats obtenus sont différents. Aussi est-il que dans le sondage S-1 sur toute sa profondeur et S-2 jusqu'à 14 mètres, la perméabilité atteint quelques dizaines Lugeons.

II-3- Emplacement du site du barrage :

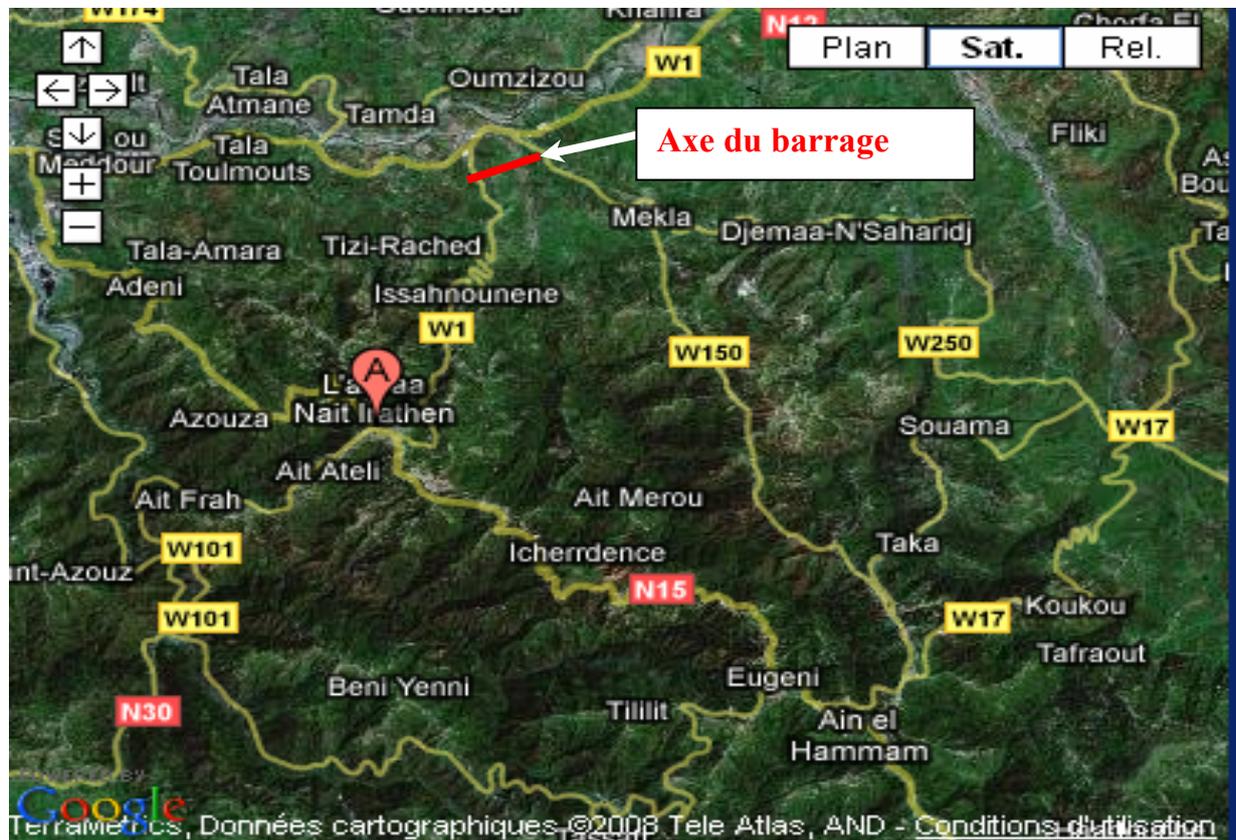
Le site du barrage se trouve à 17 km de la ville de Tizi Ouzou et à environ 3,5 km à l'amont du confluent de l'oued Rabta avec l'oued Sebaou. L'emplacement du barrage de Bounachi est prévu sur l'oued Rabta à l'Ouest de la localité de Mekla.

Au cours d'une première visite du terrain a été effectuée une prospection sur 2 km de longueur du cours d'eau, partant d'un site à environ 3 km à l'amont du confluent de l'oued

Rabta avec l'oued Sebaou. Ont été pris en considération à cette occasion deux sites de barrages possibles pour la construction d'un barrage sur cette partie du cours d'eau.

En allant à l'amont, la vallée est assez large sans rétrécissements accentués qui pourraient servir pour un site du barrage favorable. De ce fait, deux sites déjà mis en évidence ont fait l'objet d'une étude. Il s'agit de deux sites de barrages : (L'emplacement et les caractéristiques des deux sites sont cités en détail dans le chapitre I « Etude topographique ».

La figure qui suit représente l'emplacement du site choisis :



Source : Google Maps

Figure N°II.2: Emplacement du site du barrage.

II-4- Géologie régionale :

L'analyse des documents géologiques existants et les reconnaissances du terrain effectuées pour les besoins de l'Etude de faisabilité permettent d'avoir une idée du contexte géologique régional. Les rapports litostratigraphiques sont figurés en (II-1 et II-2) qui représente l'extrait de la carte géologique régionale, Feuille list Fort National. Les informations sur la géologie du terrain sont citées dans le texte qui suit :

II-4-1- Lithologie et stratigraphie :

a) Terrains azoïques :

X Schiste et phyllades constituent la majeure partie de la ceinture de l'Est et du Sud du massif ancien ; puissantes assises assez homogènes, d'un gris d'ardoise, souvent brillantes, passent insensiblement aux schistes micacés.

Xc Calcaires cristallins bleuâtres, micacés, rares dans les schistes.

XÇ² Schistes micacés, de texture assez variable, occupent une grande partie de la région de Michelet (Aït-Yahia, Aït-Menguellet) et s'étendent vers l'Ouest, dans les Aït-Yanni.

XY¹ Schistes granulitisés (Gneiss), zone de gneiss glanduleux dans les schistes X, résultant d'un métamorphisme plus ou moins intense, en rapport avec des filons de granulite, ou de pegmatite, souvent décomposés.

ζ²_c Calcaires cristallins, marmoréens, blancs, distribués en bandes étroites dans les micaschistes et les gneiss (zone de Fort-National-L'Arbaa Naït Irathen), forment des masses rocheuses puissantes au-dessus de Djemà Sahridj (Aït Fraoucen). Ces calcaires, parfois à grands cristaux, renferment de petits éléments de pyrite, de graphite, etc.

ζ² Micaschistes, à mica noir ou à mica blanc, sont développés dans une large zone sur la partie Nord du massif, et passent sensiblement à :

ζ² Y¹ Micaschistes granulitisés (Gneiss), feuilletés ou glanduleux, résultants, avec toutes les modifications intermédiaires, de l'injection des granulites et pegmatites. Ces roches gneissiques sont souvent décomposées à la surface (Beni-Raten) et se relie à :

Y¹ ζ² Granulites gneissiques, roches plus compactes correspondants au voisinage des filons de :

Y¹ Granulite et pegmatite, qui forment des amas assez puissants (Fort-National, Aït Khelili) ou large filons.

b) Terrains sédimentaires

m¹_{a-b} Poudingues et grès carteniens, plus ou moins grossiers, grisâtres, en étroite bordures au massif ancien, présentent des interruptions, dues à de petites failles et sont le plus souvent masqués par des éboulis et cônes de déjection anciens. Les poudingues sont formés des éléments des roches du massif ancien.

m¹_c Marnes du Cartennien, dures, couchoïdes, formant dans les ravinement du talus rigides ; la surface, aux ondulations mamelonnées, dénudées, se distinguent de celles du Sahélien par une teinte jaunâtre, et par des plaquettes de grès, ou des filonnets de calcite.

Les couches inférieures passent insensiblement à des grès tendres et l'assise de base :

m⁴ Argiles sahéliennes, marnes argileuses bleues, occupant la partie basse des collines de la rive gauche du Sebaou, se distinguent parfois difficilement des couches suivantes :

p¹_b Alluvions anciennes de plateaux, témoins du passage des anciens torrents, affluents de gauche de Sebaou, conservés à des hauteurs de 150 à 250 mètres au-dessus du thalweg .

q_{II} Alluvions anciennes (niveaux élevés) : lambeaux de terrasses d'une altitude relative de 50 à 100 mètres.

q_I Alluvions anciennes (niveaux moyens) : terrasses caillouteuses dominant de 30 à 50 mètres la vallée de Sebaou, et anciens cônes de déjection des affluents de la rive gauche.

q¹ Alluvions anciennes (niveaux inférieurs) : dépôts caillouteux et limoneux, élargissement de la vallée du Sebaou et de l'Oued Boubhir.

al Alluvions actuelles, dépôts limoneux des crues du Sebaou, de l'Oued Aissi et l'Oued Djemâa.

pr Cônes de déjection, en majorité matériaux limono- sablo- argileux de peu à moyennement plastique, en majeure partie à faibles concrétions des calcaires marneux.

II-5- Rappel sur les reconnaissances antérieures :

II-5-1- Reconnaissances antérieures et documents disponibles :

Les bassins versants du Sebaou et de son affluent gauche, oued Rabta avec leur potentiel hydraulique et terrain lui-même ont fait l'objet de campagne de reconnaissance à plusieurs reprises.

Quant à la confection de l'Etude de faisabilité, les documents ci-après importants pour cette Etude de faisabilité étaient disponibles :

- a. les cartes topographiques au 1/50 000 du bassin versant étudié ;
- b. la carte topographique au 1/5 000 de la partie du cours d'eau dans la zone de la cuvette de retenue jusqu'au site du barrage choisi dans les documents au point e. ;
- c. le plan de situation au 1/1 000 du site retenu dans les documents au point e. ;
- d. la carte géologique au 1/50 000 de la zone étendue, Feuille FORT NATIONAL avec notice explicative ;
- e. Rapport sur la solution technique possible du barrage de Bou Nachi sur l'Oued Rabta, rédigé par Salouev, ing., en 1965, dans la cadre des RECHERCHE DE SITES DE BARRAGES EN GRANDE KABYLIE ;
- f. Carte des isohyètes de l'Algérie du Nord dressée pour les besoins du projet de la PMH par Energoprojekt- Hidroinženjering.

II-5-2- Nouvelle campagne de reconnaissance :

La campagne de reconnaissance a été réalisée afin de préciser la zone d'étude du point de vue :

- de la lithologie et des caractéristiques structurales ;
- de l'altération physico- chimique des thermes lithologiques représentés ;
- de la stabilité du terrain dans les conditions avant la création de la retenue (zones instables, conditionnellement stables et stables) ;
- du développement des processus de renard, d'érodabilité (dénudation et ravinement) et de la prévision de l'alluvionnement de la retenue ;
- de l'étanchéité ayant en vue la possibilité de pertes de la retenue vers d'autres cours d'eau et bassins versants, y compris la problématique du site du barrage (vérification des constatations présentées dans le rapport préliminaire) incluant l'identification des phénomènes hydrogéologiques ;
- de la délimitation des zones d'emprunt des matériaux de construction préliminairement identifiées suivant la qualité et les quantités suffisantes pour la construction du barrage en remblai (matériaux argileux pour le noyau et ceux gravo- sableux pour les filtres et les agrégats pour béton et la recharge en enrochements) ;

A partir du programme de travaux de reconnaissance, établi en mai 2003, une campagne de reconnaissance débuté en octobre cette même année. Les reconnaissances se sont déroulées en plusieurs phases en printemps et en automne 2004.

Des travaux de reconnaissance ci- dessous ont été effectués :

II-5-2-1- Levé géologique de la zone d'étude :

Le levé géologique du terrain a permis l'établissement des cartes correspondantes aux fin de déterminations des conditions de construction du barrage et de la création de la retenue, d'implantation optimale des profils géophysiques, des travaux de reconnaissance et des points de prélèvement d'échantillons pour les essais de laboratoire.

II-5-2-2- Sur le site du barrage et des ouvrages annexes :

a) Reconnaissance géotechnique sur le terrain :

Le forage de reconnaissance a été exécuté seulement dans la zone du site du barrage dans l'axe du barrage et aux emplacements des ouvrages annexes. Dans la zone du site du barrage 8 sondages de reconnaissance verticaux carottés de profondeurs de 35 à 60 m chacune (totalisant 375 m) ont été exécutés.

Les échantillons de sols pour les essais en laboratoire ont été parallèlement prélevés avec le levé des carottes de sondages. 4 échantillons ont été prélevés de la couche d'argile et 62 échantillons intacts dans les marnes.

Les piézomètres ont été mis en place sur la profondeur totale de cinq sondages de reconnaissance sur les versants S-4, S-5, S-6, S-7 et S-8, soit au total 235 m.

b) Essais de laboratoire :

Sur les échantillons de sols prélevés des sondages, sauf les analyses chimiques, les essais sur échantillons de roche et les analyses minéralo- pétrographiques, d'autres analyses et essais n'ont pas été réalisés, des échantillons prélevés dans les argiles étant trop durs.

Les essais et analyses suivants ont été effectués :

II-5-2-3- Reconnaissance des emplacements potentiels des zones d'emprunt des matériaux de construction :

a) Travaux de reconnaissance du terrain :

- Reconnaissance des matériaux argileux ;
- Reconnaissances des zones d'emprunt des matériaux sablo- graveleux pour les filtres et les agrégats pour béton ;
- Reconnaissance des zones d'emprunt de pierres ;

b) Essais de laboratoire :

Les échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction ont été soumis aux essais de laboratoire, indiqués dans le tableau suivant :

Tableau N°II-2 : Essais de laboratoire sur échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction

ZONE D'EMPRUNT	Argile				MATER.SABLO-GRAVELEUX		PIERRES
	Arg-1	Arg-3	Arg-4	Arg-5	Pour filtres	Agrégats pour béton	
ESSAIS	Nombre d'essais						
Analyse granulométrique	9	3	3	4	5	5	-
Limite d'Atterberg	9	3	3	4	-	-	-
Poids spécifique	9	3	3	4	-	-	2
Teneur en eau naturel	9	3	3	4	-	-	-
Densité humide	9	3	3	4	-	-	2
Perméabilité	9	3	3	4	-	-	-
Essai Proctor	9	3	3	4	-	-	-
Essai de cisaillement	9	3	3	4	-	-	-
Essai oedométrique	9	3	3	4	-	-	-
Essais triaxiaux	9	3	3	4	-	-	-
Teneur en matière organique	9	3	3	4	-	-	-
Teneur en CaCO ₃	9	3	3	4	-	-	-
Porosité	-	-	-	-	-	-	2
Los Angeles	-	-	-	-	-	-	2
Essai Deval	-	-	-	-	-	-	2
Analyses minéralo- pétrographiques	-	-	-	-	-	-	2

Les tableaux suivants nous donnent un récapitulatif des paramètres géotechniques pris en considération dans notre étude de faisabilité (conditions du remblai et fondation) :

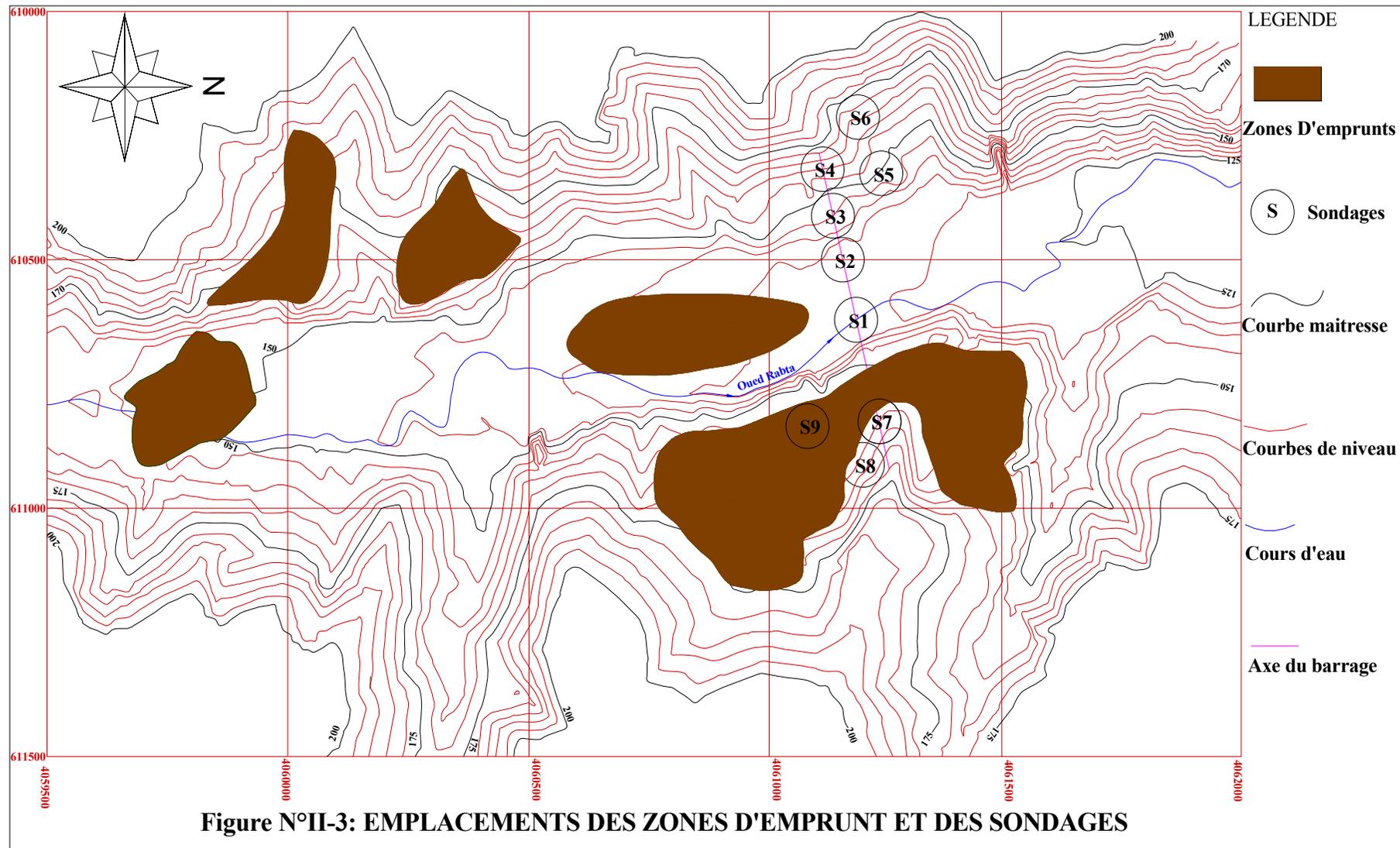
Tableau N°II.3: Conditions du remblai (argile limoneux)

Caractéristiques		Indice	Valeur	Unité
Paramètres physiques	Teneur en eau	w	13,18	%
	Poids spécifique des grains solides	γ_s	2,65	t/m ³
	Poids spécifique humide	γ_h	1,8	t/m ³
	Poids spécifique saturé	γ_{sat}	1,996	t/m ³
	Densité sèche	γ_d	1,6	t/m ³
Paramètres mécaniques	Angle de frottement (partie sèche)	Φ_1	20,83°	degré
	Angle de frottement (partie humide)	Φ_2	15,83°	degré
	Angle de frottement (partie saturée)	Φ_3	15°	degré
	Cohésion (partie sèche)	C ₁	1	t/m ²
	Cohésion (partie humide)	C ₂	1,3	t/m ²
	Cohésion (partie saturée)	C ₃	1,5	t/m ²
	Indice de plasticité	I _p	35,54	
	Perméabilité	k	1,09 10 ⁻⁷	cm/s

Tableau N°II.4: Conditions de la fondation :

Caractéristiques		Indice	Valeur	Unité
Paramètres physiques	Teneur en eau	w	15,70	%
	Poids spécifique des grains solides	γ_s	2,67	t/m ³
	Poids spécifique humide	γ_h	1,96	t/m ³
	Poids spécifique saturé	γ_{sat}	2,066	t/m ³
	Densité sèche	γ_d	1,63	t/m ³
Paramètres mécaniques	Angle de frottement (partie sèche)	Φ_1	28	degré
	Angle de frottement (partie humide)	Φ_2	16	degré
	Angle de frottement (partie saturée)	Φ_3	15	degré
	Cohésion (partie sèche)	C ₁	4,7	t/m ²
	Cohésion (partie humide)	C ₂	5,1	t/m ²
	Indice de plasticité	I _p	16,77	
	Perméabilité	k	5,7.10 ⁻⁷	cm/s

Les zones d'emprunts des argiles sont représentées dans la figure N°II-3 qui suit, et représenter aussi les emplacements des sondages :



II-5-3- Réalisation des prospections géophysiques :

Des prospections géophysique n'ont été effectuées qu'au site du barrage.
Ici ne figure que les conclusions de ce rapport :

II-5-3-1- Prospections par méthode sismique réfraction :

La présente étude géophysique par prospection sismique avait pour but d'étudier l'extension et l'épaisseur de alluvions quaternaires, ainsi que de définir l'allure du substratum marneux. Cette étude a révélé que la couverture alluvionnaire qui s'étend de part et d'autre de l'axe de l'oued Rabta, sur une largeur de 210 mètres, est relativement épaisse et atteint (3-6) mètres dans la partie centrale du lit de l'oued. Elle est caractérisée par une vitesse de propagation des ondes longitudinales, comprise entre 1200 et 1600 m/s, soit une vitesse de l'onde S de l'ordre de 955 m/s.

En conclusion, le site devant accueillir le futur ouvrage est constitué en majeure partie, d'une formation essentiellement marneuse compacte, relativement altérée dans sa partie sommitale et dont la puissance est d'au moins 45 mètres. Dans le lit de l'oued Rabta, les alluvions qui recouvrent la formation marneuse s'étendent sur une largeur d'environ 210 mètres avec une épaisseur maximum dans l'axe de l'oued de l'ordre de 6 mètres.

II-5-3-2-.Sondages électriques :

La présente étude géophysique par sondage électrique, en ligne AB=200 mètres, avait pour but d'étudier l'extension et l'épaisseur des alluvions quaternaires, ainsi que de définir l'allure du substratum marneux. Cette étude a révélé que la couverture alluvionnaire qui s'étend de part et d'autre de l'axe de l'oued Rabta sur une largeur de 210 mètres est relativement épaisse et atteint 6 mètres dans la partie centrale du lit de l'oued.

La cartographie du substratum marneux, a mis en évidence l'hétérogénéité de ce dernier, caractérisé par des résistivités comprises entre 28 et 35 ohm mètres sur la rive droite, indiquant que les marnes sont plus compactes que sur la rive gauche où la résistivité est inférieur à 10 ohm mètres.

L'interprétation géophysique montre également que le substratum s'avère irrégulier avec une cote comprise entre 84 et 150 mètres, le point le plus bas, se situant au niveau du lit de l'oued Rabta.

II-6- Etude géologique de la cuvette de retenue :

II-6-1- Caractéristiques géomorphologiques :

Les terrains de la cuvette de retenue à partir de la sortie des gorges, c'est-à-dire à partir de la cote normale de retenue jusqu'au site du barrage et jusqu'au confluent présentent un relief peu marqué, sauf le site du barrage où la vallée est légèrement plus étroite et où les rives sont abruptes notamment sur le versant droit.

La pente de l'oued dans la zone de la cuvette de retenue est faible. Sur les 2,5 km le plus aval, le gradient maximum du cours est $i=0,02$. Le fond de la vallée est large, recouverte de dépôts alluvionnaires actuels épais en majeure partie graveleux et en quantité subordonnée sableuse qui reposent sur les sédiments marneux miocènes.

Le pendage se relève à 10° - 30° sur les versants. On pourra donc s'attendre, après la création de la retenue à de plus faibles glissements sur les rives du barrage. Ces phénomènes d'instabilité des pentes pourraient être empêcher par la réduction des pentes de talus de futures rives du barrage et par exploitation l'utilisation des matériaux argileux qui constituent les pentes.

Du point de vue géomorphologique ainsi que les conditions géologiques générales du site sont principalement favorables, en particulier, compte tenu de la perméabilité des pentes qui sera assurée par la présence de couches marneuses et argileuses.

II-6-2- Géologie de la cuvette de retenue :

A l'emplacement de la retenue, notamment dans les conditions de son exploitation, l'instabilité des versants dans les matériaux argileux est possible. Comme ces matériaux seront exploités pour la construction du barrage, le problème d'instabilité du bord de la retenue sera diminué.

En amont de la cuvette de retenue dans le bassin de l'oued Rabta, la sédimentation des alluvions (érosion des débits solides) n'est pas mise en évidence. Sa sédimentation n'est évidente que dans la zone de retenue prévue. En amont, au niveau des magmatiques et des métamorphites, en plus de l'altération physico- chimique, les processus de dénudation et de ravinement sont notés.

Les processus d'érosion (dénudation et ravinement) sont évidents dans le bassin de l'oued Rabta en amont de la retenue prévue et au niveau des marnes dégradées qui pendant la désagrégation sur place produisent des matériaux limono- sableux de faible plasticité.

Indépendamment du site du barrage choisi, la cuvette de retenue est étanche et la possibilité de partir vers les bassins versants voisins n'existe pas.

II-7- Recommandations pour la réalisation du barrage :

En règle générale, les conditions géotechniques de réalisation du barrage peuvent être considérées comme favorables.

La présence du constituant carbonaté dans les marnes n'est pas uniforme mais augmente avec la profondeur où tous les passages des marnes carbonatées, du marno-calcaire aux calcaires argilo-sableux sont mis en évidence. Dans le cas où le barrage serait fondé dans les marnes renfermant un pourcentage significatif de constituants argileux susceptible de dégradation au contact avec les agents atmosphériques, il est conseillé l'excavation d'un ½ m dernier des fondations du barrage immédiatement avant l'exécution des travaux de fondations.

Les fouilles pour les ouvrages annexes sur la rive droite sont relativement faciles à exécuter dans les matériaux argilo- marneux à sec avec un accès plus favorable. Comme les pentes de talus actuelles dans ces matériaux sont stables, les futures fouilles pourront être aussi exécutées avec les mêmes pentes de talus. Les fouilles sur la rive gauche seront exécutées dans les marnes carbonatées relativement compactes ou dans les marno-calcaires, les paramètres géotechniques étant les suivants :

- résistance au cisaillement $\phi=15-30$, $c=100-200$ KPa
- module de déformation $D=2200-3000$ MPa
- Coefficient de Poisson $\nu=0,30$

Les marnes altérées renferment un pourcentage plus élevé de constituant argileux présentent des paramètres géotechniques suivants :

- résistance au cisaillement $\phi=15-25$, $c=50-100$ KPa
- module de déformation $D=1000-1800$ MPa
- coefficient de poisson $\nu=0,33$

L'étanchéité de la cuvette de retenue et du site du barrage est assurée par la seule géologie des terrains où dominent les marnes et les sédiments argileux faiblement perméables. La possibilité de pertes vers les bassins versants adjacents pratiquement n'existe pas.

Il n'est pas à s'attendre à des glissements plus importants sur les rives de la retenue. Les rives sont actuellement relativement stables et la vallée de l'oued Rabta au sortir des gorges a la forme d'une dépression concave. Avec la mise en eau, et plus tard, notamment avec la vidange de la retenue, les mouvements des zones limitées de matériaux meubles provenant de dépôts de pente et des marnes désagrégées seront possibles. Cela se rapporte en particulier

aux parties des terrasses anciennes qui présentent même aujourd'hui des tassements peu profonds vers le bas sur des parties plus abruptes des versants. Il sera proposé pour ces parties, la réduction de leurs pentes. Cette opération attribuera aussi à la diminution de l'alluvionnement dans la retenue.

Dans le cas de réalisation d'un barrage à zones d'argile étanches, il est recommandé, pour leur établissement, l'exploitation des argiles à l'emplacement même du barrage (les matériaux provenant des excavations pour les fondations) et immédiatement à l'amont où se situe, sur la rive droite, la zone d'emprunt des matériaux argileux la plus importante (Arg-1). Cela augmentera aussi le volume de la retenue. Après l'achèvement des excavations, la stabilité du lit de l'oued doit être maintenue de façon telle que les talus soient adaptés et les bermes soient exécutées.

II-7-1- Effets sur l'environnement :

La réalisation du barrage et la création de la retenue de Bounachi auront les effets suivants sur l'environnement :

- La retenue submergera les terres cultivables à l'amont du barrage dans la zone tout près des alluvions.
- Par la création de la retenue, la station de pompage actuelle sur la rive gauche de l'oued Rabta, ainsi qu'un nombre plus important des habitations situées à une altitude moins élevée seront menacées.
- Les effets de la création de la retenue sur la flore et la faune seront minimums.
- La qualité de l'eau du cours d'eau et dans la retenue sera menacée par des localités existantes situées à l'amont. Selon les informations obtenues pendant la visite du site, les eaux prélevées dans les alluvions de l'oued Rabta sont utilisées pour l'alimentation en eau après un procédé de traitement approprié avec du chlore. Ce fait montre que la qualité des eaux de surface est relativement bonne et que les eaux de la retenue auront cette même qualité. Il est à espérer que les eaux pourront être utilisées, sans traitement préalable, pour les besoins d'irrigation.

CONCLUSION :

L'ouvrage de retenue sera réalisé sur l'oued Rabta, affluent gauche du Sebaou, en Grande Kabylie. Le site du barrage se trouve à 17 km à l'Est de la ville de Tizi Ouzou en direction ouest de la localité de Mekla qui est la plus proche.

La vallée est très large et les terrains sont constitués en majeure partie de sédiments marneux recouverts par des matériaux argileux- sédiments quaternaires qui masquent la roche sur place et ses éléments structuraux. Les roches métamorphiques (micaschistes, pegmatites) qui s'étalent au début même de la retenue et qui sont en contact tectonique avec des marnes font toutefois exception. Dans le lit de l'oued se trouvent des dépôts alluvionnaires actuels d'un volume important et d'une granulométrie très différente.

Une sismicité modérée est caractéristique de la zone d'étude. La localité de Bounachi appartient à la zone II-a selon RPA99-version 2003. Le jeu de ruptures le plus marqué est aligné suivant la direction Est- Ouest et il sépare le complexe magmatique- métamorphique de celui rocheux sédimentaire.

Du point de vue géologique, le site du barrage choisi est le plus favorable à la construction du barrage sur toute la zone avec la réalisation éventuelle d'un dispositif d'étanchéité qui garantira l'étanchéité du site du barrage lui-même.

On estime que les marnes sont de qualité satisfaisante du point de vue des propriétés géotechniques et qu'elles représentent un milieu apte aux fondations de différents types de barrage.

Les excavations en rive gauche seront exécutées dans les marnes carbonatées relativement compactes ou dans les marno-calcaires de caractéristiques géotechniques favorables. A proximité immédiate du barrage, les matériaux de qualité satisfaisante se trouvent en quantité suffisante pour la construction du barrage. Il s'agit des matériaux suivants y représentés : argiles, matériaux gravelo- sableux et pierres. Les matériaux provenant des excavations pour les fondations, les graviers en provenance des alluvions, ainsi que les matériaux argileux issus des pentes des rives seront utilisés dans la construction du barrage. La capacité de la retenue sera augmentée par des excavations dans la partie amont. L'exécution des pentes de talus adéquates permettra la stabilisation des versants dans les conditions de création de la retenue et diminuera l'alluvionnement.

Les matériaux argileux de qualité satisfaisante se trouvent en quantité suffisante dans 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du barrage. La zone la plus importante des matériaux argileux Arg-1 se situe en rive droite immédiatement à l'amont du site du barrage.

Les pierres se situent dans la zone des gorges, dans la partie extrême amont de la cuvette de retenue. Il s'agit de micaschistes et de pegmatites dont la qualité est satisfaisante et qui constituent sur place un tonnage important.

Les matériaux gravelo-sableux pour les filtres dans le corps du barrage et pour la confection des agrégats pour béton peuvent être assurés à partir des alluvions de l'oued Rabta au site du barrage et immédiatement à son amont, avec une possibilité éventuelle d'éliminer des clastites grossiers- brèches de plusieurs dizaines de centimètres de diamètre.

Les effets défavorables de la création de la retenue se rapportent à l'inondation des terres agricoles à l'amont dans la zone à proximité immédiate des alluvions. Sera également submergée la station de pompage sur la rive gauche et quelques bâtiments d'habitation.

Introduction :

L'étude hydrologique a pour but d'étudier le bassin versant de RABTA, d'assurer les besoins en eau de la région, d'étudier les crues de l'Oued et de définir certaines caractéristiques du régime hydrologique tel que :

- Le module et variabilité de l'apport
- La répartition de l'écoulement
- Le débit maximum de l'écoulement
- La prédétermination des crues fréquentielles
- Le transport solide.

Ces caractéristiques ainsi que les paramètres techniques de base nous permettront d'envisager la conception et l'étude du projet de barrage.

Il faut signaler qu'avec les données manquantes où incomplètes, ou bien les certaines irrégularités dans les stations voisines, les méthodes empiriques ont été souvent utilisées pour pouvoir examiner l'évaluation et l'allure des débits des hautes eaux, et de fournir en plus avec un maximum d'informations les débits de projet.

Données de base de l'étude :

- les cartes topographiques de Tizi ousou (Larbaa Naith Irathen au 1/25.000)
- données pluviométriques.
- données hydrométriques.

But :

Le but de cette étude est la détermination des paramètres hydrologiques nécessaires pour l'étude de la régularisation.

III-1- Définition du bassin versant :

On appelle bassin versant ou bassin de drainage d'une rivière considérée en un point donné de son cours d'eau, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière. Si le sol est imperméable, il est bien évident que les limites du bassin sont définies topographiquement par la ligne de crête le séparant d'un bassin voisin (bassin topographique). Pour les sols perméables, le bassin versant réel peut différer du bassin topographique sauf dans le cas d'une circulation interne particulièrement intense (terrain karstique, basaltes, couches sableuses très puissantes), cet effet est surtout sensible pour de très petits bassins. En pratique, on admet la plupart du temps que le bassin versant coïncide avec le bassin topographique.

Le bassin versant fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et de les transformer en écoulement à l'exutoire. Cette transformation ne va pas sans pertes en eau et ces pertes dépendent des conditions climatologiques régnant sur le bassin, mais aussi des caractéristiques physiques de ce dernier. D'autre part, l'hydrologue ne s'intéresse pas qu'au volume total évacué à l'exutoire (problème du bilan), mais aussi à la manière dont ce volume se répartit dans le temps (problème de l'hydrogramme) : là encore les caractéristiques du bassin interviennent. Dans cet ordre d'idées, le bassin versant peut être caractérisé par sa morphologie (forme, relief, réseau de drainage), la nature du sol et la couverture végétale. On peut facilement se faire une idée qualitative du mode d'action de ces différents facteurs sur la transformation des pluies en écoulement. La difficulté est d'exprimer cette influence par des paramètres valables qui soient bien représentatifs de ce mode d'action : le problème n'a pas encore reçu de solution générale et il est probable qu'il n'en existe pas, du moins sous une forme utilisable. Par contre, on peut établir un certain nombre d'indices susceptibles de servir au moins de points de repère dans la classification des bassins et de faciliter les études par analogie.

III-2- Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques de milieu physique d'un bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- le profil en long
- la densité de drainage
- les rapports de confluence et de longueur.

Il faut noter que pour un grand bassin lithologiquement hétérogène seul le paramètre de densité de drainage présente une signification certaine.

Les travaux effectués sur la carte d'état major de Tizi ouzou à l'échelle 1/25.000 en délimitant les lignes de crêtes bordantes le bassin et ne traversant le cours d'eau qu'au droit du barrage nous a permis de délimiter le bassin versant de l'Oued Rabta et de calculer ses caractéristiques morphométriques.

III-2-1) Paramètres géométriques :

a) Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide d'un planimètre sur la carte topographique de Tizi ouzou à l'échelle 1/25000.

$$S = 61,08 \text{ Km}^2$$

b) Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

$$P = 42,36 \text{ Km.}$$

III-2-2) Paramètres de forme :

a) Indice de compacité de Gravelius "Kc" : [1]

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

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

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

$$Kc = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant.}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$\text{On a: } A = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; \quad S: \text{ superficie (Km}^2\text{)}$$

$$P' = 2\pi R \quad R: \text{ rayon (Km)}$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$$

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

A.N : **Kc=1,518** **Kc>1,12** Notre bassin est alors « **allongé** »

b) Coefficient d'allongement : [1]

Ce coefficient est obtenu par la relation : $C_a = L^2 / S$ (III.2)

L : la longueur du talweg principal **L = 19,88Km**

S : la superficie du bassin versant. **S = 61,08 Km²**

AN: Ca=6,47

c) Rectangle équivalent: [1]

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$S=L.l$

où : L : longueur de rectangle équivalent.

$P/2=L+l$

l : largeur de rectangle équivalent.

$Kc=0,28 \sqrt{\frac{P}{S}} \Rightarrow P=Kc \frac{\sqrt{S}}{0,28}$ (III.3)

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

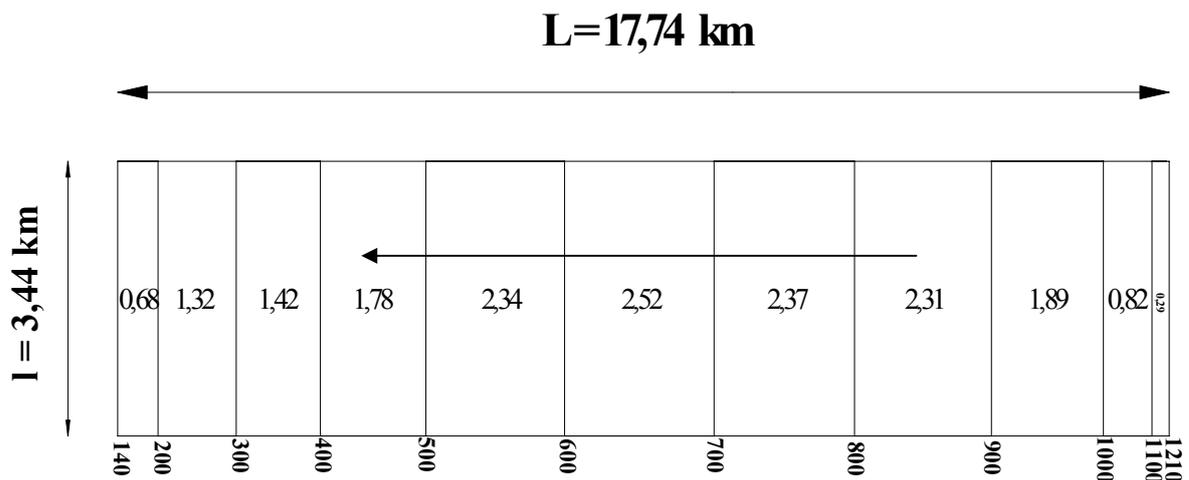
$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = Kc^2 \frac{S}{0,28^2 \cdot 4} - 4S$

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

Donc : $L, l = \frac{Kc \sqrt{S}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right]$ (III.4)

AN: L=17,74 Km

l=3,44 Km



III-2-3) Paramètres du relief : [1]

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

a) Courbe hypsométrique :

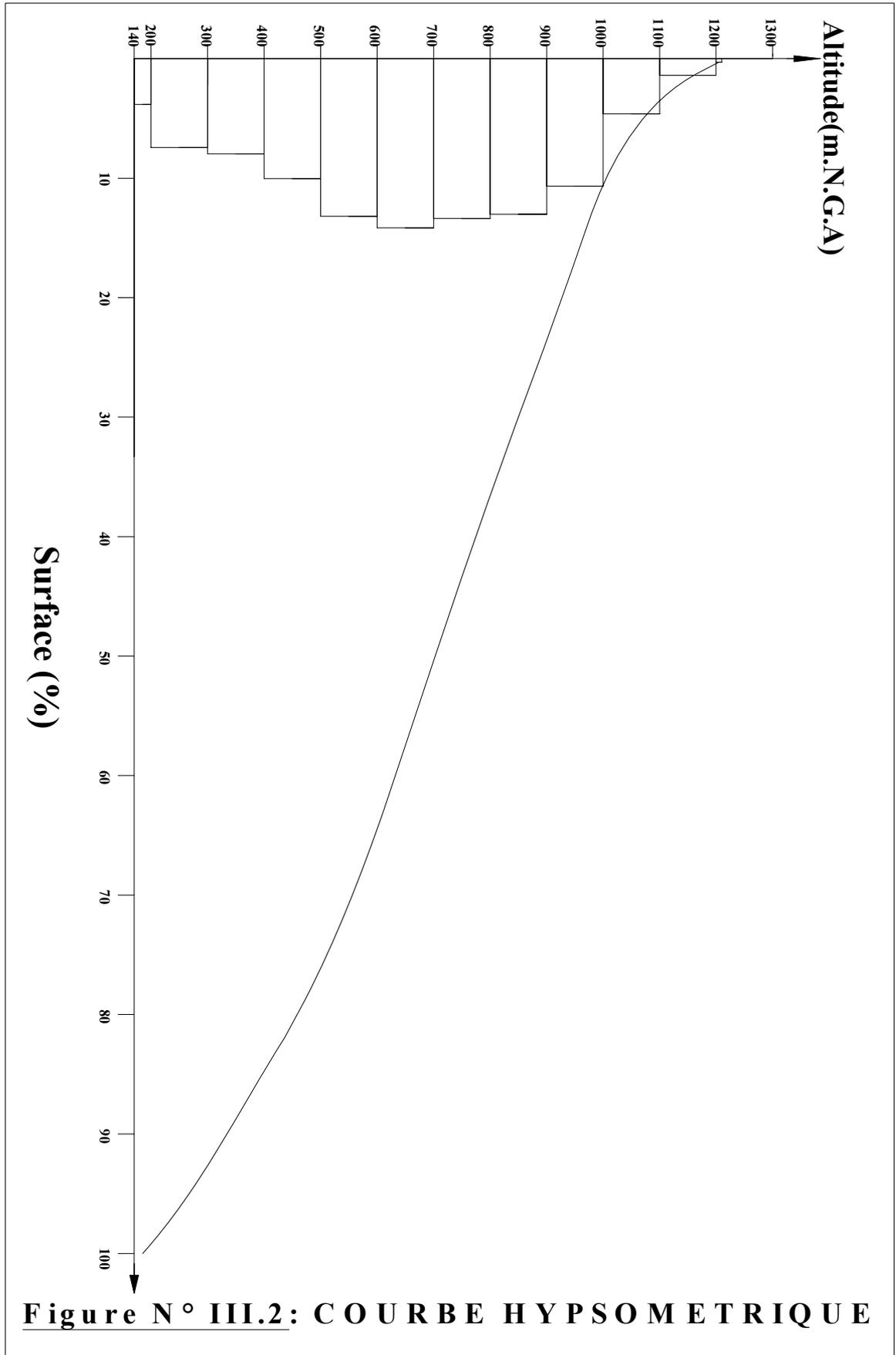
Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

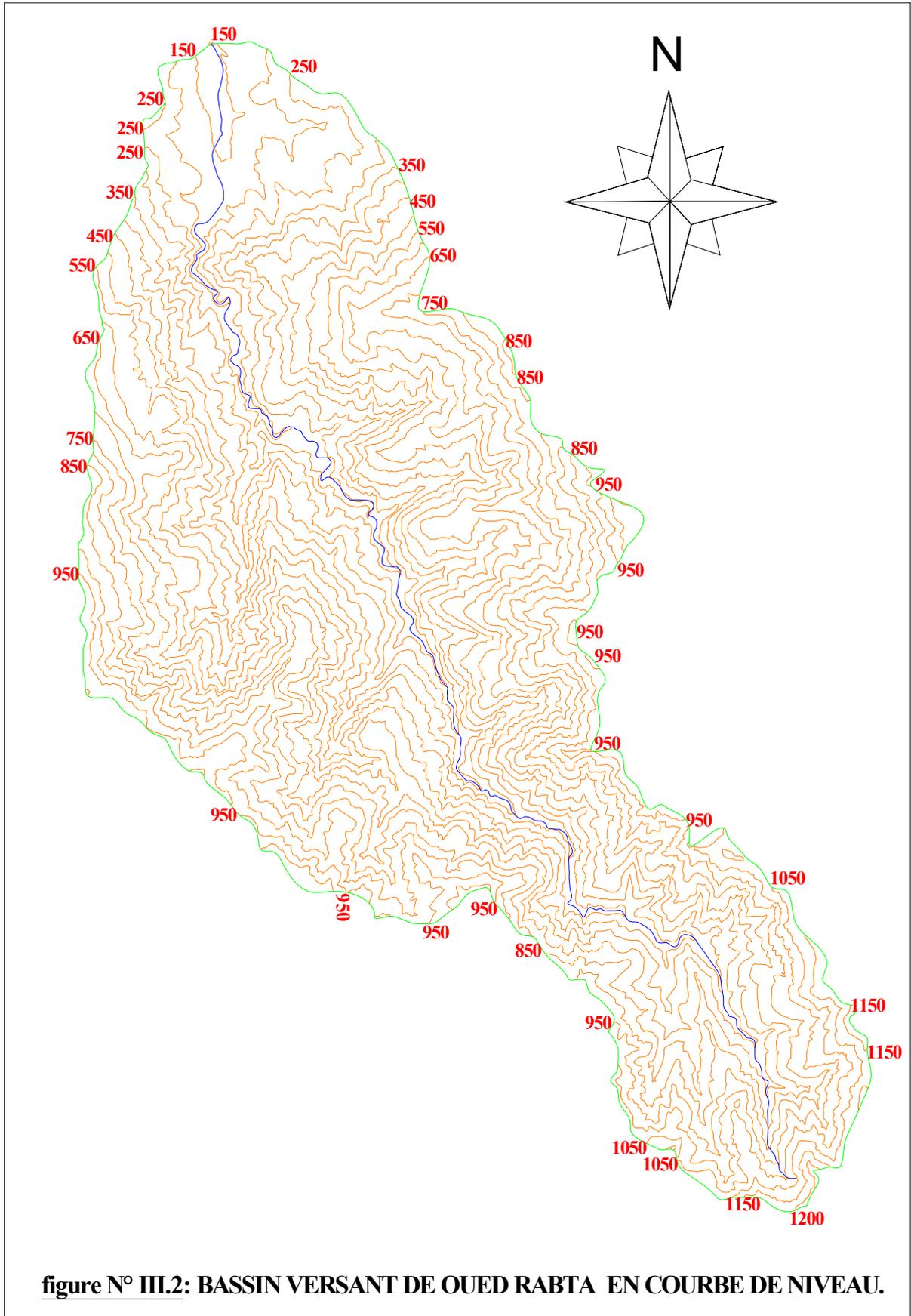
Le bassin de l'Oued RABTA en courbes de niveau est donné dans la figure N°III.2.

