

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT SPECIALITES

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 D'AVANT PROJET DÉTAILLÉ DE
L'EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE
TARZOUT SUR OUED TARZOUT
(W. CHELEF)

Présenté par :

M^r. DAHMANE AHMED

Promoteur:

M^r. HASSANE MOHAMED

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. K. MIHOUBI

Examineurs:

M^r : M. BACHIR CHERIF

M^{me} : N. HADJ SADOK

M^r : A. AMMARI

M^r : M. D. BENSALAH

Octobre 2011

DEDICACE

À 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 aidés 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.

Rien n'est aussi beau à les offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur

- A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
- A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère ;
- A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance
- A ceux que j'adore et respecte :
- Mes frères et mes sœurs : Amar, Mouhamed, Yacine, Ratiba et Noura.
- A mes très chers oncles et tantes en particulier : Omar et Amar.
- Toute la famille DAHMANE.
- A tous Mes Amis
- A tous mes collègues ingénieurs La promotion 2011.
- A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.
- A celle qui partagera le reste de ma vie : Samira

DAHMANE AHMED

REMERCIEMENT

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier mon promoteur Mr M. HASSANE son sérieux, sa compétence et ses orientation pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Un grand remerciement à Mr BENZERGA qui nous a permis de réaliser cette expérience avec l'ANBT.

Je remercie tous les personnels de l'ANBT pour leurs conseils et orientation et spécialement, Mr ABAS, Mr BOUCHAIR.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2011, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : Y.BEZERGA, H.BENFEDDA, A.HOIRI, S .GUERGOUR et les autres.

Grands mercis à vous tous.

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 الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة . وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومتمماتها.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد تاغزوت بولاية الشلف و بالضبط على واد تاغزوت .

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d’eaux 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 d’APD de l’évacuateur de crues du barrage de Tarzout dans la wilaya de CHLEF et principalement sur l’Oued Tarzout.

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

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of spillway of Tarzout dam in the wilaya of the area of CHLEF on Oued Tarzout.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

I.Introduction.....	2
I.1.Généralité.....	2
I.2.L'objectif du barrage	3
I.3. Etudes topographique, géologique et géotechnique :	3
I.3.1.Etudes topographiques	3
I.1.3.1. Généralités	3
I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage	3
I.3.2 Etude géologique:	5
I.3.2.1 Géologie de la cuvette de la retenue :.....	5
I.3.2.2 Géologie de site d'implantation du barrage :.....	7
I.3.3 Etude géotechnique	8
I.3.3 .1 Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage	8
I.3.3 .2 Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire	8
A/ But des travaux de reconnaissance	8
B/ Travaux de reconnaissance Sur le site du barrage	10
C/Travaux de reconnaissance Sur la zone d'emprunt	11
I.3.4/Caractéristiques hydrogéologiques	11
I.4/ Matériaux de constructions	12
I.5/ Sismicité de la zone d'étude	13
I.6/ Tectonique	13
I.7/ Géomorphologie	13
I.8/ Hydrologie	13
I.8.1/ caractéristique de bassin versant	14
I.8.2/ Précipitations.....	15
I.8.3/ caractéristiques climatiques de la zone d'étude	17
I.9/ Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité	17
I.9.1/ Digue	17
I.9.2/ Évacuateur de crue	17
I.9.3 la galerie de dérivation	18
I.9.4/ La vidange de fond	18
I.9.5/ La conduite raccordée à la vidange de fond	19
I.10/ Qualité des eaux :.....	
Conclusion.....	

CHAPITRE II: ETUDE HYDROLOGIQUE

II. Introduction.....	20
II.1. Le bassin versant	20
II.1.1. description du bassin versant.....	20
II.1.2. Caractéristiques du bassin versant	21
A/ Les paramètres géométriques.....	21
B/Caractéristiques hydromorphologiques	22
II.1.3. Hypsométrie du bassin versant.....	24
II.1.4. les indices.....	26
II.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	29
II.1.6. Profil en long de l'Oued.....	31
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant	33
II.2.1. Température	33
II.2.2. Vitesse du vent	35
II.2.3. Vitesse du vent	35
II.2.4. Evaporation.....	36
II.2.5. La pluviométrie	37
A/ Stations et données disponibles	37
B/ Répartition de la pluie moyenne dans l'année	38
C/ Les précipitations maximales journalières	39
II.3 Choix de la loi d'ajustement	39
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	41
II.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :.....	43
II.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	47
II.5. Evaluation des apports liquides.....	47
II.5.1. Analogie avec la station de sidi Akacha (02.02.07)	48
II.5.2 Caractéristiques de l'écoulement	48
II.5.3. Les apports fréquents.....	49
II.5.4. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	49
II.5.5. Apport solide et l'estimation du volume mort.....	50
II.6. Etude des crues:.....	51
II.6.1. Les Débits fréquents	53
II.6.2. détermination des temps caractéristiques au site du barrage de Tazout	54
II.6.3. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski	56
II.6.4. Choix de la crue de projet et de chantier.....	59
II.7. Régularisation	62
II.7.1. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »	62
II.7.2. Répartition mensuel des besoins	65
II.7.3. Répartition mensuel de l'apport 80%	66
II.7.4. Calcul de volume utile	66
II.7.4.1 Régularisation annuelle	66
A/ Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	68
B/Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	71
II.7.2. Régularisation interannuel	71
1-Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaïdzé	71
2. Calcul du volume utile interannuel par la méthode KRISTEKLY -MENKEL	72
Conclusion	74

CHAPITRE III: LAMINAGE DES CRUES

III. Généralités	75
III.1.Méthode de Kotchérine	75
III.1.1.Données initiales.....	76
III.1.2. Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	76
III.2. Etude d'optimisation	84
III.2.1. Calcul du coût approximatif de la digue.....	84
III.2.1.1. La revanche.....	85
III.2.1.2. Le tassement	86
III.2.1.3. La largeur en crête.....	86
III.2.1.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs	88
III.2.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	92
III.2.2 .1) Coût du déversoir.....	92
III.2.2 .2) Coût du coursier :.....	93
III.2.2.3. Coût du bassin de dissipation :.....	94
III.2. 3.Calcul du coût approximatif du barrage:	95
III.3) laminage (méthode de HINDENBLAT)	96
Conclusion	102

Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE IV: CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

IV.Généralités	103
IV.1.Choix du type de l'évacuateur de crues	103
IV.2.Choix de la rive favorable	105
IV.3. Étude de la 1ère variante Evacuateur latéral à entonnement latéral :.....	106
IV.3. 1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues	106
CANAL D'ENTRÉE.....	107
Calcul de déversoir	109
Dissipateur d'énergie.....	109
Canal de restitution.....	112
IV.3. 2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers	112
IV.3. 3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier	116
IV.4. Etude De La 2eme Variante Evacuateur De Crues En Puits Vertical	122
IV.4.1. Description des ouvrages.....	122
IV.4.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues	122
2) Galerie de l'évacuateur en puits	129
3) TRANSITIONS.....	138
4)Dissipateur d'énergie.....	138
IV.5. Choix de la variante favorable :	Erreur ! Signet non défini.139
Conclusion	140

Chapitre V : Stabilité et génie civil

Introduction	104
V. Principes du calcul génie civil	104
V. 1.Calcul de stabilité	104
V.1.1) Stabilité du déversoir	104
V.1.1.1) étude d'infiltration	104
V.1.1.2) détermination des forces qui surgissent autour du déversoir et canal d'entrée :	104
V.1.1. 3) Stabilité au renversement :	104
V.1.1.4) Stabilité au glissement :	104
V.1.2) Stabilité des murs bajoyers :	104
V.1.2.1) Pré-dimensionnement :	104
V.1.2.2) Stabilité au renversement :	104
V.1.2.3) Stabilité au glissement :	104
V.1.2.4) Stabilité au poinçonnement :	104
V.2. Ferrailage des éléments du l'évacuateur de crue :	108
V.2.1 Ferrailage du déversoir	108
V.2.2 Ferrailage de la semelle de déversoir :	111
V.2.3) Ferrailage du coursier et chenal d'écoulement:	113
V.2.3.1) Ferrailage du rideau :	113
V.2.3.2) Ferrailage de la semelle :	115
V.2.4) Ferrailage du bassin de dissipation :	116
V.2.5) Calcul le poids des barres	116
V.3) Détails constructifs :	117
V.4) Compositions du béton et contrôle de qualité :	117
V.5) Recommandations :	117
Conclusion :	118

Chapitre VI : Organisation du chantier

VI. Introduction	131
VI.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	131
VI.1.1. Le maître de l'ouvrage	131
VI.1.2. Le maître d'œuvre	131
VI.1.3. L'entrepreneur.....	132
VI.2. Installation du chantier	132
VI.2.1. Installations destinées au personnel.....	132
VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	132
VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	132
VI.2.4. Installations pour la préfabrication.....	132
VI.3. Ordre d'exécution des travaux	132
VI.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier	133
VI.3.2. L'excavation des déblais.....	133
VI.4. Bétonnage	134
VI.5. Délai d'exécution	134
VI.6. Calcul du devis estimatif	134
VI.6.1. ferrailage	134
VI.6.2. Coffrage	135
Conclusion.....	135

CHAPITRE VII: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

VII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif :	176
VII.2 Estimation du corps de l'évacuateur de crue :	176
VII.3.Calcul devis quantitatif et estimatif :	177
VII.3.1 ferrailage :	177
VII.3.2 Coffrage :	177
VII.3.3 Coût du béton :	177
VII.3.4 Coût de l'excavation :	177
Conclusion.....	179

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

VIII. Introduction	180
VIII.1.Causes des accidents de travail :	180
VIII.2. Conditions dangereuses dans le chantier	181
VIII.3. Actions dangereuses	181
VIII.4. Mesures préventives	181
VIII.5. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	181
VIII.5.1. Principes fonctions du service de sécurité r	183
VIII.5.2. Instructions structurelles sur la sécurité	184
Conclusion.....	186

CONCLUSION GENERALE

RÉFÉRENCESBIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES TABLEAUX :

<u>CHAPITRE I :</u>	
Tableau N°I.01 : Récapitulatif les sondages de reconnaissance sur le site du barrage	9
Tableau N°I.02 : Essais sur échantillons pris des zones d'emprunt des matériaux de construction.....	10
Tableau N°I.03 : Principales caractéristiques des stations pluviométriques.....	14
Tableau N°I.04: Pluies journalières maximales de différentes périodes de retour d'Abou El Hassen.....	14
Tableau N°I.05 : Températures moyennes mensuelles annuelle pour la station de Ténès	15
Tableau N°I.06 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès	15
Tableau N°I.07: Humidités moyennes mensuelles et moyennes annuelles à la station de Cap Ténès	16
Tableau N°I.08: Évaporation mensuelle – station d'Echlef	16
Tableau N°I.09 : Évaporation mensuelle – station Oued Fodda	16
Tableau N°I.10 : Production totale des débits solide sur le bassin versant.	17
Tableau N°I.11 : Répartition mensuelle des apports de station de Sidi Akacha.	17
<u>CHAPITRE II :</u>	
Tableau N°II.01 : Calcul des surfaces cumulées.	25
Tableau N°II.02 : Les longueurs des courbes de niveaux	27
Tableau N°II.03 : Détermination de la pente Roche Ip.	28
Tableau N°II.04 : La longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.	32
Tableau N°II.05 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.	33
Tableau N°II.06 : Températures moyennes mensuelles et annuelle pour la station de Ténès.	34
Tableau N°II.07: Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.	34
Tableau N°II.08: Humidités moyennes mensuelles et moyennes annuelles à la station de Cap Ténès....	35
Tableau N°II.09 : Évaporation mensuelle – station d'Echlef.	36
Tableau N°II.10 : Principales caractéristiques des sites des stations ..pluviométriques.	37
Tableau N°II.11 : Station pluviométrique disponibles a proximité de la zone d'étude.	37
Tableau N°II.12 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.	37
Tableau N°II.13 : Caractéristiques de la série des précipitations avec N=57ans.	38
Tableau N°II.14: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	41
Tableau N°II.15 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.	42
Tableau N°II.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	43
Tableau N°II.17 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.	44
Tableau N°II.19 : La répartition des apports de sidi Akacha.	47
Tableau N°II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.	49
Tableau N°II.21 : Caractéristiques de l'écoulement.	49
Tableau N°II.22 : Apports fréquentiels de la station de sidi akacha.	49
Tableau N°II.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	50
Tableau N°II.24 : Répartition de volume mort annuel.	51
Tableau N°II.25 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha.	52
Tableau N°II.26 : La série des débits maximaux de station de Site.	53
Tableau N°II.27 : Les Débits fréquentiels de la station de site.	54

Tableau N°II.28: Comparaison les Débits fréquents de la faisabilité et celles de l'APD.....	54
Tableau N°II.29 : Principaux éléments géométriques du bassin versant.	54
Tableau N°II.30 : Le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K).	55
Tableau N°II.31 : Récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout.	56
Tableau N°II.32 : Les valeurs de débits de crues en fonction de temps.	57
Tableau N°II.33 : Catégories des dommages résultant des crues.	59
Tableau N°II.34 : Crues de projet recommandé.	60
Tableau N°II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.	63
Tableau N°II.36 : Répartition mensuelle des besoins.....	65
Tableau N°II.37 : Répartition mensuelle des apports.....	65
Tableau N°II.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).....	67
Tableau N°II.39 : Les pertes dans la retenue.....	69
Tableau N°II.40 : Calcul du volume utile en tenir compte des pertes.....	70
Tableau N°II.41 : Tableau de Radkovitch $r = f(M0)$	72
Tableau N°II.42: Résultats de calcul du coefficient de débit.....	73
Tableau N°II.43 : Répartition mensuelle des apports.....	74
Tableau N°II.44 : Récapitulatif des résultats de la régularisation.....	74
<u>CHAPITRE III :</u>	
Tableau N°III.01 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	76
Tableau N°III.02 : Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	77
Tableau N°III.03 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	78
Tableau N°III.04 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	79
Tableau N°III.05 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	80
Tableau N°III.06 : Les $q_{\max p\%}$ et h_d pour les différents valeurs de b	84
Tableau N°III.07 : Variation de la cote de la crête en fonction de la charge déversant.....	87
Tableau N°III.08 : Volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.....	89
Tableau N°III.09 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs.....	92
Tableau N°III.10 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	93
Tableau N°III.11 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes	94
Tableau N°III.12 : Coût du Bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes	94
Tableau N°III.13 : Coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversantes	95
Tableau N°III.14 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	95
Tableau N°III.15 : Volumes et débit déversant.....	97
Tableau N°III.16 : Le laminage (méthode de HINDENBLAT).....	98
Tableau N°III.17 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.....	102
<u>CHAPITRE IV :</u>	
Tableau N°IV.01: Les paramètres du quadrant amont du profil du déversoir Type WES.....	109
Tableau N°IV.02: Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.....	111
Tableau N°IV.03 : Hauteurs d'eau et pertes de charge.....	115
Tableau N°IV.04 : Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.....	115
Tableau N°IV.05: Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	117
Tableau N°IV.06 : Calcul de la profondeur critique.....	120
Tableau N°IV.06: Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.....	125
Tableau N°IV.07 : Présentation des résultats de calcul hydraulique	127

Tableau N°IV.8 : Calcul hauteur critique	134
<u>CHAPITRE V :</u>	
LISTE DES FIGURES :	
Tableau N° V.01 : Les résultats de calcul méthode de BLIGH.....	143
Tableau N°V.02 : Pré-dimensionnement du mur bajoyer en mètre.....	148
Tableau N°V.03 : Acier pour béton armé.....	163
Tableau N°V.04 : Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue.....	164
<u>CHAPITRE VI :</u>	
Tableau N°VI.01 : Symboles des opérations.....	172
Tableau N°VI.02 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue de Tarzout.....	174
Tableau VI.3 : Détermination des chemins critiques.....	175
<u>CHAPITRE VII :</u>	
Tableau N°VII.01 : Devis quantitatif et estimatif d'évacuateur de crue.....	178
Tableau N°VII.02 : Coûts total de l'évacuateur de crue latéral.....	197
<u>CHAPITRE VIII :</u>	
Tableau N°VIII.01 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	185

<u>CHAPITRE I :</u>	
Figure N°I.01 : Carte géographique.	2
Figure N°I.02 : Localisation du barrage de Tarzout.	3
Figure N°I.03: Localisation des deux sites étudiés.	4
Figure N°I.04 : Carte géologique de site de barrage Tarzout.	6
Figure N°I.05 : Carte géologique régionale du barrage de Tarzout.	7
Figure N°I.06 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.	12
<u>CHAPITRE II :</u>	
Figure N°II.01: Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de TARZOUT.	22
Figure N°II.02 : Rectangle équivalent.	24
Figure N°II.03 : Courbe hypsométrique.	25
Figure N°II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tarzout .	29
Figure N°II.05 : Profil en long du cours d'eau principale.	32
Figure N°II.06 : La répartition mensuelle des températures moyennes.	34
Figure N°II.07 : La répartition des Températures maximales et minimales mensuelles.	35
Figure N°II.08 : La répartition des Humidités moyennes mensuelles.	36
Figure N°II.09 : La répartition de l'Évaporation mensuelle.	36
Figure N°II.10 : Courbes des pluies à courte durées.	38
Figure N°II.11 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.	41
Figure N°II.12: Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).	43
Figure N°II.13: Pluies de Courte durée.	45
Figure N°II.14: Intensité –Durée –Fréquence.	46
Figure N°II.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen de site.	48
Figure N°II.16 : Hydrogrammes des crues.	58
Figure N°II.17 : Hydrogramme de crue de projet $Q_{0,01\%}$.	61
Figure N°II.18: Hydrogramme de crue de projet $Q_{\text{crue travaux}}$.	61
Figure N°II.19 : Courbes Surface - Hauteur.	64
Figure N°II.20 : Courbes Capacité -Hauteur.	65
<u>CHAPITRE III :</u>	
Figure N°III.01: Courbes de $H = f(Q, q)$.	82
Figure N°III.02 : COURBES $V = f(Q, q)$.	83
Figure N°III.03 : Profil longitudinal de l'axe du barrage.	88
Figure N°III.04 : Courbes d'optimisations.	96
Figure N°III.05 : Courbe des débits déversant.	97
Figure N°III.06: Hydro gramme de débits entrant et sortant.	101
<u>CHAPITRE IV :</u>	

Figure N°IV.01 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues	106
Figure N°IV.02 : Coupe transversale de déversoir type WES.	110
Figure N°IV.03: Profil de quadrant aval.	111
Figure N°IV.04: Représentation des tranchées.	113
Figure N°IV.05 : Les tranches de canal latéral.	114
Figure N°IV.06 : Cotes de la ligne d'eau et de fond de la tranchée.	116
Figure N°IV.07 : Graphique de la ligne d'eau.	118
Figure N°IV.08 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.	119
Figure N°IV.09 : Évacuateur en puits.	128
Figure N°IV.10 : Déversoir en tulipe de l'évacuateur en puits.	129
Figure N°IV.11 : Évacuateur de crue en puits verticale.	130
Figure N°IV.12 : Évacuateur de crue en puits de barrage Tarzout.	132
Figure N°IV.13 : L'écoulement entièrement dénoyé sur la crête déversante (type 1).	136
<u>CHAPITRE V :</u>	
Figure N°V.01 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir.	144
Figure N°V.02: Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.	146
Figure N°V.03 : Schéma explicatif des murs bajoyers.	147
Figure N°V.04 : Schéma explicatif de combinaison des charges.	148
Figure N°V.05 : Schéma du diagramme des contraintes créer.	150
Figure N°V.06 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle de déversoir.	152
Figure N°V.07 : Diagramme des contraintes résultant sur la semelle de déversoir.	153
Figure N°V.08 : Diagramme des contraintes sur le rideau.	154
Figure N°V.09 : Le moment d'encastrement à h/2 du rideau.	155
Figure N°V.10 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle.	159
Figure N°V.11 : Diagramme de contrainte de la partie CA.	160
<u>CHAPITRE VI :</u>	
Figure N°VI.01 : Réseau à nœud.	173
<u>CHAPITRE VIII :</u>	
Figure N°VIII.01 : Personnes intéressées au service de la sécurité	182

LISTE DES ANNEXES

Annexe N°I.01 : les Reperes de barrage Tarzout.