Le tableau N°III.1 donne la répartition hypsométrique du bassin.

Tableau N°III.1 : la répartition des surfaces en fonction des cotes.

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)	Surfaces				Hi.Si (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1210-1100	1155	1,02	1,69	1,02	1,69	1178,1
1100-1000	1050	2,82	4,62	3,84	6,31	2961
1000-900	950	6,52	10,67	10,36	16,98	6194
900-800	850	7,96	13,02	18,32	30	6766
800-700	750	8,17	13,37	26,49	43,37	6127,5
700-600	650	8,65	14,16	35,14	57,53	5622,5
600-500	550	8,06	13,2	43,2	70,37	4433
500-400	450	6,13	10,04	49,33	80,77	2758,5
400-300	350	4,87	7,97	54,2	88,74	1704,5
300-200	250	4,54	7,43	58,74	96,17	2839,5
200-130	165	2,34	3,83	61,08	100	397,8
somme		61,08	100,00		0	40982,4





b) Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

Graphiquement :

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane. **H_{50%} = 700 m.**

Analytiquement :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i.H_i}{S} \dots\dots\dots(III.5)$$

AN : H_{moy} = 671 m.

Avec S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

Dans ce cas on opte pour une altitude moyenne : **H_{moy} = 700 m.**

c) Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots(III.6)$$

ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau III.2.

Tableau N°III.2 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	ΔH (m)	Longueur (m)
1	200	100	11,25
2	300		17,99
3	400		26,06
4	500		32,76
5	6000		38,85
6	700		39,19
7	800		43,52
8	900		40,51
9	1000		17,53
10	1100		5,81
11	1200		0,94

A.N : la pente moyenne du bassin est : **I_m = 439,28 m/km**

d) Indice de pente :

➤ **Indice de pente globale I_g :**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$H_{5\%}=1300m$

$H_{95\%}= 740m$ } $\Rightarrow I_g=4.53\%$

$L=19,26km$

➤ **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

$\Rightarrow I_{pm}=6,032 \%$.

➤ **Indice de pente de ROCHE I_p :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

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

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau N°III.3 : détermination de la pente de Roche I_p :

$H_i - H_{i-1}$	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i=S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1210-1200	10	0,16	0,26	1,612
1200-1100	100	0,86	1,43	11,958
1100-1000	100	2,82	4,62	21,494
1000-900	100	6,52	10,67	32,665
900-800	100	7,96	13,02	36,083
800-700	100	8,17	13,37	36,565
700-600	100	8,65	14,16	37,629
600-500	100	8,06	13,2	36,332
500-400	100	6,13	10,04	31,686
400-300	100	4,87	7,97	28,231
300-200	100	4,54	7,43	27,258
200-130	70	2,34	3,83	19,570
Somme		61,08	100,00	321,083

A.N : $I_p=2,41$

Pour la classification du relief, celle de ORSTOM sera prise comme référence, elle est donnée dans le tableau suivant.

Tableau N°III.4 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

	relief	Valeur de I_g
1	Très faible	$I_g < 0,002$
2	Faible	$0,002 < I_g < 0,005$
3	Assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
4	Modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
5	Assez modéré	$0,02 < I_g < 0,05$
6	Fort	$0,05 < I_g < 0,1$
7	Très fort	$0,05 < I_g$

D'après $I_g = 0,045$, le relief du bassin versant de Oued Rabta est **Assez modéré**.

III-3- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III-3-1) le chevelu hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées auparavant 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 celle de SCHUM. Nous avons 02 types du réseau : subdentritic et dentritic.

Dans cette classification de SCHUM est considéré d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de oued Rabta, le cours d'eau principal est de l'ordre 5.

Le réseau hydrographique est représenté dans la figure III.3.

III-3-2) Profil en long de l'oued :

L'oued Rabta présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente que l'on peut expliquer autrement que par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Pente moyenne du cours d'eau principal I_c : [1]

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec : ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : distance entre ces deux points (km).

A.N : $I_c = 4,86\%$

III-3-3) densité de drainage : [1]

Elle est définie pour un bassin versant donné de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(III.11)$$

$\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

S : surface du bassin versant (Km²).

$$\sum_{i=1}^n L_i = 277,644 \text{ Km.}$$

$$\text{AN: } D_d = 4,546 \text{ Km/Km}^2$$

III-3-4) Le coefficient de torrentialité Ct : [1]

$$C_t = F_1 * D_d \text{ avec } F_1 = N_1/S \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec : Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. **N=583.**

S : Surface du bassin versant.

F₁ : densité de talwegs élémentaires.

$$\text{AN : } C_t = 43,4.$$

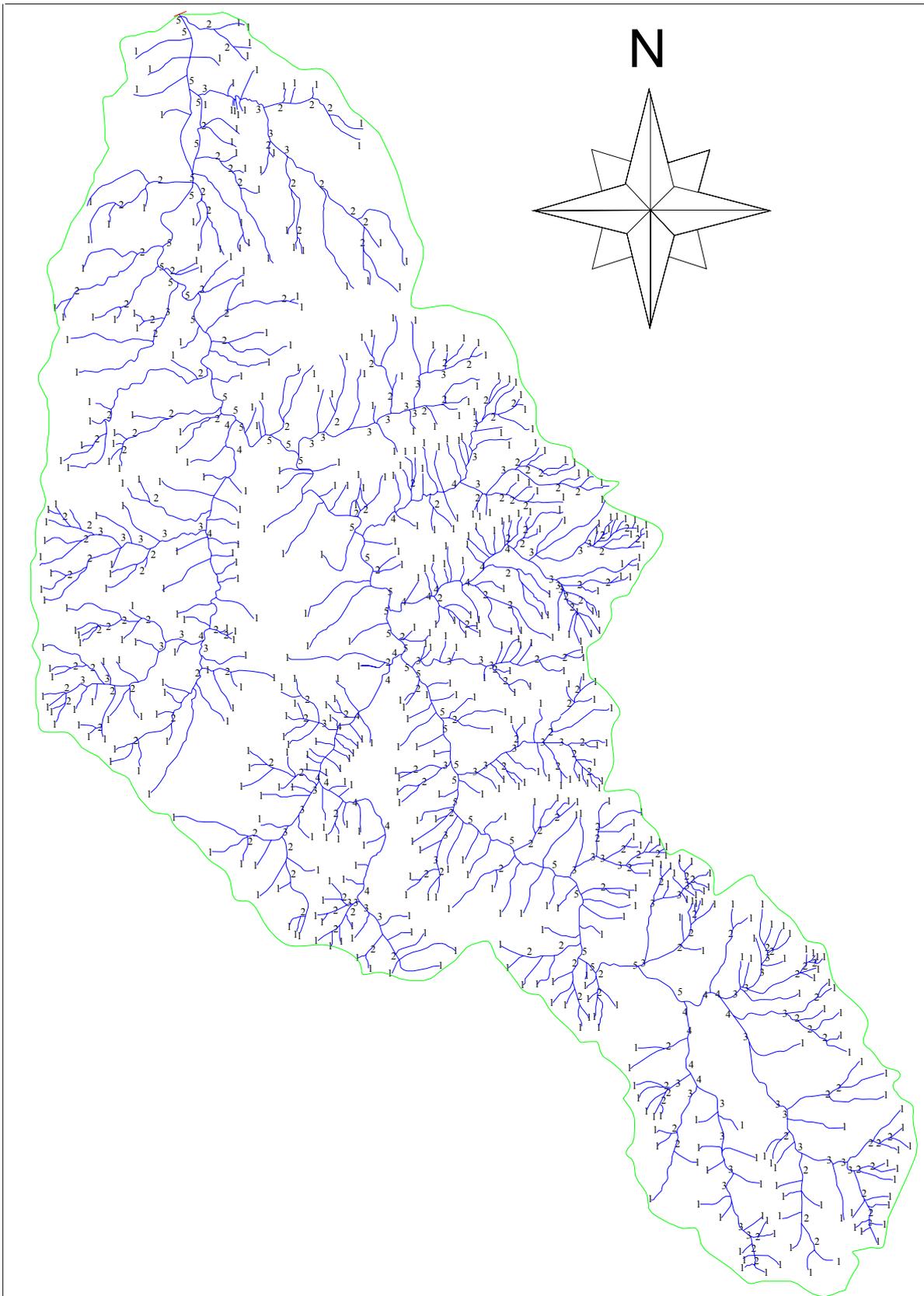


FIGURE N° III.3: RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN DE OUED RABTA.

III-3-5) Temps de concentration : [1]

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire considéré.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- **La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.13)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN : $T_c = 3,23$ Heures

- **La formule algérienne de l'A.N.B.T :**

$$T_c = 0.0337\sqrt{S} + 0.134546L_p - \frac{92.2481}{(H_{moy} - H_{min})^{1/2}} \dots\dots\dots(III.14)$$

AN : $T_c = 1.487$ Heures

- **La formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0.6615(L_p)^{0.77} I_g^{0.385} \dots\dots\dots(III.15)$$

AN: $T_c = 9,975$ Heures.

- **Formule Anonyme :**

$$T_c = \left[\frac{\sqrt{SL}}{\sqrt{I_g}} \right]^{0.75} \dots\dots\dots(III.16)$$

A.N : $T_c = 9,608$ heures

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous proposons d'adopter la valeur **$T_c = 3,23$ heures** calculé par la formule de GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie, qui tient compte d'une multitude de paramètres et qui utilisée principalement pour des bassin versant d'une grande superficie.

III-3-6) Vitesse de ruissellement : [1]

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (\text{Km/h}) \dots\dots\dots(III.17)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h).

AN : $V_r = 6,15$ Km/h.

Tableau N°III.5: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	61,08
Périmètre		P	km	42,36
Longueur du thalweg principal		L	km	19,88
Pente du thalweg principal		I	%	4,86
Indice de compacité		K _C	-	1,518
Coefficient d'allongement		Ca	-	6,47
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	17,74
	largeur	l _r	Km	3,44
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1210
	moyenne	H _{moy}	m	671
	médiane	H _{med}	m	700
	minimale	H _{min}	m	140
Pente moyenne de B.V		I _m	m/km	439,28
Indice de pente globale		I _g	%	4,53
Indice de pente moyenne		I _m	%	6,032
Indice de pente de M Roche		I _p	%	2,41
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4,546
Coefficient de torrentialité		Ct	-	43,4
Temps de concentration		T _c	h	3,23
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/H	6,15

III-4- Caractéristiques climatiques :

Pour la zone étudiée, la station la plus représentative qui dispose des enregistrements est celle de Tizi Ouzou (code.021703) appartenant au réseau O.N.M.

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, etc.)

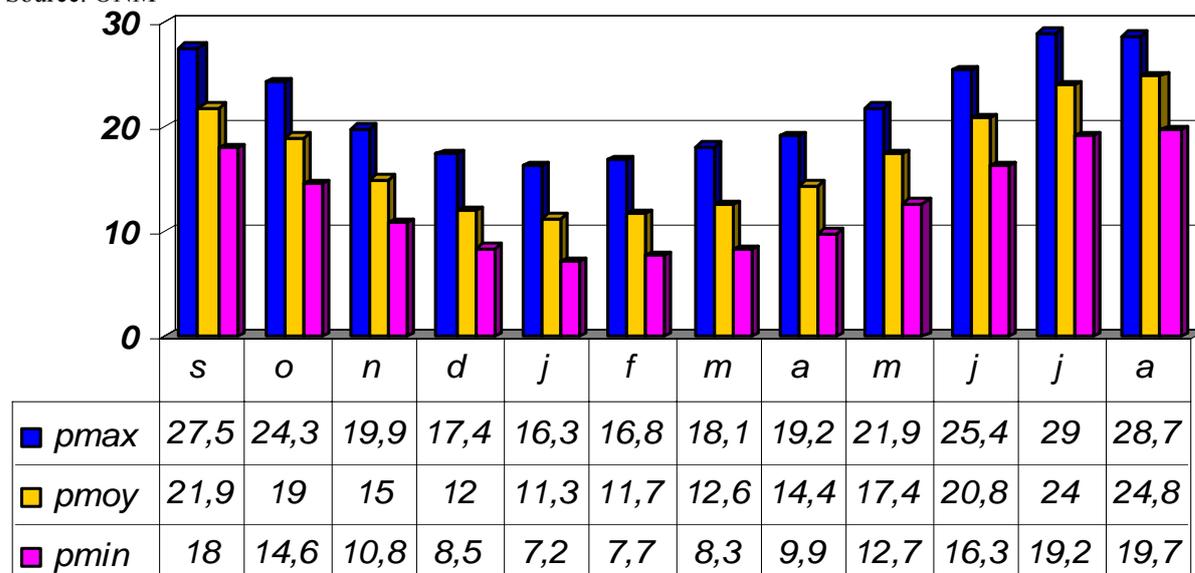
III-4-1-La température :

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle au niveau de la station de Tizi Ouzou est de 18°C.

Tableau N°III.6 : Relevés des températures en °C.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Moyenne Annuelle
Minimale	18,0	14,6	10,8	8,5	7,2	7,7	8,3	9,9	12,7	16,3	19,2	19,7	12,7
Maximale	21,9	24,3	19,9	17,4	16,3	16,8	18,1	19,2	21,9	25,4	29,0	28,7	22,0
Moyenne	21,9	19,0	15,0	12,0	11,3	11,7	12,6	14,4	17,4	20,8	24,0	24,8	17,1

Source: ONM

**Figure III-4 : Températures mensuelles du bassin de l'oued RABTA****III-4-2- Vitesse du vent :**

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s).
A Tizi Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et du printemps sur la direction Est-Ouest.

Tableau N°III.7 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai.	Juin	Juill.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moyenne Annuelle
Vitesse [m/s]	2,7	2,7	2,9	2,8	2,5	2,3	2,3	2,3	2,2	2,5	2,9	3,0	2,6

Source: ONM

III-4-3- Le Sirocco :

Le sirocco a une fréquence maximale pendant l'été, spécialement en juillet et août. Il se manifeste comme une chaleur forte qui produit la sécheresse de la végétation.

Le nombre des jours de sirocco, est donné pour la station de Tizi Ouzou dans le tableau III.8

Tableau N°III.8 : Nombre de jours de sirocco.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai.	Juin	Juill.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Total Annuel
Nombre de jours	0,0	0,3	1,3	1,5	2,4	4,0	8,5	8,8	5,2	3,6	01,6	0,2	37,3

III-4-4-La pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles $P_{\text{moy.inter}}$ représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques à la station de Ain El Hammam située à proximité du bassin versant. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 34 années allant de 1973 à 2006.

Tableau N°III.9 : Coordonnées et code de la station Ain El Hammam.

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]
2-17-03	Ain El Hammam	644,15	364,5	1200

Source : A.N.R.H

III-4-4-1-Pluie moyenne annuelle :

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau III.10.

Tableau N°III.10 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations :

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
P_m [mm]	43,96	77,94	109,2	141,58	118,31	106,34	96,95	88,14	56,84	21,22	18,04	20,98	899,5
P_m [%]	4,88	8,66	12,14	15,74	13,15	11,82	10,79	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100

Source : A.N.R.H

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH (Tableau III.11).

Tableau N°III.11 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne Annuelle(mm)	Pluie moyenne max. journalière [mm]	Exposant climatique b
899,5	75,79	0,47

Source : A.N.R.H

III-4-4-2- Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières (P_{maxj}) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre les quelles il faut prémunir les ouvrages.

Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements d'après laquelle nous avons constaté que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton (Voir Figure III.5).

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel et sont les suivants :

- **Test d'adéquation** : Test de Pearson III ou du X^2 .

- Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale

- Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 7,76 \% > 5 \%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

p-valuep = 0.8806

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

- **Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus grande valeur 142 mm

- Hypothèses

H_0 : Toutes les observations proviennent de la même population

H_1 : La plus grande observation ne provient pas de la même population que les autres

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 2,13$

p-valuep < 0,479

- Conclusion

Pas de conclusion dans ce cas.

- **Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus petite valeur 38,5 mm

- Hypothèses

H_0 : Toutes les observations proviennent de la même population

H_1 : La plus petite observation ne provient pas de la même population que les autres

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 1,95$

p-valuep < 0,774

- Conclusion

Pas de conclusion dans ce cas.

- **Test d'indépendance** (Wald-Wolfowitz)

- Hypothèses

H_0 Les observations sont indépendantes

H_1 Les observations sont dépendantes (autocorrélation d'ordre 1)

- Résultats

Valeur de la statistique $|U| = 0.00346$

p-valuep = 0.997

-Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

- **Test d'adéquation** (Shapiro-Wilk ($n < 50$))

- Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale

- Résultats

p-valueSW = 0.96

Degrés de liberté : p = 0.9360

- Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

- **Paramètres du logiciel :**

T : Période de retour.

q : Fréquence.

X_T : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

Les droites de Gumbel et Galton sont représentées par les figures qui suivent.

a- Ajustement à la loi Lognormale (Maximum de vraisemblance) :

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{p\%} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

L'équation de la droite d'ajustement.

Avec : U_{p%} : variable de GAUSS pour différentes fréquences.➤ **Résultats de l'ajustement****Nombre d'observations:** n = 34**Paramètres :** Mu : 4,27737 Sigma : 0,320754**Quantiles :** q = F(X) (probabilité au non dépassement) T = 1/(1-q) (période de retour)**Tableau N°III.12 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normale :**

T	q	X _T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	238	37,2	165	311
2000.0	0.9995	207	29,2	150	264
1000.0	0.9990	194	26,0	143	245
200.0	0.9950	165	19,0	127	202
100.0	0.9900	152	16,3	120	184
50.0	0.9800	139	13,6	112	166
20.0	0.9500	122	10,4	102	143
10.0	0.9000	109	8,12	92,8	125
5.0	0.8000	94,4	6,06	82,5	106
3.0	0.6667	82,7	4,76	73,4	92,0
2.0	0.5000	72,1	3,96	64,3	79,8

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	38,5
Maximum	Aucun	143
Moyenne	75,9	75,8
Ecart-type	25,0	25,1
Médiane	72,1	73,3
Coefficient de variation (Cv)	0,329	0,331
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,02	0,871
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4,92	3.00

b- Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) :

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots(III.20)$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

α, X_0 : des coefficients d'ajustement,

Si on pose $Y = \alpha (x - x_0)$

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrit alors : $F(X_i) = e^{-e^{-Y}} \dots\dots\dots(III.21)$

On trouve que $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$ avec : X est la précipitation maximale journalière.

$$Y_i = -[\ln(\ln F(X_i))]$$

➤ **Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: n = 34

Paramètres : u : 64,2498 α : 19,6504

Quantiles :

q = F(X) : Probabilité au non-dépassement T = 1/(1-q) : Période de retour

Tableau N°III.13 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

T	q	X _T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	245	26,1	194	296
2000.0	0.9995	214	21,8	171	256
1000.0	0.9990	200	19,9	161	239
200.0	0.9950	168	15,7	138	199
100.0	0.9900	155	13,9	127	182
50.0	0.9800	141	12,0	117	165
20.0	0.9500	123	9,66	104	142
10.0	0.9000	108	7,87	93,0	124
5.0	0.8000	93,7	6,11	81,8	106
3.0	0.6667	82,0	4,85	72,5	91,5
2.0	0.5000	71,5	3,94	63,7	79,2

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	38,5
Maximum	Aucun	143
Moyenne	75,9	75,8
Ecart-type	25,0	25,1
Médiane	72,1	73,3
Coefficient de variation (Cv)	0,329	0,331
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,02	0,871
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4,92	3,00

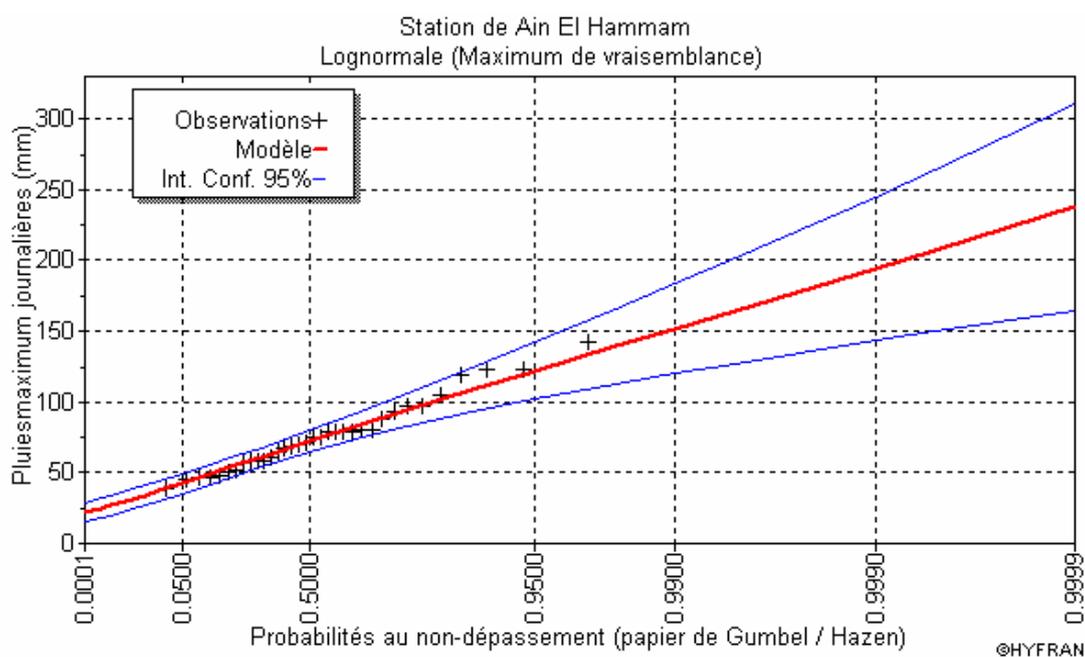


Figure III.5 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance).

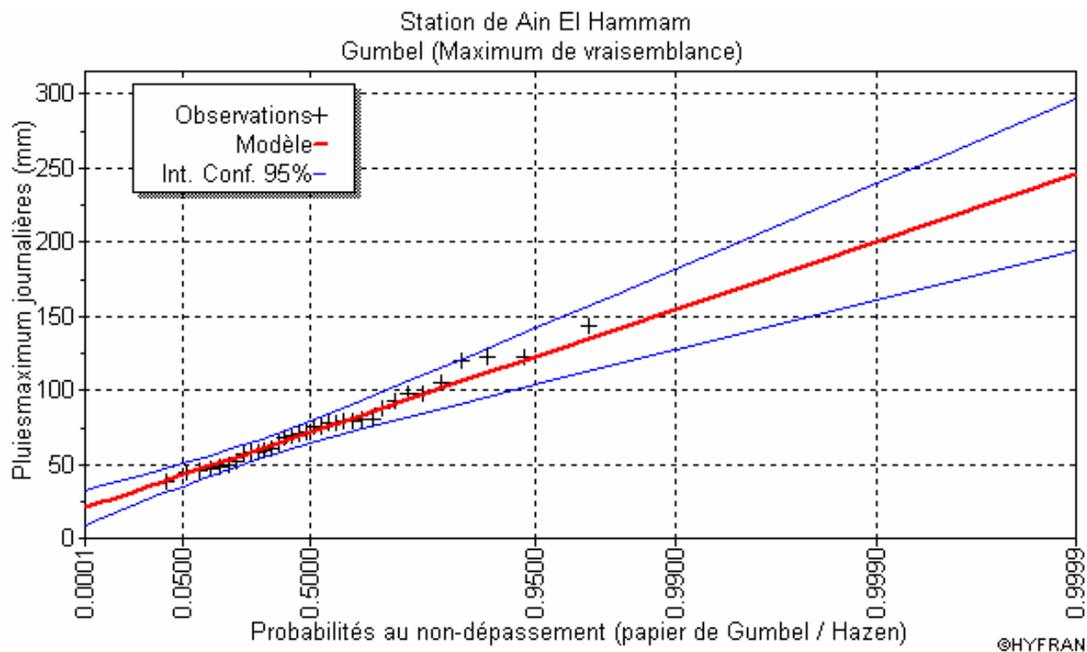


Figure III.6 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

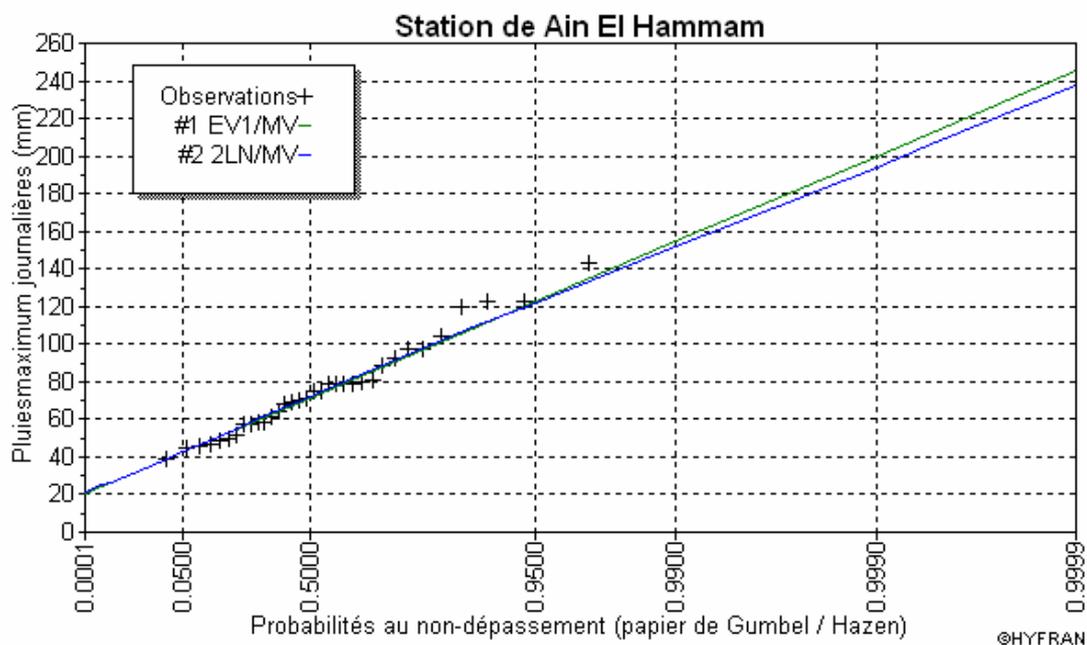


Figure N°III.7 : Comparaison entre les deux ajustements

Commentaire :

D'après les deux droites d'ajustement, on constate qu'elle nous donne presque le même ajustement et celle de Galton est à considérer.

III-4-4-3- Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée Fréquence) :

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{(t)} \% = P_J \% \left(\frac{t}{24}\right)^b ; \dots\dots\dots (III.22)$$

Pt : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

Pj : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant dépend de la position géographique, déterminé à partir de la carte des isolignes de l'exposant climatique établi par K.BODY en Mai 1981.

On prend pour notre site : $b = 0,47$

$$D'où : P_{(t)} \% = P_J \% \left(\frac{t}{24}\right)^{0,34} \dots\dots\dots (III.23)$$

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = P/t \dots\dots\dots (III.24)$$

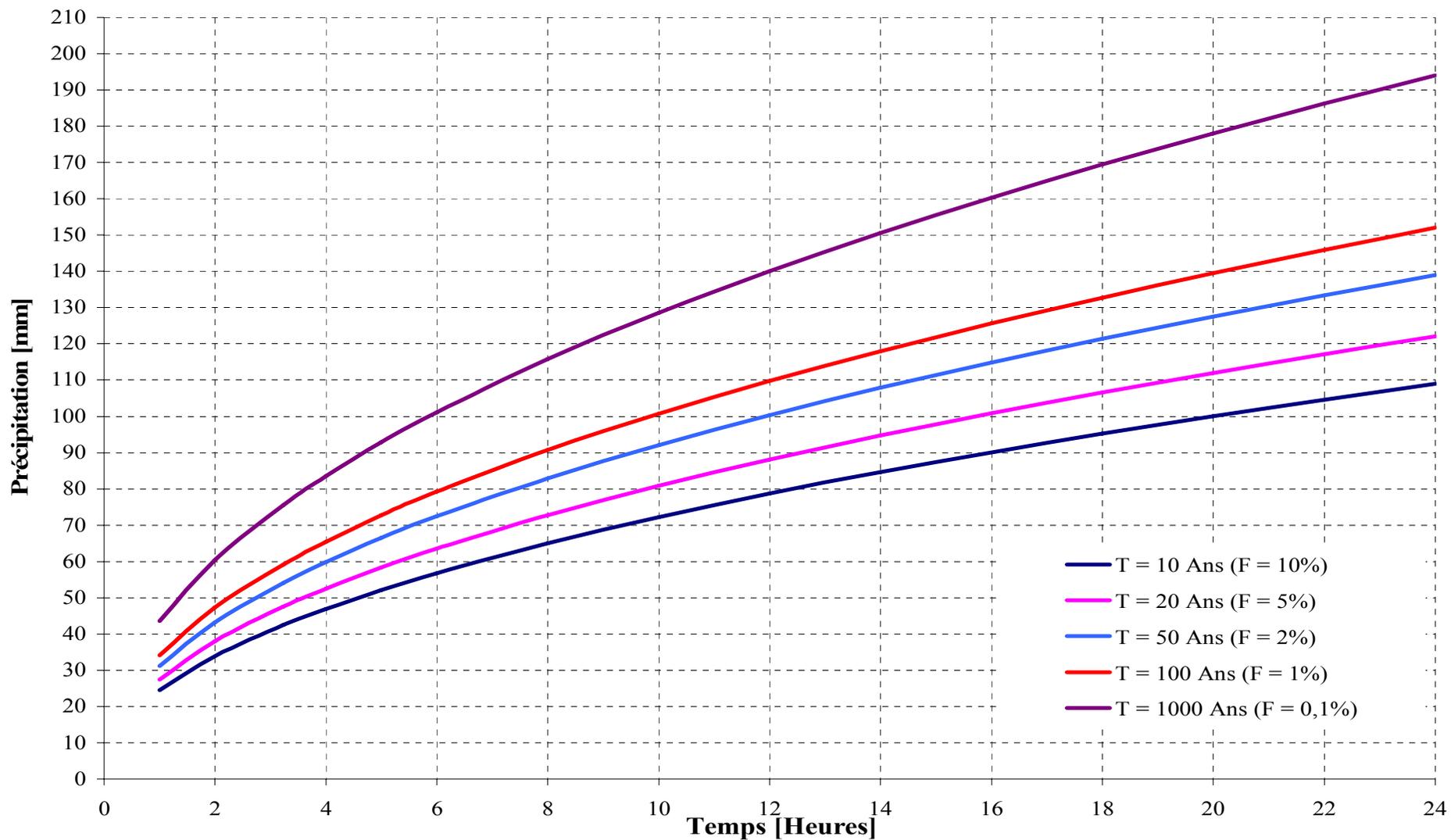
La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°III.14 : Pluies de courte durée (mm).

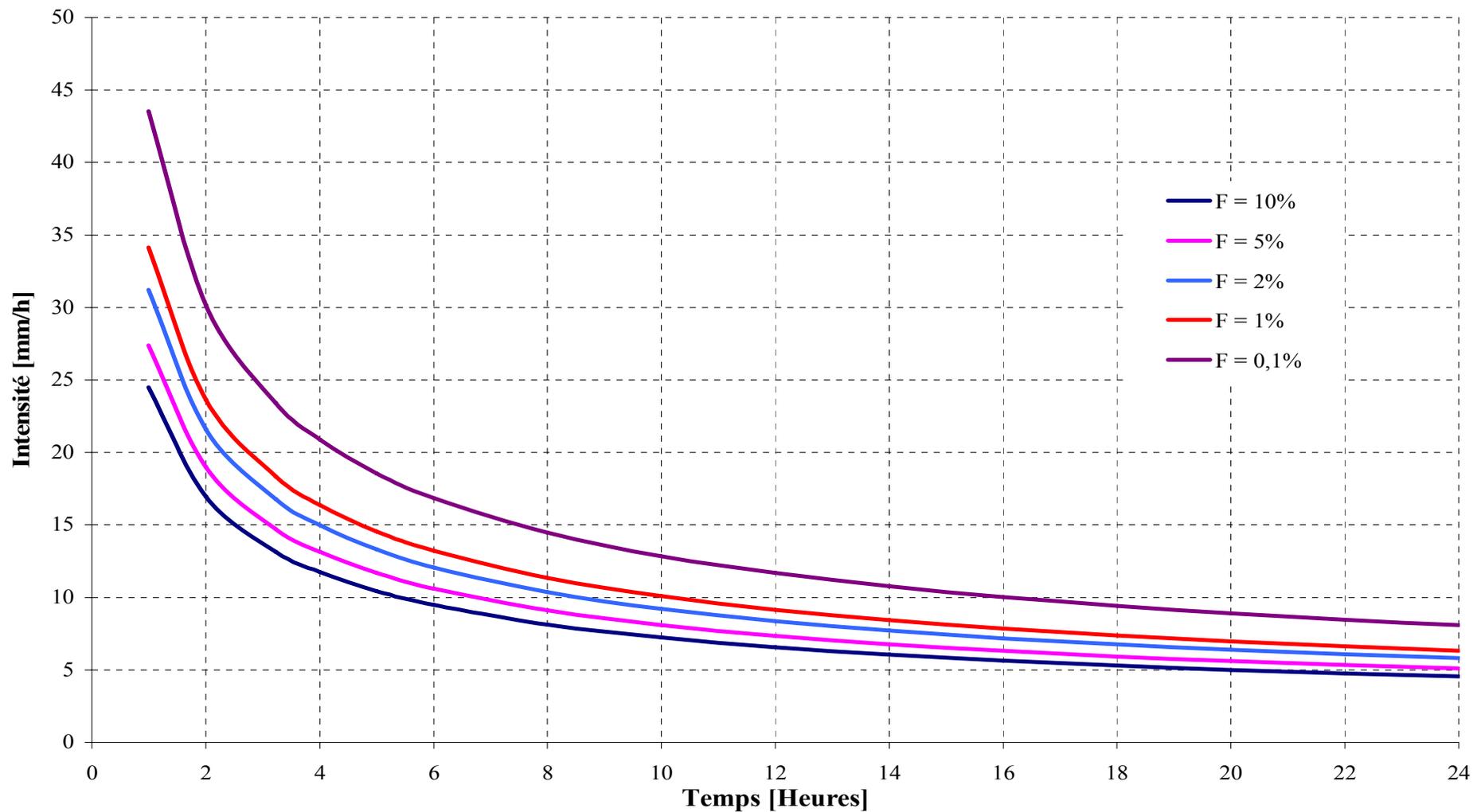
Fréquences	Periodes de retour	Temps														
		1	2	3.23	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
10	10	24.48	33.90	42.47	46.96	52.15	56.81	65.04	72.23	78.69	84.61	90.09	95.21	100.05	104.63	109.00
5	20	27.39	37.94	47.53	52.56	58.37	63.59	72.80	80.85	88.08	94.70	100.83	106.57	111.98	117.11	122.00
2	50	31.21	43.23	54.16	59.88	66.50	72.45	82.94	92.11	100.35	107.89	114.88	121.42	127.58	133.43	139.00
1	100	34.13	47.27	59.22	65.48	72.72	79.23	90.70	100.73	109.74	117.98	125.63	132.78	139.52	145.91	152.00
0.1	1000	43.56	60.34	75.58	83.57	92.82	101.12	115.76	128.56	140.06	150.59	160.34	169.47	178.07	186.23	194.00
0.01	10000	53.44	74.02	92.73	102.53	113.87	124.05	142.01	157.72	171.83	184.74	196.70	207.90	218.45	228.46	238.00

Tableau N°III.15 : Intensité des pluies It (mm/h).

Fréquences	Periodes de retour	Temps														
		1	2	3.23	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
10	10	24.48	16.95	13.15	11.74	10.43	9.47	8.13	7.22	6.56	6.04	5.63	5.29	5.00	4.76	4.54
5	20	27.39	18.97	14.72	13.14	11.67	10.60	9.10	8.08	7.34	6.76	6.30	5.92	5.60	5.32	5.08
2	50	31.21	21.62	16.77	14.97	13.30	12.08	10.37	9.21	8.36	7.71	7.18	6.75	6.38	6.07	5.79
1	100	34.13	23.64	18.33	16.37	14.54	13.20	11.34	10.07	9.14	8.43	7.85	7.38	6.98	6.63	6.33
0.1	1000	43.56	30.17	23.40	20.89	18.56	16.85	14.47	12.86	11.67	10.76	10.02	9.41	8.90	8.46	8.08
0.01	10000	53.44	37.01	28.71	25.63	22.77	20.68	17.75	15.77	14.32	13.20	12.29	11.55	10.92	10.38	9.92



FigureN°III-08: Pluies de Courte Durée



FigureN°III-09: Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

III-5- Etudes des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F(P-D) \dots\dots\dots(III.25)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III-5-1- Apport liquides :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III-5-1-1- Apport moyen interannuel (A_0) :

L'insuffisance des données observées sur la station de Ain El Hammam nous pousse à utiliser les formules empiriques pour estimer l'apport moyen.

a)° Formule de l'ANRH :

$$\text{On a : } A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(III.26)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

$$\text{AN : } A_0 = 21,96 \text{ Mm}^3$$

b)° Formule de MEDINGUER :

$$\text{On a : } Le = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots(III.27)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

$$\text{AN : } Le = 418,78 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

$$\text{AN : } A_0 = 25,58 \text{ Mm}^3$$

c)° Formule de TURC :

$$A_0 = Le * S$$

$$Le = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots(III.28)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2} \right] \text{ (mm)} \dots\dots\dots \text{ (III.29)}$$

$$L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3 \dots\dots\dots \text{ (III.30)}$$

L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuel de l'air ; T=18°c

AN : L = 1041,60 ; D = 546,46 mm. Le = 352,94 mm
A₀ = 21,56 Mm³.

d) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots \text{ (III.31)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN : Le = 223,15 mm

A₀ = 13,63 Mm³

e) Formule de CHAUMONT:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots \text{ (III.32)}$$

Où :

P : précipitation moyenne (m).

La lamme d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

AN : C_e = 0,215 Le = 263,72 mm

A₀ = 16,11 Mm³

Tableau N°III.16: récapitulatif des apports:

Type de formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)
ANRH	21,96
MEDINGUER	25,58
TURC	21,56
SAMIE	13,63
CAUMONT	16,11

Commentaire :

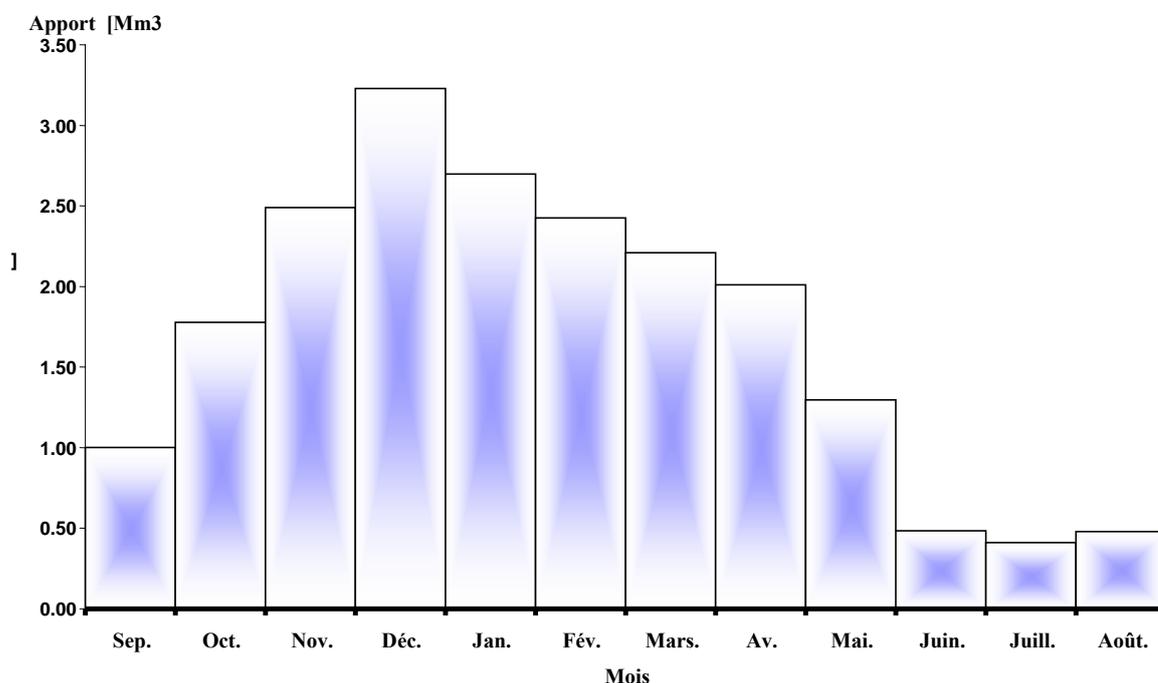
Vu les résultats des différentes méthodes qui varient beaucoup, nous choisirons celle de l'ANRH qui donne un apport moyen de **A₀ = 21,96 Mm³** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs.

III-5-1-2- Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimé en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau N°III.17 : répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Apport [%]	4,89	8,66	12,14	15,74	13,15	11,82	10,79	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100
Apport [Mm ³]	1,00	1,78	2,49	3,23	2,70	2,42	2,21	2,01	1,30	0,48	0,41	0,48	20,51



FigurN°III/-10: Répartition mensuelle de l'apport

III-5-1-3- Caractéristiques de l'écoulement :

a)° Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_{moy} / T$ (III.33)

A_{moy} : Apport moyen annuel [l].

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

A.N : **$Me = 696,35$ l/ s**

b) ° Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = Me / S_{bv}$ (III.34)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N : **$M_0 = 11,4$ l/s/Km².**

c) ° Lamme d'eau écoulée :

$Le = A_{moy}/S_{BV}$ (III.35)

A.N : **$Le = 359,53$ mm** .

d) ° Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (III.36)

AN : $C_e = 0,40$ soit 40%.

III-5-2- Apports fréquents :

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquents paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec : $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels au barrage Bounachi, on a utilisé le coefficient de variation de la série des apports relevés au niveau de la station de Ain El Hammam.

Les calculs sont effectués à partir formules empiriques, à savoir :

a) Formule Algérienne de N.N PADOUM :

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec : K : coefficient de réduction $K = (0.25-1.00)$ on prend $K=0.5$

M_0 : module spécifique du bassin versant en ($l/s/km^2$).

$$C_v = 0,27$$

b) Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.39)$$

M_0 : Module spécifique du bassin versant en ($l/s/km^2$).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

$$C_v = 0,36$$

c) Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (III.40)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif $C_v = 0,34$

d) Formule de ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.41)$$

$$C_v = 0,36$$

Tableau N°III.18: récapitulatif des Cv

Formule	Le coefficient de variation Cv
Algérienne de N.N. PADOUM	0,27
SOKOLOVSKI	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,34
ANTONOV	0,36

On opte pour la formule Algérienne de KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, tel que: $Cv = 0,33$

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 20,79 e^{0,33\mu}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau N°III.19.

Tableau N°III.19 : Les apports de différentes fréquences.

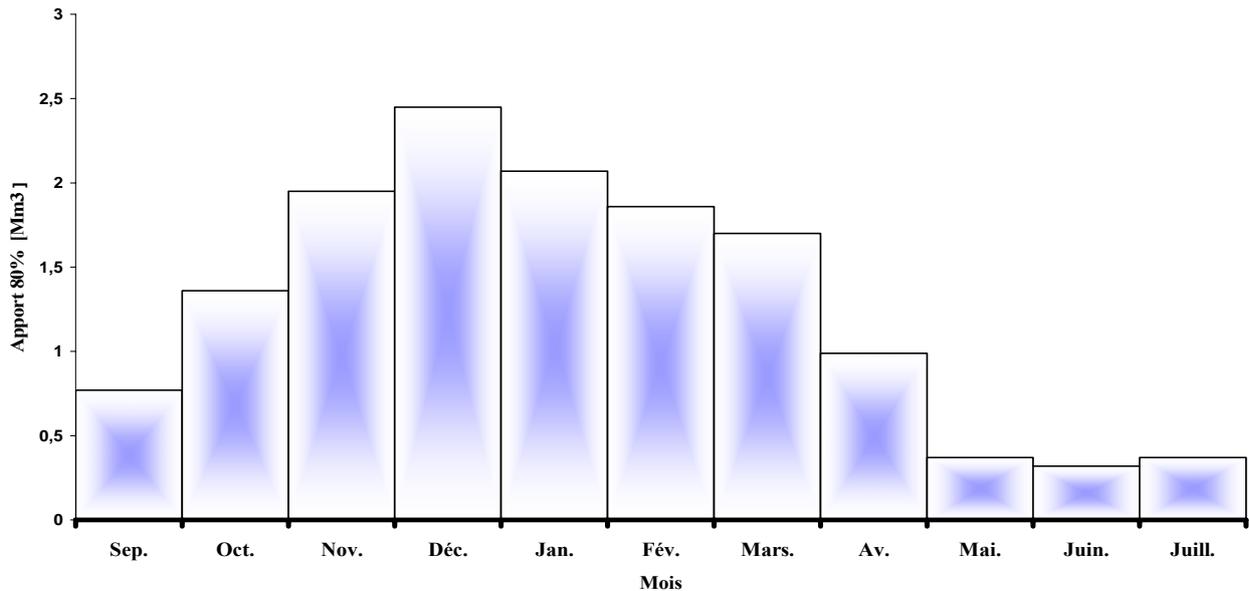
Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm ³)	15,75	31,74	35,75	40,9	44,81	58,97

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 : $A_{80\%} = 15,75 \text{ Mm}^3$
Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Tableau N°III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année.
Apport [%]	4,89	8,66	12,14	15,74	13,15	11,82	10,79	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100
Apport 80% [Mm ³]	0,77	1,36	1,95	2,45	2,07	1,86	1,7	1,54	0,99	0,37	0,32	0,37	15,75



FigurN°III-11: repartition mensuelle de l'apport 80%

III-5-3- Transport solide :

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du BV, de la résistance à l'érosion du 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.

Détermination du volume mort :

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

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

La formule utilisée est empruntée au guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires, édité par le P.N.U.D. /O.P.E. en mai 1987.

C'est la formule de Tixeront qui est recommandée pour la région de l'Est Algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion.

a)Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots \dots \dots (III.42)$$

Avec :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

$\alpha=350$ (faible à moyenne).

Soit : $T_s=846,11$ (t/Km²/an).

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.43)}$$

Q_s : Le débit solide (t/an)
 δ_s : Poids spécifique de la vase humide (δ_s = 1.2 t/m³).

$$Q_s = T_s * S. \dots\dots\dots \text{(III.44)}$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 51680,4$ t/an

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 2,15 \text{ Mm}^3$$

III-6- Etude des crues :

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction de ces hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissant une crue est :

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

III-6-1- Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques :

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a :

$$Q_{\max, p\%} = 2. K. \log(1 + 20 P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots \text{(III.45)}$$

Q_{maxP%} : Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$$3 < K < 4 \text{ On prend } K = 3,5.$$

T : Période de retour (an).

Tableau N°III.21 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
Q _{maxP%} [m ³ /s]	219,80	257,70	300,56	329,3	410,56	478,21

b) Formule de POSSENTI :

On a :
$$Q_{p\%} = \frac{\mu P_{\max} j\% S}{L_p} \dots\dots\dots (III.46)$$

$P_{\max\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Tableau N°III.22 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m^3/s]	251,17	281,13	320,30	350,26	447,04	548,43

c) Formule de TURRAZA :

On a :
$$Q_{\max P\%} = \frac{C I_{tc}}{3.6} S \dots\dots\dots (III.47)$$

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Des études effectuées à l’A.N.R.H montrent qu’on adopte pour Cr les valeurs données dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°III.23 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1	0,01
C	0,5	0,55	0,60	0,70	0,80	0,9
I_{tc}	13,15	14,72	16,77	18,33	23,40	28,71
$Q_{\max P\%}$ [m^3/s]	111,56	137,36	170,72	217,70	317,62	438,40

d) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :
$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots (III.48)$$

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

$T_m = T_c$: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3.\gamma)$

H_0 : C’est la perte d’eau initiale. Au nord de l’Algérie $H_0 = 14$ mm

Pour $S < 50 Km^2$. $\gamma = 2$.

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

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

On prend : $\gamma = 2,5$. D’où : **F = 1,04**

S : Superficie du bassin (Km^2).

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

Tableau N°III.24 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [an]	10	20	50	100	1000	10000
Pct [mm]	42,47	47,53	54,16	59,16	75,58	92,73
α	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
$Q_{\max P\%}$ [m ³ /s]	78,39	101,55	132,69	174,31	271,28	390,19

e) Formule de GIANDOTTI :

$$\text{On a : } Q_{\max P\%} = \frac{C.S h_{tcP\%} \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5 L} \dots\dots\dots (III.49)$$

S : Surface du bassin versant en Km² ;

L : longueur du talweg principal en Km ;

h_{moy} : Altitude moyenne en m ;

h_{min} : Altitude minimale en m ;

$h_{tc,P\%}$: Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C = 110.

Tableau N°III.25 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m ³ /s]	111,53	124,82	142,23	155,52	198,48	243,52

Tableau N°III.26: Récapitulatif des débits maxima de crue.

Méthodes	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	219,80	257,70	300,56	329,30	410,56	478,20
Formule de POSSENTI	251,17	281,13	320,30	350,26	447,04	548,43
Formule de TURRAZA	111,56	137,36	170,72	217,70	317,62	438,40
Formule de SOKOLOVSKY	78,39	101,55	132,69	174,31	271,28	390,19
Formule de GIANDOTTI	111,53	124,82	142,23	155,52	198,48	243,52

Commentaire :

En vue de comparaison entre les quatre méthodes de calcul de débit de crue fréquentiel, nous pouvons faire les constatations suivantes :

-la formule de Sokolovsky tient compte des paramètres topographiques, climatiques et hydrologiques, par contre la formule de Mallet-Gauthier ne tient pas compte de ces éléments les plus importants pour le calcul des crues.

- On peut remarquer aussi que les méthodes de Turazza et Possenti ne tiennent pas compte des paramètres topographiques du bassin versant.

La formule de Sokolovsky est d'usage très répandue chez les hydrologues d'Afrique du nord, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de Sokolovsky.

III-6-2) Construction de l'hydrogramme de crues

La Méthode de Sokolovsky Cette méthode assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

. Pour la montée de la crue $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$ (III.50)

. Pour la décrue $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y$ (III.51)

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/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 (m^3/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).

✓ $t_d = \delta t_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

($\delta=3$; voir le tableau N°III.27) ;

$t_d = 3.44 = 13,2$ heures ;

Tableau N°III.27 : 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 résultats obtenus pour les différentes fréquences sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau N°III.28 : Hydrogramme de crues (cas de la montée)

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
1	7,51	9,73	12,72	16,71	26,00	37,40
2	30,05	38,93	50,87	66,83	104,01	149,60
3	67,62	87,60	114,47	150,37	234,02	336,60
3.23	78,39	101,55	132,69	174,31	271,28	390,19

Tableau N°III.29 : Hydrogramme de crues (cas de la Décrue)

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	78,39	101,55	132,69	174,31	271,28	390,19
1	56,54	73,24	95,70	125,72	195,66	281,43
2	39,18	50,76	66,32	87,12	135,59	195,02
3	25,80	33,42	43,67	57,36	89,27	128,41
4	15,87	20,56	26,87	35,29	54,93	79,00
5	8,89	11,51	15,04	19,76	30,76	44,24
6	4,33	5,61	7,33	9,63	14,98	21,55
7	1,68	2,17	2,84	3,73	5,80	8,35
8	0,42	0,54	0,70	0,92	1,44	2,07
9	0,03	0,04	0,05	0,06	0,10	0,14
9.69	0	0	0	0	0	0

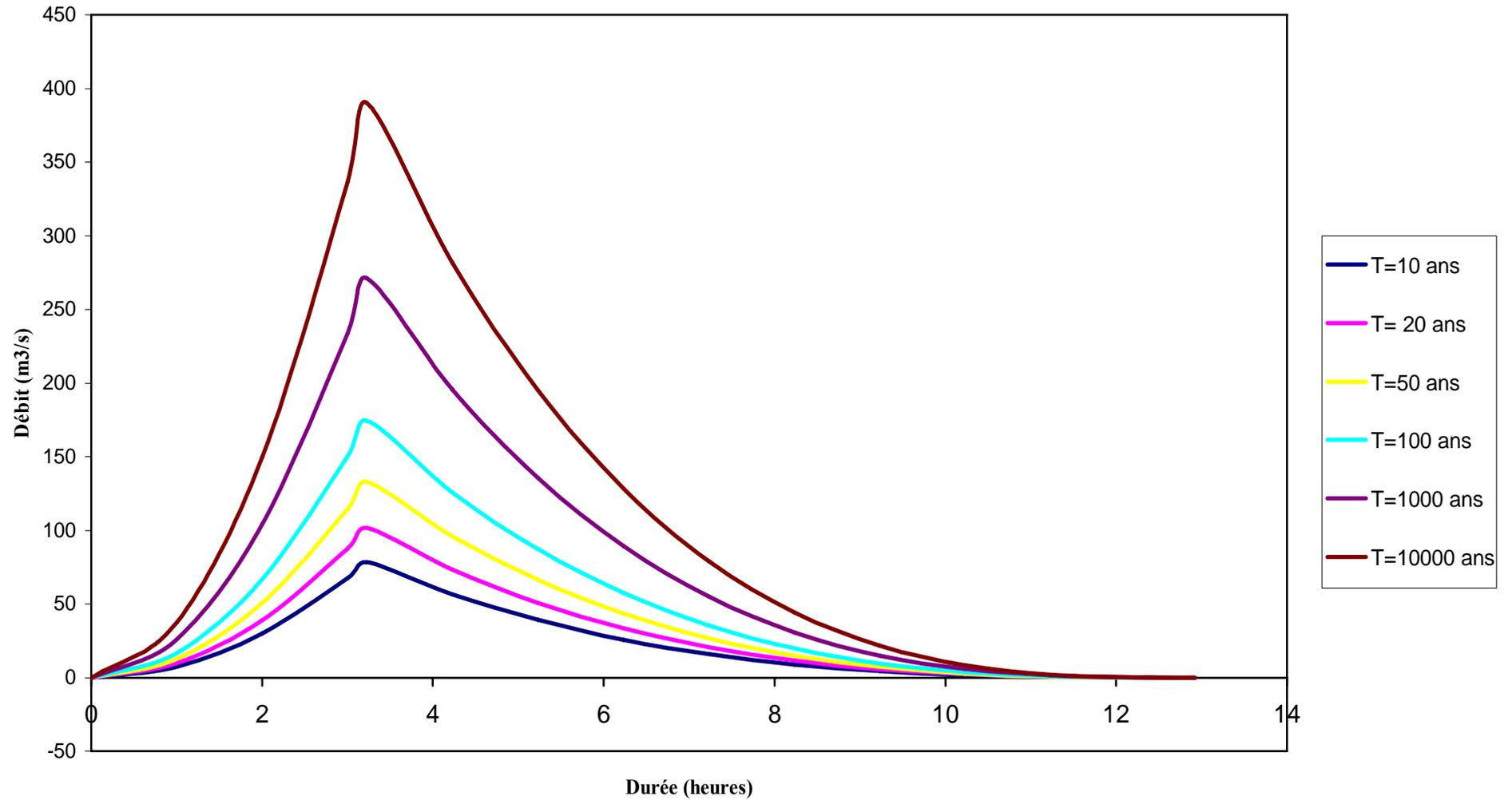


Figure III-12: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

III-6-3 Choix de la crue de projet :

Elle est définie comme étant la crue maximale qui doit être évacuée par l'ouvrage sans causer de graves dommages à l'aval. 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.

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

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

Tableau N°III.30 : 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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 Ans) en vérifiant le comportement de l'ouvrage pour la période de retour de 10000 ans.

D'où $Q_{1\%} = 271,28 \text{ m}^3/\text{s}$

NB :

L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0,1\%}$) et celui tracé par la méthode de SOKOLOVSKY, il est donné dans la Figure III.13.

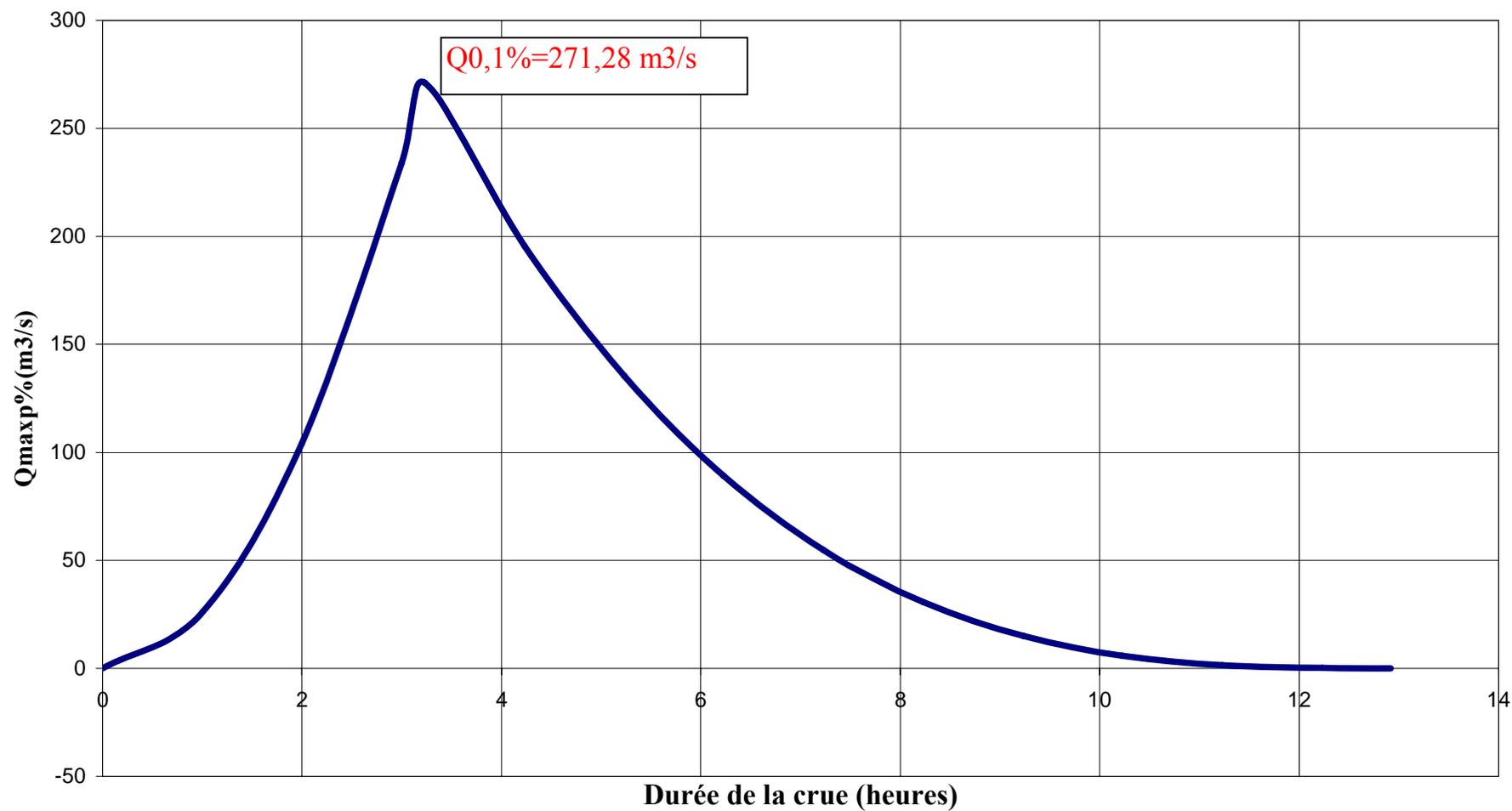


Figure III-13: Hydrogramme de la crue de projet

III-7- Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- la courbe (Huteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- les besoins en eau des utilisateurs.

III-7-1- Courbes caractéristiques de la retenue :

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 130 m et une côte maximale de 175m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.52)$$

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 III.31 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur $H=f(V)$
- courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau III.31: Caractéristiques topographiques de la retenue.

Hauteur [m]	Cotes [mNGA]	ΔH [m]	S [Km²]	ΔV [Mm³]	V [Mm³]
0	130	0	0,00	0,00	0,00
5	135	5	0,071	0,237	0,237
10	140	5	0,165	0,59	0,827
15	145	5	0,275	1,1	1,927
20	150	5	0,452	1,818	3,745
25	155	5	0,635	2,718	6,463
30	160	5	0,823	3,645	10,108
35	165	5	1,016	4,598	14,706
40	170	5	1,187	5,508	20,214
45	175	5	1,374	6,402	26,616

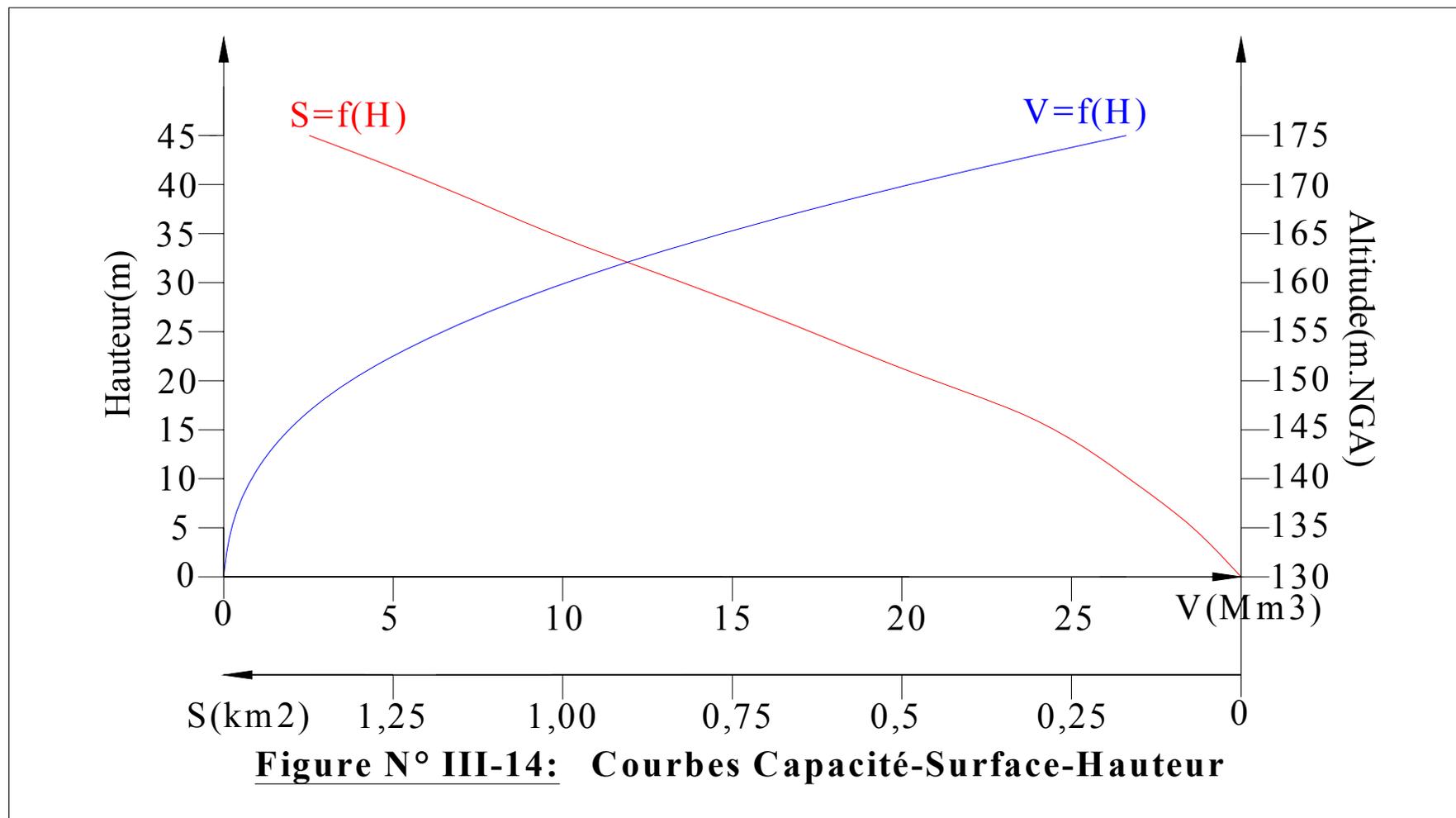


Figure N° III-14: Courbes Capacité-Surface-Hauteur

III-7-2- Détermination de la garantie de la restitution :

Les retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

III-7-3- Détermination de la restitution garantie :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle soit à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les restitutions mensuelles exprimées en m^3 pour une surface irriguée de 500 ha, figurent dans le tableau N°III.32.

Tableau III.32 : Les besoins mensuels pour l'irrigation.

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Année
m3/ha	0	0	0	0	0	0	1000	3720	4560	8240	6560	4540	28620
m3	0	0	0	0	0	0	0,5	1,86	2,28	4,12	3,28	2,27	14,31

Généralement, le dimensionnement des retenues collinaires qui sont destinées à l'irrigation, s'effectue pour une garantie de 80%. L'écoulement fluvial de même fréquence doit combler les quantités restituées et les quantités perdues par évaporation et par filtration.

Les méthodes de calcul de régularisation hydrologique annuelle sont fondées sur l'équation du bilan hydrologique pour différent intervalle de temps (mensuel).

III-7-4- Calcul du volume utile :

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

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

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

➤ Procédé de calcul : [2]

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mai. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau III.33 : Le volume utile de la retenue.

Mois	W80% [Mm ³]	U80% [Mm ³]	W-U [Mm ³]	V [Mm ³]
Octobre	1,36	0	1,36	Vs = 12,43
Novembre	1,95	0	1,95	
Décembre	2,45	0	2,45	
Janvier	2,07	0	2,07	
Février	1,86	0	1,86	
Mars	1,70	0	1,70	
Avril	1,54	0,5	1,04	
Mai	0,99	1,86	-0,87	Vd = 10,99
Juin	0,37	2,28	-1,91	
Juillet.	0,32	4,12	-3,8	
Août	0,37	3,28	-2,91	
Septembre	0,77	2,27	-1,5	

$$V_s = 12,43 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 10,99 \text{ Mm}^3.$$

Vs > Vd Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

D'où : $V_u = V_d$ **Alors :** **$V_u = 10,99 \text{ M m}^3$.**

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

D'où : $V_{\text{NNR}} = 13,14 \text{ Mm}^3$

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

L'alternance de la période de remplissage et 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 : [2]**

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

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

- **2^{ème} Consigne d'exploitation : [2]**

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

III-7-4-1- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 2,15 \text{ Mm}^3$

Le niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{\text{NNR}} = 13,14 \text{ Mm}^3$.

$$V_{\text{rf}} = V_{\text{ri}} + (A-U) \dots\dots\dots(\text{III.53})$$

Avec :

V_{rf} = Volume de remplissage final.

V_{ri} = Volume de remplissage initial.

S = Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N°III.37.

III-7-4-2- Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N°III.38.

a- Pertes par évaporation :**Tableau III.34 : Evaporation mensuelle.**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Evaporation [mm]	120	82	56	37	38	46	61	84	93	118	152	167	1054

Source : ANRH

On a : $V_{ép} = E_v \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.54)$

Avec : E_v : Evaporation mensuelle (mm)
 S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.
 $"S_{moy}"$: Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III.55)$$

Avec δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

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

Tableau N°III.35 : Valeurs du coefficient δ

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

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0,75$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau III.36 suivant :

Tableau N°III.36 Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} [Mm ³]	S_{moy} [Km ²]	E_s [mm]	$V_{ép}$ [Mm ³]	V_{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Octobre	2,83	0,364	120	0,022	0,006	0,028
Novembre	4,485	0,510	82	0,021	0,017	0,038
Décembre	6,685	0,648	56	0,018	0,025	0,043
Janvier	8,945	0,767	37	0,014	0,034	0,048
Février	10,91	0,861	38	0,016	0,041	0,057
Mars	12,69	0,939	46	0,021	0,048	0,069
Avril	13,86	0,985	61	0,030	0,052	0,082
Mai	13,23	0,960	84	0,040	0,099	0,139
Juin	11,32	0,879	93	0,041	0,050	0,091
Juillet.	8,46	0,742	118	0,042	0,032	0,074
Août	5,11	0,553	152	0,044	0,019	0,063
Septembre	2,9	0,371	167	0,031	0,011	0,042

D'après le Tableau N°III.36 on a :

$$V's = 12,288 \text{ Mm}^3 \quad V'd = 11,188 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{D'ou : } V'u = V'd \quad \text{Alors : } V_u' = 11,188 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Le volume de la retenue normale sera : } V'_{\text{NNR}} = 13,338 \text{ Mm}^3$$

Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100 \dots\dots\dots \text{(III.56)}$$

$$1\% < \zeta < 2\%$$

Donc on admet le volume utile : $V_u = 11,19 \text{ Mm}^3$

- Le volume normal de la retenue est : $V_{\text{NNR}} = 13,34 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est $\text{NNR} = 163,6 \text{ m}$
- La cote au niveau du volume mort est $\text{NVM} = 145,8 \text{ m}$

Tableau III.37 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A80%	U80%	A-U	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	1,36	0	1,36	2,15	2,15		2,15	2,15	0
Novembre	1,95	0	1,95	3,51	3,51	0	0,79	2,15	1,36
				5,46	5,46	0	2,07	2,15	0,08
Décembre	2,45	0	2,45	7,91	7,91	0	4,02	4,02	0
Janvier	2,07	0	2,07	9,98	9,98	0	6,47	6,47	0
				11,84	11,84	0	8,54	8,54	0
Février	1,86	0	1,86	13,54	13,14	0,4	10,4	10,4	0
				14,18	13,14	1,04	12,1	12,1	0
Mars	1,70	0	1,70	12,27	12,27	0	13,14	13,14	0
				10,36	10,36	0	12,27	12,27	0
Avril	1,54	0,5	1,04	6,56	6,56	0	10,36	10,36	0
				3,65	3,65	0	6,56	6,56	0
Mai	0,99	1,86	-0,87	2,15	2,15	0	3,65	3,65	0
				12,27	12,27	0	13,14	13,14	0
Juin	0,37	2,28	-1,91	10,36	10,36	0	12,27	12,27	0
				6,56	6,56	0	10,36	10,36	0
Juillet	0,32	4,12	-3,8	3,65	3,65	0	6,56	6,56	0
				2,15	2,15	0	3,65	3,65	0
Août	0,37	3,28	-2,91	2,15	2,15	0	3,65	3,65	0
				10,36	10,36	0	12,27	12,27	0
Septembre	0,77	2,27	-1,5	6,56	6,56	0	10,36	10,36	0
				3,65	3,65	0	6,56	6,56	0
Total	15,75	14,31	1,44	2,15	2,15	0	3,65	3,65	0
						1,44	2,15		1,44

Tableau III.38 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Octobre	1,36	0	0,028	1,338	2,15	2,15	0	2,15	2,15	
Novembre	1,95	0	0,038	1,929	3,488	3,488	0	1,05	2,15	1,1
Décembre	2,45	0	0,043	2,432	5,417	5,417	0	2,388	2,388	0
Janvier	2,07	0	0,048	2,056	7,849	7,849	0	4,317	4,317	0
Février	1,86	0	0,057	1,844	9,905	9,905	0	6,749	6,749	0
Mars	1,70	0	0,069	1,679	11,749	11,749	0	8,805	8,805	0
Avril	1,54	0,5	0,082	1,010	13,428	13,338	0,09	10,649	10,649	0
Mai	0,99	1,86	0,139	-0,910	14,348	13,338	1,01	12,328	12,328	0
Juin	0,37	2,28	0,091	-1,951	12,428	12,428	0	13,338	13,338	0
Juillet	0,32	4,12	0,074	-3,844	10,477	10,477	0	12,428	12,428	0
Août	0,37	3,28	0,063	-2,952	6,633	6,633	0	10,477	10,477	0
Septembre	0,77	2,27	0,042	-1,531	3,681	3,681	0	6,633	6,633	0
Total	15,75	14,31	0,774		2,15	2,15	0	3,681	3,681	0
							1,1	2,15		1,1

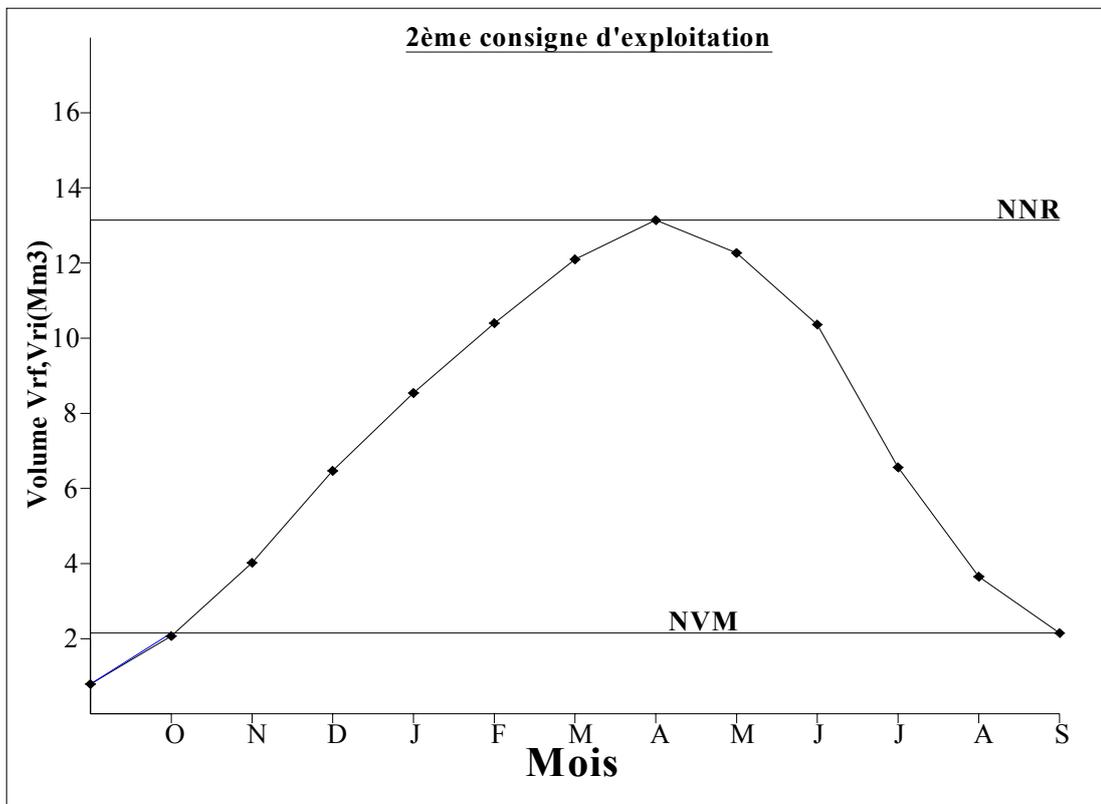
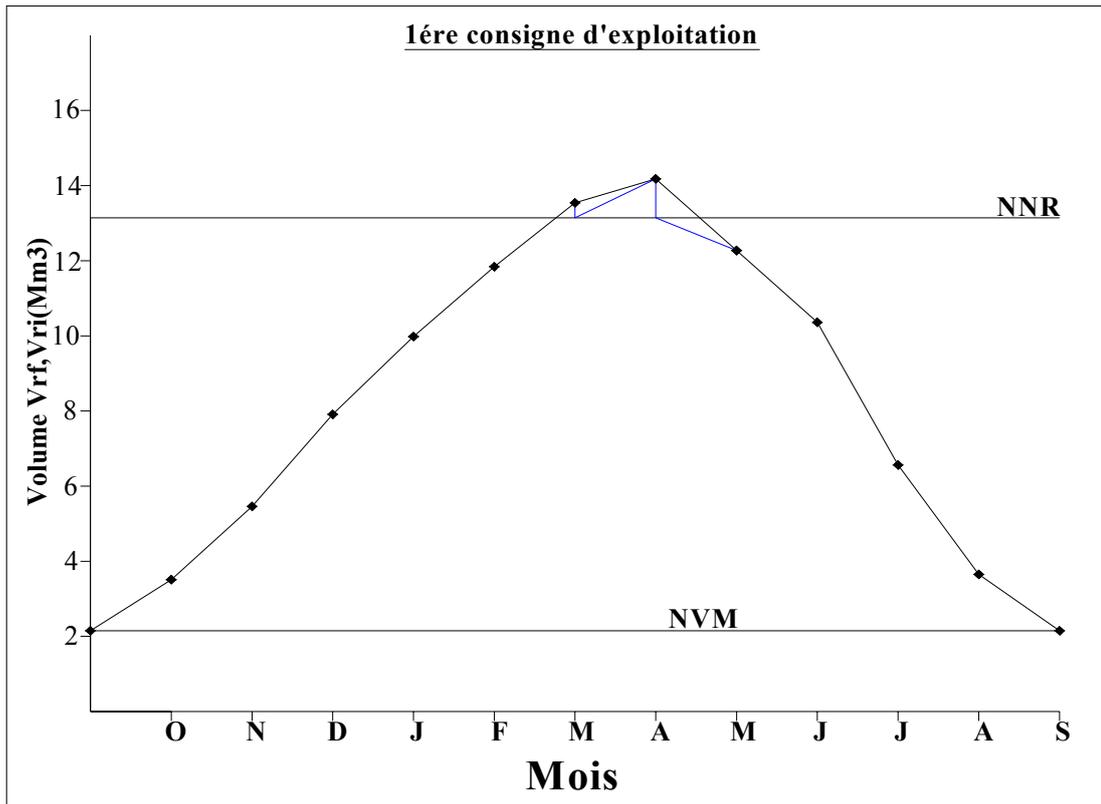


Figure N° III-15: Graphique d'exploitation (sans pertes)

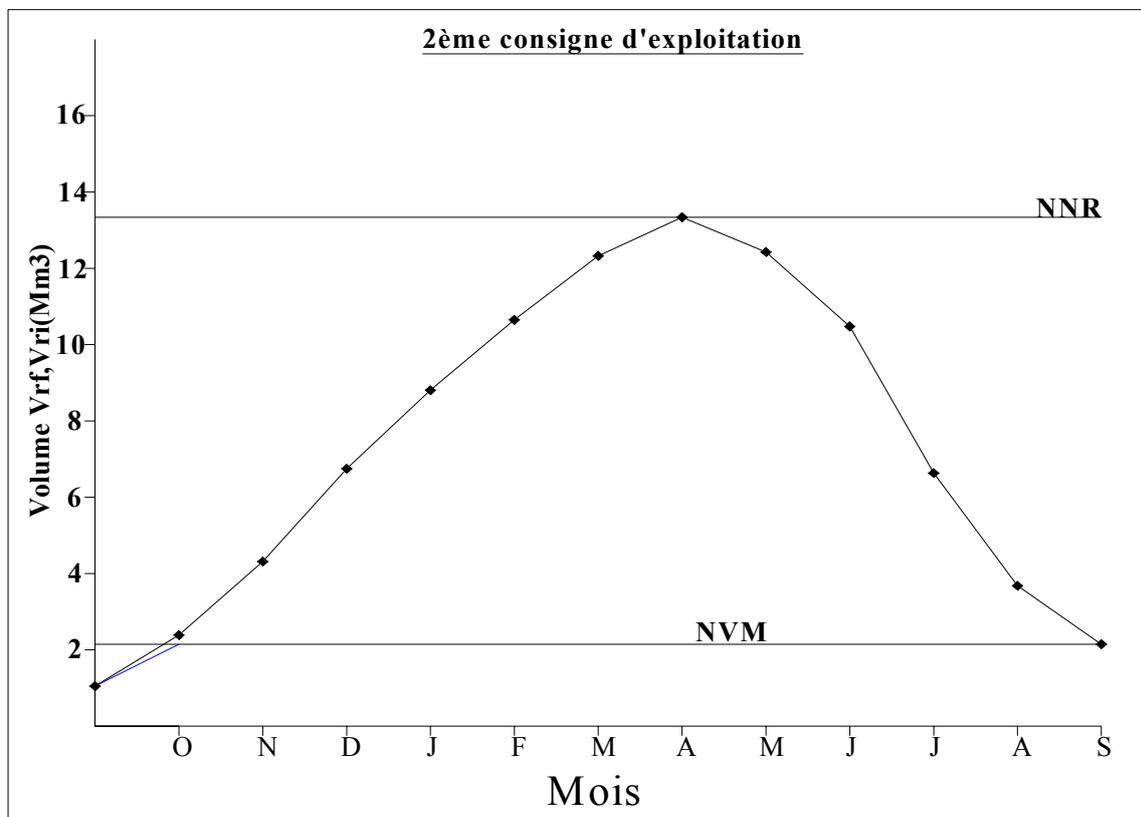
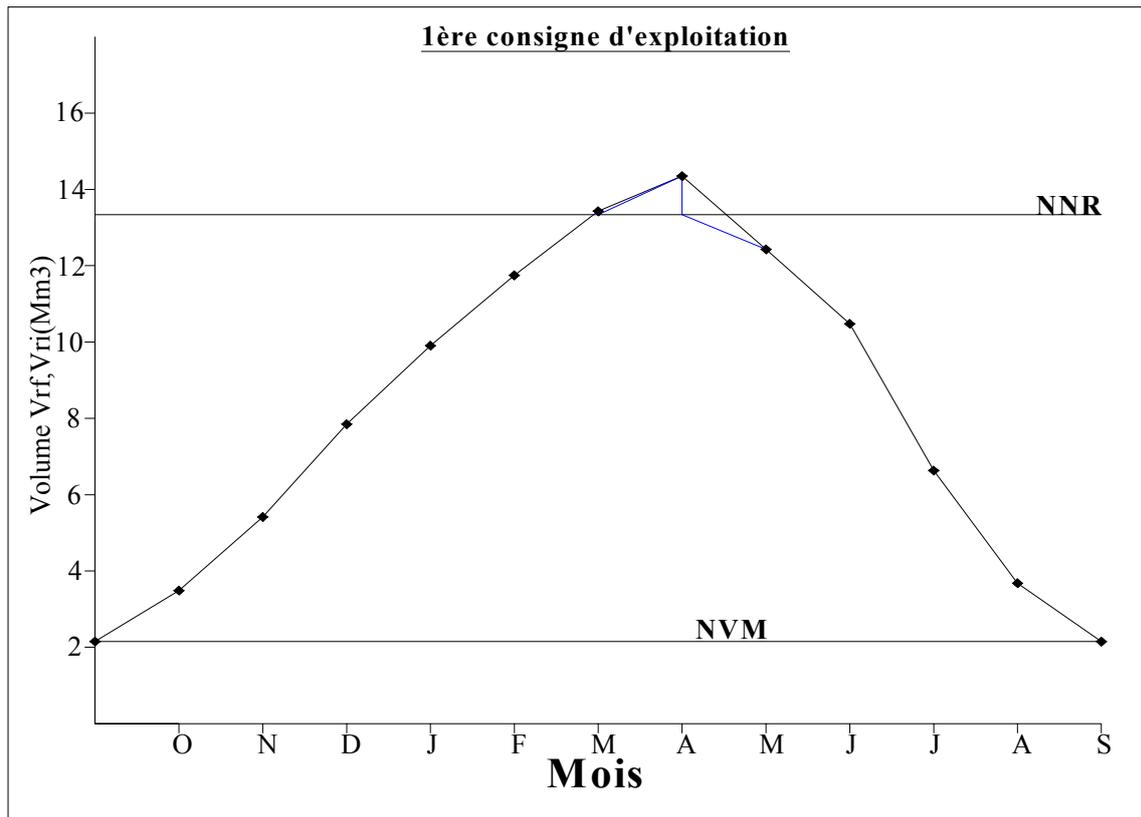


Figure N° III-16: Graphique d'exploitation (avec pertes)

III-7-5- Laminage des crues : [2]

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines de T_c qui durent peu longtemps et les volumes d'eau qui en découlent soient faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve est grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des P.H.E sera faible.

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est le plus grave.

Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer sa rupture. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de son hydrogramme entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Pour cela une crue critique peut provoquer des dommages humains et matériels d'où l'importance de dimensionner correctement le barrage et son évacuateur de crue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de *BLACKMORE*, la méthode *GRAPHIQUE*, la méthode de *KOTCHERINE* et la méthode graphoanalytique de *HILDEN BLAT*.

En ce qui concerne les dimensions de l'évacuateur, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, elles doivent être justifiées par une étude d'optimisation ; vue que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

➤ Principe de calcul :

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

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots \dots \dots (III.57)$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;
 $q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;
 S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

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

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

III-7-5-1- Méthode de KOTCHERINE : [2]

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

- Les hydrogrammes de crue et d'évacuation sont assimilés à des triangles ;
- 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 considérées comme nulles au moment de la crue.

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

$$q_{\max,p\%} = Q_{\max,p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(III.58)$$

Avec : $V_{cr} = 0,5 \cdot Q_{\max,p\%} \cdot T$

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

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions calculés avec les méthodes suivantes.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule par la formule :

$$q_{\max,p\%} = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_d^{3/2} \dots\dots\dots(III.59)$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ;

$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$, c'est l'accélération de la pesanteur ;

b : largeur de déversoir en (m) ;

H_d : charge sur le déversoir en (m).

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec celle de $q_{\max,p\%}$. Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur donnée.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges 'Hd' et différentes largeurs du seuil déversant 'b' de l'évacuateur de crues.

➤ **Procédé de calcul : [2]**

-Les différentes valeurs des lames d'eau $H_d = 0.4 ; 0,8 ; \dots ; 2,2$.

-Définir la cote PHE = NNR+Hd = 163,6+Hd

-A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE.

-Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = V_{PHE} - V_{NNR} = V_{PHE} - 13,34$

-Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

On a : $V_{cr} = 6,309 \text{ Mm}^3$ d'où $Q_{\max,1\%} = 271,3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés dans les tableaux N°III.39, III.40 et III.41.

Tableau N°III.39 : Résultat de laminage par la méthode de KOTCHERINE

Paramètres		Largeur b [m]	hauteur [m]	Débit m^3/s	Surface [m^2]	Vitesse [m/s]	Wd [Mm^3]
g	9,81	16	0.4	8,79	30,4	0,290	0,393
a	1,00	18	0.8	27,95	41,4	0,675	0,787
2*g	19,62	20	1	43,41	50	0,868	0,987
2,g^{0,5}	4,429	25	1.2	71,33	67,5	1,056	1,183
Q_{1%}	271,3	30	1.6	131,78	93	1,417	1,560
W_{1%}	6,309	40	2	245,56	140	1,754	1,980
m=	0,49	50	2.4	403,49	195	2,069	2,410

Tableau N°III.40 : Résultat de laminage par la méthode de KOTCHERINE

hd	Vitesse	hauteur totale	Débit [m ³ /s]									
			[m]	[m/s]	[m]	16	18	20	25	30	40	50
0.4	0,29	0,4				8,79	9,88	10,98	13,73	16,47	21,96	27,45
0.8	0,68	0,82				25,79	29,01	32,23	40,29	48,35	64,47	80,58
1	0,87	1,04				36,83	41,44	46,04	57,55	69,06	92,08	115,10
1.2	1,06	1,26				49,12	55,26	61,39	76,74	92,09	122,79	153,49
1.6	1,42	1,7				76,97	86,59	96,22	120,27	144,31	192,43	240,54
2	1,75	2,16				110,24	124,02	137,8	172,25	206,70	275,60	344,51
2.4	2,07	2,62				147,27	165,68	184,09	230,11	276,13	368,18	460,22

Tableau N°III.41: Résultat de laminage par la méthode de KOTCHERINE

h	Vch	q	16	18	20	25	30	40	50
0.4	0,393	251,95	8,8	9,9	11	13,7	16,5	22	27,5
0.8	0,787	235,61	25,8	29	32,2	40,3	48,4	64,5	80,6
1	0,987	227,44	36,8	41,4	46	57,6	69,1	92,1	115,1
1.2	1,183	219,44	49,1	55,3	61,4	76,7	92,1	122,8	153,5
1.6	1,560	203,79	77	86,6	96,2	120,3	144,3	192,4	240,6
2	1,980	185,30	110,2	124	137,8	172,3	206,7	275,6	344,5
2.4	2,410	166,68	147,3	165,7	184,1	230,1	276,1	368,2	460,2

III-7-5-2- Méthode grapho-analytique de HILDENBLAT : [2]

Dans cette méthode l'équation du bilan d'eau est utilisée.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode grapho-analytique de HILDENBLAT sont donnés sous forme de tableaux et figures et sont représentés ultérieurement dans ce qui suit.