Annexe N°I.02 : vue aval-amont de site de barrage Tarzout.

Annexe N°I.03 : vue amont-aval de site de barrage Tarzout.

Annexe N°I.04 : vue de la rive gauche .

Annexe N°I.05 : vue de la rive droite.

Annexe N°I.6 : les fiches techniques des sondages de reconnaissance.

Annexe N°II.01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Annexe N°II.02 : Pluies maximales journalières (mm).

Annexe N°II.03 : Série des apports (Mm^3) et des débits maximaux (m^3/s) de la station SIDI AKACHA(020207).

Annexe N°IV.01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Annexe N°IV.02 : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.

Annexe N°IV.03 : Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

Annexe N° IV.04 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

Annexe IV.05 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR). (Extrait de « DESIGN OF SMALL DAMS »).

Annexe IV.06: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).

Annexe N°IV.07: Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral.
($L_1/L_0 = 0.75$).

Annexe N°IV.08: coupe géologique de la 2^{ème} variante.

Annexe N°V.01 : le coefficient de proportionnalité de la nature du sol de fondation(C).

Annexe N°V.02 : Les contraintes dans les aciers.

Annexe N°V.03 : Les appareils des essais de contrôle de qualité de béton.

Annexe N°VII.01 : Les unitaires des matériaux.

Annexe N°VI.01 : Les engins à utiliser pour les travaux de réalisation.

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Coupe géologique.

Planche N°02 : Vue en plan de l'aménagement de l'évacuateur latéral à entonnement latéral.

Planche N°03 : Vue en plan de l'aménagement de l'évacuateur en puits.

Planche N°04 : coupe en travers de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral.

Planche N°05 : coupe en travers de l'évacuateur de crue en puits.

Planche N°06 : Profil en long de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral.

Planche N°07 : Représentation des aciers.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une matière nécessaire pour la vie des êtres vivants. Le manque de cette matière pose un problème majeur dans le monde. Il devient très difficile de trouver une source d'eau permanente qui nous assure la quantité suffisante. Parmi les solutions à adopter, la mobilisation des ressources en eau par l'édification des barrages.

La science qui s'intéresse dans le domaine des barrages appelé l'hydraulique, c'est une partie de la mécanique qui a pour objet la direction et la conduite de l'eau.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau par la création d'un lac artificiel. Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, piscicultures).

Les besoins en eau de la zone littorale de l'Algérie ont fait apparaître la nécessité de prospector l'oued Tarzout comme un cours d'eau possible, sur lequel sera construit un ouvrage de retenue pouvant fournir les eaux pour l'irrigation des terres réservées à l'agriculture.

La construction objet de notre étude, est la conception d'un petit barrage sur oued TARZOUT dans la wilaya de CHLEF.

Notre travail consiste à effectuer l'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues et de ce barrage dont l'étude de faisabilité existe déjà comme donnée.

Le barrage de TARZOUT sur Oued TARZOUT dans la Wilaya de CHLEF est en phase d'étude, tel que l'étude de faisabilité a été déjà réalisée par un bureau d'étude Belgrade appelé ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING de la SERBIE.

Cette étude comprend un programme de reconnaissances géotechniques et géologique, une étude hydrologique, et une étude de variante de la digue et des évacuateurs de crues.

D'après cette étude, le barrage de TARZOUT est en enrochement avec : à noyau d'argil, un évacuateur de crues en puit.

Nous consacrerons la plus grande partie de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données mises à jours obtenue chez l'ANRH, et on appliquera ces résultats à l'étude du dimensionnement des variantes des deux types d'évacuateurs de crues. Et cela afin de trancher définitivement sur la variante à prendre après une étude d'optimisation.

Le calcul du laminage de crues n'est pas fait dans l'étude d'avant projet sommaire, d'où on doit le calculer d'une manière détaillée en suivant la méthode de calcul : Méthode de Kotcherine.

Connaissant le débit maximum laminé, la largeur du déversoir et la charge déversante trouvées par le calcul de laminage, nous calculons les dimensions des sections d'écoulement des différents éléments de l'évacuateur de crues. Nous calculons aussi les caractéristiques de l'écoulement : le tirant d'eau et la vitesse d'écoulement le long de l'évacuateur de crues.

Une fois que nous calculons les dimensions des différents composants, nous passons aux calculs du génie civil : calcul des épaisseurs des murs bajoyers et les radiers, calcul de stabilité et calcul de ferrailage.

Enfin, nous terminons par un calcul du devis estimatif et quantitatif de l'évacuateur de crues qui nous permettra d'évaluer les coûts des différentes ouvrages constituant l'aménagement.



Chapitre I:

Synthèse d'étude de faisabilité

Chapitre I : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

I.Introduction :

I.1 Généralité :

Le barrage de Tazout se situe sur l'Oued Tazout; wilaya de CHELEF est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude d'avant projet sommaire (APS) et l'étude de faisabilité ont été faites par un bureau d'étude Energoprojekt Hidroinzenjering de l'état SERBIE. Le but de notre travail sera l'étude d'avant projet détaillé (APD) du barrage Tazout en complétant les recherches conduites au stade des études de faisabilité.

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée.

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

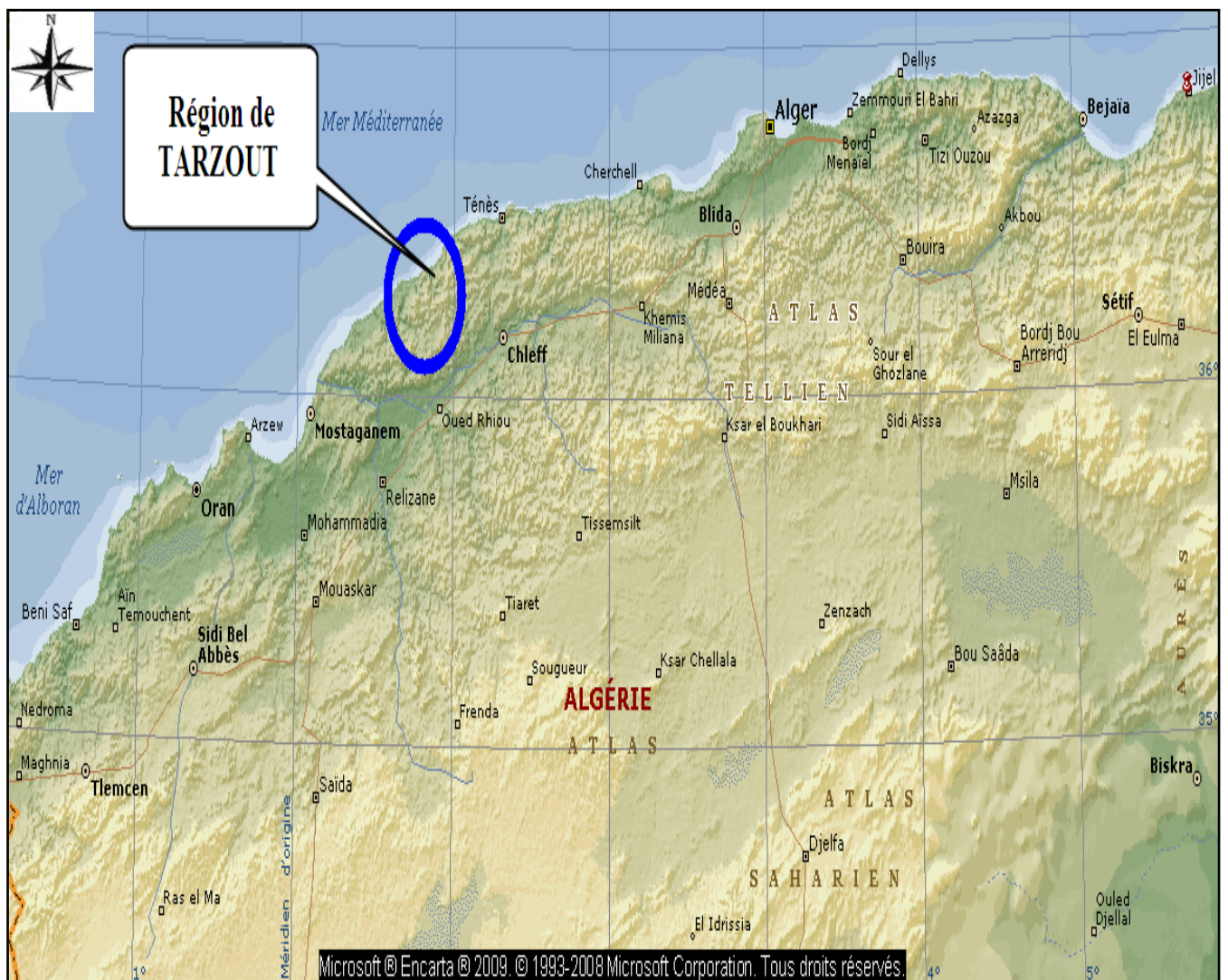


Figure I.01 : Carte géographique.

I.2 L'objectif du barrage :

Les besoins en eau potable de la population et en eau pour l'irrigation des surfaces agricoles du littoral de l'Algérie révèlent au fil des années un accroissement important.

La satisfaction de ces besoins croissants en eau sera possible par la mobilisation des nouvelles ressources. De ce fait, l'oued TARZOUT a aussi été mis en évidence comme une ressource potentielle, sur lequel sera créée par la construction d'un barrage, une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydriques de ce cours d'eau.

I.3/ Etudes topographique, géologique et géotechnique :**I.3.1/ Etudes topographiques :****I.3.1.1 Généralités :**

Dans ce chapitre, a été exposé le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage :

Le barrage de TARZOUT sera construit sur l'Oued TARZOUT. Son bassin versant se situe dans la willaya de CHLEF à environ 70 km au Nord- Ouest de la ville portant le même nom. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'oued TARZOUT est situé dans la partie occidentale du bassin versant 2, à environ 250 km à l'Ouest de la ville d'Alger.



Figure I.02 : Localisation du barrage de Tarzout.

Les coordonnées du site (système Lambert) sont :

X = 349,80 Km

Y = 352,15 Km

Z = 25,00m N.G.A

Le site du barrage de TARZOUT est prévu à l'aval du village de Talassa. Les surfaces utiles agricoles dans la plaine de l'oued TARZOUT se situent autour du village de Talassa et dans la partie d'aval du cours d'eau avant son embouchure dans la Méditerranée. L'activité de la population locale se limite en général à l'agriculture et à l'élevage.

L'oued TARZOUT est formé de la jonction de l'oued Abou Khanndek et de l'oued Abou Dada. La longueur du cours d'eau depuis la formation de l'oued TARZOUT jusqu'à son embouchure dans la Méditerranée est de 17 km environ. La superficie de l'oued TARZOUT est de l'ordre d'environ 120 km². Le bassin est encadré de monts d'une altitude culminant entre 500 et 900 m. Le débit moyen de l'oued TARZOUT au droit de l'embouchure dans la Méditerranée est voisin de 400 l/s.

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

Carte topographique au 1/50.000 (feuille CAVIGNAC)

Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de retenue (pour les sites de barrages n° 2 et n°5)

Carte topographique au 1/1000 du site du barrage (pour les sites de barrages n° 2 et n° 5).

Partant d'une analyse préliminaire des sites de barrages possibles étudiés pour la réalisation d'un ouvrage de retenue de TARZOUT, le Bureau d'études a proposé deux sites de barrages ci-dessous:

- Le site N° 2 se trouve à l'extrémité de la partie rétrécie de l'oued Tarzout. Au point de vue géologique et morphologique, ce site permettra la réalisation d'un barrage et la création d'une retenue.
- Le site N° 5 se trouve à environ 3 km à l'amont du site N° 2. Ce site a été déjà étudié dans les documents antérieurement établis. Du point de vue de la morphologie, ce site est légèrement plus étroit par rapport au site N° 2. En vérifiant la zone de la retenue dont la cote normale de retenue est à 126m, on a constaté qu'elle ne satisfera pas aux besoins requis.



Figure I.03 : Localisation des deux sites étudiés.

I.3.2/ Etude géologique:**I.3.2.1 / Géologie de la cuvette de la retenue :**

Les terrains dans la zone de cuvette de la retenue et à son amont sont susceptibles fortement d'altération physico – chimique, de ravinement élémentaire et d'une érosion en nappe (ravinelements et dénudation). Ces processus sont les plus accusés dans la zone de cuvette de la retenue et à son amont. Sur l'étendue à l'aval du site du barrage jusqu'à l'embouchure de l'oued TARZOUT dans la mer et sur le bief du cours d'eau, depuis la localité de TALASSA à l'aval jusqu'au début de la retenue, est notée une érosion des alluvions récentes jusqu'au massif rocheux en place dans le lit de l'oued. C'est probablement le résultat de l'activité qui a lieu le long des fractures subverti cales orientées nord-est - sud-ouest.

Tout cela est imposé par la nature des terrains constitués par des :

- e_a^2 Argiles et quartzites (Médjanien),
- m_c^1 Marnes (Cartennien),
- m_1 Argiles et poudingues rouges (Oligocène),
- c^{8-7} Marnes et calcaires (Sénonien).
- m_a^1 Grès et poudingues (Cartennien)
- q^1 Alluvions anciennes (*niveau inférieur*)

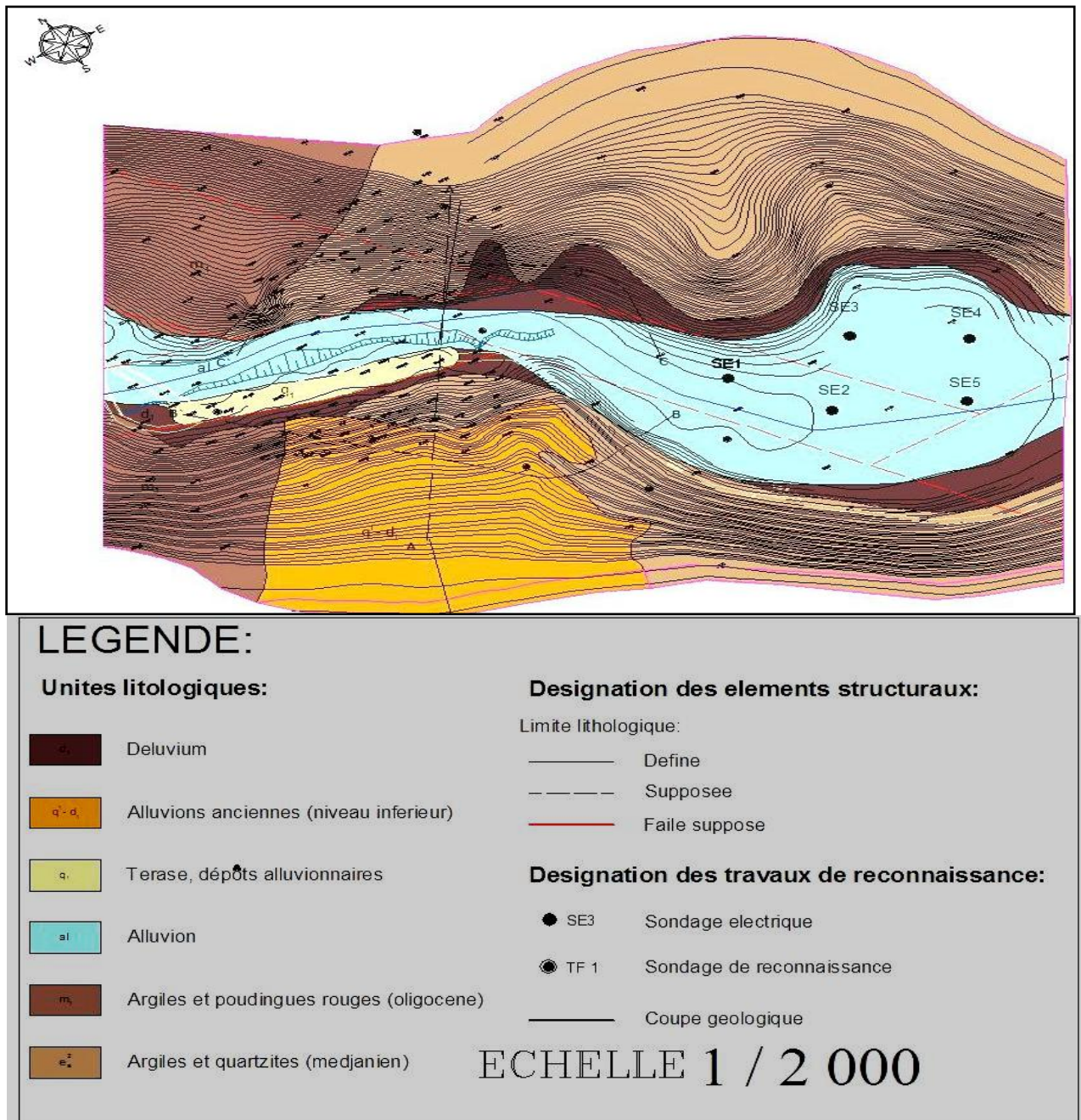


Figure I.04 : Carte géologique de site de barrage Tarzout.