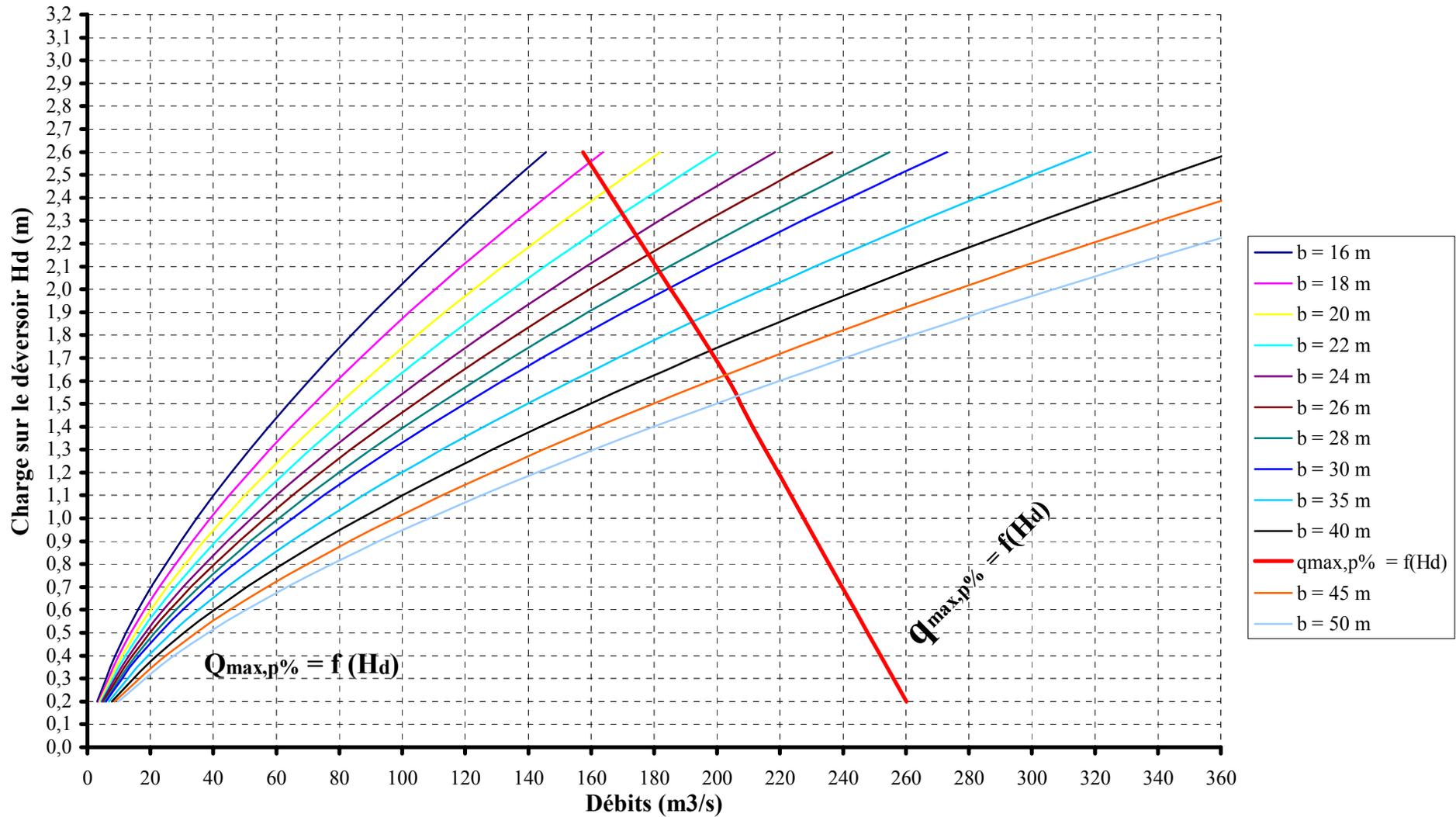


Figure N° III-17: Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir

Résultats du calcul de laminage de la crue de projet par la méthode de HILDENBLAT.
(Les tableaux de laminages sont représentés en Annexes)

Tableau N°III.42 : Valeurs de courbe des débits déversants

Courbe des débits déversants pour $b = 16 \text{ m}$					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
163.6	0.0	0.000	0.000	13.340	13.340
163.8	0.2	3.106	5590.917	13.540	13.546
163.9	0.3	5.706	10271.171	13.640	13.650
164.0	0.4	8.785	15813.502	13.740	13.756
164.2	0.6	16.140	29051.258	13.940	13.969
164.4	0.8	24.849	44727.338	14.140	14.185
164.6	1.0	34.727	62508.355	14.340	14.403
164.8	1.2	45.650	82169.366	14.540	14.622
165.0	1.4	57.525	103545.236	14.740	14.844
165.2	1.6	70.282	126508.016	14.940	15.067
165.4	1.8	83.864	150954.765	15.140	15.291
165.6	2.0	98.222	176800.327	15.340	15.517
166.1	2.5	137.270	247085.968	15.840	16.087
166.6	3.0	180.446	324802.940	16.340	16.665
167.1	3.5	227.388	409298.484	16.840	17.249
167.6	4.0	277.815	500066.839	17.340	17.840
168.1	4.5	331.501	596701.102	17.840	18.437
168.6	5.0	388.258	698864.654	18.340	19.039
169.1	5.5	447.929	806272.976	18.840	19.646
169.6	6.0	510.379	918681.445	19.340	20.259

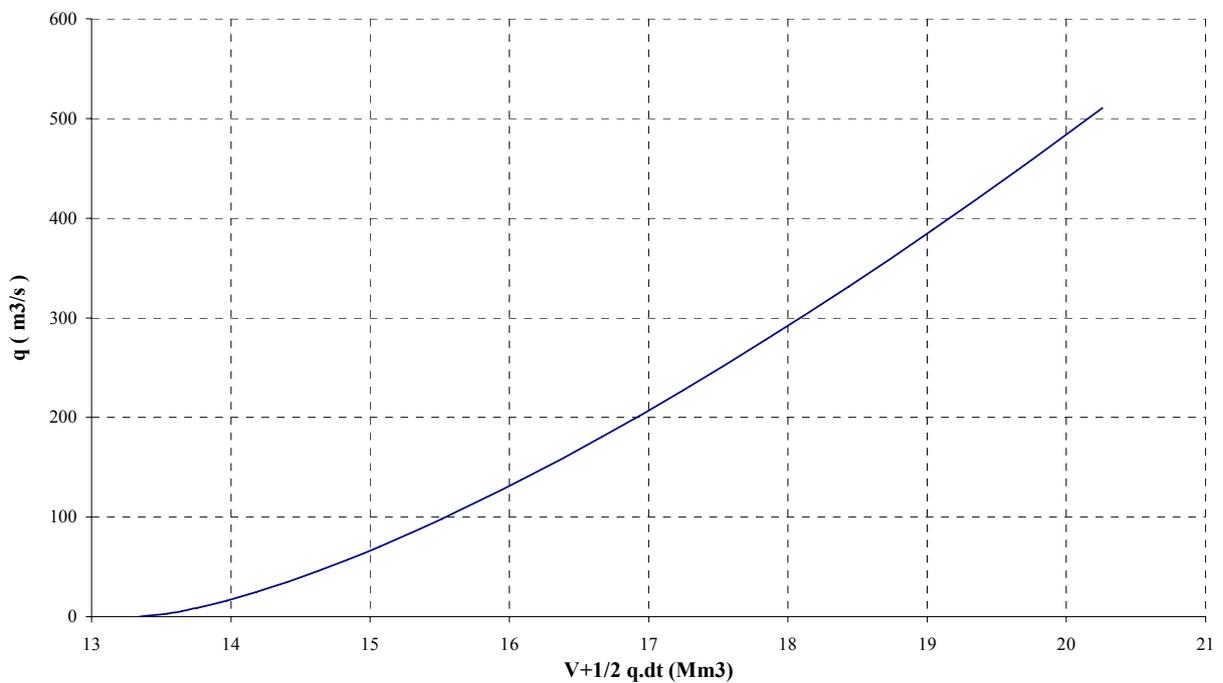


Figure N°III-18: Courbe des débits déversants ($b = 16 \text{ m}$)

Tableau N°III.43 : Valeurs de courbe des débits déversants

Courbe des débits déversants pour $b = 18 \text{ m}$					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
163.6	0.0	0.000	0.00	13.340	13.340
163.8	0.2	3.494	6289.78	13.540	13.546
163.9	0.3	6.419	11555.07	13.640	13.652
164.0	0.4	9.883	17790.19	13.740	13.758
164.2	0.6	18.157	32682.67	13.940	13.973
164.4	0.8	27.955	50318.26	14.140	14.190
164.6	1.0	39.068	70321.90	14.340	14.410
164.8	1.2	51.356	92440.54	14.540	14.632
165.0	1.4	64.716	116488.39	14.740	14.856
165.2	1.6	79.068	142321.52	14.940	15.082
165.4	1.8	94.347	169824.11	15.140	15.310
165.6	2.0	110.500	198900.37	15.340	15.539
166.1	2.5	154.429	277971.71	15.840	16.118
166.6	3.0	203.002	365403.31	16.340	16.705
167.1	3.5	255.812	460460.79	16.840	17.300
167.6	4.0	312.542	562575.19	17.340	17.903
168.1	4.5	372.938	671288.74	17.840	18.511
168.6	5.0	436.790	786222.74	18.340	19.126
169.1	5.5	503.921	907057.10	18.840	19.747
169.6	6.0	574.176	1033516.63	19.340	20.374

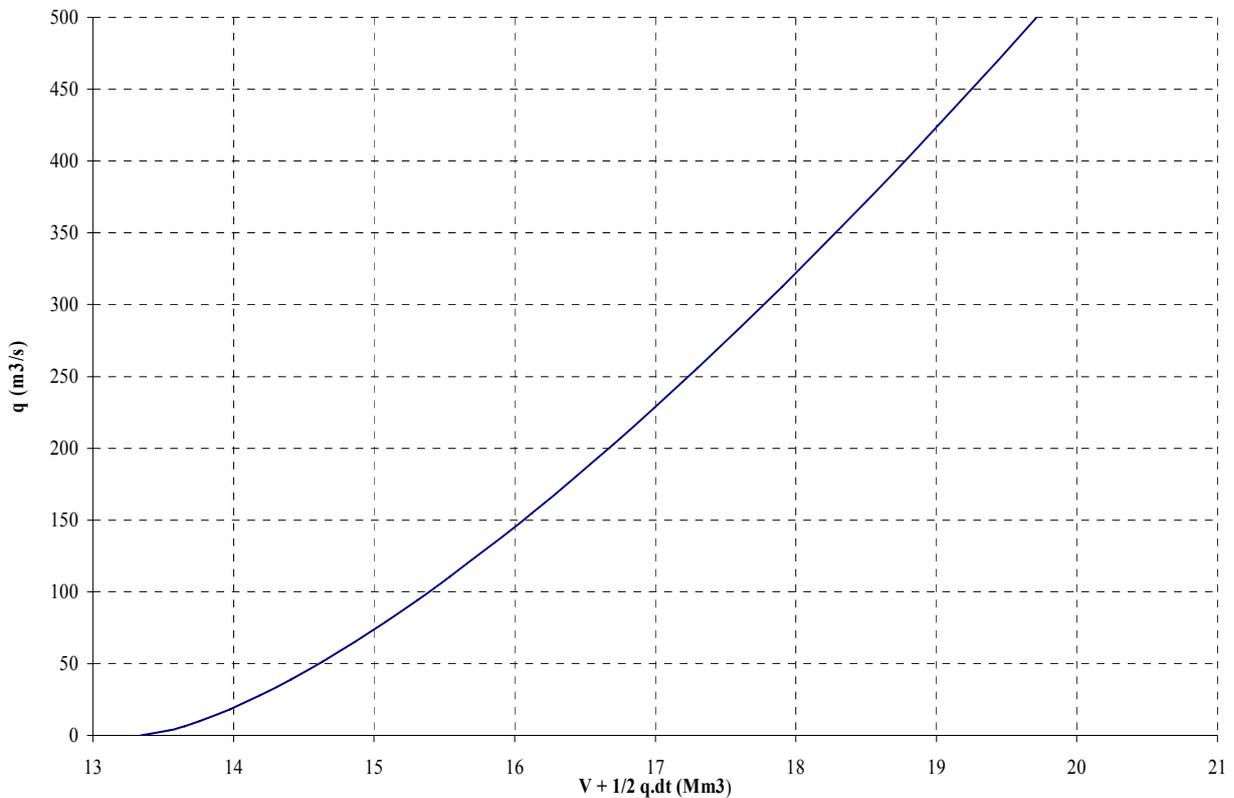


Figure N°III-19: Courbe des débits déversants ($b = 18 \text{ m}$)

Tableau N°III.44 : Valeurs de courbe des débits déversants

Courbe des débits déversants pour $b = 20 \text{ m}$					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
163.6	0.0	0.000	0.00	13.34	13.34
163.8	0.2	3.883	6988.65	13.54	13.55
163.9	0.3	7.133	12838.96	13.64	13.65
164.0	0.4	10.982	19766.88	13.74	13.76
164.2	0.6	20.174	36314.07	13.94	13.98
164.4	0.8	31.061	55909.17	14.14	14.20
164.6	1.0	43.409	78135.44	14.34	14.42
164.8	1.2	57.062	102711.71	14.54	14.64
165.0	1.4	71.906	129431.55	14.74	14.87
165.2	1.6	87.853	158135.02	14.94	15.10
165.4	1.8	104.830	188693.46	15.14	15.33
165.6	2.0	122.778	221000.41	15.34	15.56
166.1	2.5	171.587	308857.46	15.84	16.15
166.6	3.0	225.558	406003.67	16.34	16.75
167.1	3.5	284.235	511623.10	16.84	17.35
167.6	4.0	347.269	625083.55	17.34	17.97
168.1	4.5	414.376	745876.38	17.84	18.59
168.6	5.0	485.323	873580.82	18.34	19.21
169.1	5.5	559.912	1007841.22	18.84	19.85
169.6	6.0	637.973	1148351.81	19.34	20.49

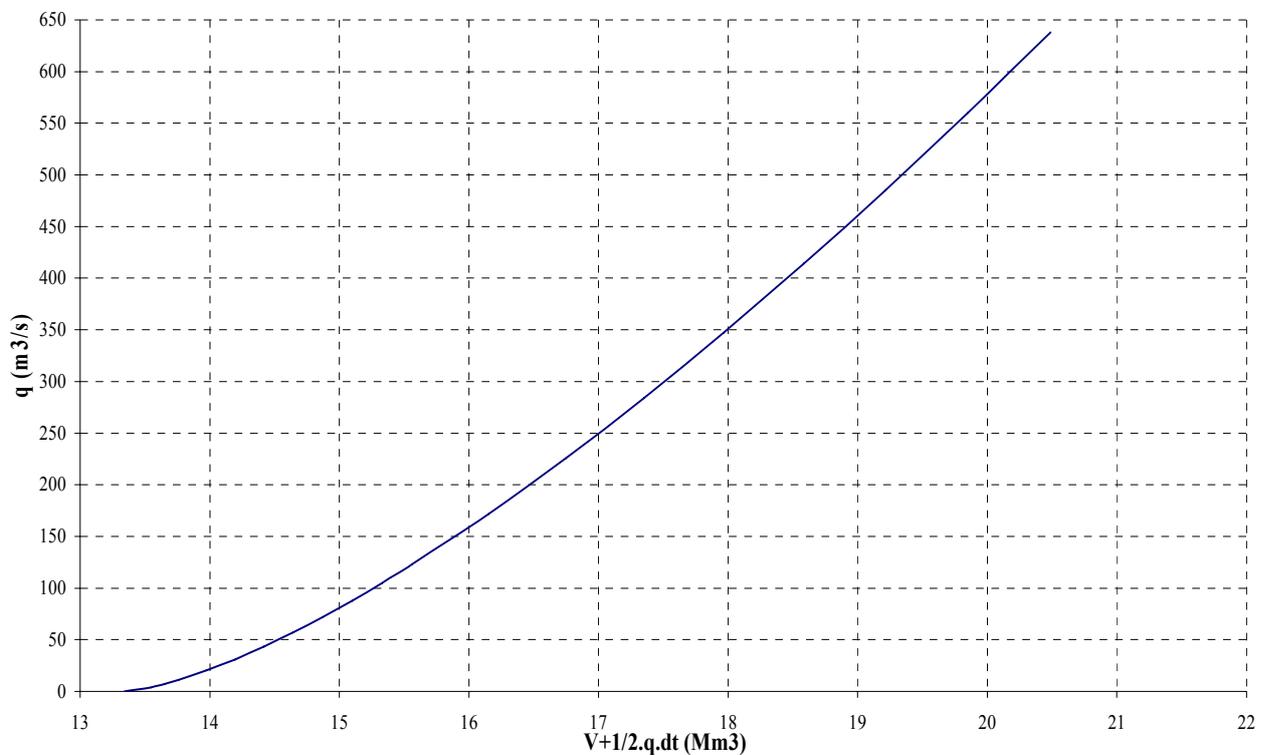


Figure N°III-20: Courbe des débits déversants ($b = 20 \text{ m}$)

Tableau N°III.45 : Valeurs de courbe des débits déversants

Courbe des débits déversants pour $b = 25 \text{ m}$					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
163.6	0.0	0.000	0.00	13.34	13.34
163.8	0.2	4.853	8735.81	13.54	13.55
163.9	0.3	8.916	16048.70	13.64	13.66
164.0	0.4	13.727	24708.60	13.74	13.76
164.2	0.6	25.218	45392.59	13.94	13.99
164.4	0.8	38.826	69886.47	14.14	14.21
164.6	1.0	54.261	97669.30	14.34	14.44
164.8	1.2	71.328	128389.64	14.54	14.67
165.0	1.4	89.883	161789.43	14.74	14.90
165.2	1.6	109.816	197668.77	14.94	15.14
165.4	1.8	131.037	235866.82	15.14	15.38
165.6	2.0	153.473	276250.51	15.34	15.62
166.1	2.5	214.484	386071.82	15.84	16.23
166.6	3.0	281.947	507504.59	16.34	16.85
167.1	3.5	355.294	639528.88	16.84	17.48
167.6	4.0	434.086	781354.44	17.34	18.12
168.1	4.5	517.970	932345.47	17.84	18.77
168.6	5.0	606.653	1091976.02	18.34	19.43
169.1	5.5	699.890	1259801.52	18.84	20.10
169.6	6.0	797.467	1435439.76	19.34	20.78

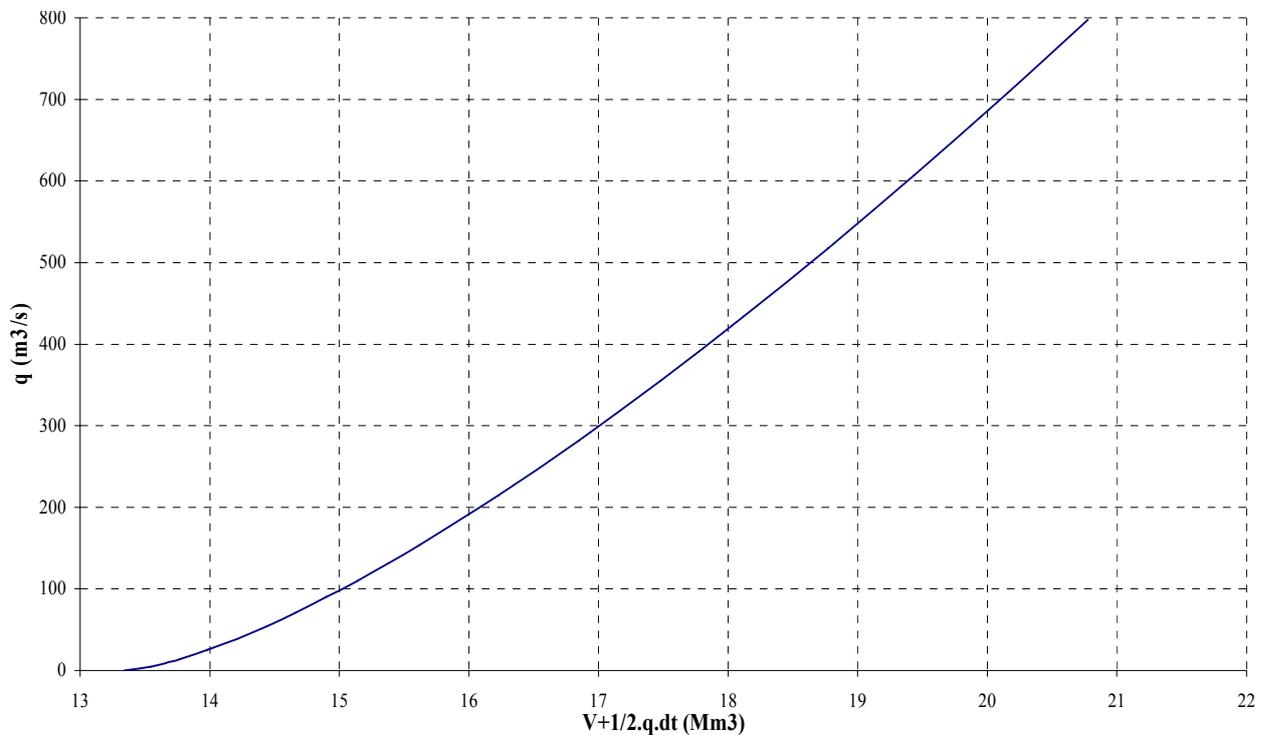
**Figure N°III-21: Courbe des débits déversants (b=25m)**

Tableau N°III.46 : Valeurs de courbe des débits déversants

Courbe des débits déversants pour b = 30 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m3/s)	1/2 qΔt (m3)	V	V+1/2qΔt
163.6	0.0	0.000	0.00	13.34	13.34
163.8	0.2	5.824	10482.97	13.54	13.55
163.9	0.3	10.699	19258.45	13.64	13.66
164.0	0.4	16.472	29650.32	13.74	13.77
164.2	0.6	30.262	54471.11	13.94	13.99
164.4	0.8	46.591	83863.76	14.14	14.22
164.6	1.0	65.113	117203.17	14.34	14.46
164.8	1.2	85.593	154067.56	14.54	14.69
165.0	1.4	107.860	194147.32	14.74	14.93
165.2	1.6	131.779	237202.53	14.94	15.18
165.4	1.8	157.245	283040.18	15.14	15.42
165.6	2.0	184.167	331500.61	15.34	15.67
166.1	2.5	257.381	463286.19	15.84	16.30
166.6	3.0	338.336	609005.51	16.34	16.95
167.1	3.5	426.353	767434.66	16.84	17.61
167.6	4.0	520.903	937625.32	17.34	18.28
168.1	4.5	621.564	1118814.57	17.84	18.96
168.6	5.0	727.984	1310371.23	18.34	19.65
169.1	5.5	839.868	1511761.83	18.84	20.35
169.6	6.0	956.960	1722527.71	19.34	21.06

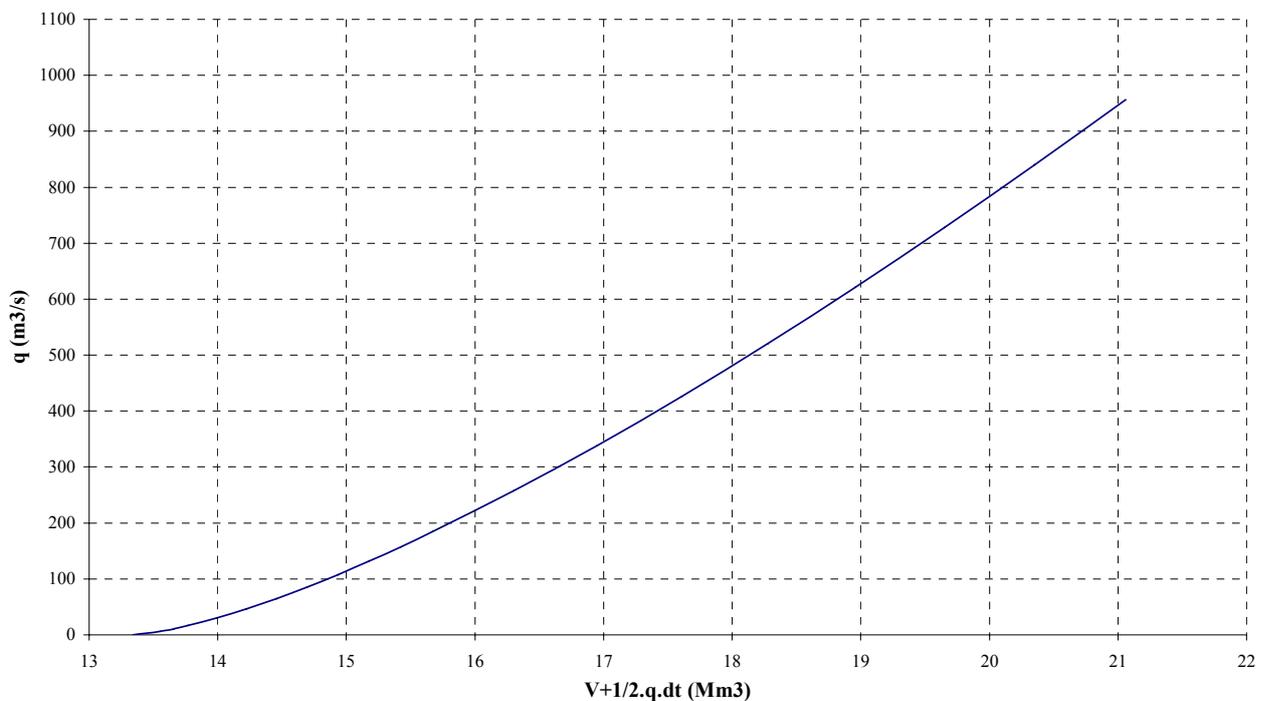


Figure N°III-22: Courbe des débits déversants (b=30m)

Tableau N°III.47 : Valeurs de courbe des débits déversants

Courbe des débits déversants pour $b = 35 \text{ m}$					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
163,6	0,0	0,000	0,00	13,34	13,34
163,8	0,2	7,765	13977,29	13,54	13,55
163,9	0,3	14,266	25677,93	13,64	13,67
164,0	0,4	21,963	39533,75	13,74	13,78
164,2	0,6	40,349	72628,15	13,94	14,01
164,4	0,8	62,121	111818,34	14,14	14,25
164,6	1,0	86,817	156270,89	14,34	14,50
164,8	1,2	114,124	205423,42	14,54	14,75
165,0	1,4	143,813	258863,09	14,74	15,00
165,2	1,6	175,706	316270,04	14,94	15,26
165,4	1,8	209,659	377386,91	15,14	15,52
165,6	2,0	245,556	442000,82	15,34	15,78
166,1	2,5	343,175	617714,92	15,84	16,46
166,6	3,0	451,115	812007,35	16,34	17,15
167,1	3,5	568,470	1023246,21	16,84	17,86
167,6	4,0	694,537	1250167,10	17,34	18,59
168,1	4,5	828,752	1491752,76	17,84	19,33
168,6	5,0	970,645	1747161,63	18,34	20,09
169,1	5,5	1119,824	2015682,44	18,84	20,86
169,6	6,0	1275,946	2296703,61	19,34	21,64

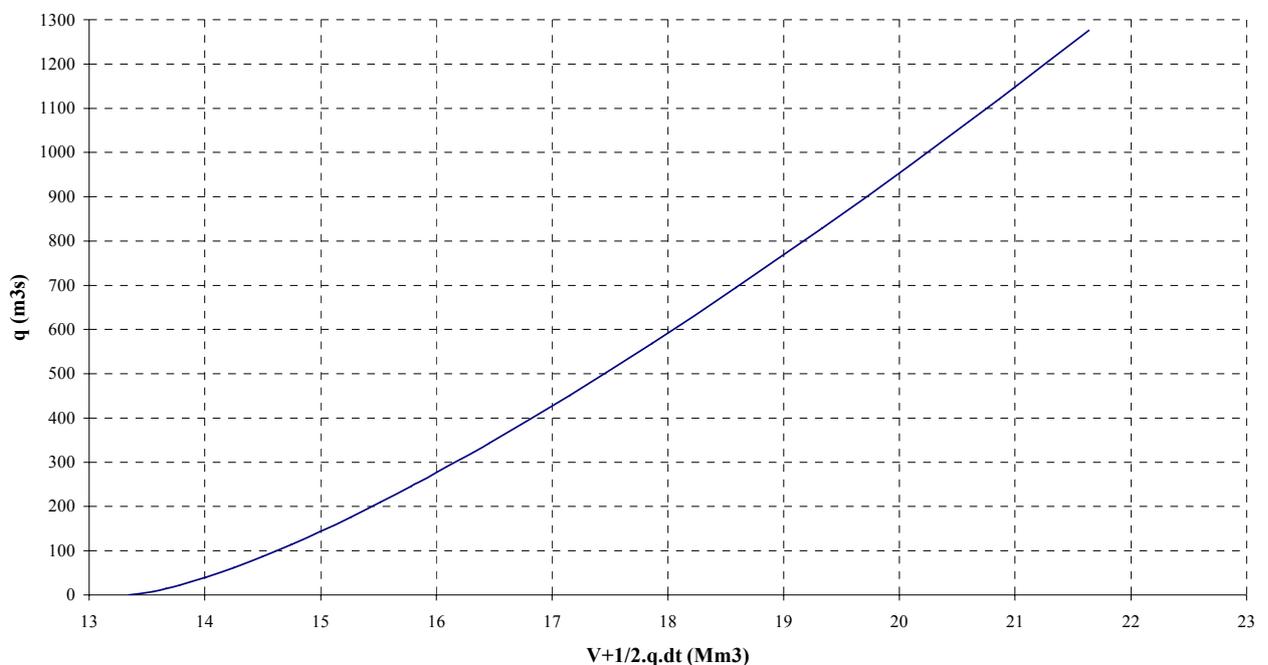
**Figure N°III-23: Courbe des débits déversants ($b = 35 \text{ m}$)**

Tableau N°III.48 : Valeurs de courbe des débits déversants

Courbe des débits déversants pour $b = 40 \text{ m}$					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
163,6	0,0	0,000	0,00	13,34	13,34
163,8	0,2	9,706	17471,62	13,54	13,56
163,9	0,3	17,832	32097,41	13,64	13,67
164,0	0,4	27,454	49417,19	13,74	13,79
164,2	0,6	50,436	90785,18	13,94	14,03
164,4	0,8	77,652	139772,93	14,14	14,28
164,6	1,0	108,521	195338,61	14,34	14,54
164,8	1,2	142,655	256779,27	14,54	14,80
165,0	1,4	179,766	323578,86	14,74	15,06
165,2	1,6	219,632	395337,55	14,94	15,34
165,4	1,8	262,074	471733,64	15,14	15,61
165,6	2,0	306,945	552501,02	15,34	15,89
166,1	2,5	428,969	772143,65	15,84	16,61
166,6	3,0	563,894	1015009,19	16,34	17,36
167,1	3,5	710,588	1279057,76	16,84	18,12
167,6	4,0	868,172	1562708,87	17,34	18,90
168,1	4,5	1035,939	1864690,94	17,84	19,70
168,6	5,0	1213,307	2183952,04	18,34	20,52
169,1	5,5	1399,779	2519603,05	18,84	21,36
169,6	6,0	1594,933	2870879,52	19,34	22,21

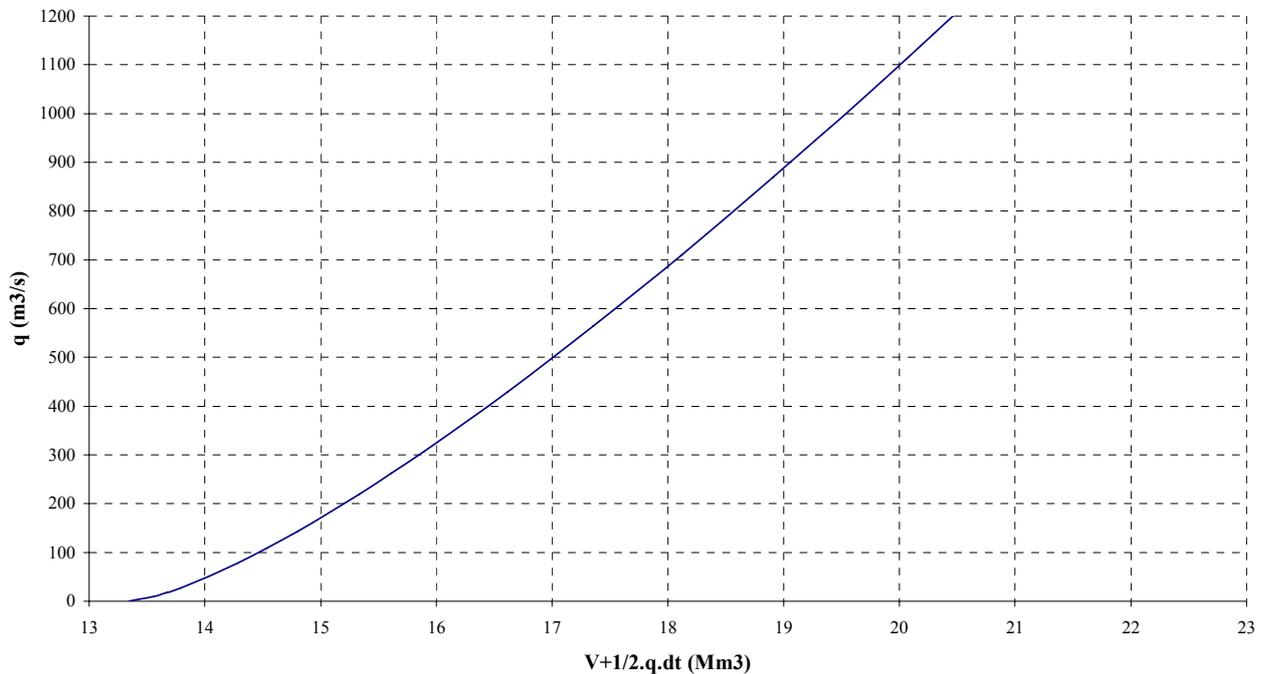
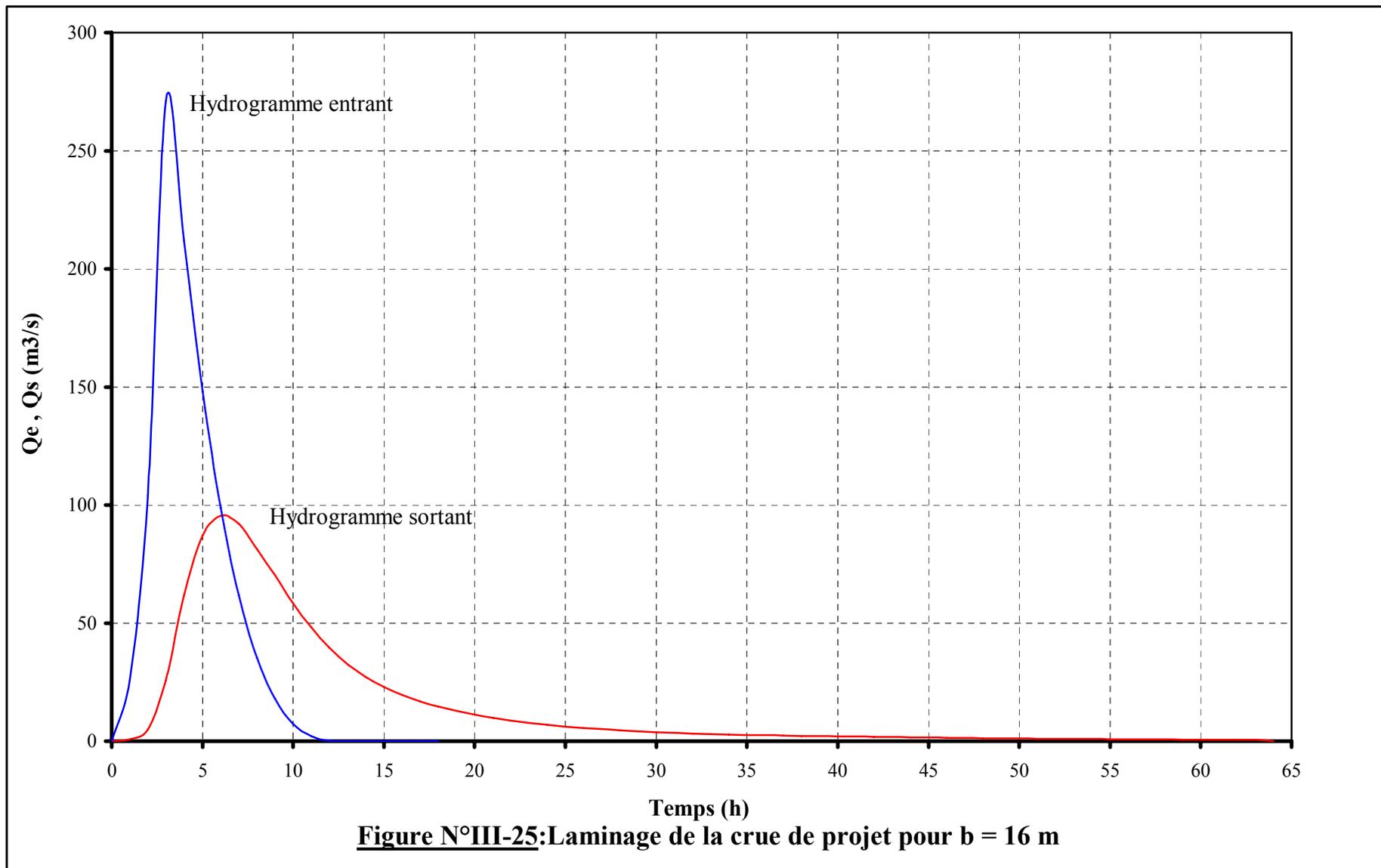
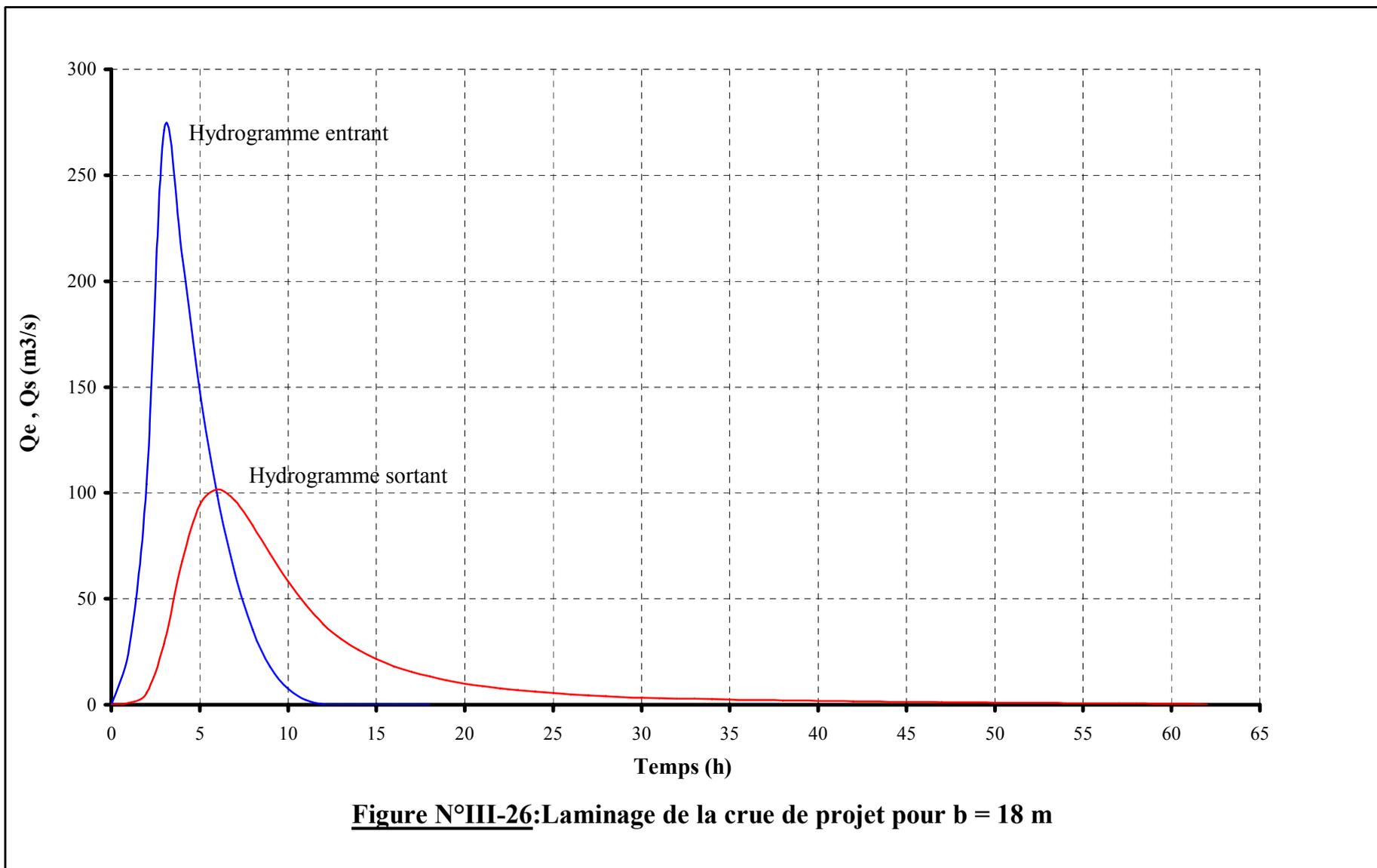
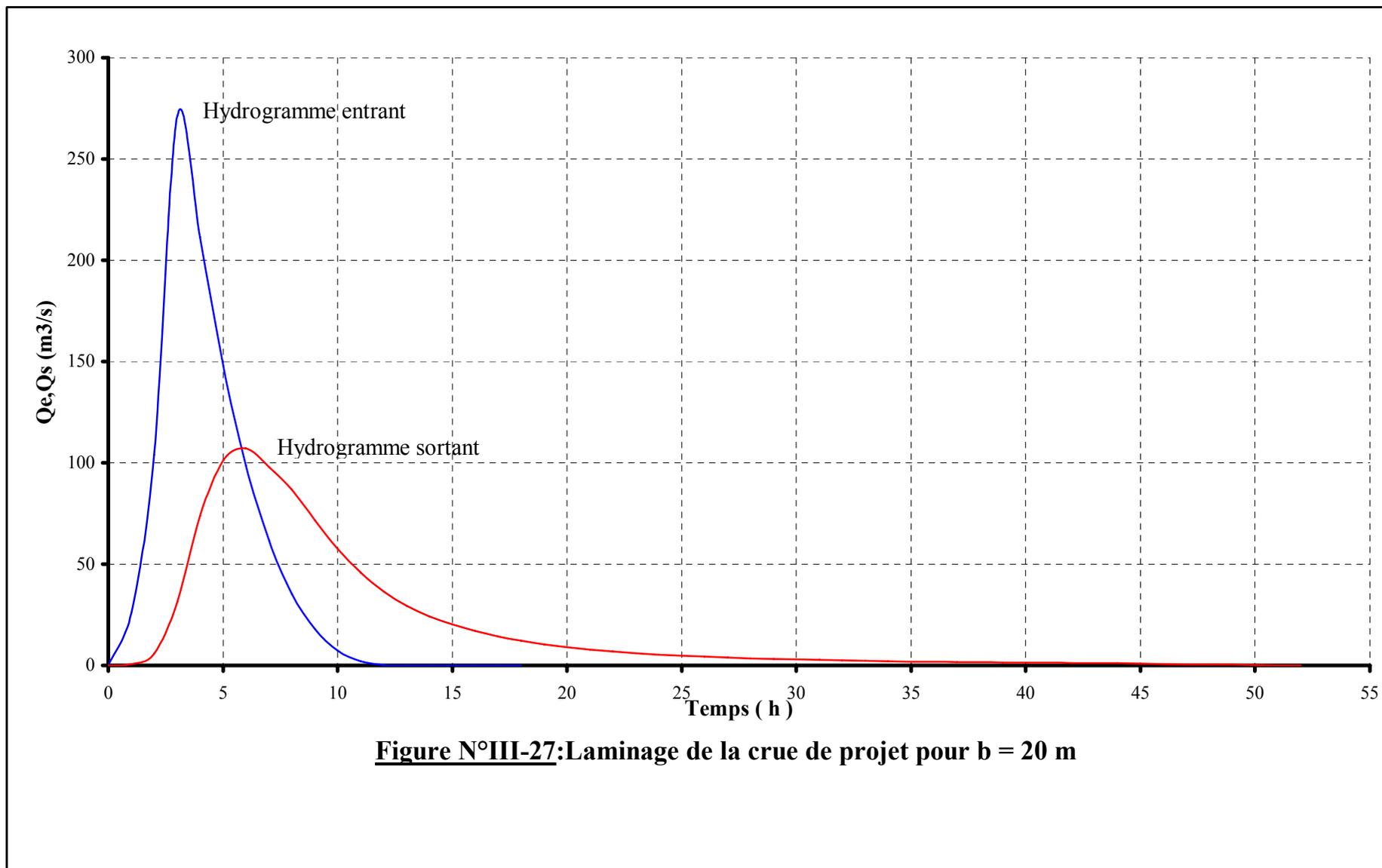


Figure N°III-24: Courbe des débits déversants (b = 40 m)