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage pour déterminer par la suite le régime de traitement de fondation à suivre. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permis de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

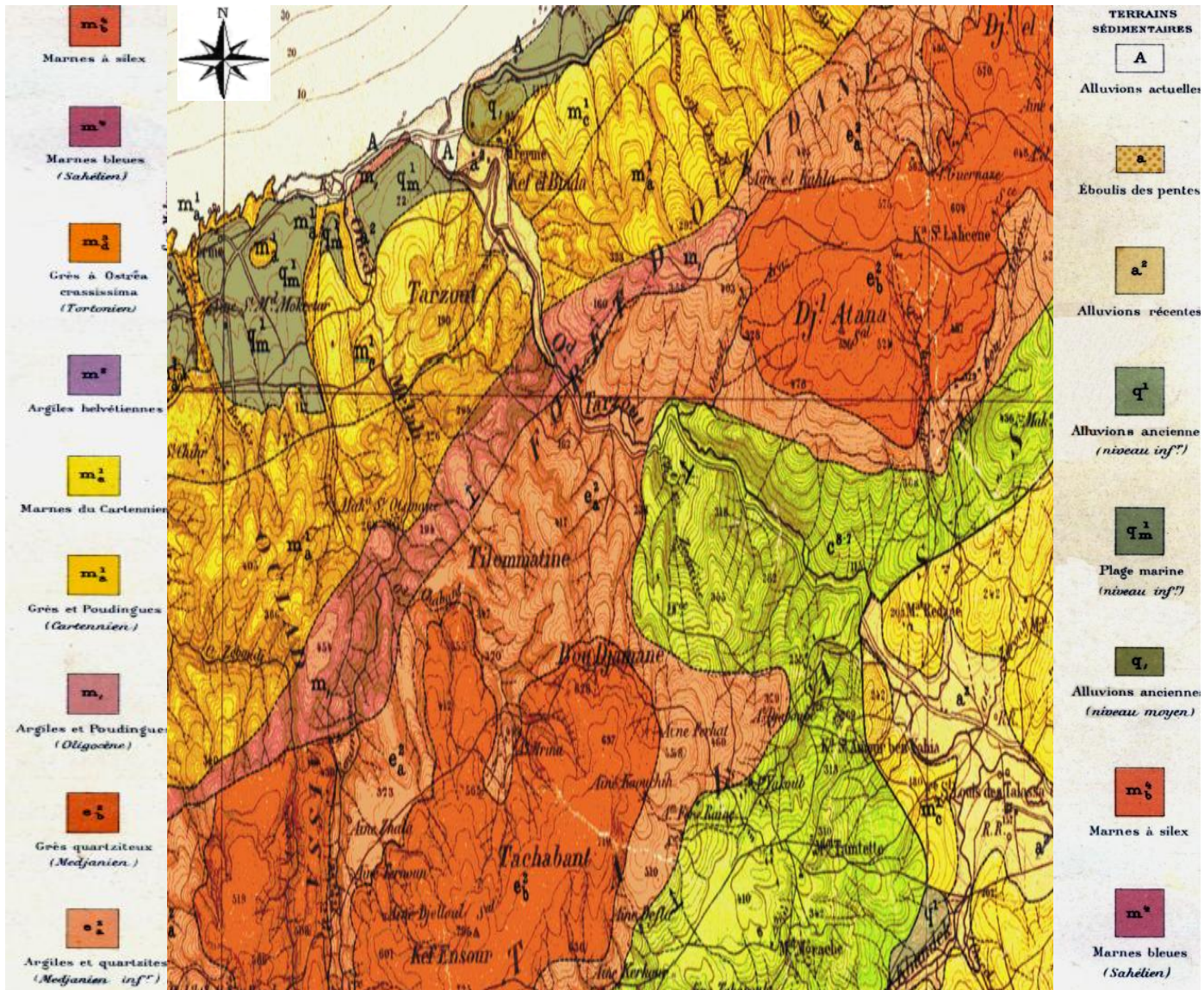


Figure I.05 : Carte géologique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50000).

I.3.2.2 / Géologie de site d'implantation du barrage :

Les terrains sur le site d'implantation sont constitués par :

- Un complexe de marnes et de calcaires compacts à variétés suivant le pourcentage de constituant carbonaté. Ces roches constituent la base de la partie centrale et de la partie la plus amont de la cuvette de la retenue.
- Un complexe de blocs rocheux de grès quartzeux et de quartzites disséminés en surface ou noyés dans les argiles litées violacées avec une base de graviers quartzeux. Ces roches reposent au droit du site du barrage sur les calcaires marneux sénoniens.
- Un complexe de roches faiblement compactes. Ce complexe est formé d'argilites rouges et de limons oligocènes, d'alluvions anciennes, de terrasses fluviatiles, de cailloutis, de dépôts de pente (éboulis et blocs) et de sédiments proluviaux.
- Un complexe de sédiments alluvionnaires meubles.

I.3.3/ Etude géotechnique :**I.3.3 .1/ conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage :**

Les conditions géotechniques de réalisation du barrage et des ouvrages annexes peuvent être considérées comme étant relativement favorables. Sur la base des caractéristiques géologiques du site du barrage et des matériaux de construction disponibles, la réalisation de différents types de barrages peut être envisagée. On estime que les marnes et les calcaires à variétés sont de qualité satisfaisante en matière de propriétés physico- mécaniques et géotechniques et qu'ils constituent en général un milieu favorable aux fondations de différents types de barrages.

Quant à la géotechnique, le plus grand problème est celui d'exécution des excavations en galerie et des excavations à ciel ouvert dans des blocs argileux de grès quartzeux et dans les sédiments de l'ancienne terrasse fluviale. Un milieu apte aux fondations du barrage se situe sur l'ensemble du site à environ 20 m de profondeur. Ce sont les marnes et calcaires à variétés dont les caractéristiques, du point de vue de la capacité portante, de l'aptitude à la réalisation des fouilles et de la perméabilité, sont bonnes.

Dans la zone du lit de l'oued jusqu'à une profondeur de 20 m sont présents des paquets de sédiments alluvionnaires, graveleux perméables avec des blocs rocheux. Les rives sont faiblement perméables dans la zone inférieure des grès quartzeux intacts noyés dans la matrice argileuse. Les excavations à ciel ouvert en deux rives doivent être projetées avec des pentes des talus de l'ordre 1/1.

I.3.3 .2/ Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire :**A/ But des travaux de reconnaissance :**

Le but de la Campagne de reconnaissance géologique pour l'Étude de faisabilité est de décrire géologiquement le site d'implantation du barrage afin de:

- confirmer la faisabilité d'un barrage-poids ou d'un barrage en remblai;
- fournir des éléments de dimensionnement du barrage et du bassin de dissipation;
- permettre de chiffrer les travaux d'excavation, consolidation et étanchéité;
- permettre de confirmer la disponibilité de matériaux de construction.

Les principaux paramètres géotechniques de la fondation à déterminer sont sa résistance, sa déformabilité et sa perméabilité.

B/ Travaux de reconnaissance Sur le site du barrage :**➤ Forage de reconnaissance:**

- 7 sondages verticaux carottés de 20 à 80 m de profondeur (totalisant 480 m de forage- donné à titre indicatif) et 2 sondages carottés inclinés de 40 à 75 m de profondeur (totalisant 115 m de forage- donné à titre indicatif);
- 1 sondage de reconnaissance dans le lit de l'oued dans l'axe du barrage de 65 m de profondeur chacune (TF-3), recouperont les a_b^2 -Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout, et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) ;
- 5 sondages en rive gauche, dans l'axe du barrage et du tracé de la vidange de fond recouperont les a_b^2 -Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout, les q^1 -Alluvions anciennes

avec d_1 -Déluvium, les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) ;

- 1 sondage de reconnaissance de 80 m de profondeur (TF-1) dans l'axe du barrage;
 - 1 sondage de reconnaissance de 75 m de profondeur (TF-2) à l'intersection de l'axe du barrage et du tracé de la vidange de fond (sondage incliné à direction/ pendage 20/60 ou 200/60); b
 - 1 sondage de reconnaissance de 20 m de profondeur (TF-6), le long du tracé de la vidange de fond à l'amont de l'axe du barrage, dans la zone du portique d'entrée;
 - 1 sondage de reconnaissance de 40 m de profondeur (TF-7), le long du tracé de la vidange de fond à l'amont de l'axe du barrage;
 - 2 sondages de reconnaissance, respectivement de 40 m (TF-8 -sondage incliné à direction/pendage 135/60 ou 315/60) et de 20 m de profondeur (et TF-9), le long de l'évacuateur à l'aval de l'axe du barrage;
 - 2 sondages de reconnaissance en rive droite de 70 i 80 m de profondeur le long de l'axe du barrage et de la digue fusible recouperont les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien);
 - 1 sondage de reconnaissance de 70 m de profondeur (TF-4) dans l'axe du barrage;
 - 1 sondage de reconnaissance de 80 m de profondeur (TF-5) dans l'axe du barrage;
- les diamètres de forage seront:
- de $\varnothing 101$ mm au minimum dans les a_b^2 -Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout, les q_1 -Alluvions anciennes (niveaux inférieur), les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) désagrégées en argiles et
 - de $\varnothing 86$ mm au minimum dans les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) plus compactes.

Tableau N°I.01 :recapitulatif les sondages de reconnaissance sur le site du barrage.

Zone d'exécution	Nombre	Profondeur des sondages
le lit de l'oued	1	TF-3=65 m
rive gauche	6	TF-1 = 80m, TF-2 = 75m, TF-6 = 20m, TF-7 = 40m , TF-8 = 40m , TF-9 = 20m)
rive droite	2	TF-4 = 70m, TF-5 = 80m

➤ **Essais de laboratoire :**

Sur les échantillons de roche prélevés dans les sondages, les essais mentionnés ci- dessous ont été effectués.

- Poids spécifiques 6 essais
- Densité humide 6 essais
- Porosité 6 essais

- Compression simple sec 6 essais
- Analyses minéralo-péetrographiques 4 analyses

C/ Travaux de reconnaissance Sur la zone d'emprunt :

➤ **Travaux de reconnaissance du terrain :**

Le levé géologique a été réalisé à 12 emplacements des zones d'emprunt pour aboutir à des reconnaissances effectuées au droit de 4 zones d'emprunt des matériaux argileux choisis, sur le tronçon depuis la localité de Telassa , le long de la vallée jusqu'à l'embouchure avec la mer.

➤ **Essais de laboratoire :**

Sur les échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction, les essais de laboratoire donnés au tableau 2 ont été réalisés.

Tableau N°I.02 : Essais de laboratoire sur échantillons pris des zones d'emprunt des matériaux de construction.

Les essais	Argile				Sable-gravier		Pierres
	Arg-7	Arg-8	Arg-9	Arg-12	Grv-1	Grv-2	
	Nombre d'essais						
Analyse granulométrique	3	3	1	6	1	1	-
Limite d'Aterberg	3	3	1	6	-	-	-
Poids spécifique	3	3	1	6	-	-	3
Teneur en eau naturel	3	3	1	6	-	-	-
Densité humide	3	3	1	6	-	-	1
Essai de traction	-	-	-	-	-	-	1
Essai Proctor	3	3	1	6	-	-	-
Essai de cisaillement	3	3	1	6	-	-	-
Compression simple sec	-	-	-	-	-	-	1
Essais triaxiaux	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en matière organique	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en CaCO ₃	3	3	1	6	-	-	-
Porosité	-	-	-	-	-	-	1
Los Angles	-	-	-	-	-	-	3

➤ piézomètres:

Les mesures du niveau de l'eau souterraine ont été effectuées dans les piézomètres. Les piézomètres utilisés sont : TF1, TF2, TF4, TF5, TF7, TF8, TF9 .

I.3.4/Caractéristiques hydrogéologiques :

En règle générale, la cuvette de retenue est étanche vu que les possibilités de pertes vers les bassins versants voisins n'existent pas. A partir de la carte topographique au 1/50 000, les cotes de la nappe dans le bassin de l'oued TARZOUT, sont de loin supérieures à celle de la retenue. Le massif rocheux au droit du site peut être considéré comme peu aquifère. L'eau souterraine circule le long des fractures. Cependant les essais de perméabilité par méthode Lugeon n'ont pas révélé une perméabilité plus significative des roches. Les résultats d'essais d'eau sont assez uniformes et ne dépassent pas les valeurs de quelques Lugeons (voir les logs de sondages)

Au cours de l'examen de la coupe du sondage, des traces plus importantes d'aériorisation sur les parois des fractures du substratum sénonien carbonaté n'ont pas été observées. Pendant l'exécution des sondages de reconnaissance, les mesures du niveau de l'eau souterraine ont fait ressortir de faibles oscillations du niveau de la nappe.

L'épaisseur des sédiments alluvionnaires perméables (paquets de blocs rocheux en alternance avec des graviers) va dans le lit de l'oued TARZOUT même jusqu'à 20m.

I.4/ Matériaux de constructions :

A proximité immédiate du site du barrage se trouvent des quantités de matériaux de construction de qualité satisfaisante pour sa construction. Ce sont des argiles, des matériaux gravo- sableux et des pierres. Les matériaux extraits des fouilles des fondations du barrage (blocs de grès quartziteux), ainsi que des graviers en provenance des alluvions peuvent être utilisés pour la réalisation du barrage. Le matériau argileux de qualité satisfaisante géotechnique se trouve en quantité suffisante dans 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du site d'implantation du barrage.

Les pierres se trouvent dans la zone d'une carrière potentielle, à 1,5 km à l'amont du site du barrage et sur les flancs gauche et droit. Il s'agit de grès et poudingues (Cartennien), marnes et calcaires (Sénonien) et grès quartziteux (Médjanien), de qualité satisfaisante et qui se trouvent en quantités significatives.

En plus des zones d'emprunt possibles des matériaux pour les filtres et enrochements du barrage en remblai, les matériaux ci-dessous pourront être utilisés comme agrégats pour bétons:

a²_b -Alluvions récentes par séparation des matériaux du lit de l'oued Tarzout sur une longueur de 1200 m à l'amont du site du barrage retenu (voir chapitre 6.4.3.2.);

e²_b -Grès quartziteux (Medjanien) provenant des parties les plus hautes des deux rives incluant concassage et séparation obligatoires. Les matériaux se trouvent en quantités importantes qui dépassent les besoins de l'exécution de l'aménagement;

Calcaire en provenance des carrières voisines qui sont en exploitation (dans le cas d'une construction des ouvrages annexes pour le type de barrage en remblai).

I.5/ Sismicité de la zone d'étude :

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, 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 I : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone II b : sismicité faible ;
- 3)- Zone II a : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone III : sismicité élevée.

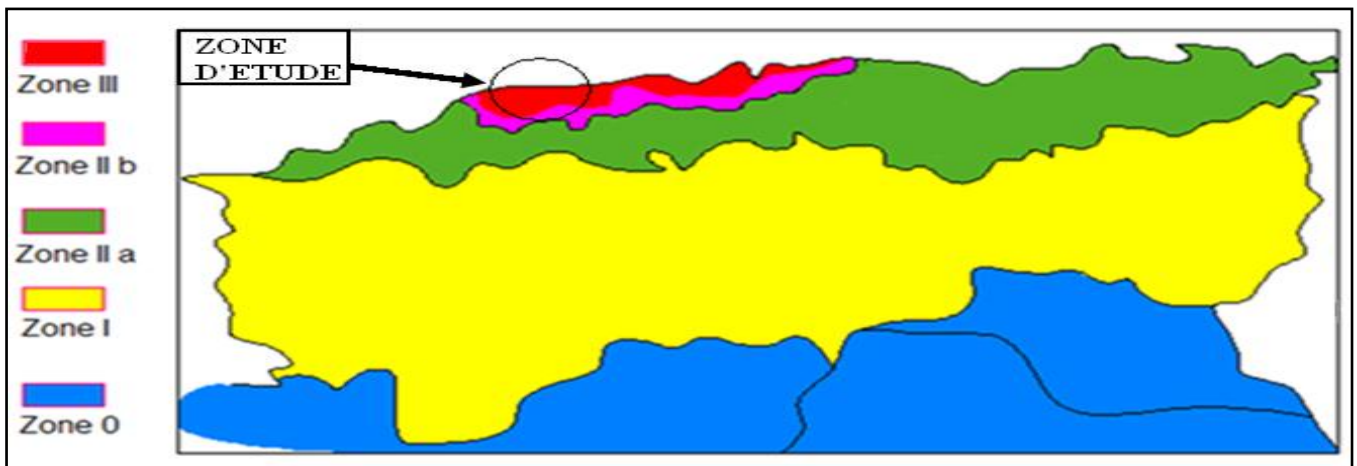


Figure N°I.06 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.

La zone d'étude se situe à proximité immédiate de la zone séismique Chélif – Ain Defla et appartient à la zone III, Selon la classification des zones sismiques extraites des Règles parasismiques algériennes RPA 99, ce qui représente, du point de vue de la sismicité, la région la plus active sur l'ensemble du territoire de l'Algérie, même dans la Méditerranée. La vallée du Chélif appartient à la chaîne littorale constituée d'une ancienne base cristalline avec des grès, argilites et calcaires paléozoïques et avec des dépôts de flyschs et de carbonates mésozoïques cénozoïques. Ces roches sont plissées et faillées, formant une structure complexe de nappe de charriage à direction générale de la carte des séismes survenus et la carte tectonique de l'Algérie du Nord montrent que la sismicité dans cette zone est en général liée à deux sources séismiques :

- La zone de El – Asnam, au sud-ouest du site orientée SW-NE où les séismes se sont manifestés sous l'effet de la compression et sont liés aux plans de failles et aux plis inverses.
- La zone des séismes littoraux et sous marins au nord-est du site liés à la limite supposée entre les dalles tectoniques orientées E-W. Les tremblements de terre y se manifestent tant par des déplacements transcurants que par des déplacements inverses.

A partir des données instrumentales obtenues au fil du siècle écoulé et au cours de ce siècle et sur la base des données historiques, il est possible de conclure que, les séismes importants ($M > 5$) sont à espérer dans l'avenir à proximité du site du barrage.

I.6/ Tectonique :

Une analyse préliminaire des documents géologiques et sismologiques et des cartes topographiques à l'échelle de 1/50 000 (orientations des vallées) montre trois jeux possibles néotectoniques de ruptures: les ruptures orientées $10-190^0$, 85^0-265^0 , 160^0-340^0 , et le jeu le plus accentué orienté approximativement $60(70)^0-240(250)^0$. 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. Ce jeu est probablement néotectonique. Au troisième jeu de discontinuité appartiendrait la faille à l'extrémité de la cuvette de la retenue, située entre le complexe sédimentaire et celui magmatique et métamorphique.

I.7/ Géomorphologie :

Au droit du site, la vallée de Tarzout est dissymétrique. Au niveau du site à environ 2.17 km, depuis le confluent de l'oued Tarzout avec la mer et à 1.2 km en amont, le lit de l'oued a presque une même largeur, en moyenne de 150 m, issue d'une lithologie uniforme (en majorité e^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) et en quantité subordonnée c^{8-7} -Marnes et calcaires (Sénonien.) avec éboulis argileux, ensuite q^1 -Alluvions anciennes (*niveau inférieur*). Sur ce bief, le fond de la vallée est rempli d' a^2 -Alluvions récentes.

En amont jusqu'à l'extrémité de la retenue, la largeur du fond ce qui représente à la fois la largeur de la retenue est légèrement plus étroite et est de 30 m environ. L'assise dans cette partie de la zone de la retenue est représentée par le c^{8-7} -Marnes et calcaires (Sénonien.)), alors que les a^2 -Alluvions récentes ne sont pas mises en évidence même dans les parties du terrain les plus amont.

Au niveau de la zone de la retenue, dans les parties plus hautes, notamment sur le versant gauche, au-dessus des cotes 60-180, on note la présence de hautes terrasses constituées par des matériaux limono-sablo-argileux qui représentent le plus probablement les débris résiduels des q^1 -Alluvions anciennes (*niveau inférieur*).

La géomorphologie (la dissymétrie des rives selon le pendage) du site du barrage est relativement défavorable. Une faible largeur du site du barrage et à l'amont de la zone de la retenue est favorable à la construction du barrage, sans tenir compte du type de barrage, mais elle est défavorable au point de vue du volume de la retenue.

D'autre part, la zone de la retenue est favorable, parce que les terres agricoles, situées à son aval et à son amont (Talassa) ne seront pas inondées.

I.8/ Hydrologie :

Dans ce présent partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de TARZOUT élaboré lors de l'étude de faisabilité.

I.8.1/ caractéristique de bassin versant :

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued TARZOUT jusqu'au site du barrage de TARZOUT sont les suivantes :

1-Superficie :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Par planimétrie sur la carte d'état major de site **TARZOUT** à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est: **S =112 km²**

2-Périmètre :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre **P = 59.5 km**

I.8.2/ Précipitations

I.8.1/ caractéristiques des stations pluviométriques :

Tableau N°I.03 : Principales caractéristiques des stations pluviométriques.

station	Code de station	Altitude	Pluies moyennes interannuelles [mm]	Années d'observation
Abou El Hassen	02.02.01	200	499.5	1953/54-2002/03
Damous	02.02.03	40	564.8	1953/54-2002/03
Ténès	02.02.05	5	581.7	1953/54-2002/03

Source : ANBT.

I.8.2 .2/ Analyse des pluies maximales journalières:

La station de Bordj Abou El Hassen a été choisi comme une station de référence, parce qu'elle se trouve à proximité immédiate du bassin étudié et elle est équipée d'un pluviographe.

Les pluies journalières maximales pour les périodes de retour caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau N°I.04 : Pluies journalières maximales de différentes périodes de retour à la station de Bordj Abou El Hassen (02.02.01).

Station	Code	Pluies journalières maximales [mm] pour les périodes de retour [an]					
		10	20	50	100	1,000	10,000
Bordj Abou El Hassen	02.02.01	110.5	135.4	168.8	194.5	282.2	373.8

Source : ANRH.

I.8.3/ caractéristiques climatiques de la zone d'étude :**I.8.3.1/ Températures de l'air.**

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles, les mesures de température n'ont pas été effectuées sur le bassin versant de l'Oued Tarzout. Les températures moyennes mensuelles et la température moyenne annuelle de l'air pour la station de Ténès, et adoptées comme valables aussi pour la zone du futur barrage de Tarzout, sont indiquées sur le tableau I.05.

Tableau N°I.05 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
T [°C]	23.9	20.1	16.1	13.1	12.1	13.0	14.3	16.1	19.0	22.4	25.4	26.4	18.5

Source : ANBT.

Le tableau 3.6 montre les températures maximales et minimales mensuelles de l'air à la station de Ténès, qui peuvent aussi être appliquées au futur barrage de Tarzout.

Tableau N°I.06 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut
T _{Max} [°C]	34.1	31.4	26.7	21.6	19.5	21.6	25.4	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9
T _{Min} [°C]	14.0	10.6	7.4	4.1	4.0	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6

Source : ANBT.

I.8.3.2/ Le vent :

Le vent observé à la station de chelif se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées sont ouest et est avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

I.8.3.3/ Humidité relative de l'air :

Parmi les différents paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air, représentant la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, est d'importance capitale pratique.

Sur le tableau N°I.07 sont consignées les valeurs de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle relative à la station de Cap Ténès qui peuvent également être utilisées pour le futur barrage de Tarzout.

Tableau N°I.07 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle à la station de Cap Ténès

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moy enne
H [%]	71	72	73	74	77	75	72	71	72	72	69	70	72

Source : ANBT.

I.8.3.4/ Évaporation :

L'évaporation est l'un des facteurs climatologiques principaux dépendant de l'état de chaleur de la surface évaporant, du taux d'humidité de l'air au-dessus de cette surface, de la vitesse du vent et de la hauteur de pluies. En général, on entend par évaporation la hauteur d'eau, exprimée en millimètres, évaporée en un temps donné.

Tableau N°I.08 : Évaporation mensuelle – station d'Echlef.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	193	10	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109	152	214	265.5	234	1602
E [mm] réduc	150.5	84.2	62	41.7	37	44.8	69	85	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

Source : ANBT.

Quant à la période 1948 – 1983, les mesures d'évaporation à la station de Oued Fodda étaient aussi disponibles. Elles sont données dans le Tableau 3.9, avec le coefficient de réduction adopté de 0.78.

Tableau N°I.09 : Évaporation mensuelle – station Oued Fodda.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	194.3	114.1	66.3	54.6	40.3	47.8	74.4	103.8	253.3	208.5	281.6	266.8	1605.8
E [mm] réduc.	151.5	89.0	51.7	42.6	31.4	37.3	58.0	81.0	119.6	162.6	219.6	208.1	1252.4

Source : ANBT.

I.8.3.5/ Envasement:

Le bassin versant de l'oued TARZOUT appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, parce que les données sur les mesures du débit et du transport solide n'existent pas. De ce fait, dans la présente étude a été faite une analyse de l'intensité des processus érosifs sur le bassin versant du barrage de TARZOUT, les coefficients relatifs au phénomène d'érosion et d'apports solides étant calculés.

Aux fins de calculs de la production de débits solides sur le bassin versant, une analyse des facteurs généraux sur l'ensemble du bassin comme orographie, climat, sols, géologie, végétation et autre a été faite.

Le tableau suivant présente la production totale des débits solide.

Tableau N°I.10 : production totale des débits solide sur le bassin versant.

débits solides	284.375 m ³ /an
débit de charriage	37.500 m ³ /an
débit en suspension	199.222 m ³ /an

I.8.3.6/ Apports :

Tableau N°I.11 : Répartition mensuelle des apports de station de Sidi Akacha.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Total
Apports en %	1,08	4,16	13,60	17,78	14,53	19,30	15,04	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16	100
Apports en hm ³	0,062	0,238	0,778	1,017	0,831	1,103	0,860	0,538	0,238	0,042	0,003	0,009	5,72

Source : ANBT

I.9/ Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

I.9.1/ Digue :

Le barrage de Tarzout est en enrochement à noyau central d'argile, Cette variante porte sur la construction du barrage en enrochements à noyau central d'argile et des recharges en enrochements.

Il est envisagé que l'étanchéité du barrage sera assurée par l'exécution d'un noyau central en argile avec des pentes des talus de 1/0,2. Pour protéger le noyau des effets de forces d'infiltration, les couches filtrantes en sable et en graviers, de 2 m de largeur chacune, sont prévues. La stabilité du barrage sera assurée par des recharges en enrochements. Du côté amont, la pente du talus du barrage sera de l'ordre de 1/1.65. Le talus amont sera recouvert d'un riprap de protection. Du côté aval, la pente du talus du barrage sera de 1/1.65 recouvert de revêtement en graviers grossie.

I.9.2/ Évacuateur de crue :

Pour l'évacuation des débits de crue, il est envisagé un évacuateur en puits. Il sera placé en rive gauche et sera dimensionné pour un débit de crue déca-millénaire. Le puits vertical sera transformé en une galerie d'évacuation (galerie de l'évacuateur en puits) par un rayon de courbure. A sa sortie, sera aménagé un bassin d'amortissement en béton pour tranquilliser les eaux déversées. La sortie de la galerie de l'évacuateur en puits sera reliée au bassin d'amortissement par un tronçon de transition.

I.9.3 la galerie de dérivation :

Évacuer les eaux pendant le chantier de construction, il sera prévu une galerie de dérivation de section circulaire. La galerie de dérivation sera dimensionnée pour le débit qui correspondra à une crue pouvant survenir tous les 20 ans. La galerie de dérivation est projetée

comme un ouvrage qui servira, durant la construction du barrage, à détourner l'eau de l'oued. Au terme de sa réalisation, la galerie servira à évacuer les débits de crue. De ce fait, la partie amont de la galerie de dérivation est projetée. La partie amont servira uniquement à détourner l'oued au cours de la construction du barrage. Après sa réalisation elle sera obturée par l'exécution d'un bouchon en béton. Au droit du portique d'entrée de la galerie de dérivation sera exécutée une niche pour la vanne de service. Au terme de la construction du barrage, la vanne de service sera abaissée au droit de l'entrée de la galerie de dérivation. A son abri, le bouchon en béton sera exécuté à l'endroit où la galerie de dérivation débouchera dans la galerie de l'évacuateur en puits.

I.9.4/ La vidange de fond :

La vidange de fond et la vidange pour les lâchers agricoles sont projetées comme des ouvrages en galerie implantés sur la rive droite. Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille grossière et des niches pour la vanne de service, sera aménagée la chambre des vannes de la vidange de fond. La chambre des vannes aura une section circulaire. Dans la chambre des vannes seront mises en place deux vannes de la vidange de fond, ainsi que la vanne de la vidange utilisée pour les lâchers agricoles. Les vannes seront commandées par un moteur électrique. L'accès à la chambre des vannes se fera par une passerelle à partir de la crête du barrage. La vidange de fond se terminera par un bassin d'amortissement qui servira à tranquilliser le débit évacué à travers la vidange de fond. Le bassin d'amortissement. Les dimensions projetées de la vidange de fond lui permettront d'effectuer des chasses des sédiments de la retenue en période de crues.

I.9.5/ La conduite raccordée à la vidange de fond :

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront fournies à partir d'une vidange utilisée pour les lâchers agricoles, posée dans la paroi de la vidange de fond. La conduite sera raccordée à la vidange de fond à l'amont de la chambre des vannes. Dans la zone de la chambre des vannes, la conduite sera parallèle à la vidange de fond. La vanne de la vidange pour les lâchers agricoles sera logée dans la chambre des vannes de la vidange de fond. A l'aval de la chambre des vannes, la conduite passera à travers la calotte supérieure de la vidange de fond jusqu'à sa sortie. En partant de cet endroit, la conduite sera acheminée vers les surfaces à irriguer.

I.10/ Qualité des eaux :

L'analyse physico- chimique et microbiologique qui a été effectuée sur l'échantillon d'eau prélevé dans l'oued Tarzout et réalisée par le Bureau d'études a fourni des résultats qui montrent que du point de vue des irrigations des cultures agricoles, il n'y a pas de facteurs limitants pour l'utilisation de l'eau de l'oued Tarzout.

Conclusion:

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Le bassin versant de l'oued Tarzout appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, des reconnaissances géologiques approfondies jusqu'à l'heure actuelle, donc l'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'Oued TARZOUT alors que les crues ont été évaluées par la méthode de l'hydro gramme unitaire synthétique.

La série des pluies utilisée dans le calcul hydrologique pour l'étude de faisabilité est courte et ancienne (1953/54-2002/03) tel que les résultats trouvés ne représentent pas la réalité. Dans notre travail, les calculs de l'étude hydrologique sont complétés en utilisant une nouvelle série de précipitation (2008/2009).

Pour le choix de la variante du barrage, deux types de variante ont été proposée : un barrage en enrochement avec un noyau central en argile, une autre variante d'un barrage en enrochement à écran en béton. Après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage un noyau central en argile.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : Pour l'évacuation des débits de crue, il sera aménagé un évacuateur en puits. Il sera placé en rive gauche et sera dimensionné pour un débit de crue déca millénaire de $965 \text{ m}^3/\text{s}$. Le diamètre de l'évacuateur en puits sera 20, 00 m. Sur une longueur de 34 m, il sera réduit à 8,00 m.

L'étude d'une seule variante pour l'ouvrage d'évacuation des crues est insuffisante parce qu'on risque de dimensionner un ouvrage très coûteux, par ailleurs dans le cas où on rencontre une difficulté de calcul hydraulique ou de calcul de la stabilité des radiers; les conséquences seront néfastes pour l'étude, c'est la raison pour laquelle nous proposons d'étudier d'autres variantes.

La topographie et la géologie des deux rives nous permettent de construire un autre évacuateur de crue et l'étude technico-économique de choix de la variante de l'évacuateur de crue pour l'avant projet détaillé ça sera faite entre deux variantes.



Chapitre II :

Étude

Hydrologique

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued Tarzout tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences, également seront déterminés les débits maximums et les apports solides, Cela constituera la première partie de ce chapitre, et la deuxième partie concernera l'étude de la régularisation.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de l'évacuateur de crue de barrage Tarzout.

II.1 Le bassin versant :

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

I I.1.1 description du bassin versant.

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'État Major Tarzout à l'échelle 1/50000.

Le bassin versant de l'Oued Tarzout est situé dans la wilaya de Chlef à environ 40 km au Nord- Ouest de la ville du même nom. Ce nom a été d'ailleurs donné à la wilaya elle-même. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'Oued Tarzout se situe dans la partie ouest du bassin versant 2, à environ 180 km à l'Ouest de la ville d'Alger, soit à environ 25 km à l'Ouest de la localité de Ténès, se trouvant au bord de la Mer Méditerranée. Le barrage projeté se situera sur un bief du cours d'eau considéré à environ 2 km à l'amont du confluent de l'Oued Tarzout et de la Mer Méditerranée.

Les surfaces utiles agricoles prévues pour l'irrigation se trouvent à l'aval du futur barrage de TARZOUT. L'activité de la population locale se limite en général à l'agriculture et à l'élevage.

L'Oued Tarzout est formé de la jonction de l'Oued bou Khanndek et de l'Oued bou Dada à environ 10 km de son confluent avec la Mer Méditerranée. Le bassin versant auquel

appartient l'Oued Tarzout avec l'Oued bou Khanndek et l'Oued bou Dada est nettement en forme d'éventail. Dans sa partie amont il est orienté perpendiculairement à l'oued Tarzout. En traversant par la suite une vallée encaissée il se dirige, en se rétrécissant, vers la Mer Méditerranée. Il est bordé de monts variant entre 350 et presque 850 d'altitude. La superficie totale du bassin versant de l'Oued Tarzout est de 120 km² environ. La superficie du bassin versant appropriée jusqu'au site du barrage possible est de 112 km² environ. L'annexe 2 donne la carte de situation de l'Oued Tarzout, avec une limite du bassin versant indiquée jusqu'au site du futur barrage de Tarzout.

Du point de vue géologique, dans le bassin versant de l'Oued Tarzout, la roche – mère est constituée par des matériaux marneux faiblement perméables à ceux imperméables. Quant à l'occupation des sols, la végétation est assez pauvre.

Selon les données fournies par l'ANB et l'ANRH, le bassin versant de l'Oued Tarzout n'a pas fait l'objet d'études hydrologiques jusqu'à l'heure actuelle.

II.1. 2 Caractéristiques du bassin versant :

A. Les paramètres géométriques :

Après avoir délimité le contour du bassin versant sur la carte d'état major du site de Tarzout, Nous avons trouvées :

1) Surface du bassin versant :

$$S=114.6\text{km}^2$$

2) Périmètre du bassin versant :

$$P = 59.33 \text{ km}$$

3-Longueur du cours d'eau principal (talweg) :

$$L = 19.5 \text{ km}$$

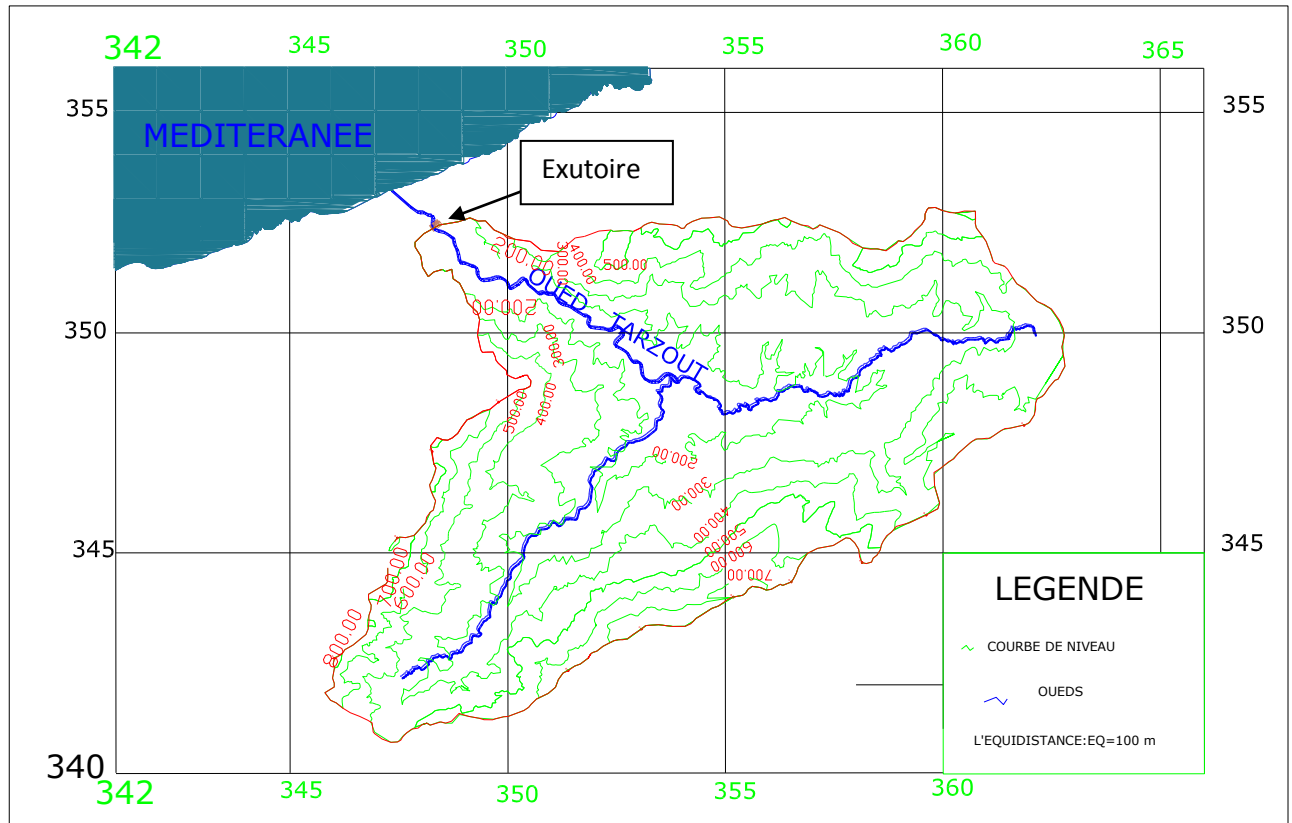


Figure II.01 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Tarzout.