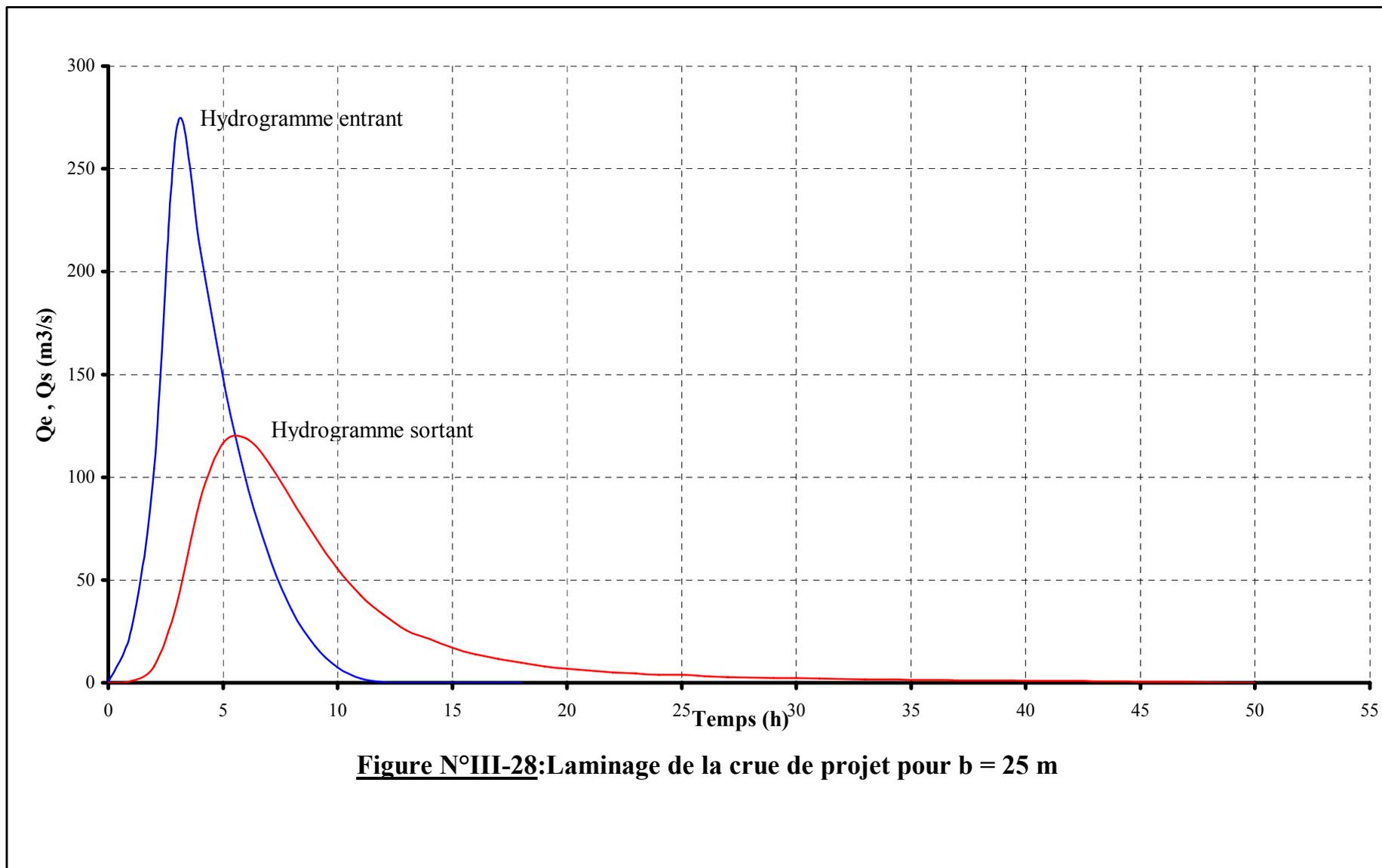
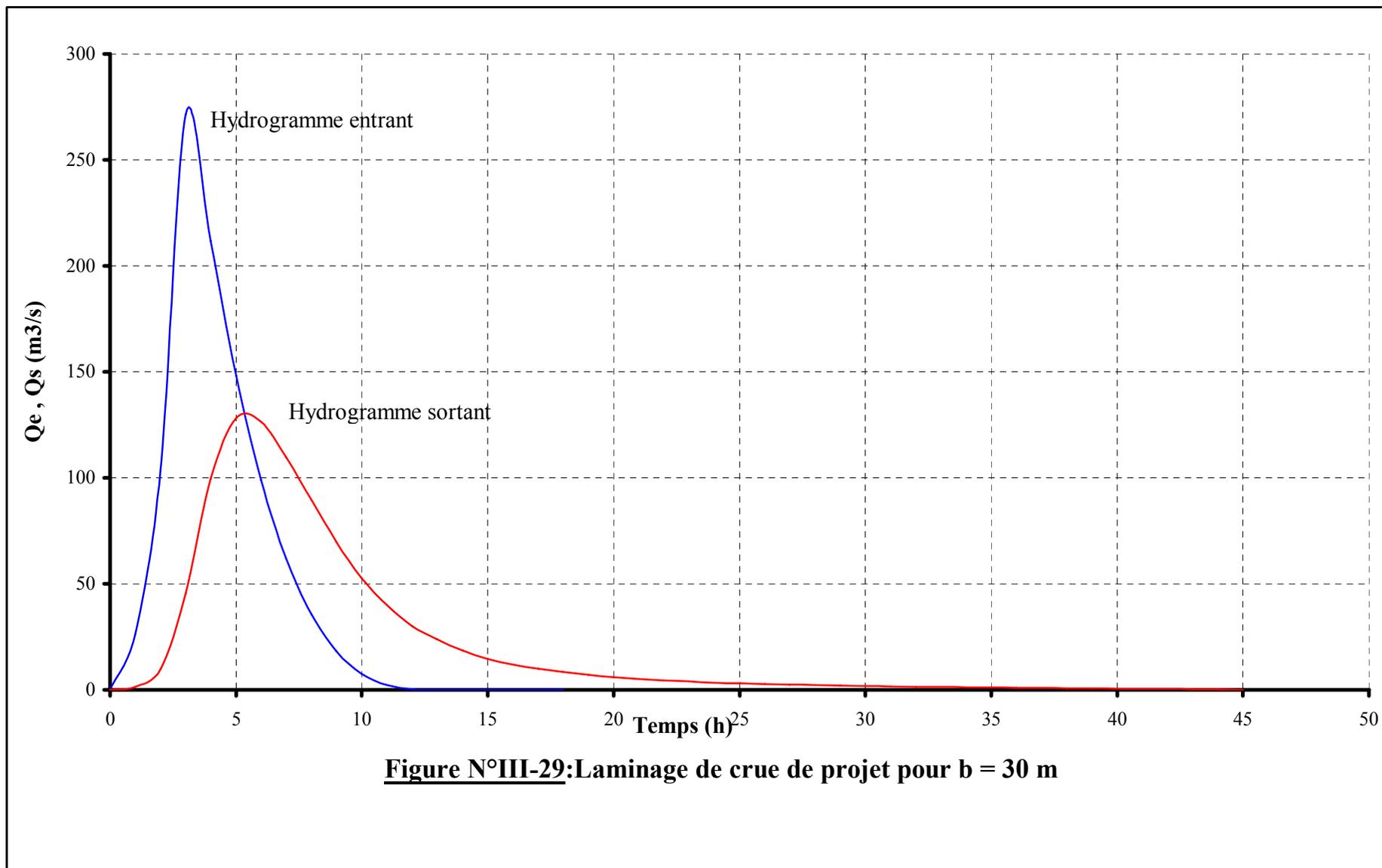
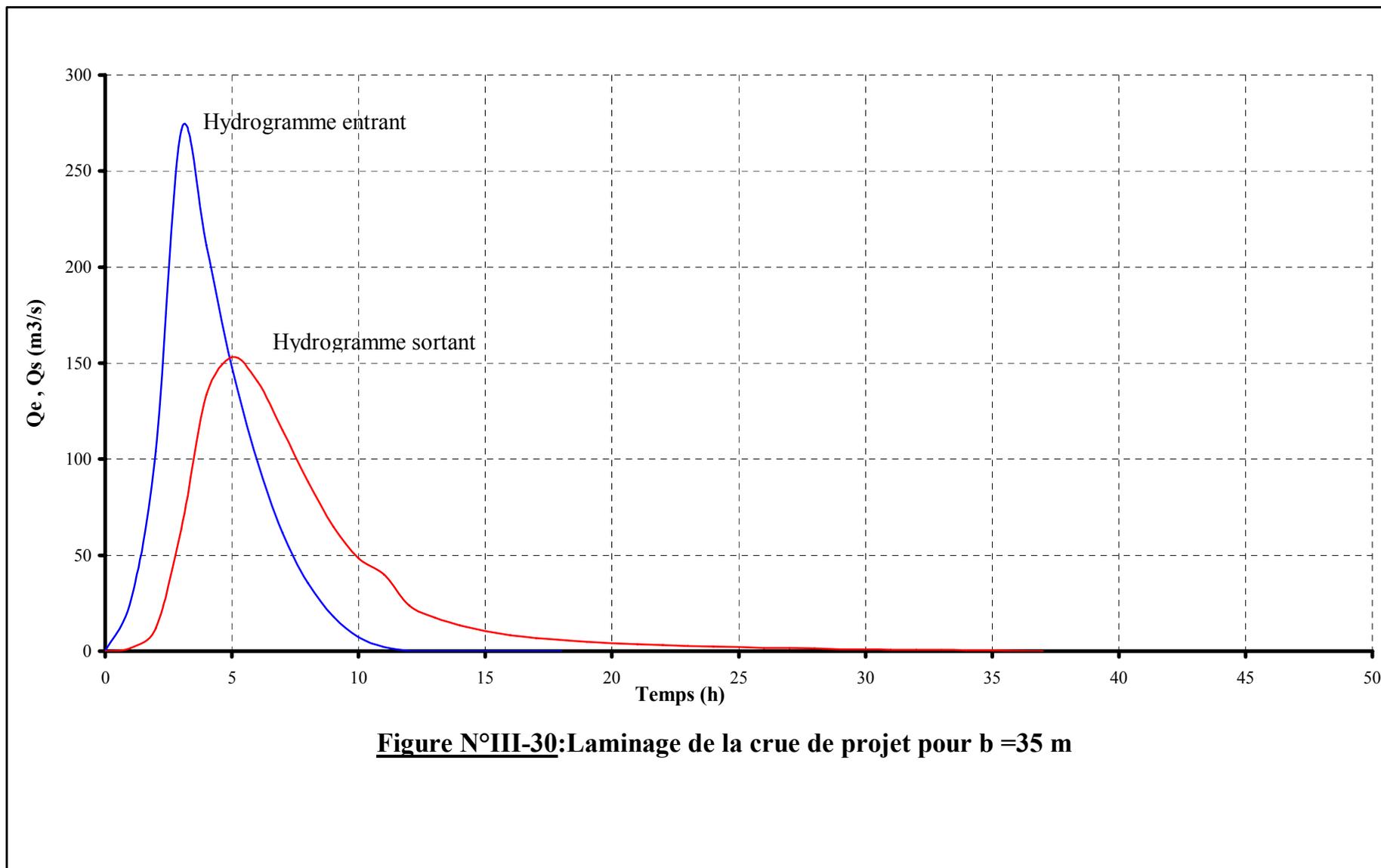


Figure N°III-28: Laminage de la crue de projet pour b = 25 m





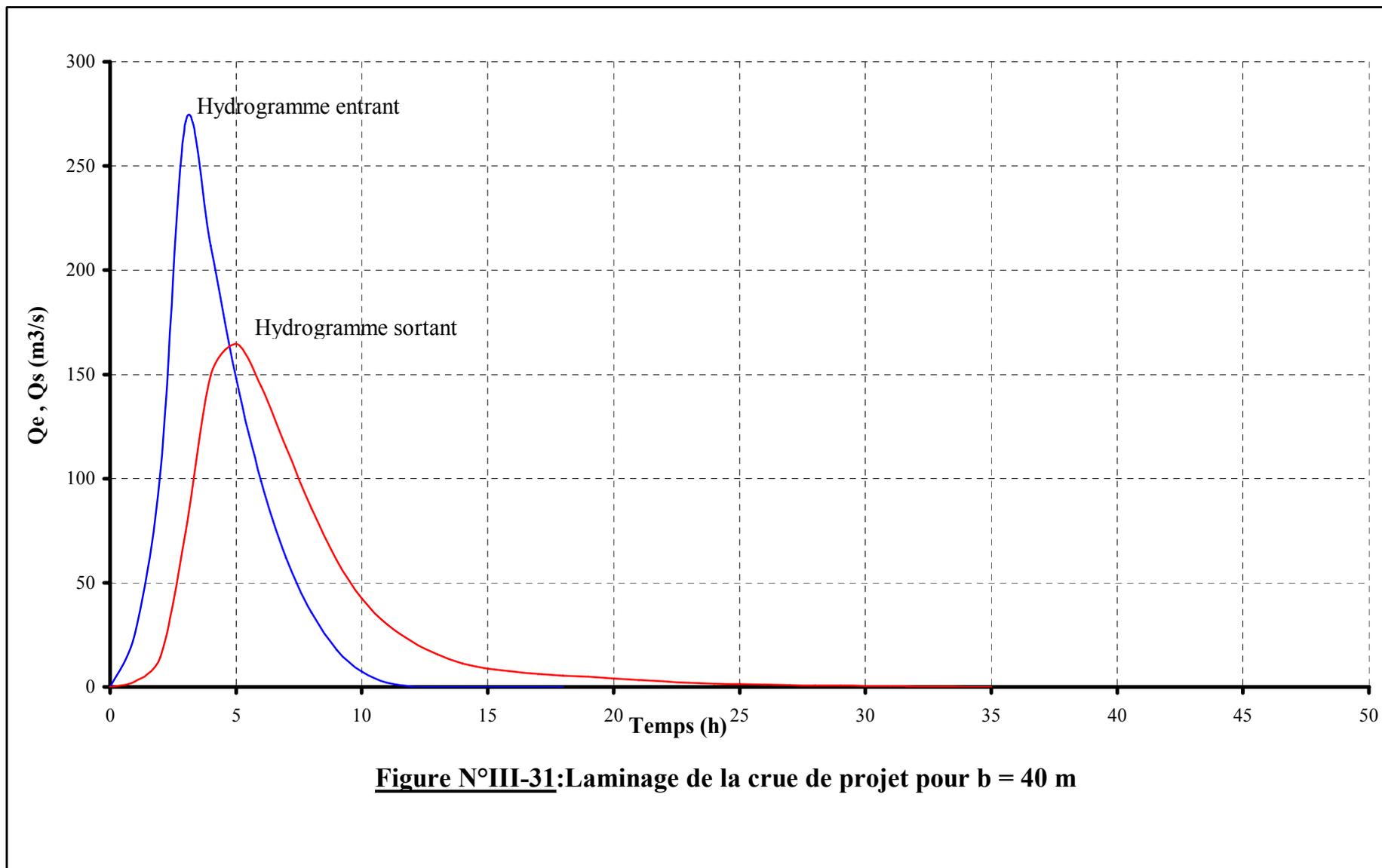


Figure N°III-31: Laminage de la crue de projet pour $b = 40$ m

III-7-6-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 déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III-7-6-1 - Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots(III.59)$$

V_i : le volume du barrage à la cote **i**.

W_i : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots(III.60)$$

B_i : Largeur de base donnée par : **B_i = (m₁+ m₂) H_i + b.**

m₁, m₂ : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point **i** :

H_b : Hauteur de barrage avec : **H = NNR + R+ h_{dév} + t.**

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

a) - Calcul de la revanche :

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction de fetch et de la vitesse des vents.

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

• **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = h + \frac{V^2}{2.g} + S \dots\dots\dots(III.61)$$

$$\text{avec :} \quad h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f} \quad \text{et} \quad V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} .h$$

f : fetch en Km, f = 1,8 km

$\frac{V^2}{2.g}$: Energie cinétique des vagues.

S : marge de sécurité on prend S = 0,1m

A.N : h = 0,75 m ; V = 2,13 m/s ; $\frac{V^2}{2.g} = 0,23$ m

D’où : **R = 1,28m**

• **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2.g} \dots\dots\dots(III.62)$$

Avec : $H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$ (F < 18 Km). $\dots\dots\dots(III.63)$

$V=1,5+2H$: Vitesse de propagation des vagues (m/s).

On a : F = 1,8 Km.

A.N : H=0,905 m ; V=3,06m/s ; $\frac{V^2}{2.g}=0,558m$

La revanche sera donc : **R = 1,24 m.**

• **Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots(III.64)$$

On a : f = 0,55 Km **Donc : R=1,40m**

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant tien compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R =1,5 m.**

b)-Largeur en crête :

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

• **Formule de KNAPEN :**

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

• **Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(III.66)$$

• **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.67)$$

Hb : Hauteur du barrage ; $H_b = \nabla NNR + h_{dév} + R + t.$

On admet une valeur de (t = 0.1 m) pour le tassement du barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul

Tableau III.49 : Largeur en crête du barrage.

b [m]	Hd [m]	Hb [m]	Largeur en crête b_{cr}		
			Formule de KNAPEN	Formule de E- F-PREECE	Formule Anonyme (simplifiée)
18	2,6	37,8	10,14	7,76	9,08
20	2,4	37,6	10,12	7,75	9,06
24	2,3	37,5	10,10	7,74	9,05
30	2,0	37,2	10,06	7,71	9,02
35	1,8	37,0	10,04	7,69	9,00
40	1,7	36,9	10,02	7,68	8,99
45	1,6	36,8	10,01	7,67	8,97
50	1,5	36,7	10,00	7,66	8,96

NB: On opte pour une largeur en crête de $b_{cr} = 10m.$

c)-Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la planche (N°1), on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau N°III.50:Volume de la digue pour b=18m

Digue N°01 (b=18m) Hb = 37,80 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	49,560	9,55	236,649
2	2,80	25,40	49,560	206,310	18,6	2379,591
3	7,80	52,90	206,310	1049,310	45,15	28345,622
4	17,80	107,90	1049,310	2403,310	91,1	157266,841
5	27,80	162,90	2403,310	4307,310	189	634153,590
6	37,80	217,90	4307,310	2403,310	56,1	188232,891
7	27,80	162,90	2403,310	1049,310	42	72505,020
8	17,80	107,90	1049,310	245,310	157,95	102242,615
9	7,80	52,90	245,310	49,560	33,75	4975,931
10	2,80	25,40	49,560	0,000	14,8	366,744
11	0	10,00	0,000			
Total					658	1190705,493

Tableau N°III.51: Volume de la digue pour b=20m

Digue N°02 (b=20m) Hb = 37,6 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	44,590	9,55	212,917
2	2,60	24,30	44,590	234,840	18,6	2598,699
3	7,60	51,80	234,840	1027,840	45,15	28505,001
4	17,60	106,80	1027,840	2370,840	91,1	154809,874
5	27,60	161,80	2370,840	4263,840	189	626977,260
6	37,60	216,80	4263,840	2232,840	56,1	182231,874
7	27,60	161,80	2370,840	1027,840	42	71372,280
8	17,60	106,80	1027,840	234,840	157,95	99720,153
9	7,60	51,80	234,840	44,590	33,75	4715,381
10	2,60	24,30	44,590	0,000	14,8	329,966
11	0	10,00	0,000			
Total					658	1171473,406

Tableau N°III.52 : Volume de la digue pour b=24m

Digue N°03 (b=24m) Hb = 37,5 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	42,188	9,55	201,445
2	2,50	23,75	42,188	229,688	18,6	2528,438
3	7,50	51,25	229,688	1017,188	45,15	28148,203
4	17,50	106,25	1017,188	2354,688	91,1	153588,906
5	27,50	161,25	2354,688	4242,188	189	623404,688
6	37,50	216,25	4242,188	2354,688	56,1	185042,344
7	27,50	161,25	2354,688	1017,188	42	70809,375
8	17,50	106,25	1017,188	229,688	157,95	98471,953
9	7,50	51,25	229,688	42,188	33,75	4587,891
10	2,50	23,75	42,188	0,000	14,8	312,188
11	0,00	10,00	0,000			
Total					658	1167095,430

Tableau N°III.53 : Volume de la digue pour b= 30m

Digue N°04 (b=30m) Hb = 37,2 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	35,310	9,55	168,605
2	2,20	22,10	35,310	214,560	18,6	2323,791
3	7,20	49,60	214,560	985,560	45,15	27092,709
4	17,20	104,60	985,560	2306,560	91,1	149956,066
5	27,20	159,60	2306,560	4177,560	189	612749,340
6	37,20	214,60	4177,560	2306,560	56,1	181879,566
7	27,20	159,60	2306,560	985,560	42	69134,520
8	17,20	104,60	985,560	214,560	157,95	94779,477
9	7,20	49,60	214,560	35,310	33,75	4216,556
10	2,20	22,10	35,310	0,000	14,8	261,294
11	0,00	10,00	0,000			
Total					658	1142561,925

Tableau N°III.54 : Volume de la digue pour b=35m

Digue N°05 (b=35m) Hb = 37 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	31,000	9,55	148,025
2	2,00	21,00	31,000	204,750	18,6	2192,475
3	7,00	48,50	204,750	964,750	45,15	26401,463
4	17,00	103,50	964,750	2274,750	91,1	147559,225
5	27,00	158,50	2274,750	4134,750	189	605697,750
6	37,00	213,50	4134,750	2274,750	56,1	179786,475
7	27,00	158,50	2274,750	964,750	42	68029,500
8	17,00	103,50	964,750	204,750	157,95	92361,263
9	7,00	48,50	204,750	31,000	33,75	3978,281
10	2,00	21,00	31,000	0,000	14,8	229,400
11	0,00	10,00	0,000			
Total					658	1126383,856

Tableau N°III.55 : Volume de la digue pour b=40m

Digue N°06 (b=40m) Hb = 36,9 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	28,928	9,55	138,129
2	1,90	20,45	28,928	199,928	18,6	2128,352
3	6,90	47,95	199,928	954,428	45,15	26059,564
4	16,90	102,95	954,428	2258,928	91,1	146368,320
5	26,90	157,95	2258,928	4113,428	189	602187,548
6	36,90	212,95	4113,428	2258,928	56,1	178744,558
7	26,90	157,95	2258,928	954,428	42	67480,455
8	16,90	102,95	954,428	199,928	157,95	91165,186
9	6,90	47,95	199,928	28,928	33,75	3861,928
10	1,90	20,45	28,928	0,000	14,8	214,064
11	0,00	10,00	0,000			
Total					658	1118348,103

Tableau N°III.56 : Volume de la digue pour b=45m

Digue N°07 (b=45m) Hb = 36,8 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	26,910	9,55	128,495
2	1,80	19,90	26,910	195,160	18,6	2065,251
3	6,80	47,40	195,160	944,160	45,15	25720,149
4	16,80	102,40	944,160	2243,160	91,1	145182,426
5	26,80	157,40	2243,160	4092,160	189	598687,740
6	36,80	212,40	4092,160	2243,160	56,1	177705,726
7	26,80	157,40	2243,160	944,160	42	66933,720
8	16,80	102,40	944,160	195,160	157,95	89977,797
9	6,80	47,40	195,160	26,910	33,75	3747,431
10	1,80	19,90	26,910	0,000	14,8	199,134
11	0,00	10,00	0,000			
Total					658	1110347,870

Tableau N°III.57 : Volume de la digue pour b=50m

Digue N°07 (b=50m) Hb = 36,7 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	10,00	0,000	24,947	9,55	119,124
2	1,70	19,35	24,947	190,447	18,6	2003,173
3	6,70	46,85	190,447	933,947	45,15	25383,217
4	16,70	101,85	933,947	2227,448	91,1	144001,542
5	26,70	156,85	2227,448	4070,948	189	595198,328
6	36,70	211,85	4070,948	2227,448	56,1	176669,980
7	26,70	156,85	2227,448	933,947	42	66389,295
8	16,70	101,85	933,947	190,447	157,95	88799,095
9	6,70	46,85	190,447	24,947	33,75	3634,791
10	1,70	19,35	24,947	0,000	14,8	184,611
11	0,00	10,00	0,000			
Total					658	1102383,157

Remarque :

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 300(DA).

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau III.58:

Tableau N°III.58 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

Digue	b (m)	h dév (m)	V (m3)	Coûts (Million de DA)
1	18	2,6	1190705,493	357,21
2	20	2,4	1171473,406	351,44
3	24	2,3	1167095,430	350,13
4	30	2,0	1142561,925	342,77
5	35	1,8	1126383,856	337,92
6	40	1,7	1118348,103	335,50
7	45	1,6	1110347,870	333,10
8	50	1,5	1102383,157	330,71

III-7-6-2 -Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leurs profils pour les différentes largeurs du déversoir.

a)-Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Greager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par L'équation du profil Greager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots(III.68)$$

Avec K=2,127 et n=1,85

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$ avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversante.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 22000(DA).

Tableau N°III.59 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.

Profil N°	b (m)	h dév (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	18	2,6	18,46	332,280	7,310
2	20	2,4	16,92	338,400	5,076
3	24	2,3	14,47	347,280	5,209
4	30	2,0	12	360,000	5,400
5	35	1,8	10,5	367,500	5,513
6	40	1,7	9,4	376,000	5,640
7	45	1,6	8,5	382,500	5,738
7	50	1,5	7,75	387,5	5,8125

b)-Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égal à 2m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca}=P+H+R$

Avec : P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 66 m

L'épaisseur du mur « e » est prise égal à (0,5m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V= S.e = L.H_{ca}.e$

Tableau N°III.60 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.

N°	b (m)	h (m)	Hca	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	18	2,6	7,1	639,000	319,500	7,029
2	20	2,4	6,9	621,000	310,500	6,831
3	24	2,3	6,8	612,000	306,000	6,732
4	30	2,0	6,5	585,000	292,500	6,435
5	35	1,8	6,3	567,000	283,500	6,237
6	40	1,7	6,2	558,000	279,000	6,138
7	45	1,6	6,1	549,000	274,500	6,039
8	50	1,5	6,0	540,000	270,000	5,940

Tableau N°III.61 : Tableau récapitulatif des prix totaux.

Barrage N°	b (m)	Cote crete (m)	Coûts (Million de DA)			
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	Global
1	18	167,8	357,212	7,310	7,029	371,551
2	20	167,6	351,442	5,076	6,831	363,349
3	24	167,5	346,000	5,209	6,732	357,941
4	30	167,2	342,769	5,400	6,435	354,604
5	35	167	337,915	5,513	6,237	349,665
6	40	166,9	343,504	5,640	6,138	355,282
7	45	166,8	351,104	5,738	6,039	362,881
8	50	166,7	359,715	5,8125	5,940	371,467

La figure N°III.32 représente le graphe de l'étude d'optimisation de la largeur du déversoir.

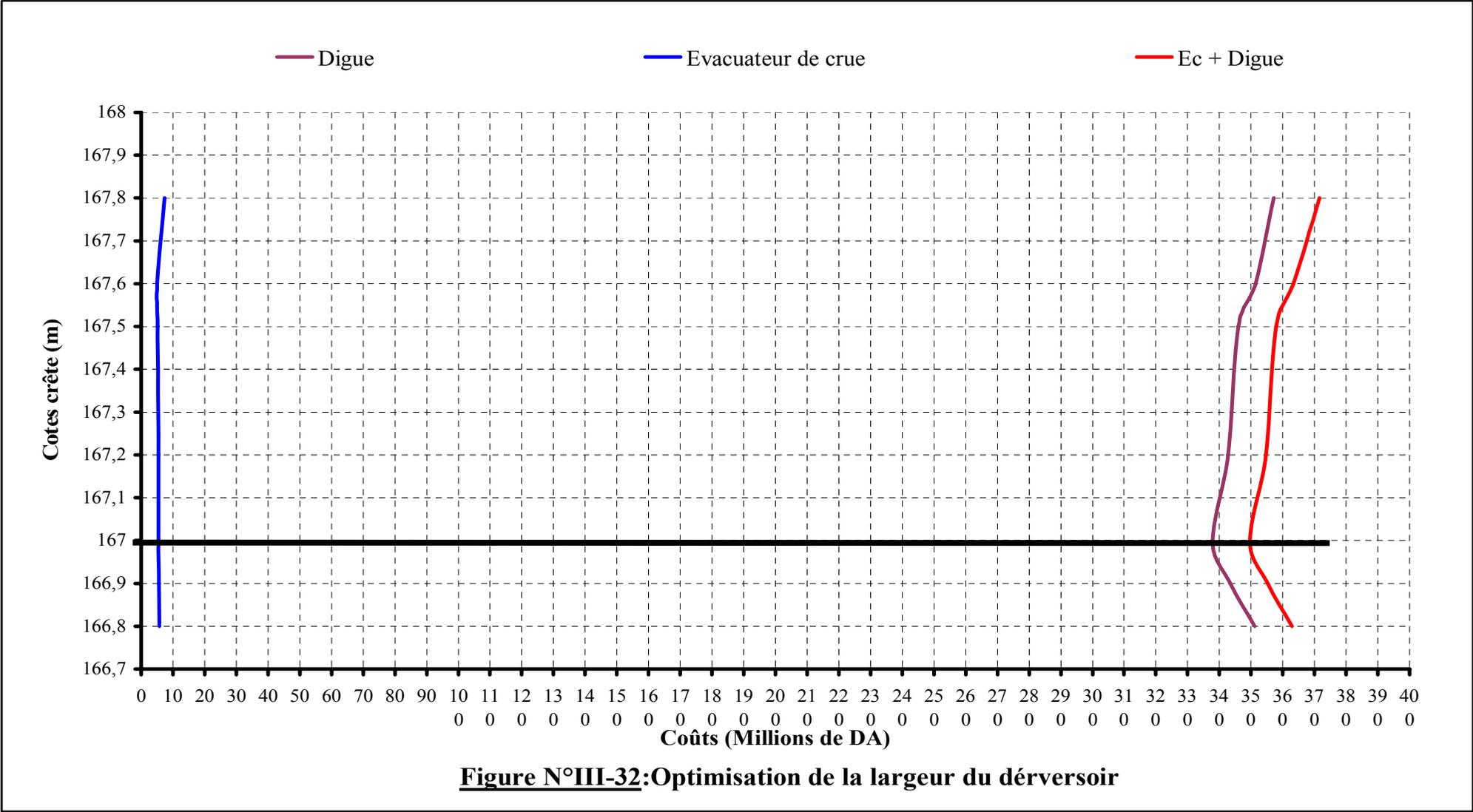


Figure N°III-32:Optimisation de la largeur du déversoir

Conclusion :

Après avoir tracer la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur du barrage), notre choix a été basé sur le coût total minimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 35\text{m}$ » et une côte en crête optimale de la digue égale à 167 m.NGA.

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

Tableau N°III.62 : Capacités et dimensions finales de la retenue.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	2,15
Volume utile	Mm ³	11,19
Volume au NNR	Mm ³	13,34
Côte du fond	m NGA	130
Côte NVM	m NGA	145,8
Côte NNR	m NGA	163,6
Côte NPHE	m NGA	165,4
Côte en crête	m NGA	167
Largeur en crête	m	10
Largeur du déversoir	m	35
Longueur en crête	m	663,75

INTRODUCTION :

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

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

IV-1- Le choix du site du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères 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 et de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible

IV-2- Le choix du type de barrage : [4]

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

➤ 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 :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter. 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. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

➤ Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, la perméabilité, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types de 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 des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV-3- Les variantes à choisir : [4]

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

❖ **Barrage en terre homogène :** c'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

❖ **Barrage zoné :** Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériaux différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

❖ **Barrage en enrochement à masque en béton:** La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel qu'une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

IV-4- 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 (type 1) 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 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 (type 2) 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 contrarier 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 (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane 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 ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

IV-4-1- Etude comparative :

Une étude de comparaison 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.

Prédimensionnement du noyau [6]

a) Niveau en crête :

$$N_{crN} = NPHE + (0,5-1) m = 166 + 0,5 = 166,5m$$

b) largeur en crête :

Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue, elle ne doit être inférieure à 2m .on prend $b_{crN} = 6m$.

c) les pentes

On prend $m_1 = m_2 = 0,5$

IV-4-2- Pentes des talus : [4]

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Tableau N°IV.1 : Détermination des pentes des talus.

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m_1)	Aval (m_2)
<5m	❖ Homogène	1/2,5	1/2
	❖ Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	❖ Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	❖ Zoné	1/2	1/2,5
>10m	❖ Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	❖ Zoné	1/3	1/2,5

a) Volume de la digue

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

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i-i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * Li \quad \dots\dots\dots(IV.1)$$

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

a.1) barrage homogène :

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 37m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2.5$, le volume du corps de la digue est calculé avec : $V_b=1104395,8 \text{ m}^3$

a.2) barrage zoné :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 37,2m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2= 3$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement :

$V_n=236000\text{m}^3$ et $V_r=854725,25\text{m}^3$

a.3) barrage en enrochement avec masque en béton :

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 37m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2=2,5$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, le volume du remblai et du masque en béton sont respectivement :

$$V_{m,b}=23069,5m^3 \quad \text{et} \quad V_r=1012015,4m^3$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau N°IV.2 : Etude comparative de différentes variantes

Type de barrage	Destination	Volume m ³	Le coût (10 ⁶ DA)	Le coût total (10 ⁶ DA)
Barrage homogène	Recharges	$V_r=1104395,8m^3$	331,32	331,32
Barrage zoné	Recharges Noyau	$V_r=854725,25m^3$ $V_n=236000m^3$	256,42 165,20	421,62
Barrage en terre avec masque en béton	Recharges Masque en béton	$V_r=1012015,4m^3$ $V_{m,b}=11535m^3$	303,60 380,66	684,26

IV-4-3- Conclusion sur le choix du type de barrage :

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 qu'a la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique .

IV-5- Etude de la variante retenue :**IV-5-1- Pentes du talus :**

Vu le tableau ci-dessus, notre barrage est constitué d'un massif homogène à fort pourcentage d'argile de hauteur supérieure à 10m.

Donc : $m_1=1/3$ et $m_2=1/2,5$

IV-5-2- Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

Talus aval :

On prévoit 02 risbermes parallèles à la ligne de crête (avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluie,...), qui interceptent les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied de talus avec une vitesse élevée et ont pour rôle aussi pour le passage, stabilité de l'ouvrage et les relaxes piézoélectriques. Pour la saturation du talus et la formation de renards seront évités grâce au dispositif drainant qui interceptent les eaux de

saturation au sein du massif.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,4m).

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.

Talus amont :

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

On rencontre différents types de protection :

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

On opte pour un enrochement en vrac, car il présente des avantages tels que :

- l'économie de l'exécution ;
- le court temps d'exécution ;
- Le faible prix

Cette enrochement qui est un revêtement perméable (béton bitumineux ouvert, dalles de béton préfabriquées,...) qui repose sur un filtre (couche drainante de gravier et de sable).

Cette protection est destinée à éviter l'érosion des matériaux terreux qui se forme dans la partie supérieure de la retenue, d'autre part le filtre à pour but de faciliter le drainage du massif tout en arrêtant les éléments qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement lors de la vidange.

L'épaisseur du filtre est en fonction de la pente (m_1) et de l'angle de frottement du matériau constituant la digue.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0,3m à 1,0m à condition que les éléments de celui-ci doivent être valable que 50% des pierres aient un diamètre $>20\text{cm}$ et les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre $<10\text{cm}$, et les coefficients d'hétérogénéité ne devra pas dépasser une valeur supérieur à 50 c'est-à-dire $\frac{d_{60}}{d_{10}} < 50$.

La qualité de ces matériaux extraits de la carrière doit répondre aux principaux critères suivants :

- insoluble dans l'eau ;
- avoir une forte résistance au cisaillement ;
- avoir une forte densité.

IV-5-3- Diamètre moyen de l'enrochement :

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

$$D_p = \left[\frac{Q}{0.524\gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots(IV.2)$$

D_p : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculer par l'expression suivante.

$$Q = \frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^2}} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

- m : pente du talus amont ;
- λ : Longueur d'onde de la vague en m. ;
- h : hauteur des vagues en m ;
- γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10\text{KN/m}$.

Selon LABZOVSKI

$$h = \beta h_0$$

$$\lambda = \alpha \lambda_0$$

α, β : Coefficients qui sont déterminés graphiquement (voir annexe)

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$$h_0 = 0.073KV \sqrt{F\xi} \dots\dots\dots(IV.4)$$

$$\text{et } \lambda_0 = 0.073V \sqrt{\frac{F}{\xi}} \dots\dots\dots(IV.5)$$

K, ξ : des coefficient caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relation :

$$K = 1 + e^{-0.44F/V} \dots\dots\dots(IV.6)$$

$$\xi = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{14/V} \dots\dots\dots(IV.7)$$

Avec F= 1,8 Km, V=30 m/s

D'où :

$$K = 1,974 \text{ Km}$$

$$\xi = 0.195$$

$$h_0 = 2,56$$

$$\lambda_0 = 6,65$$

$$\frac{h_0}{\lambda_0} = 0,385$$

D'après l'abaque (abaque 01) en détermine β, α

$$\beta = 0,81$$

$$\alpha = 0,81$$

D'où : h=2,07

$$\lambda = 5,39$$

D'ou le poids d'une pierre :

$$Q = 0.35\text{KN}$$

$$D_p = 0.40\text{m}$$

IV-5-4- Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement : [7]

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority)

$$\text{On a : } e = CV^2 \dots\dots\dots(IV.8)$$

V : vitesse de propagation des vagues ($V=3,06$ m/s) (étude d'optimisation).

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériaux d'enrochement : $\gamma_s=2,65$ g/cm².

La valeur de «C » est donnée par le tableau V.3.

Tableau N°IV.3 : détermination de coefficient C

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

Par interpolation linéaire : $C=0.028$ d'où $e=0,3m$

Pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constitué par 0,30m d'enrochement et de 0,30m du filtre (lit de gravier et sable).

IV-5-5- Les bermes :

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes, celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (7÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰).

On disposera de deux bermes pour chaque talus.

Les bermes	Talus aval	Talus amont	Largeur
1^{ère} berme	145 m NGA	145 m NGA	3 m
2^{ème} berme	160 m NGA	160 m NGA	3 m

IV-5-6- Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés, Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante du plafond du noyau par les matériaux de la couche de crête.

L'objectif est de circonscrire tous risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

IV-5-7- Clé d'étanchéité :

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

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique a celui de la digue. La hauteur de la

clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3.50m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1,0.

IV-6- Etude des infiltrations :

Généralités :

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

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

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

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

Hypothèse de calcul :

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

IV-6-1- Ligne de saturation :

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

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

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

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

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

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots(IV.9)$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV.10)$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots(IV.11)$

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.

1^{er} cas : Niveau de PHE, h = 36 m :

$b = m_1 \cdot h + 2.3$ d'où **b = 114m**

L'emprise de barrage : $L_b = m_1 \cdot h_b + b_{cr} + m_2 \cdot h_b + 4.3$ d'où **$L_b = 225,5m$**

$d = L_b - 0,7 \cdot b$ d'où **d = 145,7 m**

On aura donc : $Y_0 = 4,38m$

$a = 2,19m$

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

$Y^2 = 8,76 \cdot X + 19,18$ (IV.12)

2^{eme} cas : Niveau de la retenue normale, h = 33,,6m :

On procède de la même manière que précédemment (1^{er} cas). Et on aura :

$b = m_1 \cdot h + 2.3$ d'où **b = 106,8m**

L'emprise de barrage : **$L_b = 225,5m$**

$d = L_b - 0,7 \cdot b$ d'où **d = 150,74m**

On aura donc : $Y_0 = 3,7m$

$a = 1,85m$

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

$Y^2 = 7,4 \cdot X + 13,69$ (IV.13)

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau N°IV.4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X [m]	Y [m]
0	3,70
10	9,36
20	12,72
30	15,35
40	17,60
50	19,59
60	21,39
70	23,06
80	24,61
90	26,07
100	27,45
110	28,77
120	30,03
130	31,24
140	32,40
150	33,52
150,712	33,60

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

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

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au 2/3 de OC. (Voir annexe).

IV-6-2- Calcul du débit de fuite par infiltration :

a)- digue :

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

$$Q_n = K.I.A \dots\dots\dots(IV.14)$$

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

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité. ($K=1,9.10^{-9}$ m/s)

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.I$

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

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

D'où : $q_n = K.y_0$ $m^3/s/ml$.

Le débit total a travers le barrage sera :

$Q = q.L$

N° cas	Y_0 (m)	K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	q ($m^3/an/ml$)	L (m)	Q (m^3/an)
1 ^{er} cas	8,76	$1,09.10^{-9}$	$9,55.10^{-9}$	0,301	206	62,006
2 ^{eme} cas	7,4	$1,09.10^{-9}$	$8,07.10^{-9}$	0,254	220	55,88

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

b)- Fondation :

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

$$Q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K=5,7.10^{-9}$ m/s)

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

(H_b = charge de la retenue, $L_b= 225,5m$ L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ ($T=2,3m$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $Q_n = K.I.T$

N° cas	H_b (m)	I	K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	q ($m^3/an/ml$)	Q (m^3/an)
1 ^{er} cas	36,0	0,160	$5,7.10^{-9}$	$2,098.10^{-9}$	0,066	3,30
2 ^{eme} cas	33,6	0,149	$5,7.10^{-9}$	$1,95.10^{-9}$	0,062	3,10

Barrage (digue+fondation).

Le débit total d'infiltration (en m^3/an) à travers le barrage est donnée dans le tableau suivant :

N° cas	Digue	fondation	Barrage
1 ^{er} cas	62,006	3,30	65,306
2 ^{eme} cas	55,88	3,10	58,98

IV-6-3- Dispositifs de drainage : [4]**1) rôle des filtres et drains :**

L'eau s'infiltré dans le massif du barrage et à travers les fondations du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage.

Le choix des matériaux de construction et de l'emplacement de la digue aura été fait de tel sorte que les débits d'infiltrations soit négligeables, toutes fois, ceux-ci ne sont jamais nuls, et il est important de s'assurer que les urgences à l'aval des eaux infiltrées ne nuisent pas la stabilité du barrage.

Pour ce qu'il, faut d'une part que ses eaux nous causent des destructions locales en entraînant des particules de terre du talus aval, d'autre part les sous pressions en aval tendent à soulever le pied de la digue.

Vu notre situation ; il faudrait un tapis filtrant, drain de pied, un drain vertical et une tranchée drainante.

Ce tapis filtrant est formé d'une où plusieurs couches de matériaux. Chaque couche jouant le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus son rôle.

La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai Micro-Deval (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

Les prismes de drainages permettent de :

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

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.

2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

2) Drain prisme :

C'est le type de drain le plus répandu, ayant donné des satisfactions en pratique pour son efficacité. Sa réalisation est difficile et demande une grande main d'œuvre.

La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des fruits des parements du côté amont du barrage pas moins de 1,25 et du côté aval pas moins de 1,5.

La largeur en crête du drain prisme doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste. La largeur en crête du drain prisme est de l'ordre de 1/4-1/3 de sa hauteur, mais pas moins de 1.

Approximativement on considère que la hauteur du drain prisme atteint 0,15-0,20 fois la hauteur du barrage.

Dimensions du drain prisme :

Fruit du coté amont : $m_1=2$.

Fruit du coté aval : $m_2=2,5$.

La hauteur : $H=7m$.

La largeur en crête : $l=2m$.

3) Drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace.

L'avantage du drain tapis est sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,2m

Choix des granulats du tapis :

Afin de déterminer le fuseau des granulats du filtre, nous utilisons les règles établis à la suite des essais effectués initialement par Terzagui, puis ultérieurement par « le bureau of réclamation et « corps of ingénieur ».

$$\bullet \quad 5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10 \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$\bullet \quad \frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$\bullet \quad 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20 \dots\dots\dots (IV.19)$$

Avec : D_{50} et D_{15} sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 50% et 15% du poids des grains les plus fins du filtre.

d_{85} , d_{50} et d_{15} sont respectivement diamètres du tamis laissant passer 85%, 50% et 15% des grains les plus fins constituant le matériau à protéger.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater. Alors il est

conseillé d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité : $\frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$

Avec la courbe granulométrique du matériau constituant chaque couche du filtre doit être à peu près parallèle à celle du matériau de la couche précédente, et l'épaisseur de chaque couche doit être au moins de 20 à 30cm (d'autre façon : >50 fois le diamètre D_{15}).

Calcul de l'épaisseur du tapis filtrant :

Pour des raisons constructif, l'épaisseur de tapis doit être au moins égale à 30cm et doit être telle que la capacité drainante du tapis soit égale à 2 fois le débit qui traverse le barrage (la digue).

On a : $q=9,55.10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$

Appliquant la loi de Darcy :

$q=K.I.A$

Avec : K =perméabilité du drain (gravier sableux) ;

$$I=\text{gradient hydraulique}=\frac{\Delta H}{L_f}=\frac{e-H_r}{L_f} \dots\dots\dots(\text{IV.17})$$

A = section moyenne d'écoulement

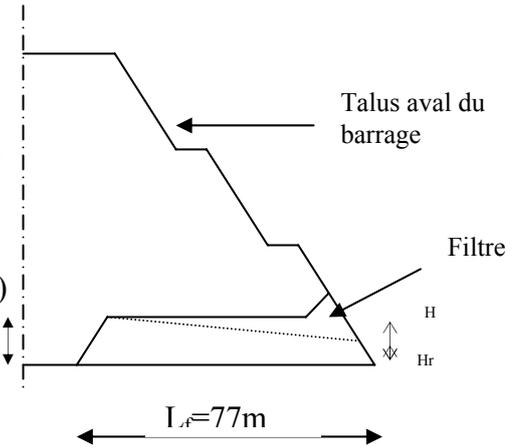
$$A=\left(\frac{H_r+e}{2}\right).1 \dots\dots\dots(\text{IV.18})$$

$$Q_{\text{filtre}}=2.q=K\left(\frac{e-H_r}{L_f}\right)\times\left(\frac{e+H_r}{2}\right) \dots\dots\dots(\text{IV.19})$$

Avec : $H_r=0$ par approximation

$$\text{Donc } Q=\frac{K.e^2}{2.L_f} \text{ d'où } e=2.\sqrt{\frac{q.L_f}{K}} \dots\dots\dots(\text{IV.20})$$

A.N : $e=2,45\text{m}$ on prend $e=2,5 \text{ m}$



4) Choix du drain de talus et de la tranchée drainant :

Pour éliminer les effets des affouillements, on a prévu un drain du talus en enrochement (type trapézoïdal) ; le long du talus aval, dans ce cas l'eau s'infiltré à travers la digue passe par le filtre et sera contrôlé par le drain du talus pour pouvoir évacuer les eaux de fondation. On pourra drainer en aval en creusant une tranchée.

Drain vertical (ou drain incliné) :

Appelé couramment drain cheminé est placé au centre du barrage, et constitue une solution efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, et de dissiper les pressions d'eau interstitielles.

Ce drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m en matériau grossier (sables et graviers) dont la granularité est choisie de façon à ce que les conditions de filtre soient satisfaites.

Ce rideau doit être mis en œuvre par déversement du matériau convenable dans une tranchée d'une profondeur de 1,2m à 2,0m, recreusée dans le massif du barrage déjà compacté au fur et à mesure de l'avancement du terrassement du barrage. Il peut pratiquement remonter jusqu'à la cote moyenne du plan d'eau dans la retenue.

L'eau de percolation par le drain cheminée est évacuée par un drain tapis lorsque on draine également les fondations.

Le drain inclinée peut être également constitué uniquement du graviers, dans ce cas le rôle de filtre est assuré par un tissu synthétique appelé tissu non tissé placé en fond de tranchée, le long de la paroi amont, le long de la paroi avale, et au dessus du drain.

Remarque 1 : la disposition des couches filtrantes successives sera maintenue de côté de la fondation en fonction de la granulométrie du matériau qui la constitue.

Remarque 2 : pour le contrôle de la conformité des infiltrations à travers la digue après la mise en place du barrage.

Après les calculs présentés ci-dessus, il faut prévoir l'installation des piézomètres en trois (03) profils ; donc on dispose de 09 piézomètres.

IV-6-4- 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 :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots(IV.21)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau N°IV.5 : Gradient hydraulique admissible. [5]

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 III classe, alors on prend $I_{adm}=1.25$

Donc : $\Delta H=33,6m$; $\delta n=118m$; $I = 0,28 \leq I_{adm}$

D’ou la résistance à l’infiltration du sol du noyau 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 :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(IV.22)$$

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 ci-dessous :

Tableau N°IV.6 : Détermination du gradient d’infiltration admissible. [5]

Sols de fondation	I_{cr}
Argile	1.2
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant :

Tableau N°IV.7 : Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
Ks	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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (IV.23)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=2,3m$)

H : charge d'eau ($H=33,6m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=225,5m$).

On a donc : $I_f=0,148$

Notre barrage appartient à la III classe ce qui donne ($K_s=1.15$).

La fondation est en limon ce qui donne ($I_{cr}=0.65$).

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,565$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

IV-7- Calcul de stabilité :

IV-7-1- Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

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

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation

IV-7-2- Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau N°IV.8 : Coefficient de stabilité admissible des talus. [5]

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 _ 1,1		1,05	

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

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

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

IV-7-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches) : [5]

Détermination des zones de cercles de glissement :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
 $R_1 = K_1 H_b$.
 $R_2 = K_2 H_b$.

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=37m$).

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

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	37	85,1
Aval	2,5	0,875	2,025	32,38	74,93

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'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.

IV-7-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

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

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ (IV.24)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle :

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

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

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w=1KN/m^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$F_c = c \cdot dl$ (IV.26)

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

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

a : Coefficient de séisme.
G_n : Poids de la tranche.

IV-7-5- Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_f = N n \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (IV.28)$$

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = c dl \dots\dots\dots (IV.29)$$

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

R : rayon de la courbe de glissement.
B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
 Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

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

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (**N t**), (force de cisaillement) du poids (**G_n**) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

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

Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$
 $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

IV-7-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement [8] :

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

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \cdot dl}{\sum Gn \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.32)$$

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

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.
K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C d L}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (IV.35)$$

c) Vidange rapide :

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

$$K_{SS} = \frac{\sum N n t g \phi_i + \sum C i . d l}{\sum T n_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N n t g \phi_i + \sum C i . d l}{\sum T n_i + (1 / R) \sum G n . a n_i . d n_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.37)$$

Tableau N°IV.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme (K _{SS,adm} = 1,10 _ 1,15)	Avec séisme (K _{as,adm} = 1,05)
Fin de Construction	Talus aval R ₁ =76,18m R ₂ =87,51m R ₃ =69,81m	2,479 1,957 1,498	2,354 1,859 1,420
	Talus amont R ₁ =93,57m R ₂ =96,86m R ₃ =94,97m	2,025 1,656 3,163	1,919 1,574 3,000
Fonctionn ement Normal	Talus aval R ₁ =76,18m R ₂ =87,51m R ₃ =69,81m	2,359 1,557 1,317	2,227 1,471 1,245
Vidange Rapide.	Talus amont R ₁ =93,57m R ₂ =96,86m R ₃ =94,97m	1,995 1,589 2,692	1,890 1,509 2,574

Conclusion :

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

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

INTRODUCTION :

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, il doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnels, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge, on prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

V-1- L'évacuateur de crue :

Le but à atteindre est de conduire le débit de crue dans le lit de l'oued à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

V-1-1- Synthèses de variantes de l'évacuateur de crue :

1) Emplacement de l'évacuateur de crue :

Outre les considérations économiques qu'on développera ultérieurement, l'emplacement de l'évacuateur de crue, dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site. On estime que les deux rives surmontant la vallée, présentent des endroits potentiels d'implantation. Contrairement, l'incorporation de l'ouvrage dans la digue est déconseillée vu les inconvénients multiples qu'elle présente à savoir, le risque de tassement et de déstabilisation du talus aval ; le débit d'évacuation limité ; et les précautions rigoureuses à prendre au niveau du coursier et du bassin de dissipation d'énergie.