B. Caractéristiques hydro morphologiques :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydro gramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

1. Indice de compacité de Gravelius K_c :

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad (\text{II.1})$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.2})$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN: **K_c = 1,55**

Si K_C = 1 => bassin ramassé

Si K_C > 1 => bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme **allongé**.

2- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_P = \frac{L^2}{S} \quad (II.3)$$

L : la longueur du talweg principal L = 19.5 km

S : surface du bassin versant S=114 ,6 Km²

$$K_p = 3.32$$

3- Rectangle équivalent :

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L * l \quad (II.4)$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (II.5)$$

De (II.4) et (II.5) on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r; l_r :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (II.6)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (II.7)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : **L_r = 24.80 km** et

l_r = 4.62 km

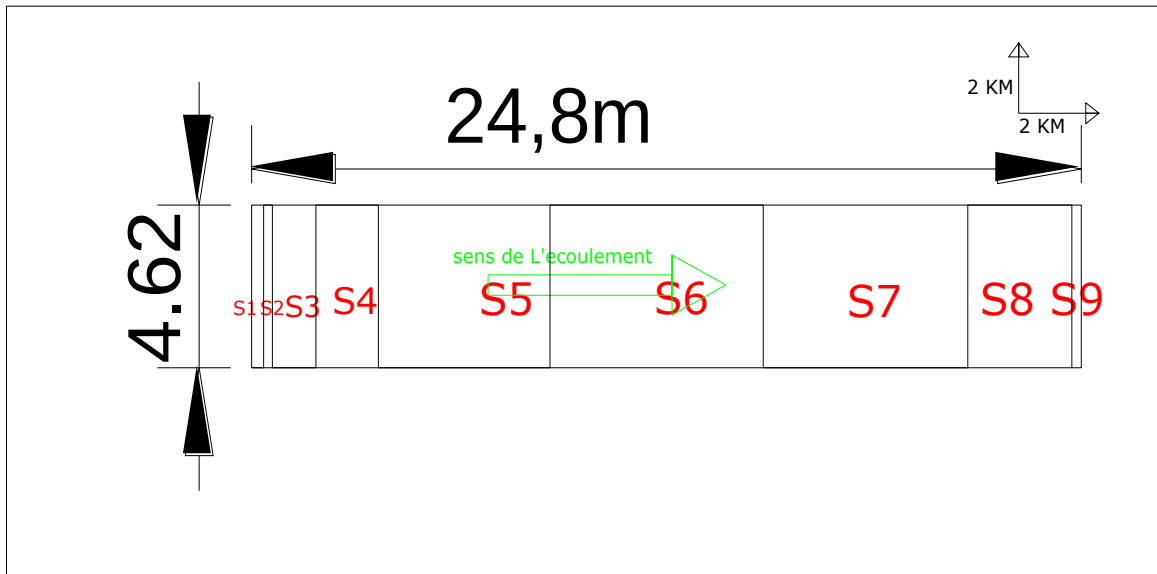


Figure II.02: Rectangle équivalent.

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

I.1.3.1 Le relief :

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes. L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m

A/Courbe et répartition hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Les mesures effectuées sur la figure n° II.1) à l'échelle 1/50000^{ème} sont résumées dans le tableau n°II.1.

Tableau II.1 : Calcul des surfaces cumulées :

cote (m)	Altitude moyenne (m)	S_i [Km ²]	S_i [%]	S_i cum [%]
830 à 800	30	1,678	1,465	1,465
800 à 700	100	1,218	1,062	2.527
700 à 600	100	6,018	5,252	7.779
600 à 500	100	8,657	7,554	15.333
500 à 400	100	23,696	20,677	36.010
400 à 300	100	29,412	25,665	61.675
300 à 200	100	28,281	24,678	86.353
200 à 100	100	14,351	12,523	98.876
100 à 25	75	1,287	1,123	100

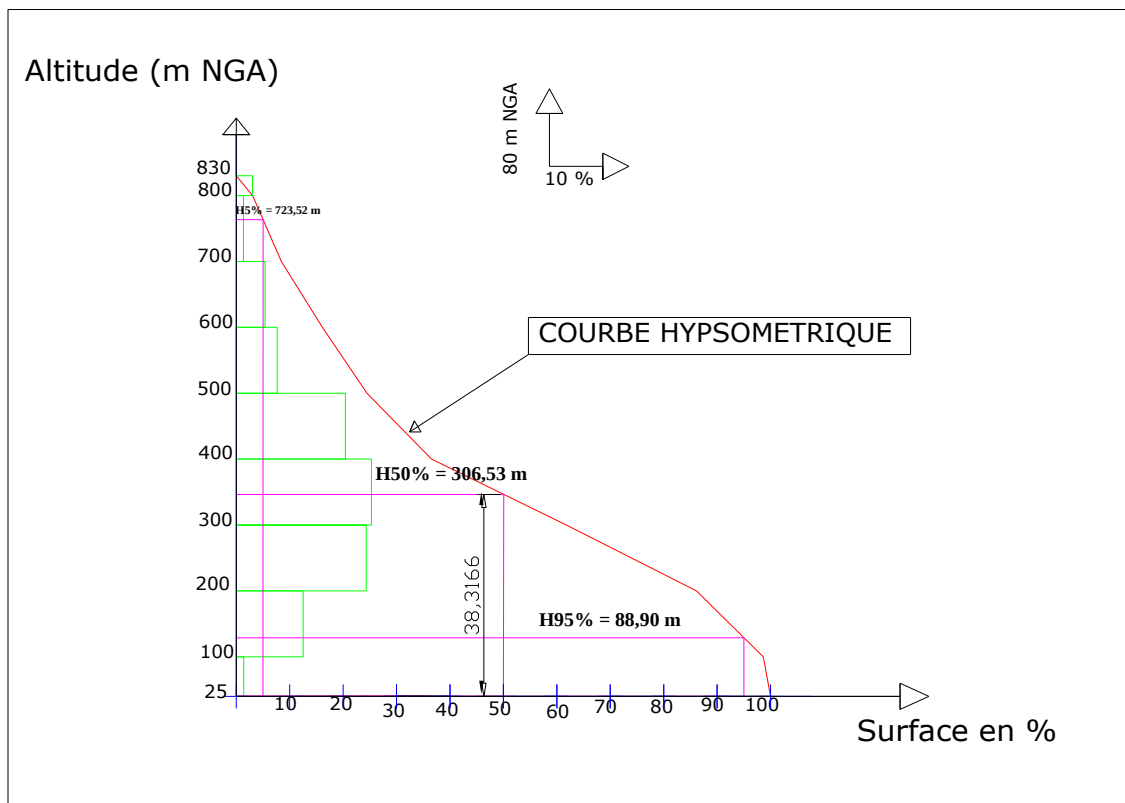


Figure II.03 : Courbe hypsométrique.

B/ Les altitudes caractéristiques :**1) L'altitude maximale et minimale :**

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

$$H_{\max} = 830 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 25 \text{ m NGA}$$

2) Altitude moyenne du bassin versant:

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{bv}} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km^2).

Donc : $H_{\text{moy}} = 390 \text{ m.}$

II.1.4 Les indice :

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

A/Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{II.9})$$

Ou D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

On prend :

$D = H_{05\%} - H_{95\%}$ pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 723,52 - 88,90 = 634,62 \text{ m.}$$

avec $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$\text{AN : } I_g = \frac{634,62}{24,8} = 25,59 \text{ m/km} \quad \Rightarrow \quad I_g = 2,56 \text{ \%.}$$

B/ Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S} \quad (\text{II.10})$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques (M.N.T), représentant la topographie des bassins versants.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{II.11})$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n.

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau II.02 : les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	L_i [km]
100	1,218
100	6,018
100	8,657
100	23,696
100	29,412
100	28,281
100	14,351

Donc :

$$Im = 90.62 \text{ m/km} \Rightarrow Im = 9.062 \%$$

Conclusion:

L'indice de pente moyenne est fort, donc on assistera à un écoulement moyen.

C/Indice de pente 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 est H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad (\text{II.12})$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II.03 : détermination de la pente Roche I_p .

altitude	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i	$A_i = S_i / S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km ²	%	
830 - 800	30	1,678	1,464	6,628
800 - 700	100	1,218	1,063	10,309
700 - 600	100	6,018	5,251	22,916
600 - 500	100	8,657	7,554	27,485
500 - 400	100	23,696	20,677	45,472
400 - 300	100	29,412	25,665	50,661
300 - 200	100	28,281	24,678	49,677
200 - 100	100	14,351	12,523	35,387
100 - 25	75	1,287	1,123	9,178
Somme		114.6	100	257.712

$$I_p = 1.63$$

II.1.5 Caractéristiques hydrographique du bassin versant:

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

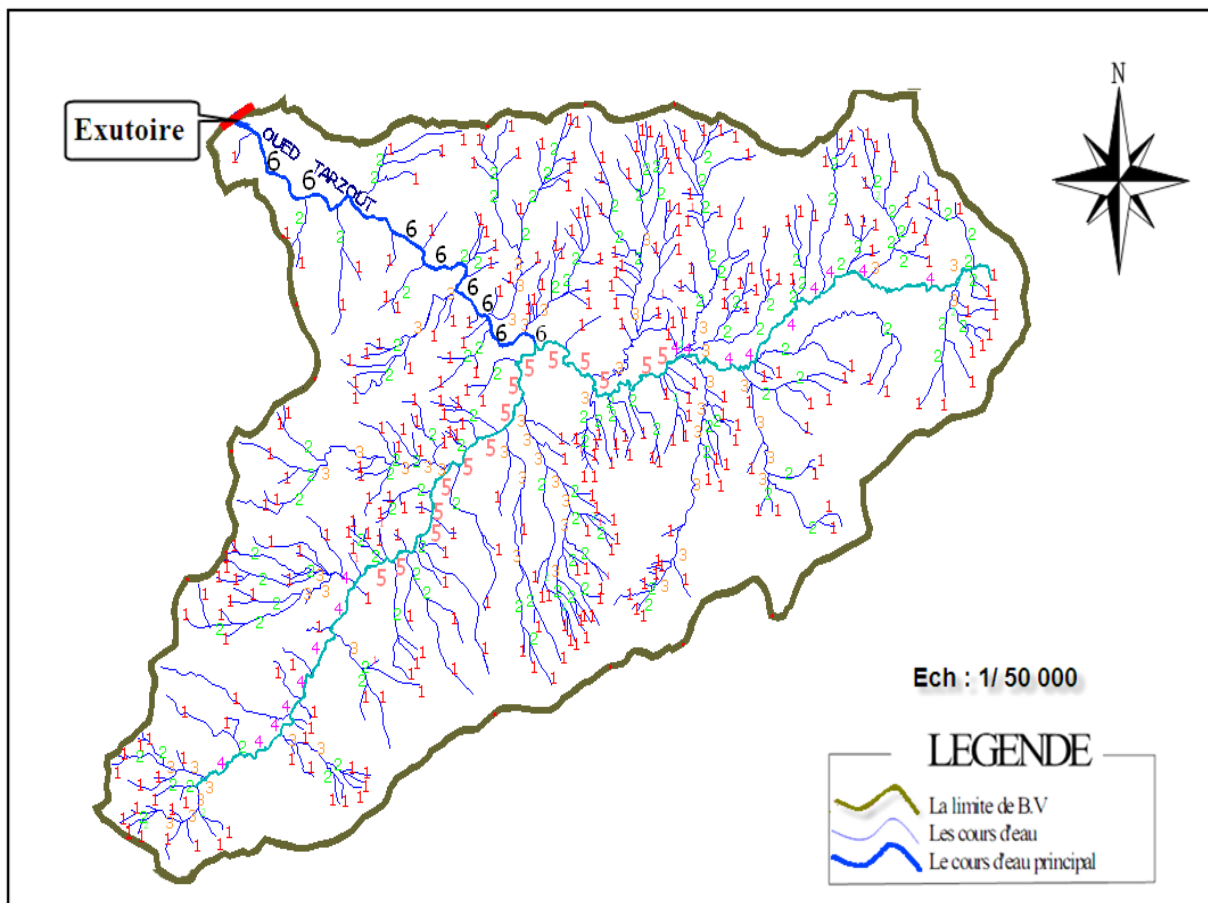


Figure N°II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tarzout.

A / Densité de drainage D_d :

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{II.13})$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 101.26 Km.

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

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/D_d$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

AN :

$$D_d = \frac{101.26}{114,6} = 0,88 \text{ km/km}^2$$

$D_d = 0.88 \text{ km/km}^2$

B / Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad (\text{II.14})$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=120$.

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$F_1 = 0,153 \text{ thalweg/km}^2$$

C/ Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad (\text{II.15})$$

AN:

$$C_t = 0,13 \text{ Km}^{-3}$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

D /Temps de concentration du bassin versant t_c :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{II.16})$$

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

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) $L = 19.5 \text{ km}$;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ; $H_{moy} = 390 \text{ m}$

H_{min} : altitude minimale (m) $H_{min} = 25 \text{ m NGA}$;

AN :

$$t_c = 4.71 \text{ heures}$$

- **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385} \quad (\text{II.17})$$

Avec :

 L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ; i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant. = 9.062%AN : **$T_c = 2,11$ heures.**- **FORMULE DE CALIFORNIA :**

$$t_c = \left(\frac{0,87 L_{cp}^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \quad (\text{II.18})$$

$t_c = 2,23$ heures.

- **FORMULE DE SCS :**

$$T_c = (0,868 \frac{L_s^2}{S_2})^{0,385} \quad (\text{II.19})$$

 L_s : longueur du cours d'eau principal (talweg) $L_s = 19,5 \text{ Km}$ S_2 : pente maximale du cours d'eau. $S_2 = 28,2 \text{ ‰}$ **$T_c = 2,58$ heures.**

On utilise la formule la plus proche de la moyenne qui est la formule de SCS

Donc : **$T_c = 2,58$ heures.****E/Vitesse de ruissellement :**

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{II.20})$$

 L : Longueur du thalweg principal (Km) T_c : Temps de concentration (h)AN : $V_r = 19,5 / 2,58 = 7,56 \text{ km/h}$ **$V_r = 7,56 \text{ Km/h}$** **II.1.6 Profil en long de l'Oued :**

L'Oued Tarzout 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 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Tableau II.04 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)
575-500	1352,3	1352,3	180-200	1218,1	12524,4
460-500	951,6	2303,9	160-180	1465,8	13990,2
420-460	972,5	3276,4	140-160	718	14708,2
360-420	921,6	4198	120-140	1856,9	16565,1
340-360	1230,4	5428,4	100-120	1114,6	17679,7
300-340	2019,8	7447,8	80-100	278,3	17958
260-300	1560,8	9008,6	60-80	1113,8	19071,8
220-260	1246,5	10255,1	40-60	632	19703,8
200-220	1051,2	11306,3	25-40	274,7	19978,5

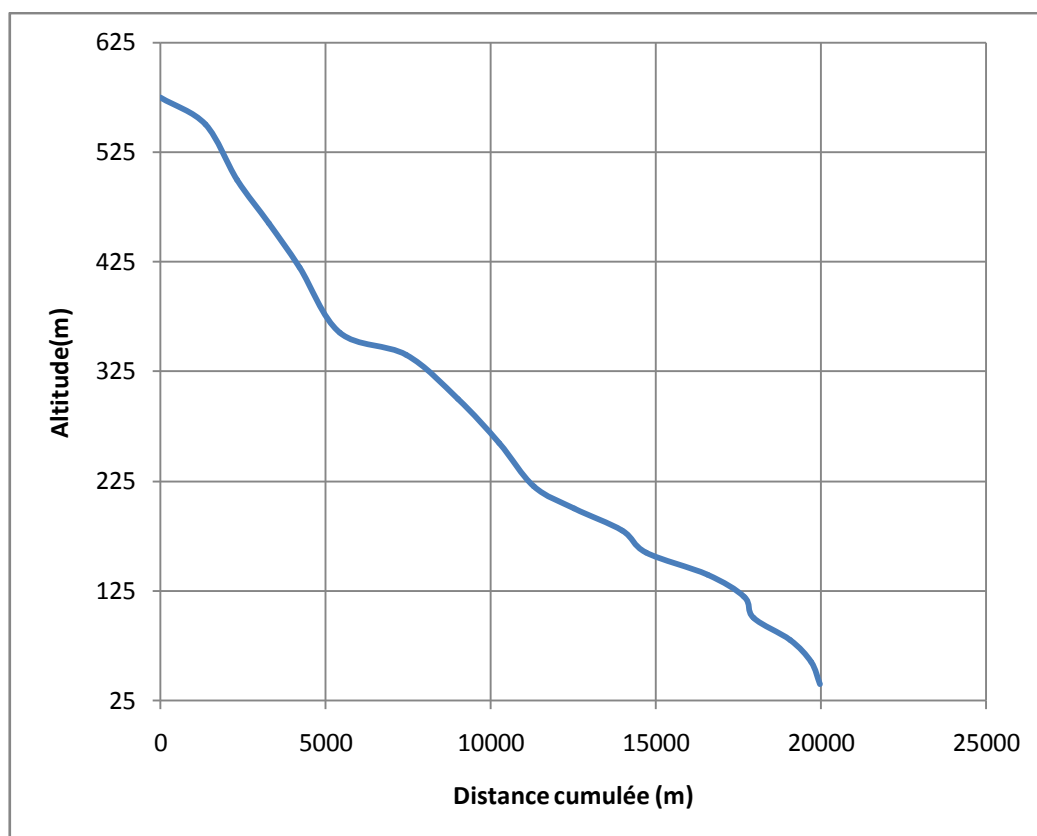


Figure II.05: Profil en long du cours d'eau principale.

Tableau II.05 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

DÉSIGNATION		SYMBOLE	UNITÉS	VALEUR
Superficie		S	km ²	114.6
Périmètre		P	km	59.33
Longueur du thalweg principal		L	km	19.5
Indice de compacité		K _C	—	1.55
Coefficient d'allongement		K _P	—	3.32
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	24.8
	largeur	l _r	Km	4.62
Altitudes	maximale	H _{max}	m	830
	moyenne	H _{moy}	m	390
	médiane	H _{med}	m	38,32
	minimale	H _{min}	m	25
Indice de pente globale		I _g	%	0.23
Indice de pente moyenne		I _m	%	9.062
Indice de pente roche		I _p	%	1.63
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0,88
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0,13
Temps de concentration		T _c	h	2.58
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.56

II.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes.

II.2.1 Températures de l'air

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles, les mesures de température n'ont pas été effectuées sur le bassin versant de l'Oued Tarzout. Les données sur les températures

moyennes minimales et maximales enregistrées à la station de Ténès, considérée comme suffisamment représentative du bassin étudié, tant du point de vue de la distance que du point de vue de sa position par rapport à la mer, ont servi de base pour l'évaluation des températures moyennes annuelles dans le bassin considéré. Les températures moyennes mensuelles et la température moyenne annuelle de l'air pour la station de Ténès, adoptées comme valables aussi pour la zone du futur barrage de Tarzout, sont indiquées sur le tableau

Tableau II.06 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
T [°C]	23.9	20.1	16.1	13.1	12.1	13.0	14.3	16.1	19.0	22.4	25.4	26.4	18.5

Source : ANBT.