2) Comparaison entre les rives :

Il se trouve que la rive gauche est mieux favorable que la rive droite. En fait, les pentes douces sont présentes au niveau de la rive droite mais l'étude géotechnique confirme que la rive gauche est mieux appropriée pour cet ouvrage du point de vue stabilité. En effet, les fondations sur lesquelles sera placé cet ouvrage résistent mieux au compactage comparé à la rive droite.

Il est proposé que l'évacuateur de crue soit placé sur le flanc gauche où il sera fondé sur des grès, des grès marneux et des calcaires. Les profondeurs d'excavation varieront de 4 à 10m. A noter que la plupart des matériaux fouillés conviendront à l'usage dans les remblais.

3) Constitution et choix de l'évacuateur de crue :

Généralement un évacuateur de crue est constitué de trois parties ou organes principaux :

- un organe de contrôle du débit (par exemple un déversoir, une vanne,...)
- un coursier (canal, conduite)
- un dissipateur d'énergie installé au pied du coursier.

Les critères de choix d'un évacuateur de crue sont les suivants :

1. sûreté-sécurité de fonctionnement ;
2. prix (facteur économique) ;
3. difficulté de calcul hydraulique ;
4. exigence topographique, géologique et géotechnique ;
5. facilité d'entretien ;
6. possibilité de modifier l'ouvrage.

4) Type d'évacuateur de crue :

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau N°V-1 : Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de crue	Commentaires
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à fortes pentes. • Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne.	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à faibles pentes. • Volume des terrassements faible. • La meilleure disposition du point de vue hydraulique.
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> • Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral.
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs à savoir, le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage. Ainsi les préférences doivent, pour des raisons de sécurité, aller à des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas de crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive. Donc cette variante peut être rejetée.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

On a la pente du versant est faible, ce qui diminue le volume des terrassements. Il s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet son implantation.

Alors on élimine la première variante. On peut alors réaliser un entonnement frontal qui est la meilleure disposition du point de vue hydraulique

Conclusion :

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive gauche.

5) Choix du tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- Le plus court possible ;
- Suffisamment éloigné du pied aval de la digue ;
- Rectiligne (si possible) ;
- Plus aux mois orthogonal à l'axe de la digue.

V-1-2- Etude de la variante retenue :

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

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

Nous avons optés pour un coursier à une seule pente.

1) Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- Déversoir type Greager
- Niveau normal de la retenue NNR=163,6m NGA.
- Niveau le plus haut eaux : NPHE = 165,4m NGA.
- Charge à évacuer : $H=1,8\text{m}$
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}}=271,3\text{m}^3/\text{s}$
- Largeur déversante $L=35\text{m}$
- Largeur du bassin d'affouillement $l=40\text{m}$.

2) Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :

a- Le canal d'approche :

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

Le chenal en amont du déversoir latéral sera excavé jusqu'à 160,6 m NGA. Sa profondeur P sera égale à environ 1,4 fois la profondeur que l'eau aura au-dessus d'elle lors de la crue de projet, ce qui résultera en une réduction du coefficient de décharge de moins de 1% ($P/H=1,4$ Figure 9-23 dans la Design of Small Dams, 1987). Alors $P=3\text{m}$

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots (V.1)$$

Ou : V_a : vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacuer (m^3/s).

S : Section du canal (m^2).

h : Charge d'eau (m).

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lane déversante (m).

$$S = h \times L.$$

$$h = H + P.$$

Donc : **$V_a = 1,615 \text{ m/s}$**

Pour la roche saine $V_{\text{adm}} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$

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

Hauteur du mur du canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R$$

Avec : $R = 2\text{m}$ la revanche

On adopte une valeur de : **$H_m = 7\text{m}$** .

Le chenal en amont du déversoir frontal sera excavé jusqu'à 160,6 m NGA.

Longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 66m

b- Le déversoir :

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

Le profil du seuil déversant est de type Greager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

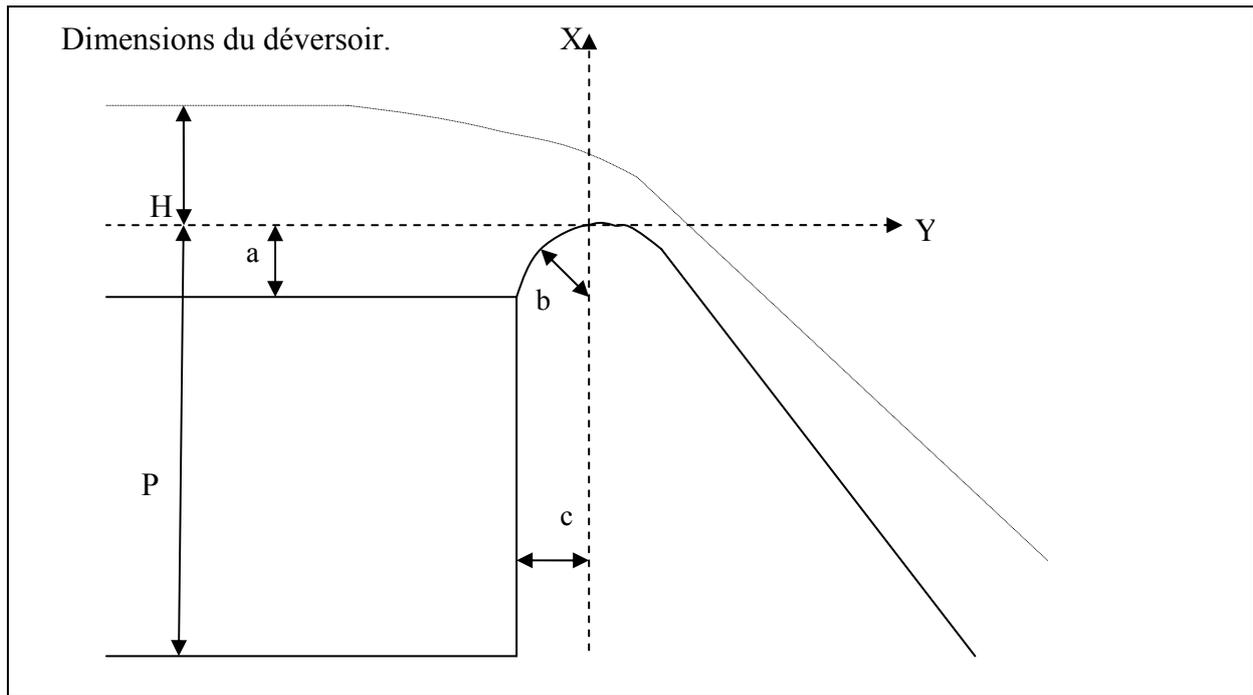


Figure N°V-1: dimensions du déversoir.

$a = 0,12.H$

$c = 0,30.H$

$b = 0,40.H$

A.N : $a=0,22m$; $c=0,54m$; $b=0,72m$.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (V.2)$$

Tableau N°V.2 : Les coordonnées du profil de déversoir.

X	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
Y	0,000	0,084	0,303	0,642	1,094	1,653	2,316	3,080	3,943	4,903	5,958	7,107	8,348	9,680	11,10

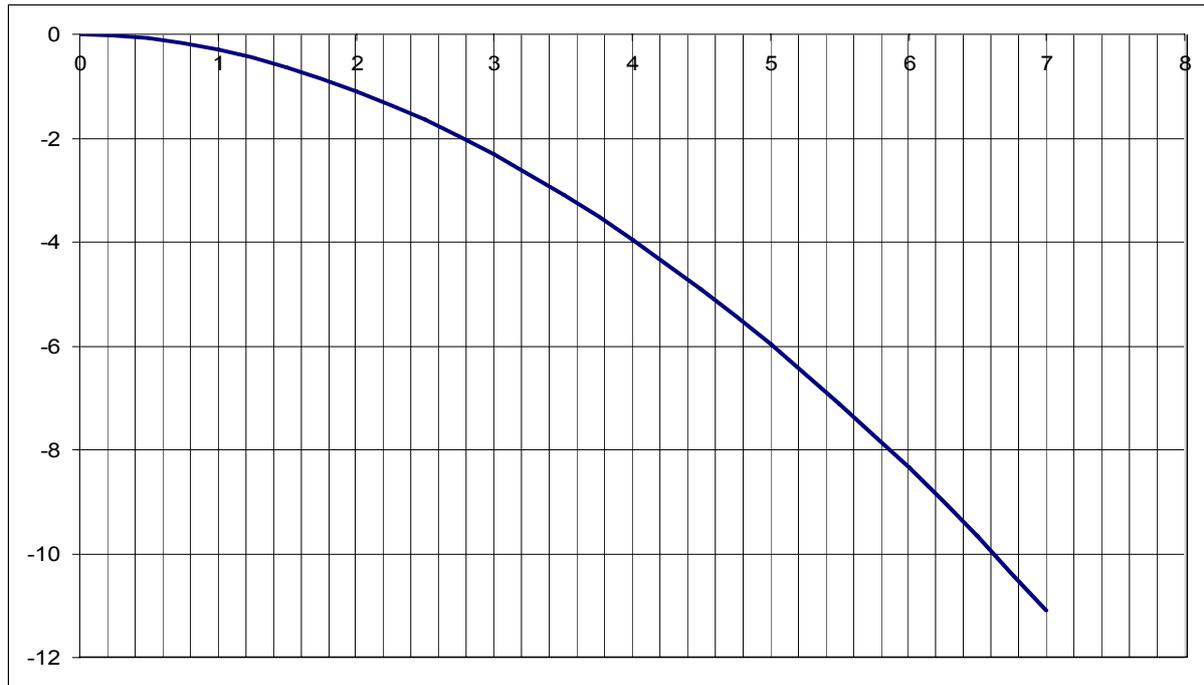


Figure N°V-2: profil du déversoir

c- Chenal d'écoulement :

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. Il est de forme prismatique, ayant une largeur $b_{ch}=35m$, une pente $i=0,10\%$ et une longueur $L_{ch}=20m$ (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début de coursier). La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergeant.

Calcul de la profondeur critique :

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (V.3)$$

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s) ;

b : largeur du chenal $b=35m$

La profondeur critique est **$h_{cr}=1,83m$**

Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chezy.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal I=0,10% ;

$$C_n : \text{coefficient de Chézy } C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots (V.5)$$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}; \dots\dots\dots (V.6)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.7)$$

On aura : **h_n=2,01m**.

Conclusion :

h_n>h_c alors l'écoulement est fluvial.

d- Le coursier :

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

Calcul du convergeant :

Le convergeant et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (V.8)$$

Ou : l₁ : est la largeur au plafond du bief amont l₁=30m

l₂ : est la largeur au plafond de la section de contrôle l₂=20m

La longueur du convergent est de **25m**.

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on lui donne une section rectangulaire d'une largeur de même à la fin de convergeant **b_c=20m**

La profondeur critique :

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

Pour b=20m **h_{cr}=2,66m**

La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (V.10)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = b \cdot h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc = Sc / Pc$;

Pc : périmètre critique $Pc = 2 \cdot h_{cr} + b$

Cc : coefficient de Chézy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne : $Sc = 54m^2$, $Pc = 25,4m$, $Rc = 2,126m$ et $Cc = 81$.

La pente critique est **$I_{cr} = 0,0019$** ou **$I_{cr} = 0,19\%$**

Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec : S : section du coursier $S = b \cdot h_n$;

I : pente du coursier $I = 15\%$ (voir le profil) ;

Cn : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b} ;$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2}$$

$$\text{On aura : } h_n = 0,71m, V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}, V_n = 12,33m/s$$

Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

$I = 15\%$ ($h_n = 0,71m$), $I_{cr} = 0,19\%$ ($h_{cr} = 2,66m$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Tableau N°V-3 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	Régime	L bief (m)
271,28	71	0,1500	0,672	2,65	NT	190

Tableau N°V-4 : Coordonnées de la ligne d'eau.

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	G (mm/m)
amont	0	10	2,65	1,00396	3,986	1,939
1	10	10	1,56	2,22279	5,414	10,058
2	20	10	1,31	2,88854	6,775	17,486
3	30	10	1,17	3,42221	8,021	25,067
4	40	10	1,07	3,91300	9,262	33,361
5	50	10	1,00	4,33097	10,379	41,449
6	60	10	0,95	4,67735	11,342	48,880
7	70	10	0,90	5,07249	12,479	58,177
8	80	10	0,87	5,33711	13,261	64,898
9	90	10	0,84	5,62577	14,132	72,683
10	100	10	0,82	5,83263	14,768	78,568
11	110	10	0,80	6,05272	15,454	85,098
12	120	10	0,78	6,28700	16,195	92,363
13	130	10	0,77	6,40987	16,588	96,303
14	140	10	0,76	6,53679	16,997	100,468
15	150	10	0,75	6,66797	17,423	104,873
16	160	10	0,74	6,80358	17,867	109,536
17	170	10	0,73	6,94386	18,329	114,476
18	180	10	0,72	7,08903	18,812	119,713
Aval	190	10	0,672	7,23932	19,315	125,270

e- Dissipateur d'énergie :

La projection d'un ouvrage de restitution de type saut de ski, s'avère intéressante, compte tenu de la structure géologique que présente le terrain de la fondation sur la rive gauche. D'autant que ce dispositif est plus économique par rapport aux autres ouvrages (gain de béton).

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ en général de 35° à 45° .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2.K(Y + \frac{V^2}{2.g})\sin 2\theta \quad \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec : K : coefficient d'aération $K=0,9$;

Y : tirant d'eau $Y=0,672$;

V : vitesse au départ du saut de ski $V=18,84\text{m/s}$;

θ : angle de sortie d'eau $\theta=35^\circ$.

On aura : **X= 31,74m**

Le saut de ski est constitué d'une partie courbure (rayon de courbure R) et d'une zone d'impact à l'aval. On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité avale, le deuxième cas est celui bien connu du jet qui s'élance dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin de l'aval.

➤ **Dimensionnement du dissipateur :**

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur.
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- le débit unitaire $q_1=13,57\text{m}^2/\text{s}$;
- la hauteur d'eau à l'amont $h_1=0,672$;
- le nombre de Froude $F_1 = \frac{q_1}{(g.h_1^3)^{0,5}}$ $F_1=7,86$;
- la vitesse d'écoulement $V_1=18,84\text{m}$;
- la charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2.g.h_1^2}$ $H_1=21,46\text{m}$

➤ **Détermination du rayon de courbure :**

Le rayon de courbure dépend du nombre de Froude F_1 et de la charge H_1 en utilisant un abaque tiré de construction hydraulique (voir annexe) rayon minimal relatif R_{\min}/H_1 de l'auge avec seuil denté en fonction de F_1 .

$F_1=7,86$ d'où $R/H_1=0,35$ donc $R_{\min}=7,51\text{m}$.

D'après technique des barrages : $R>5Y$ c'est-à-dire $R>3,360$

On prend $R=8\text{m}$.

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents, cette variante se distingue de la variante sans dents, elle est plus favorable du point de vue dissipation.

- la largeur d'une dent est : $R/8=1\text{m}$
- l'espace libre entre les dents est : $R/20=0,4\text{m}$, pour qu'il n'y ait pas de sous-pression inadmissible autour des dents (danger de cavitation et d'érosion)
- une partie de la longueur $R/2=4\text{m}$ à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et à minimiser l'écoulement de la structure.

➤ **Calcul de l'affouillement :**

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta . H_t + a \dots\dots\dots (V.13)$$

$$h_a = 1,9 . H^{0,225} q^{0,54} \dots\dots\dots (V.14)$$

On a : $H_t=NPHE-Cf_{\text{coursier}}-Y_{f,\text{coursier}}$ d'où $H_t=166-135-0,72=30,28\text{m}$.

$a=6\text{m}$.

On aura : $H=14,966\text{m}$, $h_a=12,86\text{m}$

On prend $H_{\text{aff}}=13\text{m}$

a- Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b=40\text{m}$, d'une longueur $L=40\text{m}$ et de pente $I_{ct}=0,25\%$.

➤ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdale, la hauteur critique se calcul par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$ (V.16)

Et $\sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$ (V.17)

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : K=1,674 , $\sigma_{cr} = 0,042$ d'où **h_{cr}=1,65m**

➤ **La pente critique :**

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique Sc=m. h²_{cr}+b.h_{cr} ;

Rc : rayon critique Rc=Sc/Pc ;

Pc : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

Cc : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol n=0,02

Ce qui donne : Sc=68,72m², Pc=44,67m, Rc=1,54m et Cc=53,73.

La pente critique est **I_{cr}=0,0036** ou **I_{cr}=0,36%**

➤ **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$Sc = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \quad Pn = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = Sn/Pn \quad Cn = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b h_n)^{5/2} \cdot (2 h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.18)$$

Le calcul par itération donne :

h_n=1,42m

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \quad \text{D'où} \quad \mathbf{V=4,61m}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : V_{adm}= (1,80 ÷ 2,20) m/s.

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal on prévoit un revêtement en enrochement du diamètre supérieur.

3) Hauteurs des murs bajoyers :

a)- chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue (Ncr=167m) qui correspond à une hauteur de 7m.

b)- le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1^{er} tronçon à l'amont de 50m de longueur.
- le 2^{eme} tronçon à l'aval de 140m de longueur.
-

Hauteur au début de 1^{er} tronçon :

$$H_m = h_e + r$$

Ou : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 2,65m$;

$$r : \text{revanche de sécurité donnée par : } r = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots\dots\dots (V.19)$$

V : la vitesse au niveau de la section de contrôle $V = 5,12m/s$;

Ce qui donne : $r = 0,85m$, $H_m = 3,5m$

Hauteur à la fin de 1^{er} tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 1,00$ on aura $V = 13,565m/s$, $r = 0,94$, $H_m = 1,94m$

Hauteur à la fin de 2^{eme} tronçon :

$h_e = 0,672$ on aura $V = 18,84m/s$, $r = 0,98m$, $H_m = 1,70m$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

- premier tronçon : $H_m = 4m$
- deuxième tronçon : $H_m = 2m$
-

Au niveau de la courbure :

Lors de l'exécution du chenal, une attention particulière devra être portée aux changements de direction, pour des raisons topographiques, le tracer du chenal est courbé, si « r » est le rayon de courbure et « v », la vitesse moyenne de l'eau, il se produit une accélération centrifuge V^2/r entraînant entre les deux rives de largeur « l » une différence de niveau :

$$\Delta h = \frac{V^2.l}{g.r} \dots\dots\dots (V.20)$$

On a : $r = 100m$, $V = 5,12m/s$, $l = 20m$.

Ce qui donne : $\Delta h = 0,53m$

Pour des raisons de sécurité, on prend : $\Delta h = 1m$.

c)- Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

d)- Le canal de restitution :

$h_e = 1,42m$ on aura $V = 4,61m/s$, $r = 0,85m$ $H_m = 2,26m$

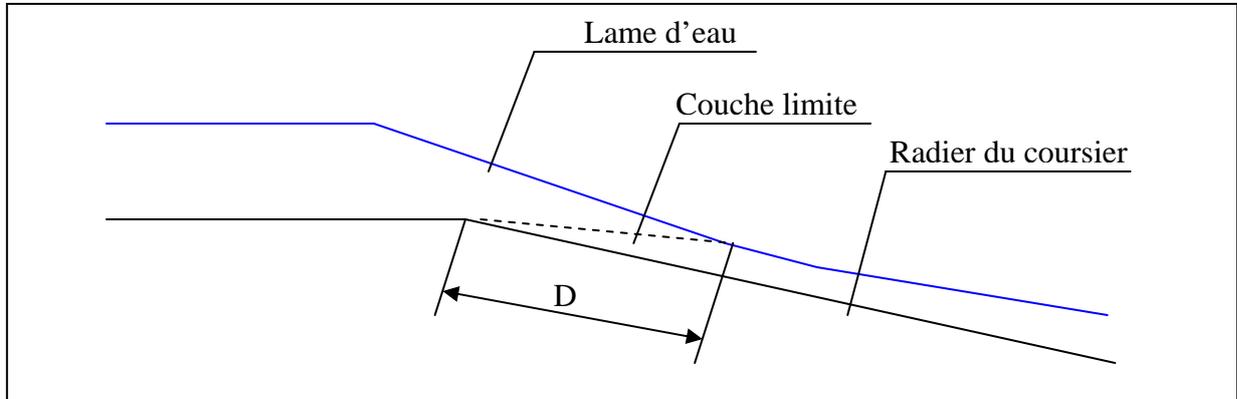
On prend $H_m = 3,5m$

4) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

a)- entraînement de l'air naturel :

Le phénomène des écoulements aérés, revêt un grand intérêt dans le projet des canaux à forte pente (coursier), l'entraînement d'air dans l'écoulement, conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré.

Straub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance D de l'amont.



Des essais ainsi que des calculs, montrent que D, croit avec le débit spécifique q pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données.

La position de D peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f\left(\left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot n^3}}\right), i\right) \dots\dots\dots (V.21)$$

q=13,57m²/s, n=0,014 d'où $\frac{q}{\sqrt{g \cdot n^3}} = 2615,5$ et i=15%

En utilisant l'abaque on aura : D/n=15800

Ce qui donne **D=221,2m**

Sachant que la longueur de notre coursier ne dépasse pas 200m, on peut conclure que le phénomène d'entraînement d'air n'apparaît pas.

b)- Vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

b/h < (10 ÷ 12) et Fr² < 40.

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

b/h=27,77 et Fr²=50,25

Les conditions suscitées ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers.

V-2- OUVRAGES DE DERIVATION :

V-2-1- Choix de l'emplacement :

Flanc droit

On propose que les ouvrages de prise et de vidange soient places sur le flanc droit. Les résultats de la dernière investigation géologique indiquent des profondeurs d’excavation allant jusqu’à 5m avant de trouver des conditions aux fondations acceptables. Le chenal de retour vers la rivière sera d’une longueur d’environ 100m et d’une profondeur de 3m dans un mauvais matériau, ce qui demandera protection de la pente importante.

Flanc gauche

Un tracé alternatif est proposé sur le flanc gauche plus ou moins le long de la ligne passant par les sondages. Les profondeurs d’excavation varieront de 6 à 10m dans la moitié amont de la conduite. Du béton de masse pourrait être nécessaire sous la conduite où le niveau de fondation minimal se trouve en dessous du niveau d’excavation de la conduite. Il existe peu d’information sur les profondeurs de fondation dans moitié aval de la conduite. Ces conditions devront être vérifiées en réalisant des forages supplémentaires pendant la phase de conception détaillée. Le chenal de retour serait très court.

V-2-1- La vidange de fond :

La plupart des barrages réservoirs doivent être munis d’un ouvrage de vidange placé au fond de la retenue et ayant une capacité d’évacuation plus importante.

Les rôles de cet organe sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l’entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement remplacer la prise d’eau ou permettre la répartition de celle-ci en cas de défaillance.

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu’elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d’économie, l’évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l’aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l’ouvrage d’entrée ne soit réalisé qu’après l’achèvement des travaux de la digue

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en huit à dix jours

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0 \dots\dots\dots (V.22)$$

Avec :

Q₀ : Débit entrant de l’Oued Q₀=1,62m³/s

V_U : volume utile de retenue (V_U= 11,19Mm³)

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours à raison de 16 heures par jour.

On trouve : **Q= 21,05 m³/s**

Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l’écoulement en charge :

$$Q = \mu S \sqrt{2gz} \dots\dots\dots (V.23)$$

Q : débit de vidange en m³/s

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m^2

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4} \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec $Z=20,2$ m

Préalablement on prend $\mu=0.62$

On trouve : $S=1,71m^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où $d=1,5m$.

Conclusion :

Nous avons obtenu un diamètre de vidange important alors la vidange de fond servira de chenal ouvert avec un régime d'écoulement supercritique. Une seule galerie sera proposée afin d'évacuer le débit de dérivation.

La vanne aura une hauteur d'1m et une largeur de 1,71m. Elle sera actionnée à partir du bas de la tour. Des rainures seront pourvues dans le bouchon en amont pour l'installation de batardeau. Une conduite d'aération directement derrière les vannes et jusqu'au toit de la tour de prise sera pourvues.

Pour la mise en sécurité, on prévoit deux vidanges de fond et ce si l'une des vannes devrait être hors service.

Chaque vidange de fond sera capable de décharger un débit de $21,05m^3/s$ lorsque le niveau dans la cuvette sera au NNR.

V-2-2- La prise d'eau :

Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important car elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique des pièces hydromécaniques.

Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

1) Choix du type de la prise d'eau :

La tour sera une structure indépendante dont le diamètre intérieur sera égal à 5m. L'accès de la tour sera pourvu à travers la conduite.

Pour permettre de tirer une eau de qualité du niveau supérieure, deux prises seront mises en place. Chaque prise sera protégée par une grille grossière fixe et une grille fine amovible. Si les vannes papillon dans la tour doivent être retirées, la grille fin à une prise particulière sera remplacée par un batardeau utilisant les mêmes rainures. Ceci veut dire que toutes les grilles devront être retirées quand la prise la plus basse devra être isolée. Un arrangement alternatif (et plus onéreux) serait de fournir des rainures séparées pour les grilles fines et le batardeau, ce qui demanderait d'installer des grilles fines sur toute la hauteur de la tour.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{\max}=4,12\text{Mm}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours à raison de 20h par jour).

D'où : $Q_{\max}=1,846 \text{ m}^3/\text{s}$.

$Q = \mu S \sqrt{2g.H}$ (m^3/s).

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale H=18m.

On trouve : $S=0,327\text{m}^2$. Donc $d=0,646 \text{ mm}$.

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (V.25)$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{\pi^2 \cdot g} \cdot \frac{V^2}{d^5} \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec $\lambda = 0.033$.

AN : $\sum \xi = 18,63\text{m}$.

$\mu=0,226$. Donc : $S=0,435 \text{ m}^2$. On trouve : $d=744\text{mm}$.

On prend $d=800\text{mm}$

2) Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

La vitesse de l'eau dans la conduite et calculée par la formule suivante :

$$\text{On a: } V=Q/S \qquad \qquad \qquad \mathbf{V=4\text{m/s.}}$$

Conclusion:

Une vanne papillon de 800mm de diamètre sera placée à chaque prise. Les valves peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.

Une ouverture de 2x1,5 m sera fournie dans le plancher de chaque étage pour permettre l'installation de l'équipement à partir du bas de la tour grâce à une grue à portique en haut.

La prise la plus basse est à 153 m NGA permettra de tirer de l'eau du barrage à environ 155 m NGA (une immersion de 2 m de la prise est recommandée pour empêcher l'air d'être absorbé dans la conduite de prise).

INTRODUCTION :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

VI-1- Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1)° Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2)° Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

3)° Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive droite à coté de l'Oued.

VI-2- Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du 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 et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent, le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue cinquantenales.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(2\%)}=133 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI-3- Succession des travaux :

1^{ère} étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2^{ème} étape :

Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive droite.

3^{ème} étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.

- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4^{ème} étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

VI-4- Dimensionnement de la dérivation provisoire :

VI-4-1- Calcul du canal :

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie dans les meilleures conditions. Le canal doit avoir la capacité d'évacuation de la crue de chantier et conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges.

Le canal projeté aura une forme trapézoïdale avec des fruits de talus $m_1 = m_2 = 2$.

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal soit inférieure à la vitesse admissible (critique) pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage, la vitesse idéale pour les canaux à surface libre peut atteindre 10 m/s.

On prend : $V = 10 \text{ m/s}$ (vitesse admissible).

$$Q = 133 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ donc : } S_e = \frac{Q}{V_a} = 13,3 \text{ m}^2.$$

On prend par la suite une série de valeurs de largeurs (b_i) et on calcul les hauteurs (h_i) et les sections mouillées correspondantes, et on choisi à la suite une section de telle sorte qu'elle soit inférieure à la section S_e déjà calculée.

$$\text{On a : } Q = S.C.\sqrt{R.I}.$$

Q : Débit de la crue.

S : Section mouillée du canal (m^2).

C : Coefficient de CHEZY ; $C = 1/n R^{1/6}$.

R : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du canal ($I = 0,020$).

$$S = (b + mh)h, \text{ et } P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}.$$

b : Largeur du canal (m).

h : Tirant d'eau dans le canal (m).

➤ **Profondeur normale :**

Pour le calcul de la profondeur normale, on doit résoudre par itération l'équation suivante :

$$Q = h.(b + mh) \frac{1}{n} \left[\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} \right]^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}.$$

Tableau VI.1 : calcul de la profondeur d'eau.

Largeur du canal b (m)	Hauteur d'eau h (m)	Section mouillée S (m ²)	Vitesse d'approche Va (m/s)
2	2,029	12,12	10,97
4	1,693	12,50	10,64
5	1,561	12,67	10,49
6	1,449	12,89	10,32
7	1,352	13,12	10,14
8	1,269	13,37	9,945
10	1,133	13,89	9,57

On opte après calcul pour une section $S = 13,12\text{m}^2$, et une largeur de canal de 7m à une vitesse d'écoulement de 10,14m/s.

La hauteur du tirant d'eau est : **$h_n = 1,352\text{m}$** .

➤ **Calcul de la hauteur critique :**

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_c^2 \right)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{K.m}{b}$$

Ce qui donne :

$$K = 3,3$$

$$\sigma_{cr} = 0,951$$

$$h_{cr} = \mathbf{2,591\text{m}}$$

➤ **La pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{C^2R} \quad R = \frac{S}{P}$$

$$S = mh_{cr}^2 + bh_{cr}; S = 31,564\text{m}^2$$

$$P = b + 2h_{cr}\sqrt{1 + m^2}; P = 18,587\text{m}$$

$$R = 1,698 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = 78,018$$

$$\text{D'où } I_{cr} = \mathbf{0,00245}$$

VI-4-2- Dimensionnement de la galerie :

Le dimensionnement de la galerie doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue cinquantaine dont le débit de pointe est estimé à 133m³/s. ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 2%.

1- Laminage de Crue de Chantier :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

Calcul hydraulique de galerie :**a- l'écoulement à surface libre :**

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué,

S : Section mouillée $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0)$.

R : Rayon hydraulique, $R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{\text{rad}}$

C_{cr} : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : Coefficient de rugosité, n= 0,014.

I: pente du tunnel, i = 0,015.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

b- l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g} \cdot Z$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 265m]

I : pente de la galerie [I = 0,015]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad n = 0,014m^{-1/3} \text{ .s Rugosité de béton.}$$

Tableau VI.2 : Coefficient de débits

D _g (m)	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	μ
2	1,5	0,01945	2,5771	2,2532	0,44
3	1,5	0,01698	1,4999	1,9999	0,50
4	1,5	0,01543	1,0222	1,8767	0,53
5	1,5	0,01432	0,7589	1,8052	0,55
6	1,5	0,01348	0,5954	1,7594	0,57

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau VI.3 : Q = f(D)

D (m)	μ	S (m ²)	$\mu S \sqrt{2g}$	Z (m)	Q (m ³ /s)
2	0,44	3,14	6,12	H + 2,96	$6,12 \sqrt{Z}$
3	0,50	7,065	15,64	H + 2,46	$15,64 \sqrt{Z}$
4	0,53	12,56	29,49	H + 1,96	$29,49 \sqrt{Z}$
5	0,55	19,625	47,81	H + 1,46	$47,81 \sqrt{Z}$
6	0,57	28,26	71,35	H + 0,96	$71,35 \sqrt{Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (2%), on calcul les volumes de la crue stocké correspondant à chaque diamètre de la galerie, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans l'annexe :

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Résultats de laminage.

D (m)	2	3	4	5	6
Qe (m ³ /s)	27,19	53,29	82,95	91,37	96,15
Vstocké	1,258	0,937	0,763	0,704	0,670
Hdév	8,97	6,42	4,83	4,15	3,64

2- Batardeau :

a- Calcul de la revanche du batardeau :

➤ **Formule de Stevenson :**

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).}$$

$$H_v : \text{ hauteur des vagues (m). } H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,264\sqrt{F}$$

F : fetch, F= 0,32km.

$$V : \text{ vitesse de propagation des vagues (m/s). } V = 1,5 + 2 H_v.$$

On aura :

$$H_v = 0,75\text{m. } V = 3,0\text{m/s.}$$

$$\text{Donc } \mathbf{R=1,02m.}$$

➤ **Formule de Mallet –Paquant :**

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S; \text{ (m).}$$

Avec :

$$H_v : \text{ hauteur des vagues (m). } H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} = 0,689\text{m}$$

$$V : \text{ vitesse de propagation des vagues (m/s). } v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 0,959 \text{ m/s}$$

S : marge de sécurité, on prend S=0,5m

$$\text{Donc } \mathbf{R=1,24m.}$$

➤ **Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \text{ Avec } F=0,32\text{km.}$$

$$\text{Donc } \mathbf{R=1,17m.}$$

Commentaire :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur R=1,5m comme revanche.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

- Formule de KNAPPEN : $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)..... (1)
- Formule de PREECE : $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)..... (2)
- Formule simplifiée : $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)..... (3)

Tableau VI.5 : tableau récapitulatif des largeur en crête.

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête b (m)			
		(1)	(2)	(3)	Prise
2	8,97	4,94	4,29	4,48	5,00
3	6,42	4,18	3,79	3,69	4,50
4	4,83	3,63	3,42	3,09	4,00
5	4,15	3,36	3,24	2,79	3,50
6	3,64	3,15	3,1	2,54	3,00

3) Calcul d'optimisation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie.

➤ **Hypothèses de calcul**

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

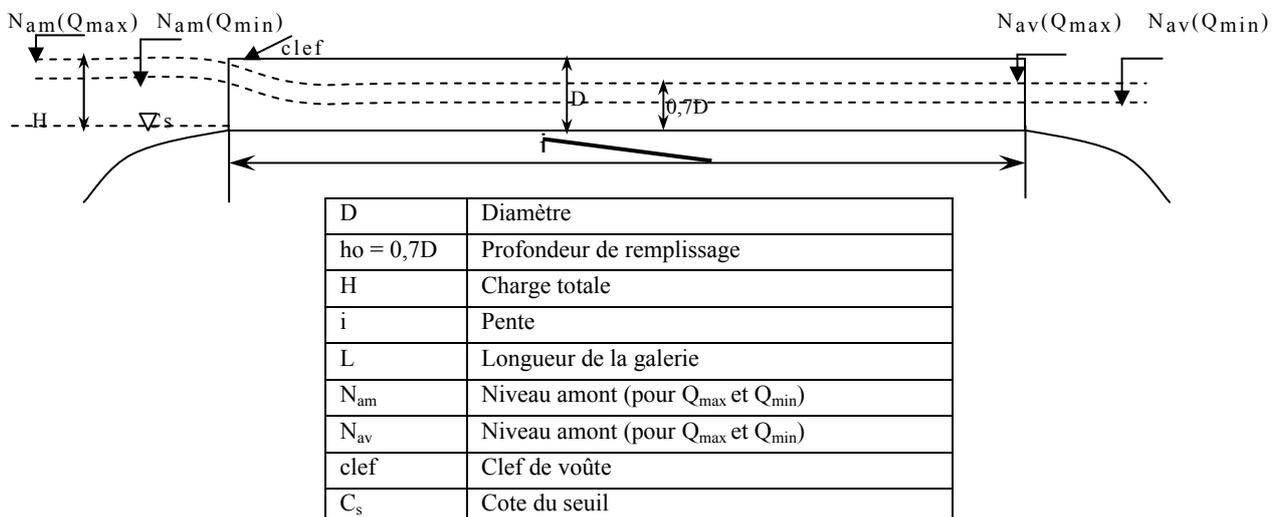


Figure VI.1 : Schéma de calcul

Tableau VI.6 : Paramètres de calcul d'optimisation

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2g$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_l = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_l - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 5,5H_{bat}).H_{bat} / 2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L_{moy}^b (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VI.7 : Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs				
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	2	3	4	5	6
	2	A (m ²)	3,140	7,065	12,560	19,625	28,260
	3	h _o (m)	1,4	2,1	2,8	3,5	4,2
	4	A _l (m ²)	2,324	5,228	9,294	14,523	20,912
	5	R _h (m)	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8
	6	C	65,599	70,185	73,632	76,422	78,780
	7	V (m/s)	11,702	10,182	8,925	6,292	4,598
	8	i	0,053	0,023	0,012	0,005	0,002
	9	h _l (m)	14,054	6,196	3,244	1,197	0,501
	10	Z _{entr} (m)	6,979	5,284	4,060	2,018	1,077
	11	Z _o (m)	21,033	11,480	7,304	3,215	1,579
	12	N _{am} (m)	151,033	141,480	137,304	133,215	131,579
	13	N _l (m NGA)	144,054	136,196	133,244	131,197	130,501
	14	C _s (m NGA)	142,654	134,096	130,444	127,697	126,301
Calcul des volumes des travaux	15	H _{bat} (m)	10,47	7,92	6,43	5,65	5,14
	16	F _{bat} (m ²)	353,807	208,138	139,418	107,562	88,074
	17	L ^b _{moy} (m)	177	158	110	99,7	89
	18	V _{bat} (m ³)	62623,92	32885,74	15336,03	10723,91	7838,577
	19	V' _{bat} (m ³)	62623,92	32885,74	15336,03	10723,91	7838,57
	20	V _{tun} (m ³)	832,100	1872,225	3328,400	5200,625	7488,90
	21	V' _{tun} (m ³)	1248,150	2808,338	4992,600	7800,938	11233,3
	22	Σ V' (m ³)	63872,07	35694,07	20328,63	18524,85	19071,92

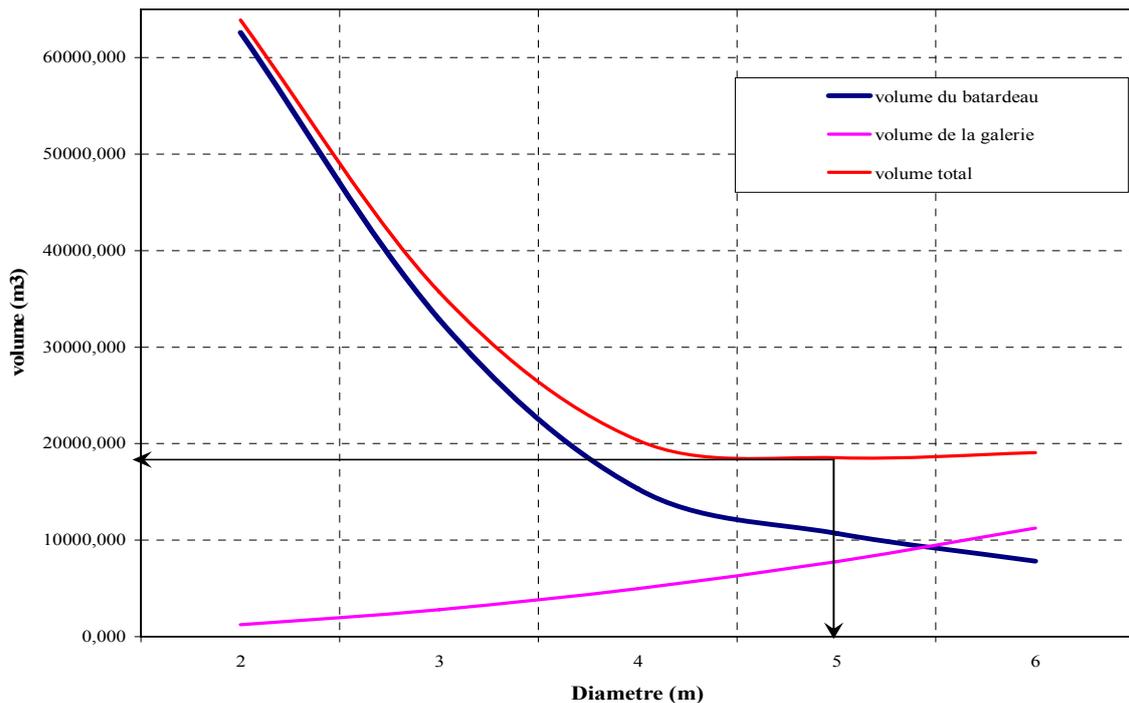


Figure VI.2 : Courbe d'optimisation.

Conclusion :

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 5m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 5,65m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vu la hauteur du barrage qui est importante ($H_b=37m$).

Le batardeau de 5,65m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue

4) Construction du batardeau :

On construit le batardeau comme suit :

- Construction d'une banquette en béton
- Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau)
- Remblayage du batardeau.

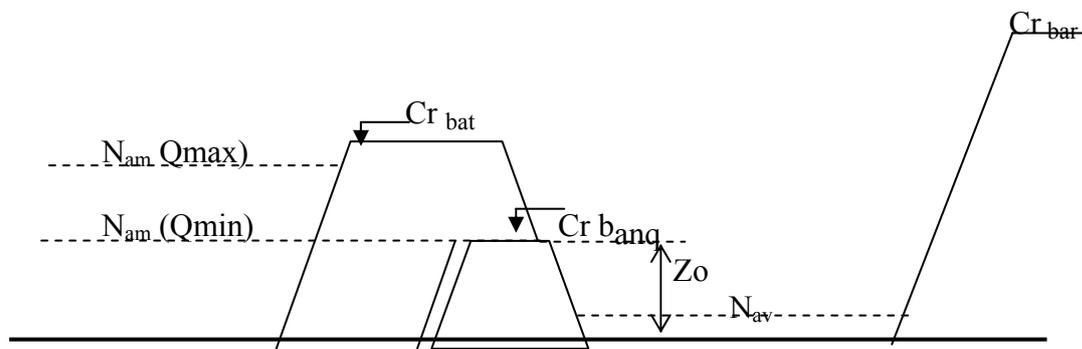
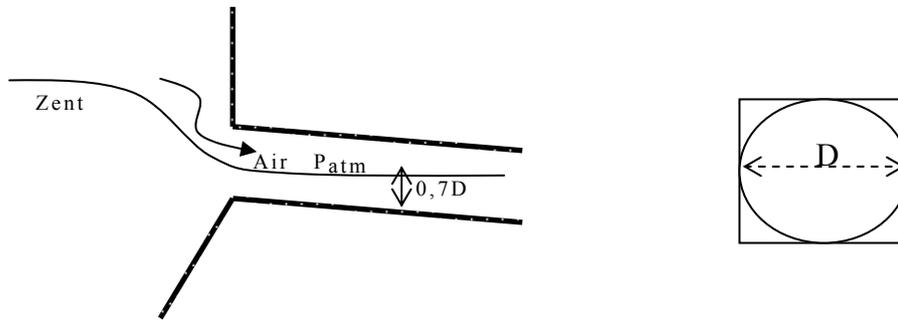


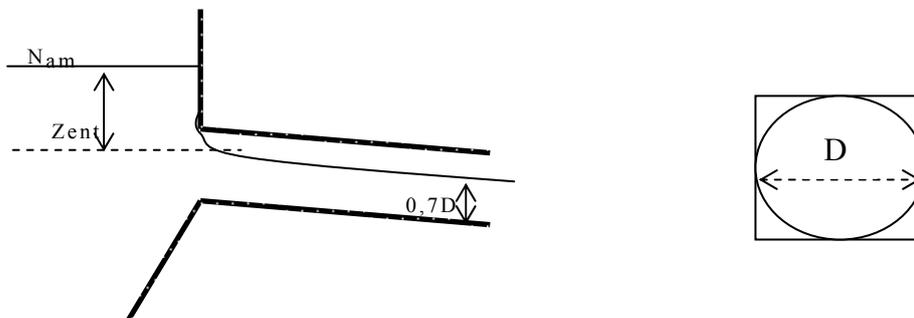
Figure VI.3 : Construction du batardeau

Portail d'entrée :

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.



Dans ce cas la ventilation est rompu, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.

Pente critique :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Le débit unitaire :

$$q = q/l \Rightarrow q = 26,6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

La hauteur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 4,16\text{m}$$

s_{cr} : section critique;

p_{cr} : périmètre critique;

r_{cr} : rayon hydraulique critique;

c_{cr} : coefficient de chezy.

A.N: $i_{cr}=0.596$

I=0,015 ≤ i_{cr} :

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur $d=5\text{m}$. Ensuite devienne circulaire (s_{cir}). de cette condition on peut déterminer la hauteur c du portail.

5) Choix et calcul de l'ouvrage de restitution :

L'ouvrage de restitution sera implanté afin qu'il dissipe l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = \frac{Q}{S}$

Où :

Q : débit laminé ; $Q = 91,37 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ; $S = 19,625 \text{ m}^2$

D'où $V = 4,656 \text{ m/s}$.

Nombre de Froude $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; $h = 2,12 \text{ m}$

D'où $F = 1,02$

Donc pour $1 < F < 1,7$

Il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation.

Pour $F = 1,7$. Le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de 2 fois celui à l'entrée y_1 , et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse d'entrée. Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de 4 à 6 fois à partir de l'endroit où la profondeur commence à modifier.

$$\frac{y_2}{y_1} = 1,3 \Rightarrow y_2 = 2,76 \quad (\text{Voir annexe abaque})$$

$$\frac{L}{y_2} = 3,6 \Rightarrow L = 9,94 \text{ m}$$

On projette un bassin de longueur égale à 10m.

Hauteur critique

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=3,69$, $\sigma_{cr} = 0,62$ d'où **$h_{cr}=3,08 \text{ m}$**

La pente critique :

$$\text{Elle est donnée par : } I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc = Sc / Pc$;

Pc : périmètre critique $Pc = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

Cc : coefficient de Chezy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,014$

Ce qui donne : $Sc=27,97 \text{ m}^2$, $Pc=14,71 \text{ m}$, $Rc=1,9 \text{ m}$ et $Cc=79,50$.

La pente critique est **$I_{cr}=0,0025$** ou **$I_{cr}=0,25\%$**

Profondeur normale dans le canal :

Le canal projeté est de section trapézoïdale de largeur égale à 6m et de pente 0,01.