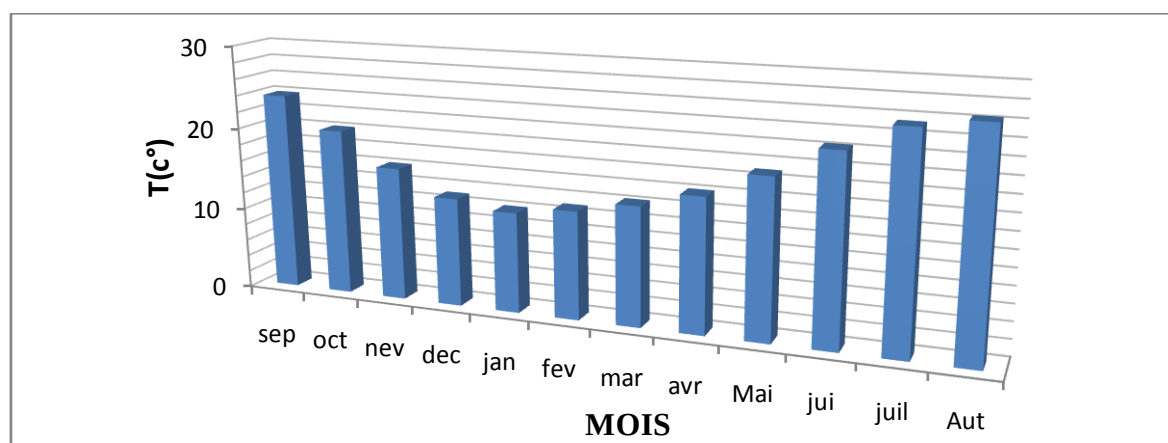


Figure II.06 : La répartition mensuelle des températures moyennes.

les températures maximales et minimales mensuelles de l'air à la station de Ténès, qui peuvent aussi être appliquées au futur barrage de Tarzout indiquées sur le tableau

Tableau II.07 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut
T _{Max} [°C]	34.1	31.4	26.7	21.6	19.5	21.6	25.4	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9
T _{Min} [°C]	14.0	10.6	7.4	4.1	4.0	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6

Source : ANBT.

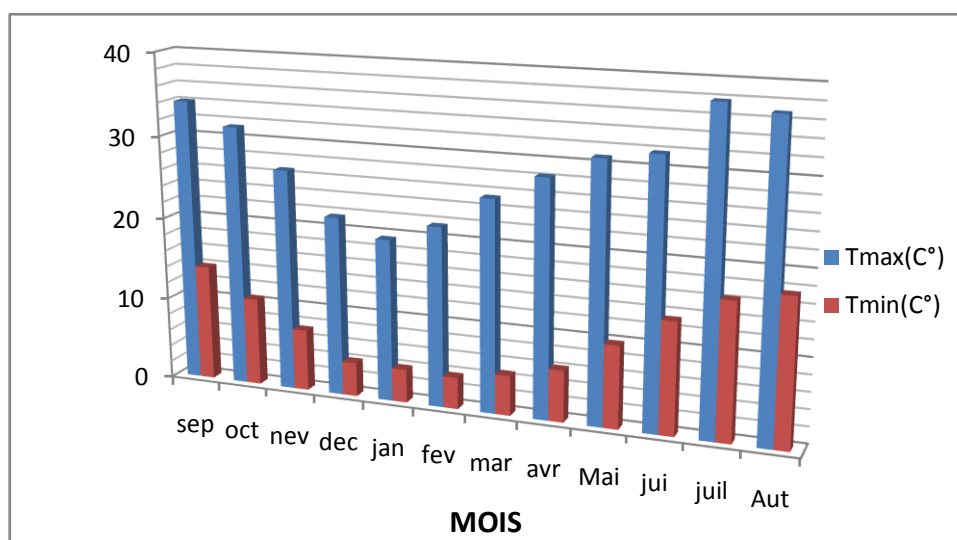


Figure II.07 : La répartition des Températures maximales et minimales mensuelles.

I.2.2 Le vent :

Le vent observé à la station de Chélif se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées sont ouest et est avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

II.2.3 Humidité relative de l'air :

Parmi les différents paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air, représentant la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, est d'importance capitale pratique.

Sur le tableau (II.08) sont consignées les valeurs de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle relative à la station de Cap Ténès qui peuvent également être utilisées pour le futur barrage de Tarzout.

Tableau II.08 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle à la station de Cap Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moy enne
H [%]	71	72	73	74	77	75	72	71	72	72	69	70	72

Source : ANBT.

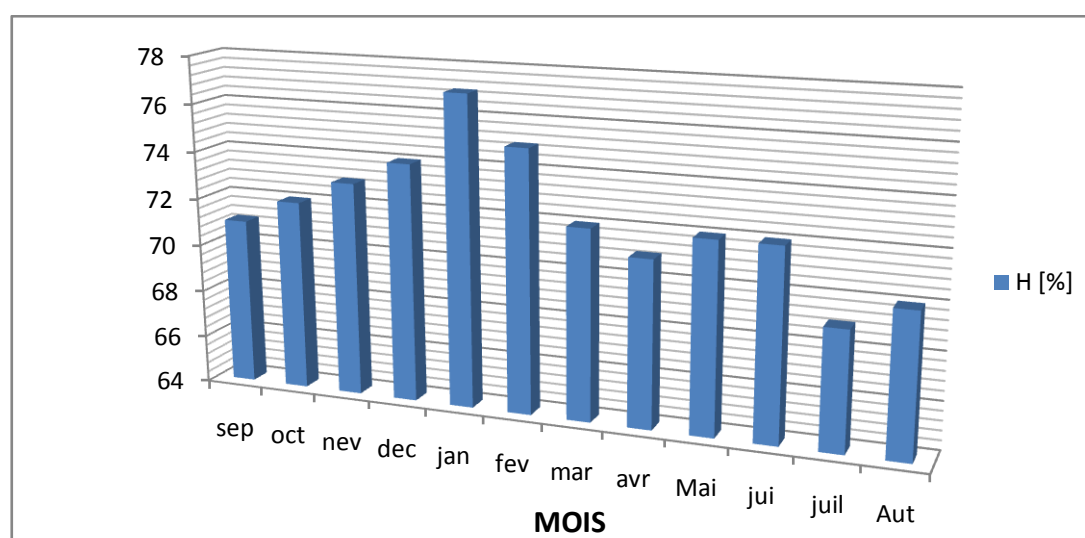


Figure II.08 : La répartition des Humidités moyennes mensuelles.

II.2.4 Évaporation

Vu que les mesures de l'évaporation n'ont pas été effectuées sur le bassin versant étudié, on adoptera l'évaporation mensuelle mesurée à la station d'Echelif qui se situe à proximité relative du bassin donné. La valeur de l'évaporation mensuelle est portée sur le tableau 3,8 . Pour appliquer à la retenue les valeurs obtenues au bac d'évaporation, on a utilisé un coefficient de réduction de 0,78

Tableau II.09 : Évaporation mensuelle – station de Echlef.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	193	108	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109	152.0	214	265.5	234	1602
réduc [mm]	150.5	84.2	62	41.7	37	44.8	69	85	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

Source : ANBT.

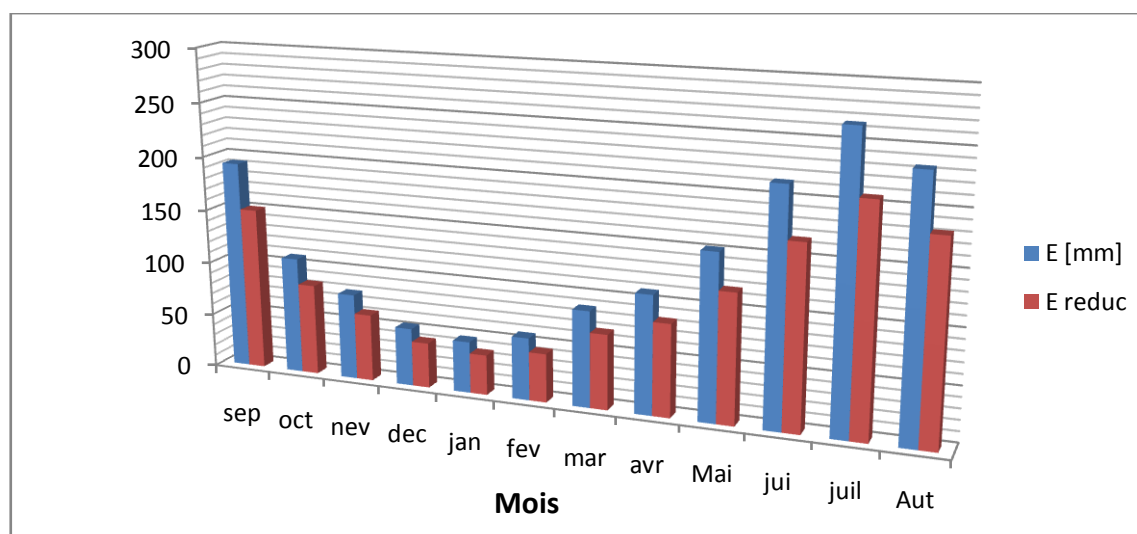


Figure II.09 : La répartition de l'Évaporation mensuelle.

II.2.5 Pluviométrie:

Selon les données disponibles, dans le bassin versant de l'Oued Tarzout, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations.

A/ Stations et données disponibles:

Toutefois dans le bassin versant de l'Oued Allalah, situé à l'Est du bassin versant étudié et qui confine avec lui dans sa partie amont sont implantées deux stations pluviométriques : Bordj Abou El Hassen (02.02.01) et Ténès (02.02.05). En allant encore plus à l'Est se trouve aussi la station pluviométrique de Damous (02.02.03).

Tableau II.10:Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques.

N°	Code	Station	Altitude(m)	Coordonnées de Lambert	
				X	Y
1.	02.02.01	Ain El Hassen	200	366.20	346.50
2.	02.02.03	Damous	40	411.20	361.35
3.	02.02.05	Ténès	5	376.80	359.00

Source : A.N.B.T

La première station (02.02.01) se trouve à proximité immédiate du bassin étudié et elle est équipée d'un pluviographe est elle à une altitude très voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station est proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie, d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

Tableau II.11 : station pluviométrique disponibles a proximité de la zone d'étude.

code	station	Altitude (m)	Année de service	Années d'observations	P (mm)
020201	Abou El hassen	200	1953 -2009	56	532.4

Source : A.N.R.H

Les totaux annuels aux stations de Damous et de Ténès sont utilisés pour étendre ou pour compléter les pluies correspondantes à la station de Bordj Abou El Hassen, choisie, comme il est exposé ci-dessus, comme station de référence pour le bassin de l'Oued Tarzout..

B/ Répartition de la pluie moyenne dans l'année :**Tableau II.12 :** Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
P (mm)	23.6	47,0	65,7	79,6	74,9	76,7	67.6	58,7	26,9	6,9	2.1	2,8	532.5
P (%)	4.43	8.83	12.34	14.95	14.06	14.4	12.69	11.02	5.05	1.29	0.39	0.52	100%

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure II.10.

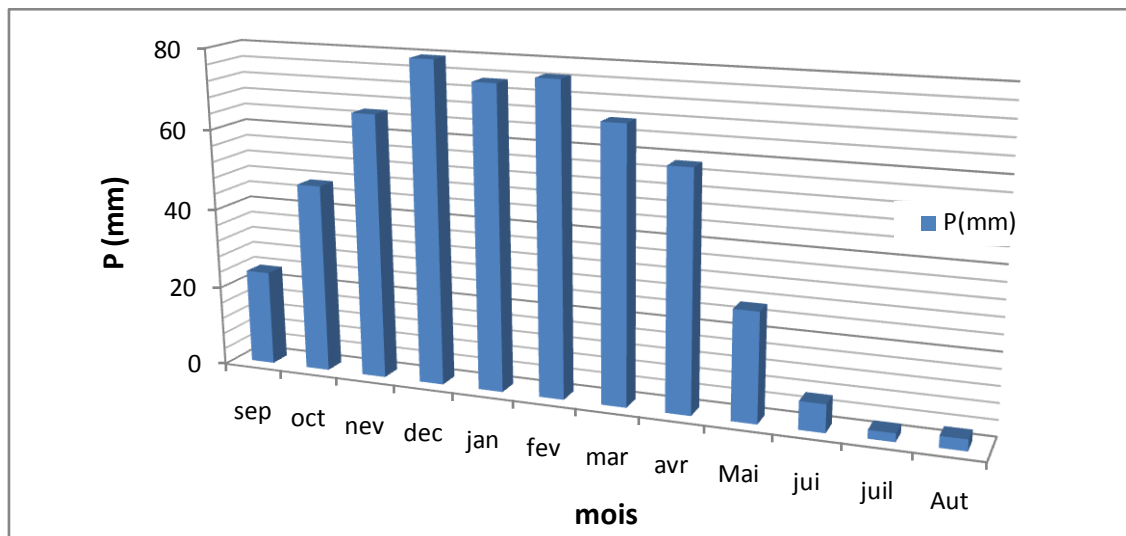


Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations.

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

C/ Les précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

Tableau II.13 : Caractéristiques de la série des précipitations avec N=57 ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=57} X_i$	3789,4
la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=57} X_i}{n}$	66.47
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_i^n (x_i^2 - n \cdot \bar{x}^2)$ et $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	33
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.507
L'exposant climatique :	$b=0.487$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b = 0.487$) est donné par l'ARNH de ALGER
 ANRH : agence nationale des ressources hydriques.

II.3 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**

2)-la loi de **GALTON (log-normal2)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

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

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.21}).$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

1/a : la pente de la droite de GUMBEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3,n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.22}).$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(57)

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

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

-calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »

-représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier *GUMBEL*.

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0$$

Avec :

$(1/a)$: la pente de la droite de GUMBEL

- **Gumbel (Méthode des moments)**

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 56

Paramètres :

u 53.385513

Alpha 24.618918

Quantiles :

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

T = 1/(1-q)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	280	25.2	231-330
2000.0	0.9995	241	21.1	199-282
1000.0	0.9990	223	19.3	186-261
200.0	0.9950	184	15.2	154- 214
100.0	0.9900	167	13.4	140-193
50.0	0.9800	149	11.7	127-172
20.0	0.9500	127	9.38	108-145
10.0	0.9000	109	7.65	93.8-124
5.0	0.8000	90.3	5.95	78.7-102
3.0	0.6667	75.6	4.73	66.3-84.9
2.0	0.5000	62.4	3.85	54.9-70.0

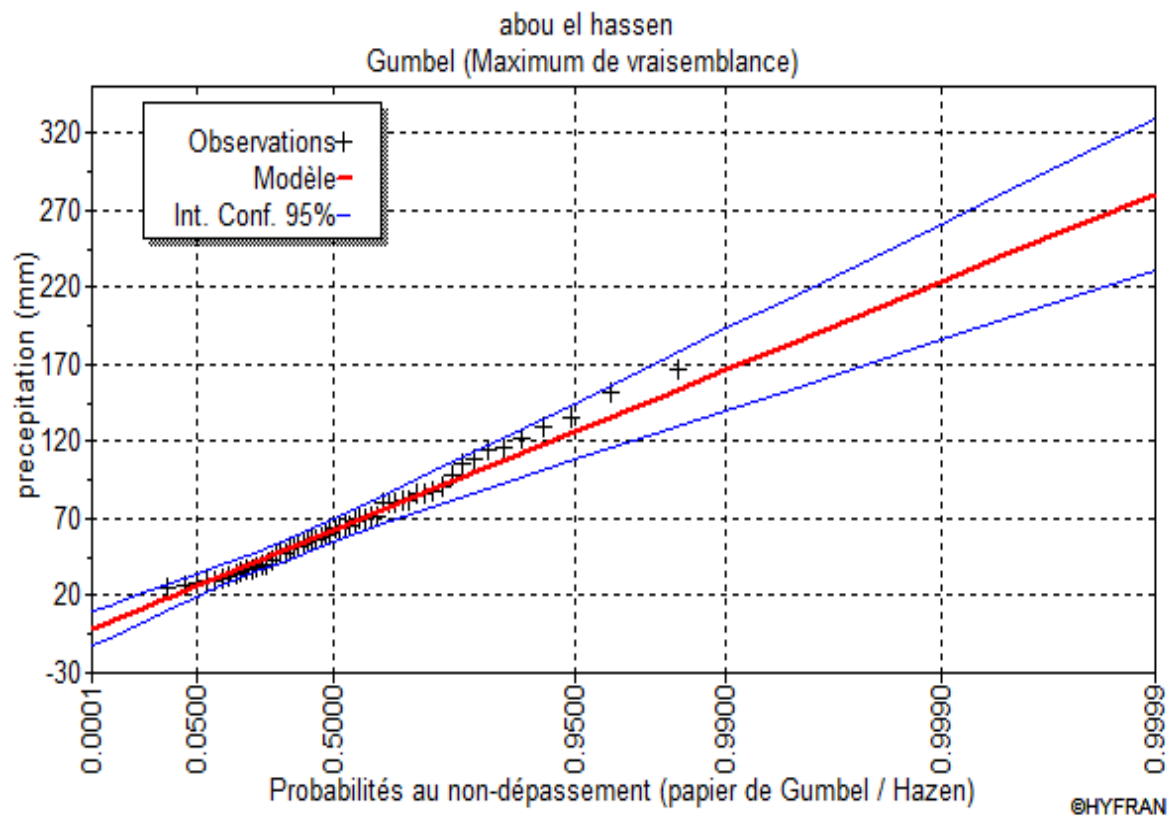


Figure II.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel.

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

Gumbel (Méthode des moments)	Carac de la loi	Carac.del'échantillon
Minimum	Aucun	25.3
Maximum	Aucun	167
Moyenne	67.6	68.2
Ecart – type	31.6	33
Médiane	62.4	62.5
Coefficient de variation (C_v)	0.467	0.483
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.14	1.01
Coefficient d'aplatissement (CK)	2.40	3.43

II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

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

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.23}).$$

Ou :
$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \quad (\text{II.24}).$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%) \quad (\text{II.25}).$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad (\text{II.26}).$$

• **Galton (Log -Normal)**

Nombre d'observations : 56

Paramètres :

mu 4.113517

sigma 0.473487

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau II.15 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	356	63.8	231- 481
2000.0	0.9995	291	46.9	199-382
1000.0	0.9990	264	40.5	185-344
200.0	0.9950	207	27.4	153- 261
100.0	0.9900	184	22.6	140-228
50.0	0.9800	162	18.2	126-197
20.0	0.9500	133	13.0	108-159
10.0	0.9000	112	9.62	93.4-131
5.0	0.8000	91.1	6.72	77.9-104
3.0	0.6667	75.0	4.96	65.3-84.7
2.0	0.5000	61.2	3.87	53.6- 68.7

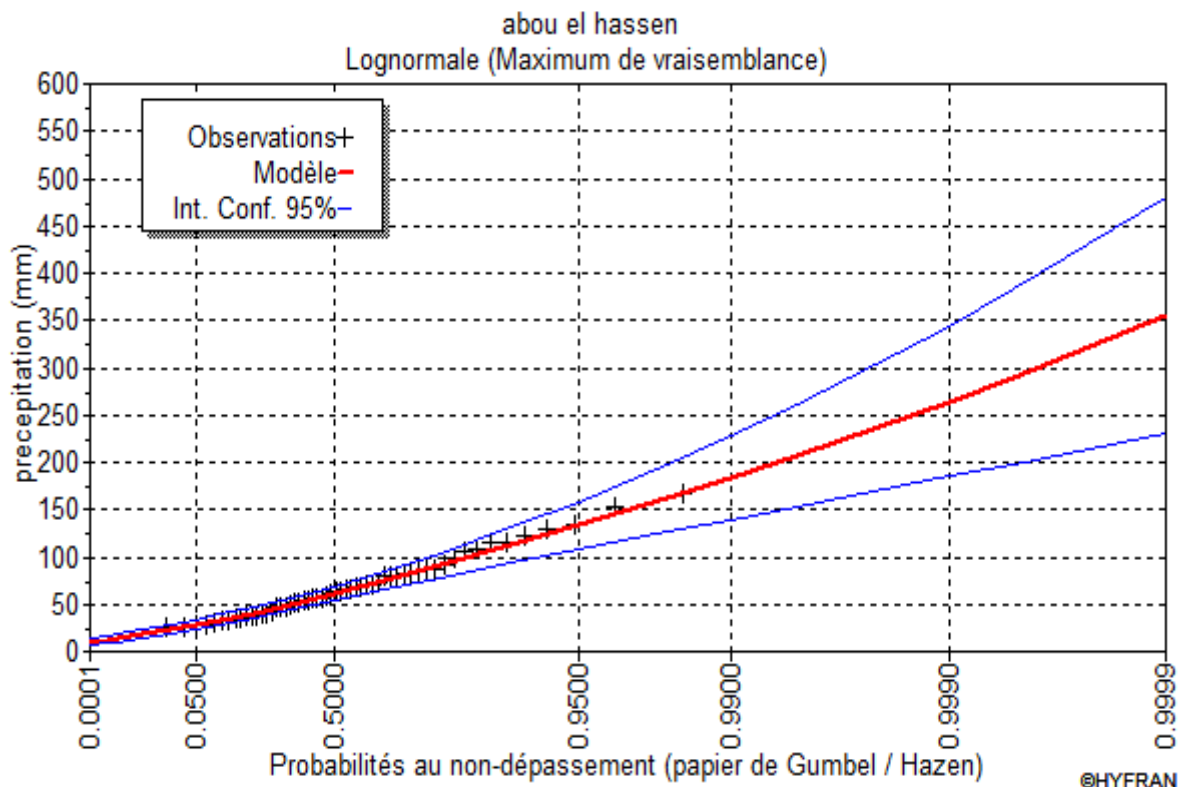


Figure II.12 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).

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

Galton (Log -Normal)	Carac .de la loi	Carac.de l'échantillon
Minimum	0.00	25.3
Maximum	Aucun	167
Moyenne	68.4	68.2
Ecart – type	34.3	33
Médiane	61.2	62.5
Coefficient de variation (C_v)	0.501	0.483
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.63	1.01
Coefficient d'aplatissement (CK)	8.07	3.43

Conclusion :

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

II.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.27})$$

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.487)

Tableau II.17 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.

Période	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1		0,01	
P _{maxj, p} (%) (mm)	91,1		112		133		162		184		264		356	
T(h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)
0,5	13,83	27,66	17,0	34,00	20,19	40,38	24,59	49,18	27,93	55,86	40,07	80,14	54,04	108,07
1	19,38	19,38	23,8	23,83	28,29	28,29	34,46	34,46	39,14	39,14	56,16	56,16	75,73	75,73
2	27,16	13,58	33,4	16,70	39,65	19,83	48,30	24,15	54,86	27,43	78,71	39,36	106,14	53,07
2,58	30,75	11,92	37,8	14,65	44,89	17,40	54,68	21,19	62,10	24,07	89,10	34,54	120,16	46,57
3	33,09	11,03	40,7	13,56	48,31	16,10	58,85	19,62	66,84	22,28	95,90	31,97	129,31	43,10
4	38,07	9,52	46,8	11,70	55,58	13,89	67,69	16,92	76,89	19,22	110,32	27,58	148,76	37,19
5	42,44	8,49	52,2	10,43	61,96	12,39	75,47	15,09	85,71	17,14	122,98	24,60	165,84	33,17
6	46,38	7,73	57,0	9,50	67,71	11,28	82,47	13,75	93,67	15,61	134,40	22,40	181,24	30,21
7	49,99	7,14	61,5	8,78	72,99	10,43	88,90	12,70	100,98	14,43	144,88	20,70	195,37	27,91
8	53,35	6,67	65,6	8,20	77,89	9,74	94,88	11,86	107,76	13,47	154,61	19,33	208,49	26,06
9	56,50	6,28	69,5	7,72	82,49	9,17	100,48	11,16	114,12	12,68	163,74	18,19	220,80	24,53
10	59,48	5,95	73,1	7,31	86,83	8,68	105,77	10,58	120,13	12,01	172,36	17,24	232,43	23,24
11	62,30	5,66	76,6	6,96	90,96	8,27	110,79	10,07	125,84	11,44	180,55	16,41	243,47	22,13
12	65,00	5,42	79,9	6,66	94,90	7,91	115,59	9,63	131,29	10,94	188,37	15,70	254,01	21,17
13	67,58	5,20	83,1	6,39	98,67	7,59	120,18	9,24	136,50	10,50	195,85	15,07	264,11	20,32
14	70,07	5,00	86,1	6,15	102,29	7,31	124,60	8,90	141,52	10,11	203,05	14,50	273,81	19,56
15	72,46	4,83	89,1	5,94	105,79	7,05	128,86	8,59	146,36	9,76	209,99	14,00	283,17	18,88
16	74,78	4,67	91,9	5,75	109,17	6,82	132,97	8,31	151,03	9,44	216,69	13,54	292,21	18,26
17	77,02	4,53	94,7	5,57	112,44	6,61	136,96	8,06	155,55	9,15	223,19	13,13	300,96	17,70
18	79,19	4,40	97,4	5,41	115,61	6,42	140,82	7,82	159,95	8,89	229,49	12,75	309,46	17,19
19	81,30	4,28	100,0	5,26	118,70	6,25	144,58	7,61	164,21	8,64	235,61	12,40	317,72	16,72
20	83,36	4,17	102,5	5,12	121,70	6,08	148,24	7,41	168,37	8,42	241,57	12,08	325,75	16,29
21	85,36	4,06	104,9	5,00	124,63	5,93	151,80	7,23	172,42	8,21	247,38	11,78	333,59	15,89
22	87,32	3,97	107,4	4,88	127,48	5,79	155,28	7,06	176,37	8,02	253,05	11,50	341,23	15,51
23	89,23	3,88	109,7	4,77	130,27	5,66	158,68	6,90	180,23	7,84	258,58	11,24	348,70	15,16
24	91,10	3,80	112,0	4,67	133,00	5,54	162,00	6,75	184,00	7,67	264,00	11,00	356,00	14,83

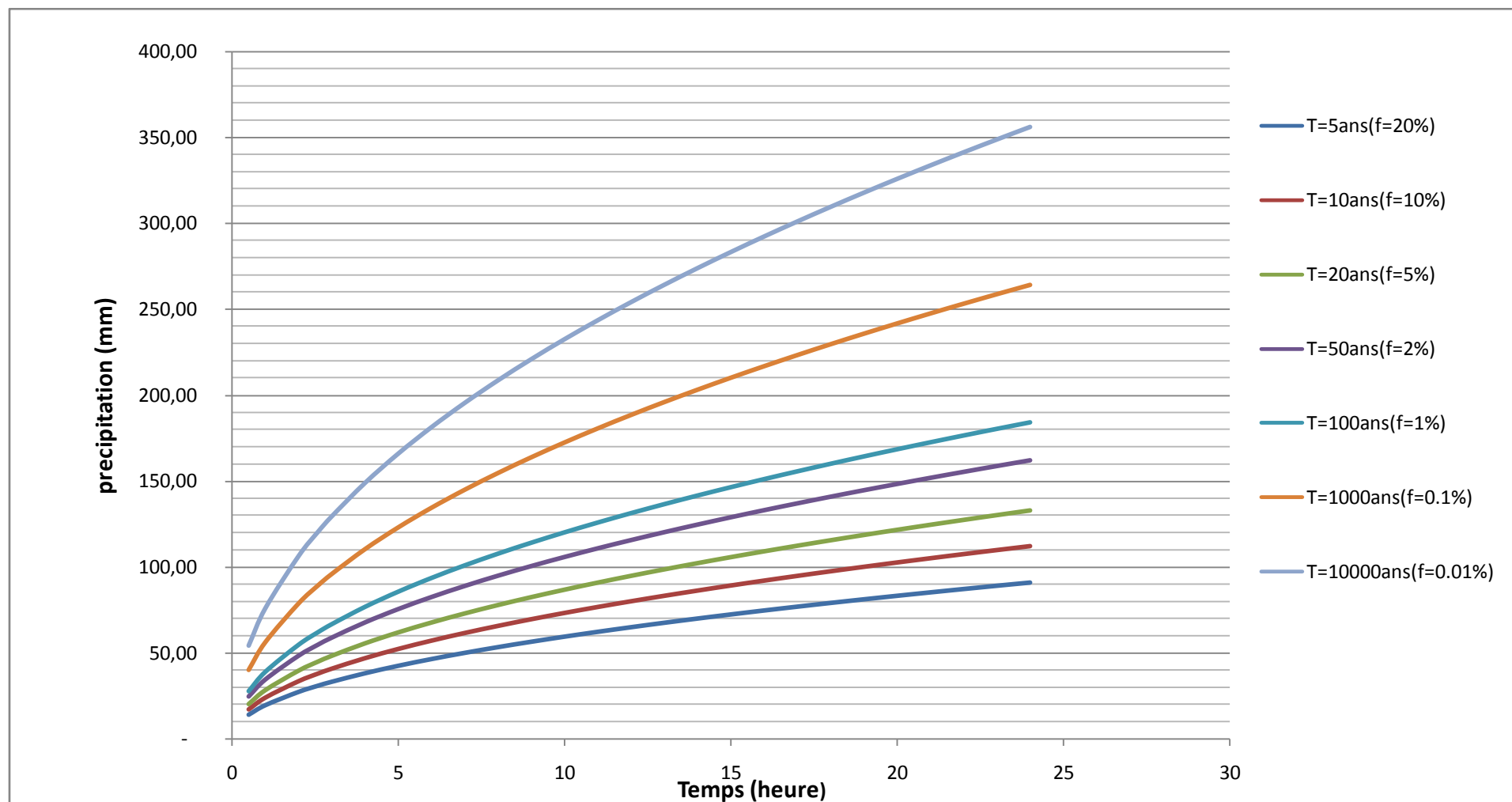
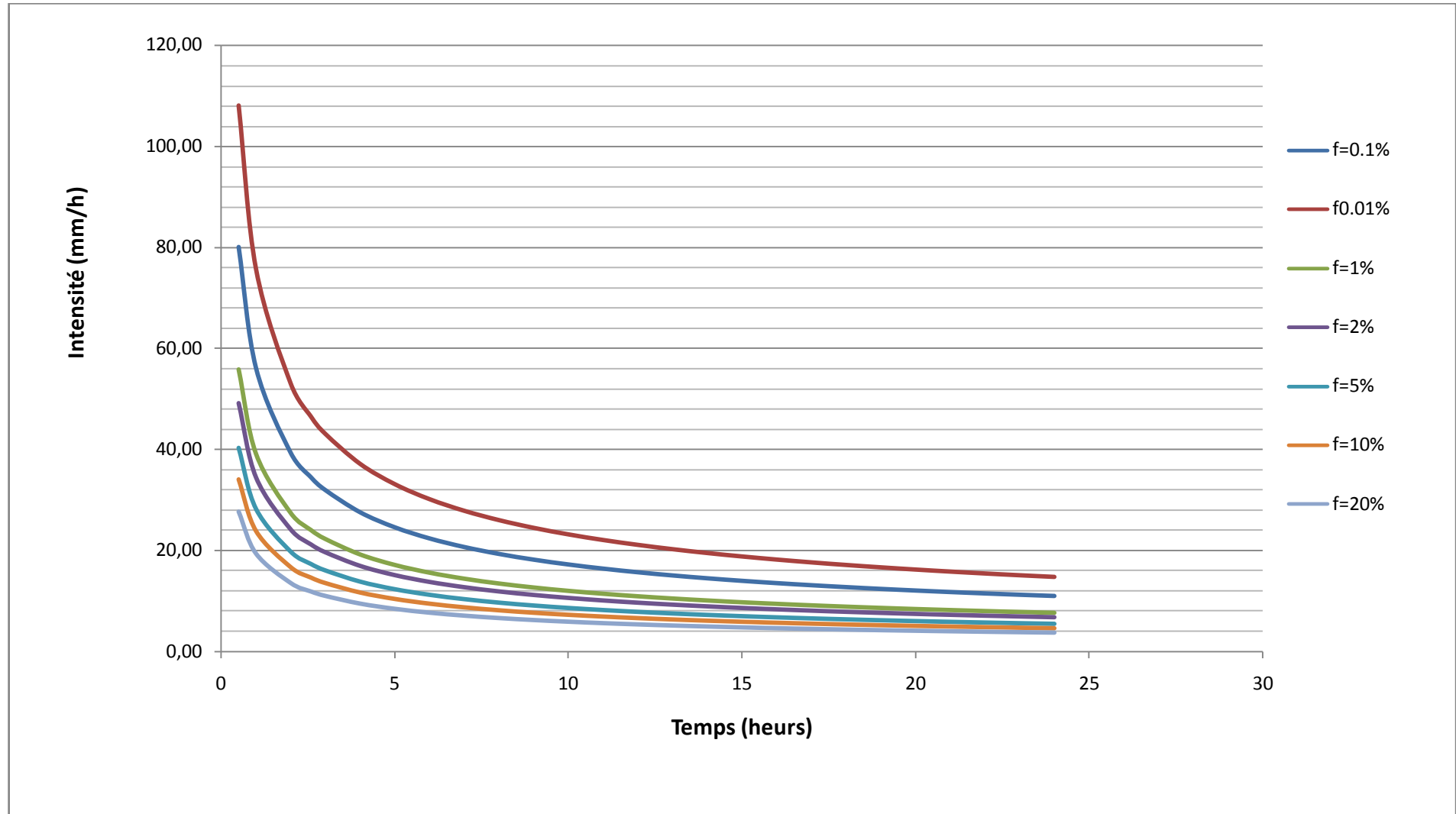


Figure II.13 : Pluies de Courte durée.

**Figure II.14 :** Intensité –Durée –Fréquence.

II.5 Évaluation des apports liquides:

I.5.1 Analogie avec la station de sidi Akacha (02.02.07):

Au niveau de notre site, on a optée à la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de sidi Akacha.

Dans de pareilles circonstances, lorsqu'il n'y a pas de mesures sur le cours d'eau, il est possible de faire recours aux différents procédés qui peuvent servir à l'évaluation du bilan d'eau, l'un des procédés consiste à reporter, selon un certain modèle, les apports d'un bassin versant situé à proximité et déjà étudié du point de vue de l'hydrologie, sur le bassin versant considéré. Ce serait bien idéal que ces deux bassins versants sont identiques au point de vue de la superficie, de la forme, de la structure géologique, des terrains boisés, de la pente moyenne, de la direction et du sens de l'écoulement du cours d'eau, de la quantité d'eau moyenne et de la répartition des pluies au niveau annuel et autre ce qui n'est pas souvent le cas en pratique. Dans le cas concret, on a profité de la possibilité de définir les valeurs des apports au site du futur barrage de Tarzout à partir des apports mesurés sur le bassin versant voisinant – analogue, celui de l'Oued Allalah, qui se jette aussi dans la Mer Méditerranée à environ 25 km à l'Est de l'Oued Tarzout, près de la localité de Ténès, tel qu'il est indiqué sur la carte de situation, annexe 1. Sur l'Oued Allah est installée une station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) qui occupe une surface versante de **295 km²** et est située approximativement sur la moitié de la longueur totale du cours d'eau.

Tableau II.19 : La répartition des apports de sidi Akacha.

Années d'observation	Apport annuel (Mm ³)	Années d'observation	Apport annuel (Mm ³)
1983 - 1984	5,60	1996 - 1997	11,17
1984 - 1985	10,06	1997 - 1998	13,29
1985 - 1986	26,83	1998 - 1999	22,42
1986 - 1987	40,10	1999 - 2000	26,05
1987 - 1988	7,53	2000 - 2001	11,09
1988 - 1989	7,68	2001 - 2002	23,23
1989 - 1990	3,51	2002 - 2003	8,13
1990 - 1991	17,31	2003 - 2004	4,82
1991 - 1992	8,39	2004 - 2005	7,77
1992 - 1993	3,96	2005 - 2006	22,78
1993 - 1994	9,14	2006 - 2007	17,44
1994 - 1995	15,93	2007 - 2008	9,87
1995 - 1996	23,91	Apport interannuel	14, 32

Nombre d'année d'observation : N=25 ans

Pour la détermination des apports du bassin versant on utilise analogie avec le bassin versant voisinant de l'Oued Allalah par la formule suivante :

$$A_{\text{interannuel}}^{\text{bassinversant}} = \frac{S_{BV}^{\text{bassinversant}}}{S_{BV}^{\text{station}}} \cdot A_{\text{interannuel}}^{\text{station}} \quad (\text{II.28})$$

$$A_{\text{interannuel}}^{\text{bassinversant}} = 5,56 \text{ Mm}^3$$

La répartition est donnée par le tableau suivant et la figure N°II.20.