La formule de l'écoulement uniforme $Q = SC \sqrt{RI}$

Pour la hauteur normale, on a :

$$S_n = mh_n^2 + b.h_n \quad ; \quad c_n = \frac{1}{n} R_n^{\frac{1}{6}}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n} \quad ; \quad P_n = b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}$$

En substituant les termes ci - dessus dans l'équation, on obtient :

$$Q = (mh_n^2 + b.h_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left(\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{\frac{1}{6}} \left(\frac{I_c (mh_n^2 + b.h_n)}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Le calcul par itération donne : $h_n = 1,90m$

Vitesse de l'eau dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} = 8,86m/s$$

$V > V_{adm} = (1,8 \div 2,2) m/s$ correspondante aux alluvions qui constituent le canal de fuite. Donc, il faut prévoir un revêtement en enrochement de diamètre supérieur pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal.

Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

$I=1\%$ ($h_n=1,90m$), $I_{cr}=0,25\%$ ($h_{cr}=3,08m$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I_{cr} (h_n < h_{cr})$ alors le régime d'écoulement est torrentiel

IV-4-3- Conduite :

La conduite sera cloisonnée en une galerie supérieure et deux galeries inférieures. La galerie supérieure servira à abriter la conduite de dérivation et d'accès à la tour de prise. Les galeries inférieures seront utilisées comme vidanges de fond. Les deux cloisons (verticale et horizontale) seront initialement omises pendant le stade de dérivation provisoire. Normalement la conduite sera construite pendant la période d'été et après que le bouchon d'amont comprenant les vannes de sécurité et de service a été installée.

VI-4-4- Bassin de dissipation :

Le chenal de sortie aura une coupe trapézoïdale avec des pentes 1/1. Le radier aura une légère contre-pente et sera large de 6m.

La protection contre l'érosion sera assurée par une couche de transition épaisse de 300mm couverte d'une couche de roches de 1000mm avec un D_{50} de 500mm.

Il est prévu que la vidange de fond sera fréquemment exploitée avec seulement une seule vanne ouverte. Ceci pourrait avoir un impact sur les performances hydrauliques du bassin de dissipation, car le débit sera plus concentré sur un coté. Il est recommandé que ceci soit vérifié avec le modèle hydraulique de la vidange de fond.

Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de Bounachi tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII-1- Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VII-1- 1 - Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VII-1-2 - Le maître d'oeuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'oeuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII-1- 3 - L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII-2- INSTALLATIONS DU CHANTIER**VII-2-1- Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits loins de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VII-2- 3- Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII-2- 4- Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII-3- Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VII-3- 1-Terrassement au niveau des installations de chantier :**a) Exécution des voies d'accès :**

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponds provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite. La superficie de l'emplacement s'élèvera à 25000m², ce qui donnera un volume approximatif de terrassement de 12500m³ (50cm d'excavation).

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

c) Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rondement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité de la lame.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VII-3- 2-Dérivation provisoire :

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de dérivation les dimensions voulues pour servir de galerie de vidange.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

Dérivation en une seule étape :

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

Dérivation en deux étapes :

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

Première étape : Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

Deuxième étape : Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent.

La dérivation se fera donc pour un canal de 7m de largeur creusé dans l'appui droit .Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 5m de diamètre , le batardeau atteignant dans ce cas la cote 135,65.

a) Exécution du batardeau principal :

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à l'amont du barrage.

b) Opération d'exécution du batardeau principale :

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche de terre végétale.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

c) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs :

- Un bulldozer est capable de procéder au régalaage des terres.
- Un camion citerne :

Un camion citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé par la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n + W_p}{100} \cdot \frac{\gamma_n}{\gamma_0}$$

Où : W_0 : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

γ_n : Densité humide de sol.

γ_0 : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : $Q = q \cdot V_m$

Avec V_m : volume total des massifs.

- Un compacteur (rouleau a pieds de mouton) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot (B - c) \cdot h_c}{N} \cdot K_t \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier

h_c : Epaisseur de la couche à compacter.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

e) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle à benne dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g.n.K_r.K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n=3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

VII-3- 3-Perçement de la galerie de dérivation :

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

a) Quantité des travaux :

$S_u=25 \text{ m}^2$ (section unitaire).

$L=265\text{m}$ (longueur de la galerie).

$V=6625 \text{ m}^3$ (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

b) Définitions des engins nécessaires :

- Un chargeur à pneus.
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Ventilateur.

VII-3- 4- Percement du puits vertical (La prise d'eau) :

Après l'excavation de la galerie de dérivation, on procédera à l'excavation du puits vertical de la prise d'eau du haut vers le bas, pour exécuter un puits de (4m²) environ pour servir comme puits d'évacuation de déblais. L'élargissement du puits sera effectué à partir du haut et sera commencée à partir du point de l'entrée d'eau. Les déblais seront déchargés dans la galerie de dérivation, à l'aide d'une mini-pelle hydraulique et seront chargés et transportés à l'aide d'un chargeur et des camions bennes respectivement.

Matériel mis en place :

- perforatrice.
- mini pelle hydraulique.
- chargeur.
- camions bennes.
- grue portique.

VII-3- 5-Exécution des fouilles à ciel ouvert :**a- fouille de l'évacuateur de crue :**

Elle est constituée des calcaires recouverts des colluvions. Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

Le volume total des excavations s'élève à 81000m³.

b- fouille de l'assise du barrage :

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques.

Il est recommandé que les alluvions dont la quantité est de l'ordre de 230000m³ soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage.

Puisque l'excavation se fait au dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

c) Définitions des engins nécessaires :

- Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Pompes immergées.

VII-3- 6-Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de diviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

Définitions des engins nécessaires :

- Pelle a butte
- Camion benne
- Bulldozer

a- Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant la mise en place de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

Technologie d'exécution des différentes opérations :

1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

2- Régalaage des terres :

Le régalaage sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

Matériel nécessaire :

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

Mise en place des filtres et drains :

Elle est également identique au massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux.

c- Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant à 10km de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conformes aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés par des camions et régalaés ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII-3- 7- Exécution des travaux de bétonnage :**a- Généralités :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

Nous nous fixerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

b- Composition du béton :

- Affaissement 7 cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaine humidité et l'on trouve :

- Eaux		140 l
- Ciment classe 325		340 kg/m ³
- Sable	0/5 mm	455 l
- Gravier	5/25 mm	360 l
- Cailloux	20/40 mm	498 l

c- Intensité de bétonnage :

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{v_b \cdot k_d}{T_b \cdot t \cdot t_e \cdot C}$$

Ou :

V_b : Volume total des travaux de béton, 24635 m³.

T_b : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois et qu'on estime à 10 mois.

t : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.

t_e : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.

C : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

D'où $I_b = 10 \text{ m}^3/\text{h}$

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de I_b ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1,1 \cdot I_b = 1,1 \cdot 10 = 11 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cette valeur présupposée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée. Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruption de travail involontaires, épuisement du stock du ciment, conditions climatiques défavorable, etc.... donc l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois est par conséquent justifié. On adopte, enfin une centrale à béton dont le rendement est de 25m³/h.

Mise en place du matériel :

- central à béton
- équipement d'alimentation en ciment
- silos à ciment de 200 t
- chargeur à pneus
- camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance d'environ de 2 km à partir de l'axe du barrage en amont à une cote 137m correspondante à la cote du batardeau. Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'aux pieds d'œuvre le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps qui, se traduit par la capacité de transport de X m³/h au plus.

Le nombre de camions malaxeur sera :

$$N = \frac{X}{Y \cdot 2} \text{ Camions malaxeur.}$$

Ou :

Y : représente la capacité du camion malaxeur.

2 : représente le nombre de voyage par heure.

d- L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :

La centrale de concassage qui fabrique les agrégats et les filtres sera installée sur l'emplacement se situant à une distance de 2km de l'axe du barrage. Les matériaux en provenance du lit de l'oued seront concassés classifiés et stockés suivant leur granulométrie pour qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage .

Mise en place du matériel :

- 1- centrale de concassage
- 2- pelle hydraulique
- 3- bulldozer
- 4- camions benne

e- Bétonnage de la galerie de dérivation :

Ordre des opérations d'exécution de bétonnage :

L'exécution du revêtement de la galerie s'effectue selon l'ordre suivant :

- 1- nettoyage du rocher en place.
- 2- bétonnage des sous radier de la galerie.
- 3- montage des armatures.
- 4- préparation des cintres.
- 5- bétonnage.
- 6- déplacement.

Matériel :

- 1- jeu de coffrage.
- 2- pompe à béton.
- 3- camions malaxeur.

f- Bétonnage de puits vertical :

Le revêtement du puits vertical s'effectuera à partir du bas vers le haut. Les coffrages seront métalliques d'une hauteur de 3m. Le béton sera coulé à partir du haut du puits par une pompe à béton. L'ordre d'exécution du puits obéit aux étapes suivantes :

- 1- montage de plate forme au bout du puits.
- 2- montage d'échafaudage sur le fond.
- 3- montage des armatures et du coffrage.
- 4- préparation pour le bétonnage.
- 5- bétonnage.
- 6- montage des armatures et du coffrage (cote+3m).
- 7- bétonnage et ainsi de suite...

Mise en place du matériel :

- 1- jeu de coffrage glissant de 3m.
- 2- pompe à béton.
- 3- camions malaxeur.
- 4- grue portique.

g- Bétonnage de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue sera construit sur la roche calcaire de la rive gauche, c'est un ouvrage de 345 m de long et 20 et 35 m de largeur.

Exécution des coffrages :

Les éléments de l'évacuateur de crue sont différents et nécessitent en général plusieurs types de coffrages à savoir :

- coffrage glissant en acier pour mur.
- Coffrage glissant pour radier.
- Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tout autres éléments spéciales seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

Mise en place du matériel :

- 1- jeux de coffrage glissant.
- 2- Camion grue.
- 3- Pompe à béton.
- 4- Camion malaxeur.
- 5- Pervibrateur.

Mise en place du personnel :

- 1- Equipe de coffrage.
- 2- Equipe de ferrailage.
- 3- Equipe de bétonnage.

VII-4- Planification :

VII-4-1- Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII-4-2- Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

a) Méthodes basées sur le réseau

a-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.

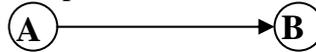


L'opération A précède l'opération B

➤ 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.



a-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.

a-3- Différentes méthodes basées sur le réseau :

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.

Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

b) Méthodes basées sur le graphique :

Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII-4-3- Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

- 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.

- 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.

- 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.

- Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

➤ **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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

➤ **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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VII-4-4- Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

a) 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.

b) 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).

c) 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).

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 de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'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 asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII-4-5- Matériel et personnel nécessaire :

1- Matériel nécessaire :

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- bulldozer
- chargeur (à pneus et à chenilles)
- camion benne
- perforatrice

- pelle hydraulique
- pompe immergée
- camion citerne
- compacteur lisse
- pompe à béton
- pompe à forage
- pompe à injection
- grue à portique
- pelle butte
- camion malaxeur
- malaxeur à injection
- camion grue
- pervibrateur
- foreuse rotative
- mini pelle hydraulique.

2- Personnel nécessaire :

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus util.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- contre maître
- opérateur
- chauffeur
- ouvrier
- ferrailleur
- grutier
- soudeur
- coffreur
- mineur
- bétonnier.

VII-5- Le coût d'un barrage :

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour un objectif d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage potentiel à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable ou un but touristique. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage.

Les coûts d'investissements comprennent trois parties :

VII-5- 1- Le coût des travaux de construction du barrage :

Les terrassements représentent en moyenne plus de la moitié de ce montant et le reste concerne les ouvrages annexes (évacuateur, prise, vidange), l'installation de chantier, les dispositifs d'étanchéité, d'auscultation. Un ordre de grandeur de la répartition des coûts de travaux est donné dans le tableau suivant pour les barrages en terre homogènes ou pseudo zonés.

Tableau N°VII.1 : Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre

Poste	Plage de variation %	Valeurs typiques	
		Sans injections	Avec injections
Terrassements (dont remblais)	25 à 65 (20 à 55)	60 (50)	50 (40)
Injections- paroi mouillée	0 à 20	0	15
Génie civil	15 à 25	20	17
Equipements	5 à 20	10	8
Installations de chantier	5 à 15	10	10
TOTAL	100	100	100

Le diagramme de GANT et le réseau sont représentés en annexes.

VII-5-2- Le coût des études :

Levés topographiques, étude d'impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d'oeuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût représente en moyenne 12 % environ du montant des travaux, mais dans certains cas, il peut atteindre 15 à 20 % ;

VII-5-3- Les coûts induits par la création du barrage :

Acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

VII-5-4- Coût de l'entretien et de la surveillance

Les opérations d'entretien et de surveillance se répartissent en trois catégories :

- des opérations courantes généralement assurées par le maître d'ouvrage ou l'exploitant : manoeuvre des équipements, inspection visuelle, mesures piézométriques et de débit des fuites, tonte des parements, enlèvement des arbustes, peinture des ouvrages métalliques...
- des opérations spécialisées généralement confiées à un géomètre expert (topographie) et à un bureau d'études (visite, interprétation des mesures d'auscultation, rapport de synthèse).
- des opérations de maintenance exceptionnelles telles que le remplacement des équipements vétustes ou défectueux, les réparations des structures en béton (ragréage, traitement de fissures).

Pour les ouvrages bien conçus et bien réalisés, qui ne nécessitent pas ultérieurement des travaux de confortement importants, on peut estimer que le coût total de la surveillance et de l'entretien (y compris les prestations assurées par le maître d'ouvrage) représente annuellement environ 0,25 % à 1 % du montant des travaux actualisé. Ce coût est donc à prévoir par le maître d'ouvrage.

Conclusion :

Organiser le barrage de Bounachi en déterminant et coordonnant la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage et des ouvrages annexes est représenté par un diagramme à barres. Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doit être effectué avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du Maître de l'Ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued. La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 1 an (Année 0).
- La durée de construction propre au barrage de Bounachi totalisera au moins 32 mois. Cette durée est à considérer comme minimum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 3 ou 4 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 2 ans.
- Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, le planning indiquent les cadences moyennes des travaux de génie civil.

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VIII-1- Comité de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII-2- Instructions structurelles sur la sécurité :**VIII-2-1- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :**

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VIII-2-2- Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

➤ Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

➤ Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VIII-3- Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectué et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installation, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VIII-4- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VIII-5- Principales fonctions du service de sécurité :**a) Etudes :**

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII-6- Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent êtres :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII-6-1- Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou male protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII-6-2- Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII-6-3- Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII-7- Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation :**VIII-7-1- Ordonnance 66-183 :**

Art.85- Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dans les conditions ci-après :

- 1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.
- 2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.
- 3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$$Q = q \cdot S, \text{ l/s}$$

Où : q : débit d'air pour 1m² de section de la galerie, q=200 l/s.

S : section de la galerie, s= 19,63m².

Donc : **Q=3926 l/s. Q=3,93m³/s.**

VIII-7-2- Calcul du diamètre de la canalisation d'air à la ventilation :

Le diamètre de la canalisation est déterminé d'après la formule suivante :

$$Q = V \cdot S, \text{ m}^3/\text{s}$$

Où : V : vitesse de circulation d'air dans la conduite égale à 5m/s.

S : section de la conduite qui est déterminée comme suit :

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}, \text{ avec } D : \text{diamètre de la conduite.}$$

$$\text{Donc : } Q = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = 1,0006 \quad \mathbf{D=1000 \text{ mm}}$$

Pour les deux fronts de la galerie on opte pour un diamètre de 500mm.

VIII-8- Calcul de l'éclairage artificiel de la galerie de dérivation :

Pour le calcul de l'éclairage, on utilise la méthode de flux lumineux. Cette méthode permet d'assurer l'éclairage moyen d'une surface compte tenu de tous les flux actifs. Elle est employée dans le calcul de l'éclairage régulier général des surfaces horizontales. Le flux d'une source de lumière d'une lampe est déterminé par la formule suivante :

$$F_L = \frac{E_n \cdot S \cdot Z \cdot K_r}{N \cdot \eta_a}$$

Ou : F_L : flux d'une lampe (on prend $F_L=135$)

E_n : éclairage normalisé, $E_n=200\text{Lx}$.

S : Surface horizontale de la galerie, $S=1325 \text{ m}^2$.

Z : coefficient d'éclairage minimum, $Z=1,1$.

K_r : coefficient de réserve, $K_r=1,6$.

N : nombre de lampes.

η_a : coefficient d'utilisation des lampes. $\eta_a=22$

Le nombre de lampes sera :

$$N = \frac{E_n \cdot S \cdot Z \cdot K_r}{F_L \cdot \eta_a}$$

A.N : $N=160$ lampes.

Conclusion:

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Conclusion générale :

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage de Bounachi ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction du barrage de Bounachi est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'oeuvre locale.
- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- 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, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- La réalisation du barrage de Bounachi offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, 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 Bounachi est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des massifs montagneux de grande Kabylie.

Références bibliographiques :

- [1] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004**
- [2] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.**
- [3] : M. ROCHE : Hydrologie de surface. ORSTOM. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963**
- [4] : G. DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997**
- [5] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
- [6] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997**
- [7] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994**
- [8] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986**
- [9] : M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998**
- [10] : CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003**
- [11] : P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971**
- [12] : P. ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994**
- [13] : M. BENLAHRECH : organisation de chantier du barrage Gargar – W. Relizane. Mémoire de fin d'étude. ENSH Blida. 1987**
- [14] : M. DJAROUD : Etude de l'évacuateur de crue du barrage Taksebt. Mémoire de fin d'étude. ENSH Blida. 1995**

Talus aval : fonctionnement normale
R = 76,18 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	d _{ln}	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*d _n	P	C*d _{ln}	(N-p)tgφ
-3	7,34	-0,3	0,954	7,69	26,7	1,8	2	2,67	0	2,62	0	5,23	-1,57	4,989	139	5,23	53,9	-0,09
-2	7,618	-0,2	0,98	7,78	19	1,8	2	2,67	0	7,64	0	15,2	-3,05	14,94	290	15,2	54,4	-0,12
-1	7,618	-0,1	0,995	7,66	7,62	1,8	2	2,67	0	11,9	0	23,7	-2,37	23,53	180	23,7	53,6	-0,05
0	7,618	0	1	7,62	0	1,8	2	2,67	1,1	12,9	0	27,8	0	27,79	0	25,8	53,3	0,752
1	7,618	0,1	0,995	7,66	3,81	1,8	2	2,67	2,19	14,6	0	33	3,298	32,82	126	29	53,6	1,435
2	7,618	0,2	0,98	7,78	11,4	1,8	2	2,67	3,25	15,4	0	36,6	7,314	35,83	418	30,7	54,4	1,942
3	7,618	0,3	0,954	7,99	19	1,8	2	2,67	4,31	15,4	0	38,5	11,55	36,72	733	30,7	55,9	2,274
4	7,618	0,4	0,917	8,31	26,7	1,8	2	2,67	4,19	14,4	0	36,4	14,55	33,33	970	28,8	58,2	1,712
5	7,618	0,5	0,866	8,8	34,3	1,8	2	2,67	5,28	12,6	0	34,7	17,36	30,06	1190	25,2	61,6	1,844
6	7,618	0,6	0,8	9,52	41,9	1,8	2	2,67	6,4	9,52	0	30,5	18,31	24,42	1279	19	66,7	2,058
7	7,618	0,7	0,714	10,7	49,5	1,8	2	2,67	7,88	4,55	0	23,3	16,29	16,62	1152	14,2	74,7	0,924
8	8,195	0,8	0,6	13,7	57,1	1,8	2	2,67	6,53	0	0	11,8	9,403	7,052	672	11,8	95,6	-1,79
													91,08	288,1	7149	259	736	10,9

$$K_{ss} = 2,359$$

$$K_{as} = 2,227$$

Talus aval : fonctionnement normale
R = 87,57 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	d _{ln}	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*dn	P	C*dln	(N-p)tgφ
-5	3,34	-0,5	0,866	3,86	48,2	1,8	2	2,67	0	0	1,9	5,07	-2,54	4,393	244	0	27	1,669
-4	8,75	-0,4	0,917	9,55	39,4	1,8	2	2,67	0	0	5,8	15,5	-6,19	14,19	610	0	66,8	5,393
-3	8,75	-0,3	0,954	9,17	30,6	1,8	2	2,67	0	0	9,08	24,2	-7,27	23,13	743	0	64,2	8,788
-2	8,75	-0,2	0,98	8,93	17,5	1,8	2	2,67	0	2,76	11,3	35,8	-7,16	35,06	627	5,51	62,5	11,23
-1	8,75	-0,1	0,995	8,79	0	1,8	2	2,67	0	6,26	12,7	46,3	-4,63	46,09	0	12,5	61,6	12,77
0	8,75	0	1	8,75	-4,4	1,8	2	2,67	0	9,76	13,1	54,5	0	54,48	-239	19,5	61,3	13,3
1	8,75	0,1	0,995	8,79	4,38	1,8	2	2,67	0	12,5	12,7	58,8	5,875	58,46	257	25	61,6	12,73
2	8,75	0,2	0,98	8,93	13,1	1,8	2	2,67	1,66	13,9	11,3	61	12,2	59,78	801	27,7	62,5	12,17
3	8,75	0,3	0,954	9,17	21,9	1,8	2	2,67	2,86	16,2	9,07	61,7	18,5	58,84	1350	32,3	64,2	10,08
4	8,75	0,4	0,917	9,55	30,6	1,8	2	2,67	4,09	18,5	5,8	59,7	23,89	54,73	1830	36,9	66,8	6,788
5	8,75	0,5	0,866	10,1	39,4	1,8	2	2,67	4,26	20,7	1,39	52,8	26,39	45,71	2080	41,4	70,7	1,637
6	8,75	0,6	0,8	10,9	48,2	1,8	2	2,67	5,37	18,6	0	46,8	28,06	37,42	2253	37,1	76,6	0,118
7	8,75	0,7	0,714	12,3	56,9	1,8	2	2,67	6,69	13,3	0	38,5	26,96	27,5	2192	26,5	85,8	0,393
8	8,75	0,8	0,6	14,6	65,7	1,8	2	2,67	8,61	4,86	0	25,2	20,16	15,12	1655	15,5	102	-0,14
9	4,735	0,9	0,436	10,9	74,4	1,8	2	2,67	5,2	0	0	9,36	8,424	4,08	697	9,36	76	-2,01
												595	142,7	539	15101	289	832	94,92

$$K_{ss} = 1,557$$

$$K_{as} = 1,471$$

Talus aval: fonctionnement normale
R = 69,81 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	dln	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*dn	P	C*dln	(N-p)tgφ
-5	5,86	-0,5	0,866	6,767	38,4	1,8	1,996	2,67	0	0	1,9	5,073	-2,537	4,393	194,8	0	47,37	1,6695
-4	6,98	-0,4	0,917	7,616	31,41	1,8	1,996	2,67	0	0	5,8	15,49	-6,194	14,19	486,5	0	53,31	5,3934
-3	6,98	-0,3	0,954	7,317	24,43	1,8	1,996	2,67	0	0	9,08	24,24	-7,273	2313	592,4	0	51,22	8,7882
-2	6,98	-0,2	0,98	7,124	13,96	1,8	1,996	2,67	0	2,76	11,3	35,79	-7,157	35,06	499,7	5,509	49,87	11,231
-1	6,98	-0,1	0,995	7,015	0	1,8	1,996	2,67	0	6,26	12,7	46,32	-4,632	46,09	0	12,49	49,11	12,767
0	6,98	0	1	6,98	-3,49	1,8	1,996	2,67	0	9,76	13,1	54,48	0	54,48	-190	19,48	48,86	13,301
1	6,98	0,1	0,995	7,015	3,491	1,8	1,996	2,67	0	12,5	12,7	58,75	5,8752	58,46	205,1	24,95	49,11	12,733
2	6,98	0,2	0,98	7,124	10,47	1,8	1,996	2,67	1,66	13,9	11,3	61,01	12,202	59,78	638,9	27,74	49,87	12,173
3	6,98	0,3	0,954	7,317	17,45	1,8	1,996	2,67	2,86	16,19	9,07	61,68	18,504	58,84	1076	32,32	51,22	10,079
4	6,98	0,4	0,917	7,616	24,43	1,8	1,996	2,67	4,09	18,47	5,8	59,71	23,886	54,73	1459	36,87	53,31	6,7879
5	6,98	0,5	0,866	8,06	31,41	1,8	1,996	2,67	4,26	20,74	1,39	52,78	26,388	45,71	1658	41,4	56,42	1,6373
6	6,98	0,6	0,8	8,725	38,4	1,8	1,996	2,67	5,37	18,59	0	46,77	28,063	37,42	1796	37,11	61,08	0,1184
7	6,98	0,7	0,714	9,774	45,38	1,8	1,996	2,67	6,69	13,26	0	38,51	26,956	27,5	1747	26,47	68,42	0,3929
8	6,98	0,8	0,6	11,63	52,36	1,8	1,996	2,67	8,61	4,86	0	25,2	20,159	15,12	1319	15,5	81,43	-0,144
9	6,91	0,9	0,436	15,85	59,34	1,8	1,996	2,67	5,2	0	0	9,36	8,424	4,08	555,4	9,36	111	-2,006
												595,2	142,66	539	12038	289,2	689,1	94,921

K_{ss} = 1,317

K_{as} = 1,245

Talus amont: vidange rapide
R = 94,97 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	d _{ln}	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	G _n *d _n	P	C*d _{ln}	(N-p)tgφ
-4	7,34	-0,4	0,917	8,009	42,74	1,8	1,996	2,67	0	1,23	1,64	6,834	-2,734	6,263	292,1	2,455	56,06	1,4471
-3	9,495	-0,3	0,954	9,953	33,24	1,8	1,996	2,67	0	4,03	4,73	20,67	-6,202	19,72	687,2	8,044	69,67	4,4372
-2	9,495	-0,2	0,98	9,691	23,74	1,8	1,996	2,67	0	7,2	7,18	33,54	-6,708	32,86	796,4	14,37	67,84	7,0273
-1	9,495	-0,1	0,995	9,543	9,497	1,8	1,996	2,67	0	10,36	8,62	43,69	-4,369	43,47	415	20,68	66,8	8,6626
0	9,495	0	1	9,495	0	1,8	1,996	2,67	0	12,52	9,09	49,26	0	49,26	0	24,99	66,47	9,2227
1	9,495	0,1	0,995	9,543	4,749	1,8	1,996	2,67	0	15,69	8,62	54,33	5,4333	54,06	258	31,32	66,8	8,6424
2	9,495	0,2	0,98	9,691	14,25	1,8	1,996	2,67	0	18,86	7,17	56,79	11,358	55,64	809	37,64	67,84	6,8387
3	9,495	0,3	0,954	9,953	23,74	1,8	1,996	2,67	0	22,03	4,71	56,55	16,964	53,94	1343	43,97	69,67	3,789
4	9,495	0,4	0,917	10,36	33,24	1,8	1,996	2,67	0	25	1,16	53	21,199	48,57	1762	49,9	72,52	-0,504
5	9,495	0,5	0,866	10,96	42,74	1,8	1,996	2,67	0	23,72	0	47,35	23,673	41	2023	47,35	76,75	-2,41
6	9,495	0,6	0,8	11,87	52,23	1,8	1,996	2,67	0	20,61	0	41,14	24,683	32,91	2149	41,14	83,08	-3,126
7	9,495	0,7	0,714	13,3	61,73	1,8	1,996	2,67	0,9	14,73	0	31,02	21,715	22,15	1915	29,4	93,07	-2,754
8	10,195	0,8	0,6	16,99	71,23	1,8	1,996	2,67	7,95	0	0	14,31	11,448	8,586	1019	14,31	118,9	-2,175
												508,5	116,46	468,5	13468	365,6	975,5	39,097

K_{ss} = 1,995

K_{as} = 1,89

Talus amont: vidange rapide
R = 96,86 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	dln	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*dn	P	C*dln	(N-p)tgφ
-6	6,89	-0,6	0,8	8,613	62,96	1,8	1,996	2,67	0	0	5,44	14,52	-8,715	11,62	914,5	0	60,29	4,4155
-5	9,685	-0,5	0,866	11,18	53,27	1,8	1,996	2,67	0	0	7,98	21,31	-10,65	18,45	1135	0	78,28	7,0118
-4	9,685	-0,4	0,917	10,57	43,59	1,8	1,996	2,67	0	0	12,9	34,36	-13,75	31,49	1498	0	73,97	11,968
-3	9,685	-0,3	0,954	10,15	29,06	1,8	1,996	2,67	0	1,42	16,5	46,86	-14,06	44,7	1362	2,834	71,07	15,911
-2	9,685	-0,2	0,98	9,885	0	1,8	1,996	2,67	0	4,65	19	60,01	-12	58,8	0	9,281	69,19	18,817
-1	9,685	-0,1	0,995	9,734	-14,5	1,8	1,996	2,67	0	7,87	20,5	70,36	-7,036	70,01	-1022	15,71	68,14	20,635
0	9,685	0	1	9,685	-4,84	1,8	1,996	2,67	0	11,1	21	78,09	0	78,09	-378	22,16	67,8	21,256
1	9,685	0,1	0,995	9,734	4,843	1,8	1,996	2,67	0	13,33	20,5	81,26	8,1262	80,85	393,5	26,61	68,14	20,614
2	9,685	0,2	0,98	9,885	14,53	1,8	1,996	2,67	0	16,56	19	83,78	16,757	82,09	1217	33,05	69,19	18,634
3	9,685	0,3	0,954	10,15	24,22	1,8	1,996	2,67	0	19,79	16,5	83,53	25,059	79,68	2023	39,5	71,07	15,269
4	9,685	0,4	0,917	10,57	33,9	1,8	1,996	2,67	0	23,02	12,9	80,28	32,114	73,58	2722	45,95	73,97	10,501
5	9,685	0,5	0,866	11,18	43,59	1,8	1,996	2,67	0	25,24	7,98	71,69	35,843	62,08	3125	50,38	78,28	4,447
6	9,685	0,6	0,8	12,11	53,27	1,8	1,996	2,67	0	28,47	1,58	61,04	36,627	48,84	3252	56,83	84,74	-3,036
7	9,685	0,7	0,714	13,56	62,96	1,8	1,996	2,67	0	24,96	0	49,82	34,874	35,58	3137	49,82	94,93	-5,412
8	9,685	0,8	0,6	16,14	72,65	1,8	1,996	2,67	5,56	11,57	0	33,1	26,481	19,86	2405	23,09	113	-1,228
9	6,37	0,9	0,436	14,61	82,33	1,8	1,996	2,67	6,57	0	0	11,83	10,643	5,155	973,6	11,83	102,3	-2,535
												881,9	160,31	800,9	22755	387	1244	157,27

K_{ss} = 1,589

K_{as} = 1,509

Talus amont: vidange rapide
R = 93,57 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	dln	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*d _n	P	C*dln	(N-p)tgφ
-3	8,2	-0,3	0,954	8,596	28,07	1,8	1,996	2,67	0	2,345	0	4,681	-1,404	4,465	131,4	4,681	60,17	-0,082
-2	9,36	-0,2	0,98	9,553	0	1,8	1,996	2,67	0	7,85	0	15,67	-3,134	15,35	0	15,67	66,87	-0,12
-1	9,36	-0,1	0,995	9,407	-14	1,8	1,996	2,67	0	12,06	0	24,07	-2,407	23,95	-338	24,07	65,85	-0,046
0	9,36	0	1	9,36	-4,68	1,8	1,996	2,67	0	14,92	0	29,78	0	29,78	-139	29,78	65,52	0
1	9,36	0,1	0,995	9,407	4,679	1,8	1,996	2,67	0	17,54	0	35,01	3,501	34,83	163,8	35,01	65,85	-0,067
2	9,36	0,2	0,98	9,553	14,04	1,8	1,996	2,67	0	19,21	0	38,33	7,6666	37,56	538	38,33	66,87	-0,294
3	9,36	0,3	0,954	9,812	23,39	1,8	1,996	2,67	0	19,87	0	39,65	11,895	37,82	927,5	39,65	68,68	-0,694
4	9,36	0,4	0,917	10,21	32,75	1,8	1,996	2,67	0	18,45	0	36,82	14,726	33,74	1206	36,82	71,49	-1,168
5	9,36	0,5	0,866	10,81	42,11	1,8	1,996	2,67	0	16,79	0	33,51	16,756	29,02	1411	33,51	75,66	-1,706
6	9,36	0,6	0,8	11,7	51,46	1,8	1,996	2,67	0	13,68	0	27,3	16,377	21,84	1405	27,3	81,9	-2,074
7	9,36	0,7	0,714	13,11	60,82	1,8	1,996	2,67	6,705	1,975	0	16,01	11,208	11,43	973,8	12,07	91,75	-0,241
8	4,015	0,8	0,6	6,692	70,18	1,8	1,996	2,67	2,15	0	0	3,87	3,096	2,322	271,6	3,87	46,84	-0,588
												304,7	78,282	282,1	6550	300,8	827,4	-7,081

K_{ss} = 2,629

K_{as} = 2,574

Talus amont: Fin de Construction
R = 94,97 m

N°	b_n	$\text{Sin}\alpha$	$\text{Cos}\alpha$	d_{ln}	d_n	δ_1	δ_2	δ_3	h_1	h_2	h_3	G_n	T	N	$G_n \cdot d_n$	P	$C \cdot d_{ln}$	$(N-p) \cdot \text{tg}\varphi$
-4	7,34	-0,4	0,917	8,0086	42,74	1,8	0	2,67	1,23	0	1,64	6,593	-2,64	6,042	281,75	2,214	56,06	1,4548
-3	9,495	-0,3	0,954	9,95346	33,24	1,8	0	2,67	4,03	0	4,73	19,88	-5,96	18,97	660,9	7,254	69,674	4,451
-2	9,495	-0,2	0,98	9,69079	23,74	1,8	0	2,67	7,2	0	7,18	32,13	-6,43	31,48	762,86	12,96	67,836	7,0381
-1	9,495	-0,1	0,995	9,54283	9,497	1,8	0	2,67	10,36	0	8,62	41,66	-4,17	41,45	395,68	18,65	66,8	8,6665
0	9,495	0	1	9,495	0	1,8	0	2,67	12,52	0	9,09	46,81	0	46,81	0	22,54	66,465	9,2227
1	9,495	0,1	0,995	9,54283	4,749	1,8	0	2,67	15,69	0	8,62	51,26	5,126	51	243,4	28,24	66,8	8,6482
2	9,495	0,2	0,98	9,69079	14,25	1,8	0	2,67	18,86	0	7,17	53,09	10,62	52,02	756,32	33,95	67,836	6,8671
3	9,495	0,3	0,954	9,95346	23,74	1,8	0	2,67	22,03	0	4,71	52,23	15,67	49,82	1240,1	39,65	69,674	3,8646
4	9,495	0,4	0,917	10,3599	33,24	1,8	0	2,67	25	0	1,16	48,1	19,24	44,08	1598,7	45	72,519	-0,3489
5	9,495	0,5	0,866	10,9639	42,74	1,8	0	2,67	23,72	0	0	42,7	21,35	36,98	1824,7	42,7	76,747	-2,1737
6	9,495	0,6	0,8	11,8688	52,23	1,8	0	2,67	20,61	0	0	37,1	22,26	29,68	1937,8	37,1	83,081	-2,8194
7	9,495	0,7	0,714	13,2957	61,73	1,8	0	2,67	15,63	0	0	28,13	19,69	20,09	1736,7	28,13	93,07	-3,0561
8	5,445	0,8	0,6	9,075	71,23	1,8	0	2,67	7,95	0	0	14,31	11,45	8,586	1019,3	14,31	63,525	-2,1751
												474	106,2	437	12458	332,7	920,09	39,64

$K_{ss} = 2,025$

$K_{as} = 1,919$

Talus amont: Fin de Construction
R = 96,86 m

N°	bn	Sin α	Cos α	dln	dn	$\delta 1$	$\delta 2$	$\delta 3$	h1	h2	h3	Gn	T	N	Gn*dn	P	C*dln	(N-p)tg ϕ
-6	6,89	-0,6	0,8	8,6125	62,96	1,8	0	2,67	0	0	5,44	14,52	-8,71	11,62	914,47	0	60,288	4,4155
-5	9,685	-0,5	0,866	11,1833	53,27	1,8	0	2,67	0	0	7,98	21,31	-10,7	18,45	1135,1	0	78,283	7,0118
-4	9,685	-0,4	0,917	10,5672	43,59	1,8	0	2,67	0	0	12,9	34,36	-13,7	31,49	1497,8	0	73,97	11,968
-3	9,685	-0,3	0,954	10,1526	29,06	1,8	0	2,67	1,42	0	16,5	46,58	-14	44,44	1353,6	2,556	71,068	15,915
-2	9,685	-0,2	0,98	9,88471	0	1,8	0	2,67	4,65	0	19	59,1	-11,8	57,91	0	8,37	69,193	18,824
-1	9,685	-0,1	0,995	9,73379	-14,53	1,8	0	2,67	7,87	0	20,5	68,82	-6,88	68,48	-999,9	14,17	68,137	20,638
0	9,685	0	1	9,685	-4,843	1,8	0	2,67	11,1	0	21	75,92	0	75,92	-367,7	19,98	67,795	21,256
1	9,685	0,1	0,995	9,73379	4,843	1,8	0	2,67	13,33	0	20,5	78,65	7,865	78,25	380,9	23,99	68,137	20,619
2	9,685	0,2	0,98	9,88471	14,53	1,8	0	2,67	16,56	0	19	80,54	16,11	78,91	1170,1	29,81	69,193	18,659
3	9,685	0,3	0,954	10,1526	24,22	1,8	0	2,67	19,79	0	16,5	79,65	23,9	75,98	1928,7	35,62	71,068	15,337
4	9,685	0,4	0,917	10,5672	33,9	1,8	0	2,67	23,02	0	12,9	75,77	30,31	69,45	2568,8	41,44	73,97	10,644
5	9,685	0,5	0,866	11,1833	43,59	1,8	0	2,67	25,24	0	7,98	66,74	33,37	57,8	2908,9	45,43	78,283	4,6988
6	9,685	0,6	0,8	12,1063	53,27	1,8	0	2,67	28,47	0	1,58	55,46	33,28	44,37	2954,8	51,25	84,744	-2,6122
7	9,685	0,7	0,714	13,5617	62,96	1,8	0	2,67	24,96	0	0	44,93	31,45	32,09	2828,6	44,93	94,932	-4,8803
8	9,685	0,8	0,6	16,1417	72,65	1,8	0	2,67	17,13	0	0	30,83	24,67	18,5	2239,9	30,83	112,99	-4,6868
9	6,37	0,9	0,436	14,6138	82,33	1,8	0	2,67	6,57	0	0	11,83	10,64	5,155	973,65	11,83	102,3	-2,535
												845	145,8	768,8	21488	360,2	1244,3	155,27

$K_{ss} = 1,656$

$K_{as} = 1,754$

Talus amont : Fin de Construction
R = 93,57 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	d _{ln}	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	G _n *d _n	P	C*d _{ln}	(N-p)tgφ
-3	8,2	-0,3	0,954	8,59594	32,75	1,8	0	0	2,345	0	0	4,221	-1,27	4,027	138,24	4,221	60,172	-0,0739
-2	9,36	-0,2	0,98	9,55301	23,39	1,8	0	0	7,85	0	0	14,13	-2,83	13,84	330,54	14,13	66,871	-0,1085
-1	9,36	-0,1	0,995	9,40715	9,357	1,8	0	0	12,06	0	0	21,71	-2,17	21,6	203,12	21,71	65,85	-0,0413
0	9,36	0	1	9,36	0	1,8	0	0	14,92	0	0	26,86	0	26,86	0	26,86	65,52	0
1	9,36	0,1	0,995	9,40715	4,679	1,8	0	0	17,54	0	0	31,57	3,157	31,41	147,71	31,57	65,85	-0,0601
2	9,36	0,2	0,98	9,55301	14,04	1,8	0	0	19,205	0	0	34,57	6,914	33,87	485,19	34,57	66,871	-0,2654
3	9,36	0,3	0,954	9,81195	23,39	1,8	0	0	19,865	0	0	35,76	10,73	34,11	836,45	35,76	68,684	-0,6259
4	9,36	0,4	0,917	10,2126	32,75	1,8	0	0	18,445	0	0	33,2	13,28	30,43	1087,3	33,2	71,488	-1,0533
5	9,36	0,5	0,866	10,808	42,11	1,8	0	0	16,79	0	0	30,22	15,11	26,17	1272,5	30,22	75,656	-1,5386
6	9,36	0,6	0,8	11,7	51,46	1,8	0	0	13,675	0	0	24,62	14,77	19,69	1266,8	24,62	81,9	-1,8707
7	9,36	0,7	0,714	13,1066	60,82	1,8	0	0	8,68	0	0	15,62	10,94	11,16	950,26	15,62	91,746	-1,6972
8	8,69	0,8	0,6	14,4833	70,18	1,8	0	0	2,15	0	0	3,87	3,096	2,322	271,59	3,87	101,38	-0,5882
												276,3	71,73	255,5	6989,7	276,3	881,99	-7,9232

K_{ss} = 3,163

K_{as} = 3,001

Talus aval: Fin de Construction
R = 69,81 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	d _{ln}	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*dn	P	C*dln	(N-p)tgφ
-5	5,86	-0,5	0,866	6,76655	38,4	1,8	0	2,67	1,17	0	1,75	6,779	-3,39	5,87	260,26	2,106	47,366	1,4305
-4	6,98	-0,4	0,917	7,6158	31,41	1,8	0	2,67	3,74	0	4,95	19,95	-7,98	18,28	626,67	6,732	53,311	4,3894
-3	6,98	-0,3	0,954	7,31703	20,94	1,8	0	2,67	6,53	0	7,57	31,97	-9,59	30,49	669,46	11,75	51,219	7,121
-2	6,98	-0,2	0,98	7,12393	0	1,8	0	2,67	9,33	0	9,37	41,81	-8,36	40,97	0	16,79	49,868	9,1858
-1	6,98	-0,1	0,995	7,01516	-10,47	1,8	0	2,67	12,12	0	10,4	49,66	-4,97	49,42	-520,1	21,82	49,106	10,488
0	6,98	0	1	6,98	-3,491	1,8	0	2,67	13,69	0	10,8	53,42	0	53,42	-186,5	24,64	48,86	10,937
1	6,98	0,1	0,995	7,01516	3,491	1,8	0	2,67	16,49	0	10,4	57,53	5,753	57,24	200,81	29,68	49,106	10,473
2	6,98	0,2	0,98	7,12393	10,47	1,8	0	2,67	19,31	0	9,37	59,78	11,96	58,57	625,94	34,76	49,868	9,0479
3	6,98	0,3	0,954	7,31703	17,45	1,8	0	2,67	22,08	0	7,56	59,93	17,98	57,17	1045,9	39,74	51,219	6,6214
4	6,98	0,4	0,917	7,6158	24,43	1,8	0	2,67	24,87	0	4,95	57,98	23,19	53,14	1416,7	44,77	53,311	3,1828
5	6,98	0,5	0,866	8,05981	31,41	1,8	0	2,67	26,47	0	1,43	51,46	25,73	44,57	1616,7	47,65	56,419	-1,1692
6	6,98	0,6	0,8	8,725	38,4	1,8	0	2,67	26,08	0	0	46,94	28,17	37,56	1802,4	46,94	61,075	-3,5677
7	6,98	0,7	0,714	9,77395	45,38	1,8	0	2,67	22,87	0	0	41,17	28,82	29,4	1868	41,17	68,418	-4,4717
8	6,98	0,8	0,6	11,6333	52,36	1,8	0	2,67	17,71	0	0	31,88	25,5	19,13	1669,1	31,88	81,433	-4,8455
9	6,91	0,9	0,436	15,8526	59,34	1,8	0	2,67	8,41	0	0	15,14	13,62	6,599	898,27	15,14	110,97	-3,245
												625,4	146,4	561,8	11994	415,6	881,55	55,577

K_{ss} = 1,498

K_{as} = 1,42

Talus aval: Fin de Construction
R = 87,57 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	dln	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*d _n	P	C*dln	(N-p)tgφ	
-5	6,685	-0,5	0,866	7,71917	48,16	1,8	0	2,67	0	0	1,9	5,073	-2,54	4,393	244,33	0	54,034	1,6695	
-4	8,75	-0,4	0,917	9,54703	39,41	1,8	0	2,67	0	0	5,8	15,49	-6,19	14,19	610,25	0	66,829	5,3934	
-3	8,75	-0,3	0,954	9,17249	26,27	1,8	0	2,67	0	0	9,08	24,24	-7,27	23,13	636,9	0	64,207	8,7882	
-2	8,75	-0,2	0,98	8,93043	0	1,8	0	2,67	2,76	0	11,3	35,25	-7,05	34,53	0	4,968	62,513	11,235	
-1	8,75	-0,1	0,995	8,79408	-13,14	1,8	0	2,67	6,26	0	12,7	45,1	-4,51	44,87	-592,4	11,27	61,559	12,769	
0	8,75	0	1	8,75	-4,379	1,8	0	2,67	9,76	0	13,1	52,57	0	52,57	-230,2	17,57	61,25	13,301	
1	8,75	0,1	0,995	8,79408	4,379	1,8	0	2,67	12,5	0	12,7	56,3	5,63	56,02	246,52	22,5	61,559	12,738	
2	8,75	0,2	0,98	8,93043	13,14	1,8	0	2,67	15,56	0	11,3	58,29	11,66	57,11	765,61	28,01	62,513	11,058	
3	8,75	0,3	0,954	9,17249	21,89	1,8	0	2,67	19,05	0	9,07	58,51	17,55	55,81	1280,9	34,29	64,207	8,1784	
4	8,75	0,4	0,917	9,54703	30,65	1,8	0	2,67	22,56	0	5,8	56,09	22,44	51,41	1719,3	40,61	66,829	4,1051	
5	8,75	0,5	0,866	10,1036	39,41	1,8	0	2,67	25	0	1,39	48,71	24,36	42,19	1919,5	45	70,725	-1,0696	
6	8,75	0,6	0,8	10,9375	48,16	1,8	0	2,67	23,96	0	0	43,13	25,88	34,5	2077,2	43,13	76,563	-3,2777	
7	8,75	0,7	0,714	12,2525	56,92	1,8	0	2,67	19,95	0	0	35,91	25,14	25,64	2044	35,91	85,767	-3,9007	
8	8,75	0,8	0,6	14,5833	65,68	1,8	0	2,67	13,47	0	0	24,25	19,4	14,55	1592,4	24,25	102,08	-3,6854	
9	4,735	0,9	0,436	10,8628	74,43	1,8	0	2,67	5,2	0	0	9,36	8,424	4,08	696,71	9,36	76,04	-2,0064	
													568,3	132,9	515	13011	316,9	1036,7	75,296

K_{ss} = 1,957
K_{as} = 1,86

Talus aval: Fin de Construction
R = 76,18 m

n°	b _n	Sinα	Cosα	Dln	d _n	δ ₁	δ ₂	δ ₃	h ₁	h ₂	h ₃	G _n	T	N	Gn*d _n	P	C*dln	(N-p)tgφ
-3	7,34	-0,3	0,954	7,69441	22,85	1,8	0	0	2,62	0	0	4,716	-1,41	4,499	107,78	4,716	53,861	-0,0825
-2	7,62	-0,2	0,98	7,77713	0	1,8	0	0	7,64	0	0	13,75	-2,75	13,47	0	13,75	54,44	-0,1056
-1	7,62	-0,1	0,995	7,65839	-11,43	1,8	0	0	11,85	0	0	21,33	-2,13	21,22	-243,7	21,33	53,609	-0,0406
0	7,62	0	1	7,62	-3,809	1,8	0	0	14,03	0	0	25,25	0	25,25	-96,19	25,25	53,34	0
1	7,62	0,1	0,995	7,65839	3,809	1,8	0	0	16,74	0	0	30,13	3,013	29,98	114,77	30,13	53,609	-0,0574
2	7,62	0,2	0,98	7,77713	11,43	1,8	0	0	18,64	0	0	33,55	6,71	32,87	383,4	33,55	54,44	-0,2576
3	7,62	0,3	0,954	7,98793	19,05	1,8	0	0	19,71	0	0	35,48	10,64	33,84	675,68	35,48	55,916	-0,621
4	7,62	0,4	0,917	8,3141	26,66	1,8	0	0	18,63	0	0	33,53	13,41	30,73	894,12	33,53	58,199	-1,0638
5	7,62	0,5	0,866	8,79882	34,28	1,8	0	0	17,91	0	0	32,24	16,12	27,92	1105,2	32,24	61,592	-1,6412
6	7,62	0,6	0,8	9,525	41,9	1,8	0	0	15,92	0	0	28,66	17,19	22,92	1200,7	28,66	66,675	-2,1779
7	7,62	0,7	0,714	10,6701	49,52	1,8	0	0	12,43	0	0	22,37	15,66	15,98	1107,9	22,37	74,691	-2,4304
8	8,195	0,8	0,6	13,6583	57,14	1,8	0	0	6,53	0	0	11,75	9,403	7,052	671,56	11,75	95,608	-1,7866
												292,8	85,86	265,8	5921,1	292,8	735,98	-10,265

K_{ss} = 2,479

K_{as} = 2,354

Conditions du remblai (argile limoneux)

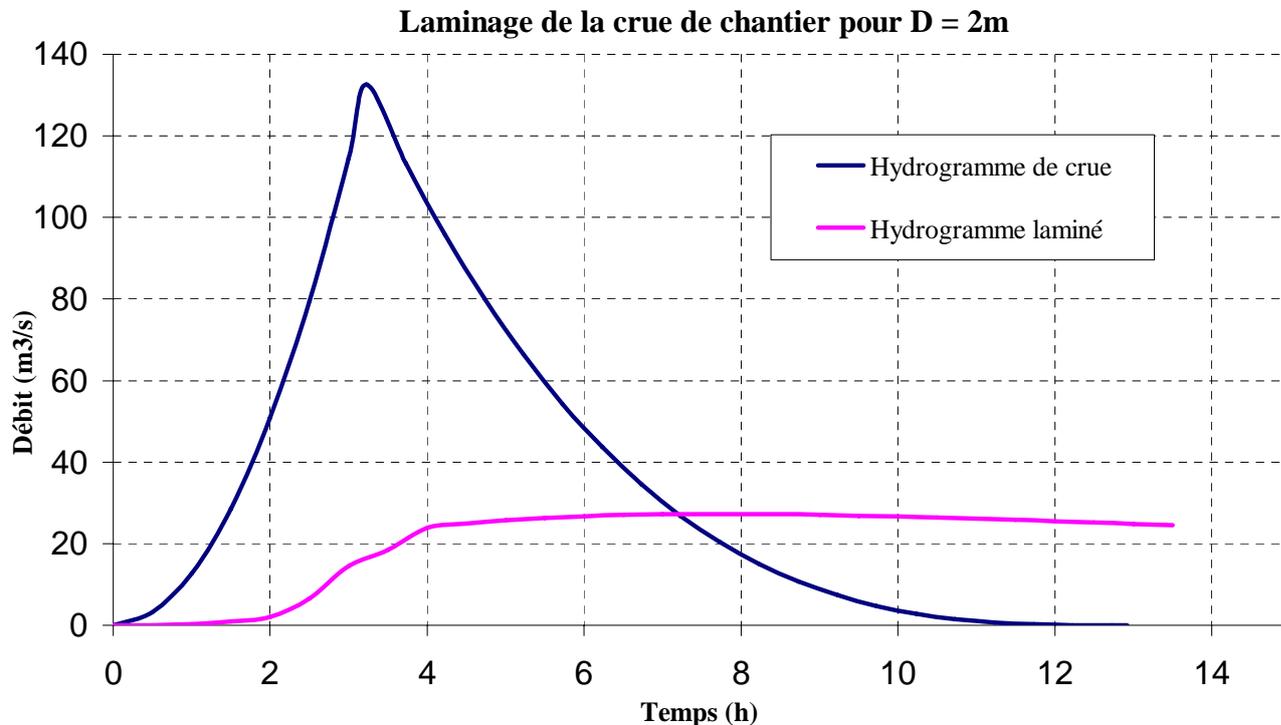
Caractéristiques	Indice	Valeur	Unité
Teneur en eau	w	13,18	%
Poids spécifique des grains solides	γ_s	2,65	t/m ³
Poids spécifique humide	γ_h	1,8	t/m ³
Poids spécifique saturé	γ_{sat}	1,996	t/m ³
Densité sèche	γ_d	1,6	t/m ³
Angle de frottement (partie sèche)	φ°	20,83°	degré
Angle de frottement (partie humide)	$\varphi^{\circ'}$	15,83°	degré
Angle de frottement (partie saturée)	$\varphi^{\circ''}$	15°	degré
Cohésion (partie sèche)	C_0'	1	t/m ²
Cohésion (partie humide)	C_0'	1,3	t/m ²
Cohésion (partie saturée)	C_0'	1,5	t/m ²
Indice de plasticité	I_p	35,54	
Perméabilité	k	$1,09 \cdot 10^{-7}$	cm/s

Conditions de la fondation :

Caractéristiques	Indice	Valeur	Unité
Teneur en eau	w	15,70	%
Poids spécifique des grains solides	γ_s	2,67	t/m ³
Poids spécifique humide	γ_h	1,96	t/m ³
Poids spécifique saturé	γ_{sat}	2,066	t/m ³
Densité sèche	γ_d	1,63	t/m ³
Angle de frottement (partie sèche)	φ°	28	degré
Angle de frottement (partie humide)	$\varphi^{\circ'}$	16	degré
Angle de frottement (partie saturée)	$\varphi^{\circ''}$	15	degré
Cohésion (partie sèche)	C_0'	4,7	t/m ²
Cohésion (partie humide)	C_0'	5,1	t/m ²
Indice de plasticité	I_p	16,77	
Perméabilité	k	$5,7 \cdot 10^{-7}$	cm/s

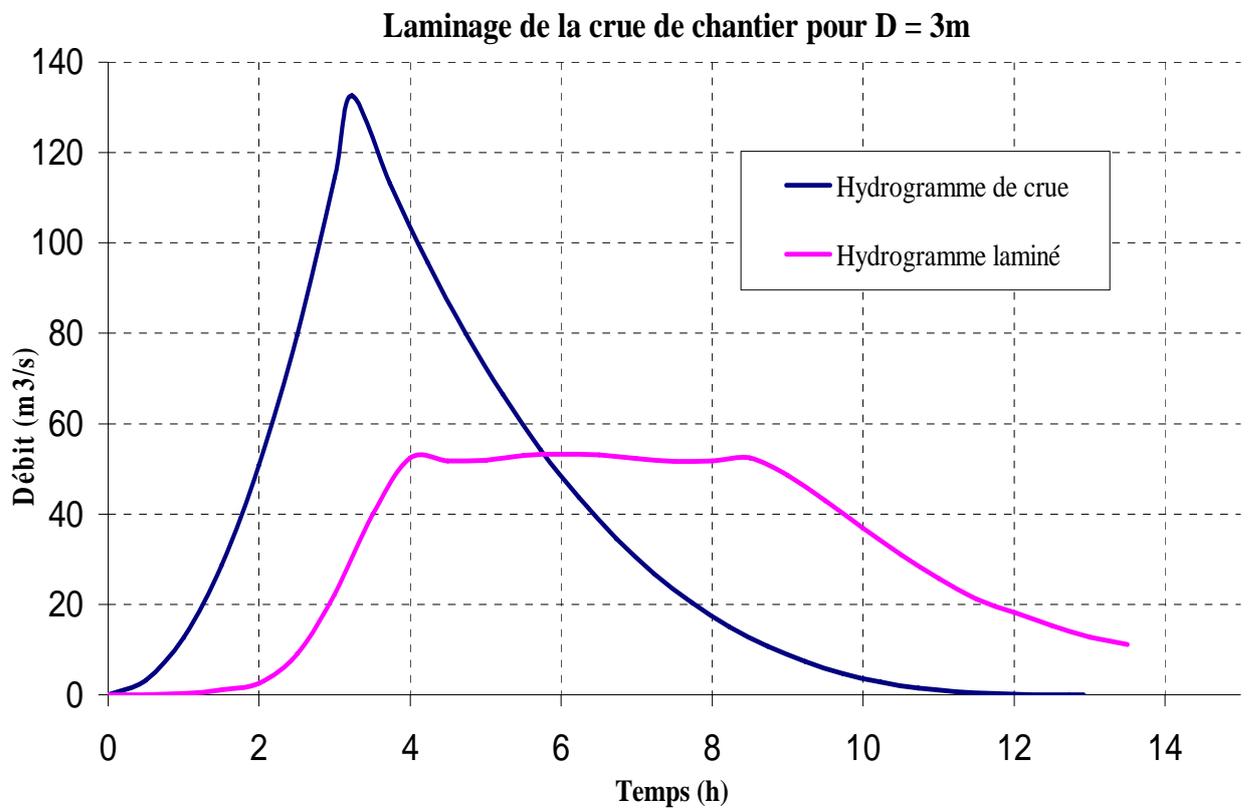
Laminage de la crue de chantier (D=2m)

Temps (heures)	Débit entrant (m ³ /s)	Débit sortant (m ³ /s)
0	0	0
1	12,72	0,28
2	50,87	2,02
3	114,47	14,42
3,23	132,69	18,51
4,23	95,70	24,95
5,23	66,32	26,33
6,23	43,67	27,04
7,23	26,87	27,19
8,23	15,04	27,17
9,23	7,33	26,87
10,23	2,84	26,4
11,23	0,70	25,84
12,23	0,05	25,18
12,92	0,00	24,54



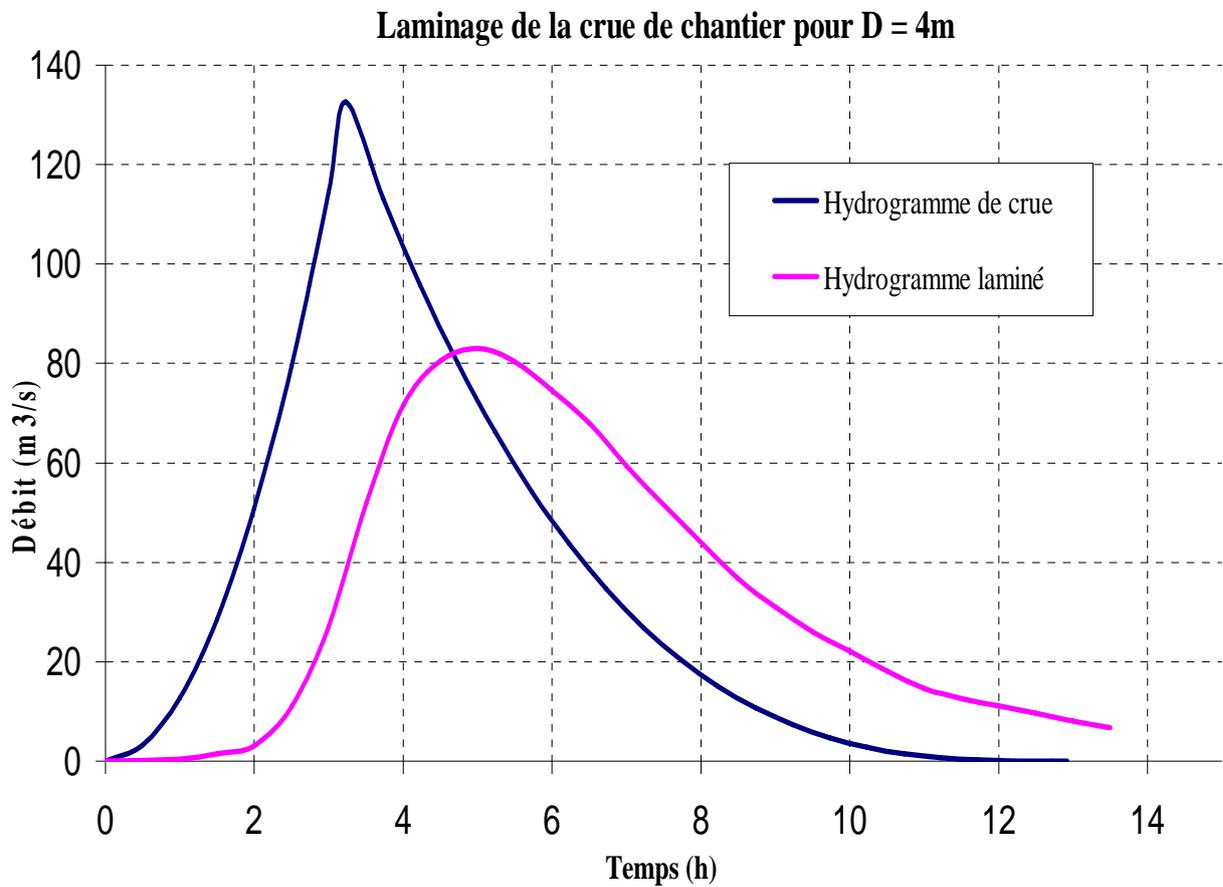
Laminage de la crue de chantier (D=3m)

Temps (heures)	Débit entrant (m ³ /s)	Débit sortant (m ³ /s)
0	0	0
1	12,72	0,28
2	50,87	2,54
3	114,47	22,22
3,23	132,69	40,00
4,23	95,70	51,70
5,23	66,32	53,29
6,23	43,67	53,07
7,23	26,87	51,61
8,23	15,04	52,44
9,23	7,33	42,94
10,23	2,84	30,97
11,23	0,70	21,25
12,23	0,05	15,22
12,92	0,00	11,14



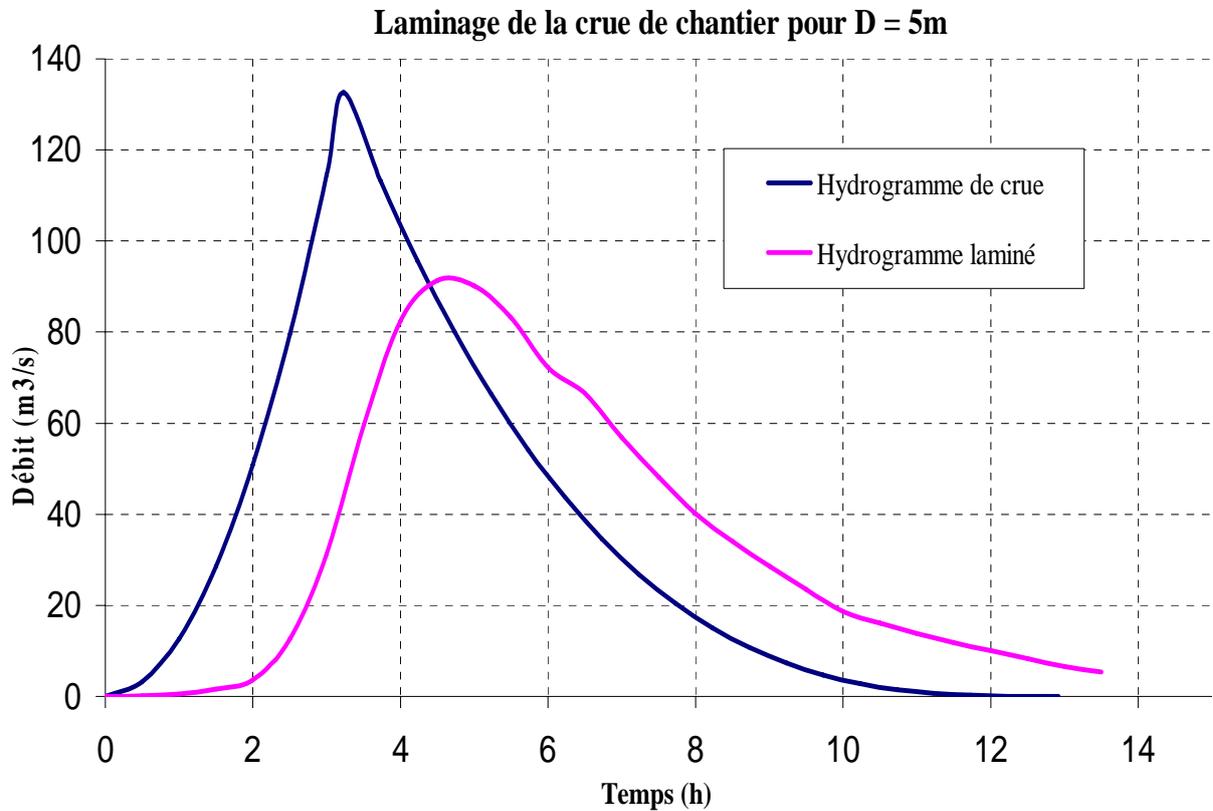
Laminage de la crue de chantier (D=4m)

Temps (heures)	Débit entrant (m ³ /s)	Débit sortant (m ³ /s)
0	0	0
1	12,72	0,47
2	50,87	3,15
3	114,47	27,15
3,23	132,69	51,94
4,23	95,70	82,95
5,23	66,32	80,31
6,23	43,67	67,97
7,23	26,87	51,49
8,23	15,04	36,69
9,23	7,33	26,07
10,23	2,84	18,06
11,23	0,70	12,66
12,23	0,05	9,61
12,92	0,00	6,77



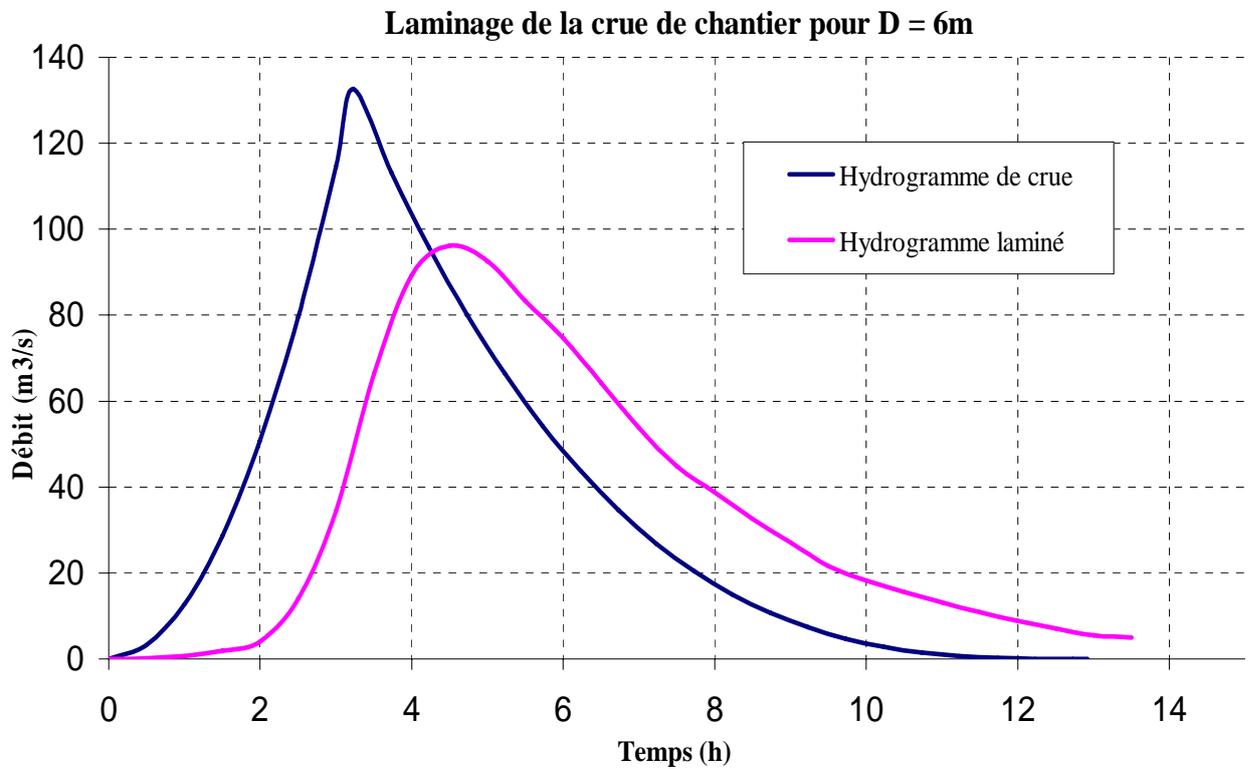
Laminage de la crue de chantier (D=5m)

Temps (heures)	Débit entrant (m ³ /s)	Débit sortant (m ³ /s)
0	0	0
1	12,72	0,51
2	50,87	3,60
3	114,47	31,29
3,23	132,69	59,74
4,23	95,70	91,37
5,23	66,32	83,10
6,23	43,67	66,56
7,23	26,87	48,19
8,23	15,04	34,10
9,23	7,33	23,42
10,23	2,84	16,09
11,23	0,70	11,81
12,23	0,05	8,29
12,92	0,00	5,41



Laminage de la crue de chantier (D=6m)

Temps (heures)	Débit entrant (m ³ /s)	Débit sortant (m ³ /s)
0	0	0
1	12,72	0,66
2	50,87	4,05
3	114,47	34,39
3,23	132,69	66,37
4,23	95,70	96,11
5,23	66,32	83,30
6,23	43,67	64,21
7,23	26,87	44,85
8,23	15,04	32,63
9,23	7,33	21,57
10,23	2,84	15,53
11,23	0,70	10,84
12,23	0,05	7,13
12,92	0,00	4,92



Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=16m)

1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=16m)
0	0,000	13,002	13,002	0,047	13.34	0,000
1	26,004	65,011	64,303	0,231	13.387	0,708
2	104,017	187,659	182,753	0,658	13.618	4,906
3	271,300	241,464	215,528	0,776	14.209	25,936
4	211,628	179,881	118,123	0,425	14.918	61,758
5	148,134	123,471	36,303	0,131	15.343	87,168
6	98,809	80,337	-15,153	-0,055	15.474	95,490
7	61,865	48,688	-43,312	-0,156	15.419	92,000
8	35,512	26,737	-54,707	-0,197	15.263	81,444
9	17,961	12,693	-57,589	-0,207	15.066	70,282
10	7,424	4,767	-53,616	-0,193	14.859	58,383
11	2,110	1,171	-47,152	-0,170	14.666	48,323
12	0,232	0,116	-39,414	-0,142	14.496	39,530
13	0,000	0,000	-32,506	-0,117	14.354	32,506
14	0,000	0,000	-27,205	-0,098	14.237	27,205
15	0,000	0,000	-22,994	-0,083	14.139	22,994
16	0,000	0,000	-19,647	-0,071	14.056	19,647
17	0,000	0,000	-16,785	-0,060	13.985	16,785
18	0,000	0,000	-14,620	-0,053	13.925	14,620
19	0,000	0,000	-12,790	-0,046	13.872	12,790
20	0,000	0,000	-11,202	-0,040	13.826	11,202
21	0,000	0,000	-9,821	-0,035	13.786	9,821
22	0,000	0,000	-8,640	-0,031	13.751	8,640
23	0,000	0,000	-7,739	-0,028	13.720	7,739
24	0,000	0,000	-6,925	-0,025	13.692	6,925
25	0,000	0,000	-6,199	-0,022	13.667	6,199
26	0,000	0,000	-5,581	-0,020	13.645	5,581
27	0,000	0,000	-5,081	-0,018	13.625	5,081
28	0,000	0,000	-4,630	-0,017	13.607	4,630
29	0,000	0,000	-4,206	-0,015	13.590	4,206
30	0,000	0,000	-3,830	-0,014	13.575	3,830
31	0,000	0,000	-3,481	-0,013	13.561	3,481
32	0,000	0,000	-3,156	-0,011	13.548	3,156
33	0,000	0,000	-2,970	-0,011	13.537	2,970
34	0,000	0,000	-2,804	-0,010	13.526	2,804
35	0,000	0,000	-2,653	-0,010	13.516	2,653
36	0,000	0,000	-2,502	-0,009	13.506	2,502
37	0,000	0,000	-2,367	-0,009	13.497	2,367
38	0,000	0,000	-2,231	-0,008	13.488	2,231
39	0,000	0,000	-2,110	-0,008	13.480	2,110
40	0,000	0,000	-1,990	-0,007	13.472	1,990
41	0,000	0,000	-1,884	-0,007	13.465	1,884
42	0,000	0,000	-1,779	-0,006	13.458	1,779
43	0,000	0,000	-1,688	-0,006	13.452	1,688
44	0,000	0,000	-1,598	-0,006	13.446	1,598
45	0,000	0,000	-1,507	-0,005	13.440	1,507
46	0,000	0,000	-1,432	-0,005	13.435	1,432
47	0,000	0,000	-1,356	-0,005	13.430	1,356
48	0,000	0,000	-1,281	-0,005	13.425	1,281
49	0,000	0,000	-1,206	-0,004	13.42	1,206
50	0,000	0,000	-1,145	-0,004	13.416	1,145
51	0,000	0,000	-1,085	-0,004	13.412	1,085
52	0,000	0,000	-1,025	-0,004	13.408	1,025
53	0,000	0,000	-0,964	-0,003	13.404	0,964
54	0,000	0,000	-0,919	-0,003	13.401	0,919
55	0,000	0,000	-0,874	-0,003	13.398	0,874
56	0,000	0,000	-0,829	-0,003	13.395	0,829
57	0,000	0,000	-0,784	-0,003	13.392	0,784
58	0,000	0,000	-0,738	-0,003	13.389	0,738
59	0,000	0,000	-0,69	-0,002	13.386	0,690
60	0,000	0,000	-0,66	-0,002	13.384	0,660
61	0,000	0,000	-0,63	-0,002	13.382	0,630
62	0,000	0,000	-0,6	-0,002	13.38	0,600
63	0,000	0,000	-0,57	-0,002	13.378	0,570
64	0,000	0,000	0,000	0,000	13,340	0,000

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=18m)

1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=18m)
0	0,000	13,002	13,002	0,047	13,340	0,000
1	26,004	65,011	64,214	0,231	13,387	0,797
2	104,017	187,659	182,179	0,656	13,618	5,480
3	271,300	241,464	212,651	0,766	14,274	28,813
4	211,628	179,881	112,054	0,403	15,039	67,827
5	148,134	123,471	29,124	0,105	15,443	94,347
6	98,809	80,337	-21,275	-0,077	15,548	101,612
7	61,865	48,688	-47,562	-0,171	15,471	96,250
8	35,512	26,737	-57,960	-0,209	15,166	84,697
9	17,961	12,693	-58,436	-0,210	14,957	71,129
10	7,424	4,767	-53,447	-0,192	14,747	58,214
11	2,110	1,171	-45,922	-0,165	14,555	47,093
12	0,232	0,116	-37,884	-0,136	14,389	38,000
13	0,000	0,000	-31,137	-0,112	14,253	31,137
14	0,000	0,000	-25,742	-0,093	14,141	25,742
15	0,000	0,000	-21,543	-0,078	14,048	21,543
16	0,000	0,000	-18,156	-0,065	13,971	18,156
17	0,000	0,000	-15,540	-0,056	13,905	15,540
18	0,000	0,000	-13,385	-0,048	13,849	13,385
19	0,000	0,000	-11,538	-0,042	13,801	11,538
20	0,000	0,000	-9,885	-0,036	13,760	9,885
21	0,000	0,000	-8,770	-0,032	13,724	8,770
22	0,000	0,000	-7,725	-0,028	13,692	7,725
23	0,000	0,000	-6,840	-0,025	13,665	6,840
24	0,000	0,000	-6,085	-0,022	13,640	6,085
25	0,000	0,000	-5,480	-0,020	13,618	5,480
26	0,000	0,000	-4,928	-0,018	13,598	4,928
27	0,000	0,000	-4,459	-0,016	13,581	4,459
28	0,000	0,000	-3,990	-0,014	13,564	3,990
29	0,000	0,000	-3,604	-0,013	13,550	3,604
30	0,000	0,000	-3,340	-0,012	13,537	3,340
31	0,000	0,000	-3,137	-0,011	13,525	3,137
32	0,000	0,000	-2,950	-0,011	13,514	2,950
33	0,000	0,000	-2,764	-0,010	13,503	2,764
34	0,000	0,000	-2,595	-0,009	13,493	2,595
35	0,000	0,000	-2,442	-0,009	13,484	2,442
36	0,000	0,000	-2,289	-0,008	13,475	2,289
37	0,000	0,000	-2,154	-0,008	13,467	2,154
38	0,000	0,000	-2,018	-0,007	13,459	2,018
39	0,000	0,000	-1,899	-0,007	13,452	1,899
40	0,000	0,000	-1,780	-0,006	13,445	1,780
41	0,000	0,000	-1,679	-0,006	13,439	1,679
42	0,000	0,000	-1,577	-0,006	13,433	1,577
43	0,000	0,000	-1,475	-0,005	13,427	1,475
44	0,000	0,000	-1,390	-0,005	13,422	1,390
45	0,000	0,000	-1,306	-0,005	13,417	1,306
46	0,000	0,000	-1,220	-0,004	13,412	1,220
47	0,000	0,000	-1,153	-0,004	13,408	1,153
48	0,000	0,000	-1,068	-0,004	13,403	1,068
49	0,000	0,000	-1,017	-0,004	13,400	1,017
50	0,000	0,000	-0,949	-0,003	13,396	0,949
51	0,000	0,000	-0,880	-0,003	13,392	0,880
52	0,000	0,000	-0,830	-0,003	13,389	0,830
53	0,000	0,000	-0,780	-0,003	13,386	0,780
54	0,000	0,000	-0,729	-0,003	13,383	0,729
55	0,000	0,000	-0,695	-0,003	13,381	0,695
56	0,000	0,000	-0,640	-0,002	13,378	0,640
57	0,000	0,000	-0,610	-0,002	13,376	0,610
58	0,000	0,000	-0,570	-0,002	13,374	0,570
59	0,000	0,000	-0,540	-0,002	13,372	0,540
60	0,000	0,000	-0,500	-0,002	13,370	0,500
61	0,000	0,000	-0,400	-0,001	13,368	0,400
62	0,000	0,000	0,000	0,000	13,340	0,000

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=20m)

1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=20m)
0	0,000	13,002	13,002	0,047	13,340	0,000
1	26,004	65,011	64,405	0,232	13,387	0,606
2	104,017	187,659	181,907	0,655	13,619	5,752
3	271,300	241,464	210,154	0,757	14,274	31,310
4	211,628	179,881	106,146	0,382	15,030	73,735
5	148,134	123,471	22,306	0,080	15,412	101,165
6	98,809	80,337	-26,823	-0,097	15,493	107,160
7	61,865	48,688	-49,287	-0,177	15,396	97,975
8	35,512	26,737	-60,229	-0,217	15,219	86,966
9	17,961	12,693	-59,079	-0,213	15,002	71,772
10	7,424	4,767	-52,951	-0,191	14,789	57,718
11	2,110	1,171	-44,751	-0,161	14,598	45,922
12	0,232	0,116	-36,462	-0,131	14,437	36,578
13	0,000	0,000	-29,563	-0,106	14,306	29,563
14	0,000	0,000	-24,272	-0,087	14,200	24,272
15	0,000	0,000	-20,243	-0,073	14,112	20,243
16	0,000	0,000	-16,942	-0,061	14,039	16,942
17	0,000	0,000	-14,272	-0,051	13,978	14,272
18	0,000	0,000	-12,112	-0,044	13,927	12,112
19	0,000	0,000	-10,340	-0,037	13,883	10,340
20	0,000	0,000	-8,932	-0,032	13,846	8,932
21	0,000	0,000	-7,767	-0,028	13,814	7,767
22	0,000	0,000	-6,820	-0,025	13,786	6,820
23	0,000	0,000	-5,995	-0,022	13,761	5,995
24	0,000	0,000	-5,339	-0,019	13,740	5,339
25	0,000	0,000	-4,782	-0,017	13,721	4,782
26	0,000	0,000	-4,272	-0,015	13,703	4,272
27	0,000	0,000	-3,859	-0,014	13,688	3,859
28	0,000	0,000	-3,495	-0,013	13,674	3,495
29	0,000	0,000	-3,180	-0,011	13,662	3,180
30	0,000	0,000	-2,913	-0,010	13,650	2,913
31	0,000	0,000	-2,669	-0,010	13,640	2,669
32	0,000	0,000	-2,451	-0,009	13,630	2,451
33	0,000	0,000	-2,257	-0,008	13,621	2,257
34	0,000	0,000	-2,112	-0,008	13,613	2,112
35	0,000	0,000	-1,942	-0,007	13,605	1,942
36	0,000	0,000	-1,820	-0,007	13,599	1,820
37	0,000	0,000	-1,699	-0,006	13,592	1,699
38	0,000	0,000	-1,602	-0,006	13,586	1,602
39	0,000	0,000	-1,480	-0,005	13,580	1,480
40	0,000	0,000	-1,407	-0,005	13,575	1,407
41	0,000	0,000	-1,311	-0,005	13,570	1,311
42	0,000	0,000	-1,213	-0,004	13,565	1,213
43	0,000	0,000	-1,141	-0,004	13,561	1,141
44	0,000	0,000	-1,090	-0,004	13,556	1,090
45	0,000	0,000	-0,940	-0,003	13,553	0,940
46	0,000	0,000	-0,650	-0,002	13,549	0,650
47	0,000	0,000	-0,560	-0,002	13,547	0,560
48	0,000	0,000	-0,450	-0,002	13,545	0,450
49	0,000	0,000	-0,380	-0,001	13,543	0,380
50	0,000	0,000	-0,200	-0,001	13,542	0,200
51	0,000	0,000	-0,100	0,000	13,541	0,100
52	0,000	0,000	0,000	0,000	13,000	0,000

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=25m)

1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=25m)
0	0,000	13,002	13,002	0,047	13,340	0,000
1	26,004	65,011	64,095	0,231	13,387	0,916
2	104,017	187,659	179,784	0,647	13,618	7,875
3	271,300	241,464	202,151	0,728	14,265	39,313
4	211,628	179,881	91,339	0,329	14,993	88,542
5	148,134	123,471	6,638	0,024	15,321	116,833
6	98,809	80,337	-38,621	-0,139	15,345	118,958
7	61,865	48,688	-58,020	-0,209	15,206	106,708
8	35,512	26,737	-62,221	-0,224	14,997	88,958
9	17,961	12,693	-58,411	-0,210	14,773	71,104
10	7,424	4,767	-50,566	-0,182	14,563	55,333
11	2,110	1,171	-41,371	-0,149	14,381	42,542
12	0,232	0,116	-33,072	-0,119	14,232	33,188
13	0,000	0,000	-25,500	-0,092	14,113	25,500
14	0,000	0,000	-21,396	-0,077	14,021	21,396
15	0,000	0,000	-17,042	-0,061	13,944	17,042
16	0,000	0,000	-13,854	-0,050	13,883	13,854
17	0,000	0,000	-11,583	-0,042	13,833	11,583
18	0,000	0,000	-9,688	-0,035	13,791	9,688
19	0,000	0,000	-8,042	-0,029	13,756	8,042
20	0,000	0,000	-6,771	-0,024	13,727	6,771
21	0,000	0,000	-5,792	-0,021	13,703	5,792
22	0,000	0,000	-5,021	-0,018	13,682	5,021
23	0,000	0,000	-4,437	-0,016	13,664	4,437
24	0,000	0,000	-3,937	-0,014	13,648	3,937
25	0,000	0,000	-3,916	-0,014	13,634	3,916
26	0,000	0,000	-3,145	-0,011	13,620	3,145
27	0,000	0,000	-2,833	-0,010	13,609	2,833
28	0,000	0,000	-2,583	-0,009	13,598	2,583
29	0,000	0,000	-2,373	-0,009	13,589	2,373
30	0,000	0,000	-2,166	-0,008	13,581	2,166
31	0,000	0,000	-2,000	-0,007	13,573	2,000
32	0,000	0,000	-1,812	-0,007	13,566	1,812
33	0,000	0,000	-1,687	-0,006	13,559	1,687
34	0,000	0,000	-1,562	-0,006	13,553	1,562
35	0,000	0,000	-1,437	-0,005	13,547	1,437
36	0,000	0,000	-1,333	-0,005	13,542	1,333
37	0,000	0,000	-1,229	-0,004	13,537	1,229
38	0,000	0,000	-1,145	-0,004	13,533	1,145
39	0,000	0,000	-1,062	-0,004	13,529	1,062
40	0,000	0,000	-0,979	-0,004	13,525	0,979
41	0,000	0,000	-0,895	-0,003	13,521	0,895
42	0,000	0,000	-0,854	-0,003	13,518	0,854
43	0,000	0,000	-0,791	-0,003	13,515	0,791
44	0,000	0,000	-0,685	-0,002	13,512	0,685
45	0,000	0,000	-0,546	-0,002	13,510	0,546
46	0,000	0,000	-0,460	-0,002	13,508	0,460
47	0,000	0,000	-0,375	-0,001	13,506	0,375
48	0,000	0,000	-0,255	-0,001	13,505	0,255
49	0,000	0,000	-0,100	0,000	13,504	0,100
50	0,000	0,000	0,000	0,000	13,340	0,000

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=30m)

1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=30m)
0	0,000	13,002	13,002	0,047	13,340	0,000
1	26,004	65,011	63,726	0,229	13,387	1,285
2	104,017	187,659	177,861	0,640	13,616	9,798
3	271,300	241,464	195,989	0,706	14,257	45,475
4	211,628	179,881	80,398	0,289	14,962	99,483
5	148,134	123,471	-4,627	-0,017	15,252	128,098
6	98,809	80,337	-46,103	-0,166	15,235	126,440
7	61,865	48,688	-61,012	-0,220	15,069	109,700
8	35,512	26,737	-62,581	-0,225	14,849	89,318
9	17,961	12,693	-56,989	-0,205	14,624	69,682
10	7,424	4,767	-47,881	-0,172	14,419	52,648
11	2,110	1,171	-38,704	-0,139	14,246	39,875
12	0,232	0,116	-29,744	-0,107	14,107	29,860
13	0,000	0,000	-23,780	-0,086	14,000	23,780
14	0,000	0,000	-18,393	-0,066	13,914	18,393
15	0,000	0,000	-14,565	-0,052	13,848	14,565
16	0,000	0,000	-11,950	-0,043	13,796	11,950
17	0,000	0,000	-9,935	-0,036	13,753	9,935
18	0,000	0,000	-8,308	-0,030	13,717	8,308
19	0,000	0,000	-7,005	-0,025	13,687	7,005
20	0,000	0,000	-5,970	-0,021	13,662	5,970
21	0,000	0,000	-5,110	-0,018	13,640	5,110
22	0,000	0,000	-4,425	-0,016	13,622	4,425
23	0,000	0,000	-3,870	-0,014	13,606	3,870
24	0,000	0,000	-3,397	-0,012	13,592	3,397
25	0,000	0,000	-3,015	-0,011	13,580	3,015
26	0,000	0,000	-2,662	-0,010	13,569	2,662
27	0,000	0,000	-2,352	-0,008	13,559	2,352
28	0,000	0,000	-2,117	-0,008	13,551	2,117
29	0,000	0,000	-1,885	-0,007	13,543	1,885
30	0,000	0,000	-1,690	-0,006	13,537	1,690
31	0,000	0,000	-1,530	-0,006	13,530	1,530
32	0,000	0,000	-1,370	-0,005	13,525	1,370
33	0,000	0,000	-1,242	-0,004	13,520	1,242
34	0,000	0,000	-1,117	-0,004	13,516	1,117
35	0,000	0,000	-0,992	-0,004	13,512	0,992
36	0,000	0,000	-0,897	-0,003	13,508	0,897
37	0,000	0,000	-0,803	-0,003	13,505	0,803
38	0,000	0,000	-0,725	-0,003	13,502	0,725
39	0,000	0,000	-0,634	-0,002	13,499	0,634
40	0,000	0,000	-0,550	-0,002	13,497	0,550
41	0,000	0,000	-0,480	-0,002	13,495	0,480
42	0,000	0,000	-0,400	-0,001	13,493	0,400
43	0,000	0,000	-0,320	-0,001	13,492	0,320
44	0,000	0,000	-0,200	-0,001	13,491	0,200
45	0,000	0,000	0,000	0,000	13,340	0,000

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=35m)

1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=40m)
0	0,000	13,002	13,002	0,047	13,340	0,000
1	26,004	65,011	63,375	0,228	13,387	1,636
2	104,017	187,659	175,659	0,632	13,615	12,000
3	271,300	241,464	177,836	0,640	14,247	63,628
4	211,628	179,881	46,398	0,167	14,888	133,483
5	148,134	123,471	-29,778	-0,107	15,055	153,249
6	98,809	80,337	-60,096	-0,216	14,947	140,433
7	61,865	48,688	-66,565	-0,240	14,731	115,253
8	35,512	26,737	-61,711	-0,222	14,491	88,448
9	17,961	12,693	-52,011	-0,187	14,269	64,704
10	7,424	4,767	-43,608	-0,157	14,082	48,375
11	2,110	1,171	-34,029	-0,123	13,925	35,200
12	0,232	0,116	-23,712	-0,085	13,802	23,828
13	0,000	0,000	-17,599	-0,063	13,717	17,599
14	0,000	0,000	-13,357	-0,048	13,654	13,357
15	0,000	0,000	-10,469	-0,038	13,606	10,469
16	0,000	0,000	-8,394	-0,030	13,568	8,394
17	0,000	0,000	-6,859	-0,025	13,538	6,859
18	0,000	0,000	-5,776	-0,021	13,513	5,776
19	0,000	0,000	-4,873	-0,018	13,492	4,873
20	0,000	0,000	-4,061	-0,015	13,475	4,061
21	0,000	0,000	-3,610	-0,013	13,460	3,610
22	0,000	0,000	-3,158	-0,011	13,447	3,158
23	0,000	0,000	-2,707	-0,010	13,436	2,707
24	0,000	0,000	-2,346	-0,008	13,426	2,346
25	0,000	0,000	-2,075	-0,007	13,418	2,075
26	0,000	0,000	-1,805	-0,006	13,410	1,805
27	0,000	0,000	-1,624	-0,006	13,404	1,624
28	0,000	0,000	-1,353	-0,005	13,398	1,353
29	0,000	0,000	-1,083	-0,004	13,393	1,083
30	0,000	0,000	-0,992	-0,004	13,389	0,992
31	0,000	0,000	-0,812	-0,003	13,385	0,812
32	0,000	0,000	-0,780	-0,003	13,383	0,780
33	0,000	0,000	-0,632	-0,002	13,380	0,632
34	0,000	0,000	-0,500	-0,002	13,377	0,500
35	0,000	0,000	-0,370	-0,001	13,376	0,370
36	0,000	0,000	-0,150	-0,001	13,374	0,150
37	0,000	0,000	0,000	0,000	13,340	0,000

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=40m)

1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=50m)
0	0,000	13,002	13,002	0,047	13,340	0,000
1	26,004	65,011	62,274	0,224	13,387	2,737
2	104,017	187,659	173,133	0,623	13,611	14,526
3	271,300	241,464	167,148	0,602	14,234	74,316
4	211,628	179,881	30,407	0,109	14,836	149,474
5	148,134	123,471	-41,161	-0,148	14,945	164,632
6	98,809	80,337	-63,874	-0,230	14,797	144,211
7	61,865	48,688	-66,259	-0,239	14,567	114,947
8	35,512	26,737	-58,947	-0,212	14,329	85,684
9	17,961	12,693	-48,360	-0,174	14,117	61,053
10	7,424	4,767	-37,759	-0,136	13,943	42,526
11	2,110	1,171	-28,934	-0,104	13,807	30,105
12	0,232	0,116	-21,568	-0,078	13,702	21,684
13	0,000	0,000	-15,579	-0,056	13,625	15,579
14	0,000	0,000	-11,157	-0,040	13,569	11,157
15	0,000	0,000	-8,842	-0,032	13,529	8,842
16	0,000	0,000	-7,368	-0,027	13,497	7,368
17	0,000	0,000	-6,315	-0,023	13,470	6,315
18	0,000	0,000	-5,473	-0,020	13,447	5,473
19	0,000	0,000	-4,842	-0,017	13,428	4,842
20	0,000	0,000	-4,000	-0,014	13,410	4,000
21	0,000	0,000	-3,368	-0,012	13,396	3,368
22	0,000	0,000	-2,736	-0,010	13,384	2,736
23	0,000	0,000	-2,105	-0,008	13,374	2,105
24	0,000	0,000	-1,473	-0,005	13,366	1,473
25	0,000	0,000	-1,263	-0,005	13,361	1,263
26	0,000	0,000	-1,052	-0,004	13,356	1,052
27	0,000	0,000	-0,842	-0,003	13,353	0,842
28	0,000	0,000	-0,736	-0,003	13,350	0,736
29	0,000	0,000	-0,632	-0,002	13,347	0,632
30	0,000	0,000	-0,526	-0,002	13,345	0,526
31	0,000	0,000	-0,421	-0,002	13,343	0,421
32	0,000	0,000	-0,305	-0,001	13,341	0,305
33	0,000	0,000	-0,210	-0,001	13,340	0,210
34	0,000	0,000	-0,105	0,000	13,340	0,105
35	0,000	0,000	0,000	0,000	13,340	0,000