Tableau II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,78	14,53	19,29	15,05	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
$A(\text{Mm}^3)_{\text{station}}$	0,15	0,60	1,95	2,55	2,08	2,76	2,15	1,35	0,60	0,11	0,01	0,02
$A(\text{Mm}^3)_{\text{site}}$	0,06	0,231	0,756	0,989	0,808	1,073	0,836	0,523	0,231	0,041	0,003	0,009

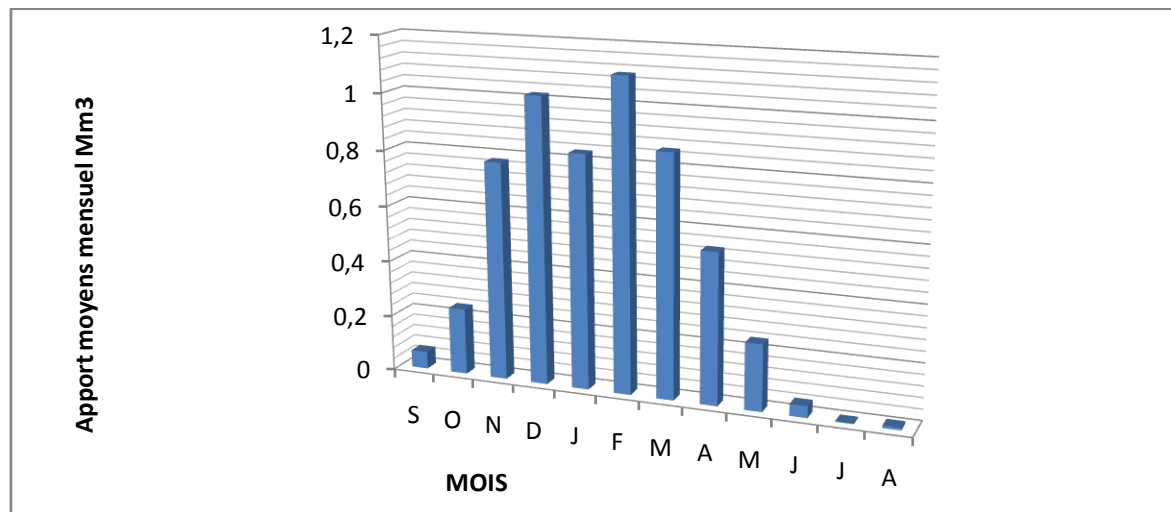


Figure II.15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de site.

I.5 .2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau II.21 : Caractéristiques de l'écoulement.

paramètre	relations	unité	valeur
Module de l'écoulement	$M_e = A_{\text{moy}} / T$	L /s	176,31
Module de l'écoulement relatif (spécifique)	$M_0 = M_e / S$	l/s/Km ²	1,54
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_{\text{moy}} / S_{\text{BV}}$	mm	48,52

Avec :

S_{BV} : Superficie du bassin ($S=114,6 \text{ Km}^2$).

A_{moy} : Apport moyen annuel = $5,56 \text{ Mm}^3$

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.106 \text{ s}$

II.5 .3 Les apports fréquents:

Donc la distribution des apports fréquents sera régie par la loi **Log Normale** par

l'équation de la variable réduite: $A_{(\%) } = e^{\overline{\ln X} + U \times \sigma_{\ln X}}$ (II.29)

Avec :

$\overline{\ln x}$: C'est l'apport moyen après la transformation de la série de Sidi Akacha en logarithme.

$$\overline{\ln x} = 2,47 \text{ Mm}^3$$

A%: apport de fréquence donnée.

U: variable réduite de Gauss.

Variance (σ^2) : pour $n < 30$ année on a :

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_i^n (x_i^2 - n \cdot \overline{x^2}) \quad (\text{II-30})$$

Avec : $n=25$ année.

$$\bar{x} = 2,47 \text{ Mm}$$

Donc : $\sigma^2 = 0,415$

L'écart type : $\sigma = \sqrt{\sigma^2} = 0,644$

Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv

$$Cv = \sigma_{\ln x} / \overline{\ln x} \quad (\text{II-31})$$

$$Cv = \frac{0,644}{2,47} = 0,261$$

$$Cs = 2 * Cv \quad (\text{II-32})$$

$$Cs = 0,522$$

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau II.22 : Apports fréquentiels de la station de Sidi Akacha.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
1.25	20,00	0,808	6.87
5	80,00	-0,85	20,2
10	90,00	-1,22	25.1
20	95,00	-1,49	29.9
50	98,00	-1,81	36.0
100	99,00	-1,96	40.7
1000	99,90	-2,4	55.9

II.5.4 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations

$$\text{On a: } A_{80\%}^{\text{site}} = A_{80\%}^{\text{station}} \times \frac{S_{BV}^{\text{site}}}{S_{\text{station}}^{\text{site}}} = 7,85 \text{ Mm}^3$$

$$A_{80\%}^{\text{site}} = 7,85 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,78	14,53	19,29	15,05	9,4	4,16	0,74	0,06	0,16
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

II.5.5 Apport solide et l'estimation du volume mort :

Le débit solide au bassin versant du barrage de TARZOUT peut être déterminé par des méthodes empiriques à cause d'absence des mesures sur le transport solide et les données sur des sédiments en suspension au site du barrage de TARZOUT ne sont pas disponibles.

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

- ✓ en suspension
- ✓ par charriage

a) Formule de TIXERONT:

$$V_m = (1,05; 1,1) \frac{Q_s}{\tau} * T \quad (\text{II-33})$$

T : durée de l'envasement La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons T=50 ans

Q_s : débit solide en tonne /an

τ : poids spécifiques moyen des sédiments $\tau = 1.5 \text{ T/m}^3$.

$$Q_s = Ts * S_{Bv} \quad (\text{II-34})$$

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

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \quad (\text{II-35})$$

Avec :

S_{Bv} : Superficie du bassin ($S=114,6 \text{ Km}^2$).

Ts : le transport solide en ($\text{t/Km}^2/\text{an}$).

L_0 : la lame écoulée en (mm). 48,52 mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (à moyenne perméabilité).

$Ts = 626,55 \text{ (t/Km}^2/\text{an)}$.

$Q_s = Ts * S_{Bv} = 70173,6 \text{ tone/an}$

AN: $V_m = 2,34 \text{ Mm}^3$

B - Formule liée à l'érosion spécifique(Fournier):

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \quad (\text{II.36}).$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,5 t/m³).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \quad (\text{II.37}).$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 76,7\text{mm}$.

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm) $P_a = 532.5\text{mm}$.

$h = 45\%(H_{\max} - H_{\min})$ (m);

$h_{\max}$: Altitude maximale = 830m.

$H_{\min}$: Altitude minimale = 25m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 114,6 \text{ Km}^2$.

A.N :

$h = 362,25\text{m}$.

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{48.45^2}{380.42} \right)^{2.65} \left(\frac{321.08^2}{176} \right)^{0.46} = 64.75 (t / km^2 / an)$$

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{76,7^2}{532,5} \right)^{2.65} \left(\frac{362,25^2}{114,6} \right)^{0.46} = t/km^2/an \quad E_s = t/km^2/an$$

$$V_m = \frac{64,75 \times 114,6 \times 50}{1,5} = Mm^3 \quad V_m = Hm^3$$

Tableau II.24 : Répartition de volume mort annuel.

Formule	volume annuel moyen (Mm ³)
Tixeront	2,34
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournie)	

Résultats et discussion:

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active ($300 < P_{an} = 532.5\text{mm} < 700$). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a $P_{an} = 532.5\text{mm}$ donc nous nous trouvons dans le même intervalle d'application de cette formule.

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 50ans de service est **2.34 Hm³**.

II.6 Étude des crues:

Une bonne détermination du bilan d'eau est l'une des opérations les plus importantes dans le cadre d'études hydrologiques d'un bassin versant. A plusieurs reprises

Dans de pareilles circonstances, lorsqu'il n'y a pas de mesures sur le cours d'eau, il est possible de faire recours aux différents procédés qui peuvent servir à l'évaluation du bilan d'eau. L'un des procédés consiste à reporter, selon un certain modèle, les débits d'un bassin versant situé à proximité et déjà étudié du point de vue de l'hydrologie, sur le bassin versant considéré. Ce serait bien idéal que ces deux bassins versants sont identiques au point de vue de la superficie, de la forme, de la structure géologique, des terrains boisés, de la pente moyenne, de la direction et du sens de l'écoulement du cours d'eau, de la quantité d'eau moyenne et de la répartition des pluies au niveau annuel et autre ce qui n'est pas souvent le cas en pratique. Dans le cas concret, on a profité de la possibilité de définir les valeurs des débits au site du futur barrage de Tazout à partir des débits mesurés sur le bassin versant voisinant – analogue, celui de l'Oued Allalah. L'Oued Allalah se jette aussi dans la Mer Méditerranée à environ 25 km à l'Est de l'Oued Tazout, près de la localité de Ténès, tel qu'il est indiqué sur la carte de situation, annexe 1. Sur l'Oued Allalah est installée une station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) qui occupe une surface versante de 295 km² et est située approximativement sur la moitié de la longueur totale du cours d'eau.

Dans la suite, on parlera du mode de détermination des débits au site du barrage de Tazout à partir des débits de l'Oued Allalah mesurés à la station hydrométrique de Sidi Akacha.

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

Tableau II.25 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha.

Années d'observation	Q max m3/s	Années d'observation	Q max m3/s
1983 - 1984	28,00	1996 - 1997	339,20
1984 - 1985	52,73	1997 - 1998	121,30
1985 - 1986	162,20	1998 - 1999	117,90
1986 - 1987	153,20	1999 - 2000	239,91
1987 - 1988	28,00	2000 - 2001	212,00
1988 - 1989	96,00	2001 - 2002	357,20
1989 - 1990	130,88	2002 - 2003	43,39
1990 - 1991	71,60	2003 - 2004	22,22
1991 - 1992	42,60	2004 - 2005	39,29

1992 - 1993	19,42	2005 - 2006	325,50
1993 - 1994	17,71	2006 - 2007	112,10
1994 - 1995	120,80	2007 - 2008	73,95
1995 - 1996	90,10		

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'analogie avec celle de Sidi Akacha par la relation suivante :

$$Q_{\text{interannuel}}^{\text{bassin versant}} = \frac{S_{BV}^{\text{bassin versant}}}{S_{BV}^{\text{station}}} \cdot Q_{\text{interannuel}}^{\text{station}} \quad (\text{II-38})$$

Tableau II.26 : La série des débits maximaux de station de Site.

Années d'observation	Q max m3/s	Années d'observation	Q max m3/s
1983 - 1984	10,88	1996 - 1997	131,77
1984 - 1985	20,48	1997 - 1998	47,12
1985 - 1986	63,01	1998 - 1999	45,80
1986 - 1987	59,51	1999 - 2000	93,2
1987 - 1988	10,88	2000 - 2001	82,36
1988 - 1989	37,29	2001 - 2002	138,76
1989 - 1990	50,84	2002 - 2003	16,86
1990 - 1991	27,81	2003 - 2004	8,63
1991 - 1992	16,55	2004 - 2005	15,26
1992 - 1993	7,54	2005 - 2006	126,45
1993 - 1994	6,88	2006 - 2007	43,55
1994 - 1995	46,93	2007 - 2008	28,73

II.6 .1 Les Débits fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **Log Normale** par l'équation de la variable réduite:

$$A_{(\%)} = e^{\overline{\ln X} + U \times \sigma_{\ln X}} \quad (\text{II-39})$$

Avec :

$\overline{\ln x}$: C'est l'apport moyen après la transformation de la série de sidi Akacha en logarithme.

A%: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Variance (σ^2), pour $n < 30$ année on a :

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_i^n (x_i^2 - n \cdot \overline{x^2}) \quad (\text{II-40})$$

$n=25$ ans.

$$\overline{\ln x} = 3,487 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$\sigma^2 = 0,825$$

L'ecart type :

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} = 0,908$$

Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv

$$Cv = \sigma_{\ln x} / \overline{\ln x} = \frac{0,908}{3,487} = 0,26$$

$$C_s = 2 * Cv = 0,521$$

Les calculs des Débits fréquents a conduit au tableau suivant:

Tableau N°II.27 : les Débits fréquents de la station de site.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Débits(m ³ /s)
1.25	80	-0,85	15,22
10	10	1,33	197,36
20	5	1,78	245,4
50	2	2,385	288,93
100	1	2,701	379,4
1000	0,1	3,83	720
10000	0,01	4,856	958

Tableau II.28 : Ordonnées maximales des hydro grammes (Débits fréquents) de crue par différentes périodes de retour pour le site du barrage de Tarzout sur l'Oued Tarzout de faisabilité et celle obtenue par l'ajustement par la loi de log normale :

Période de retour	10	20	50	100	1000	10.000
Q_{max} (m³/s)	220,00	295,00	395,00	470,00	735,00	965,00
Q_{max} (m³/s)	197,36	245,4	288,93	379,4	720	958

II 6.2 détermination les temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout :

Tableau II.29 : Principaux éléments géométriques du bassin versant de l'Oued Tarzout.

Cours d'eau	A [km ²]	L _s [km]	L _c [km]	H _{max} [m]	H _o [m]	H _u [m]	S ₁ [%]	S ₂ [%]
Oued Tarzout	114.6	19.5	8.9	830	25	371	1.77	28.2

Avec : A : superficie du bassin versant étudié;

L_s : longueur du cours d'eau principal (talweg) ;

L_c : distance séparant le centre de gravité du bassin versant et le site;

H_{max} : altitude maximale du cours d'eau principal ;

H_o : altitude du site;

H_u : altitude moyenne du cours principal ;

S₁: pente du lit rectifié;

S₂: pente maximale du cours d'eau.

La durée de la pluie (T_k) est déterminée d'après la formule SCS:

$$T_k = T_c \cdot (1 + T_c)^{-0.20} \quad (\text{II-41})$$

$$T_k = 2 \text{ heures}$$

T_c : Le temps de concentration moyenne **Tc=2,58 heures**

Afin de définir le temps de montée de l'hydro gramme (T_m), on a appliqué, les formules ci-dessous :

(a) Kennedy-Watt

$$T_o = 1.864 \cdot A^{0.39} \cdot S_2^{-0.31}, \quad (\text{II-42})$$

$$T_m = (T_k / 2 + T_o) \cdot 3 / (2 + k) \quad (\text{II-43})$$

$$T_m = 4,27 \text{ heures}$$

(b) Kennedy-Watt

$$T_o = 2.3 \cdot (L_{CP} / \sqrt{S_2})^{0.66}, \quad (\text{II-44})$$

$$T_o = 4,23 \text{ heures}$$

(c) Bell-Om Car

$$\log T_m = 0.037 + 0.47 \cdot \log L_s \quad (\text{II-45})$$

Donc:

$$T_m = 4,2 \text{ heures}$$

(d) Linsey-Kohler

$$T_o = 0.40 \cdot L_s^{0.67} \cdot (L_s \cdot L_c / \sqrt{S_1})^{0.086} \quad (\text{II-46})$$

$$D'ou, \quad Tm = (Tk / 2 + T_o) \cdot 3 / (2 + k) \quad (II-47)$$

Le temps de retard (T_d) s'obtient selon la formule :

$$Td = K t_m \quad (II-48)$$

Tableau II.30 : le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K).

Description du cours d'eau	Valeur de K
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 – 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

Le temps de base de l'hydrogramme s'obtient en additionnant le temps de montée et le temps de retard de l'hydro gramme, soit:

$$T_b = Tm + Td \quad (II-49)$$

$$T_b = 12,6 \text{ heures}$$

Tableau II.31 : récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout.

caractéristiques	désignation	Valeur	caractéristiques	désignation	Valeur
durée de la pluie	T_k	2.0	temps de décrue	T_d	8,4
temps de montée	T_m	4.2	temps de base	T_b	12,6

Remarque : unité c'est « heur »

II.6. 3 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

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

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

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

A - Pour le débit de la montée :

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (II.50)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

B - Pour le débit de décrue :

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{II.51})$$

Avec :

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

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

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

t_d : temps de la décrue en heures ;

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

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

Les Hydro gramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau (II.31) et la Figure (II.17).

Tableau II.32 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

temps (h)	periode de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10.000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,70	0,87	1,02	1,34	2,55	3,39
0,5	2,80	3,48	4,09	5,38	10,20	13,58
0,75	6,29	7,83	9,21	12,10	22,96	30,55
1	11,19	13,91	16,38	21,51	40,82	54,31
1,25	17,48	21,74	25,59	33,61	63,78	84,86
1,5	25,17	31,30	36,85	48,39	91,84	122,19
1,75	34,26	42,60	50,16	65,87	125,00	166,32
2	44,75	55,65	65,52	86,03	163,27	217,23
2,25	56,64	70,43	82,92	108,88	206,63	274,94
2,5	69,93	86,95	102,37	134,42	255,10	339,43
2,75	84,61	105,21	123,87	162,65	308,67	410,71
3	100,69	125,20	147,41	193,57	367,35	488,78
3,25	118,18	146,94	173,01	227,18	431,12	573,63
3,5	137,06	170,42	200,65	263,47	500,00	665,28
3,75	157,33	195,63	230,33	302,46	573,98	763,71
4	179,01	222,59	262,07	344,13	653,06	868,93
4,2	197,36	245,40	288,93	379,40	720,00	958,00
4,5	176,96	220,03	259,07	340,18	645,58	858,98
4,75	161,08	200,28	235,81	309,65	587,63	781,87
5	146,17	181,75	213,99	281,00	533,26	709,53
5,25	132,22	164,40	193,56	254,17	482,34	641,79
4,5	176,96	220,03	259,07	340,18	645,58	858,98

4,75	161,08	200,28	235,81	309,65	587,63	781,87
5	146,17	181,75	213,99	281,00	533,26	709,53
5,25	132,22	164,40	193,56	254,17	482,34	641,79
5,5	119,18	148,19	174,47	229,10	434,78	578,50
5,75	107,03	133,08	156,68	205,75	390,45	519,52
6	95,73	119,03	140,15	184,03	349,24	464,69
6,25	85,26	106,01	124,82	163,90	311,04	413,86
6,3	83,26	103,53	121,89	160,06	303,75	404,16
6,75	66,66	82,89	97,59	128,15	243,20	323,59
7	58,48	72,71	85,61	112,41	213,33	283,85
7,25	50,99	63,40	74,65	98,02	186,02	247,51
7,5	44,17	54,92	64,66	84,91	161,14	214,41
7,75	37,99	47,23	55,61	73,03	138,59	184,40
8	32,41	40,30	47,45	62,31	118,24	157,33
8,25	27,41	34,08	40,13	52,69	99,99	133,04
8,5	22,95	28,54	33,60	44,12	83,72	111,40
8,75	19,00	23,63	27,82	36,53	69,32	92,24
9	15,54	19,32	22,74	29,87	56,68	75,41
9,25	12,52	15,57	18,33	24,07	45,67	60,77
9,5	9,92	12,33	14,52	19,07	36,19	48,15
9,75	7,71	9,58	11,28	14,82	28,12	37,42
10	5,85	7,28	8,57	11,25	21,35	28,41
10,25	4,32	5,37	6,33	8,31	15,77	20,98
10,5	3,08	3,83	4,51	5,93	11,25	14,97
10,7	2,28	2,84	3,34	4,39	8,33	11,09
10,95	1,50	1,86	2,19	2,88	5,46	7,26
11,2	0,91	1,14	1,34	1,76	3,33	4,44
11,45	0,51	0,63	0,74	0,97	1,85	2,46
11,7	0,24	0,30	0,36	0,47	0,89	1,18
11,95	0,09	0,11	0,13	0,18	0,33	0,44
12,2	0,02	0,03	0,03	0,04	0,08	0,10
12,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

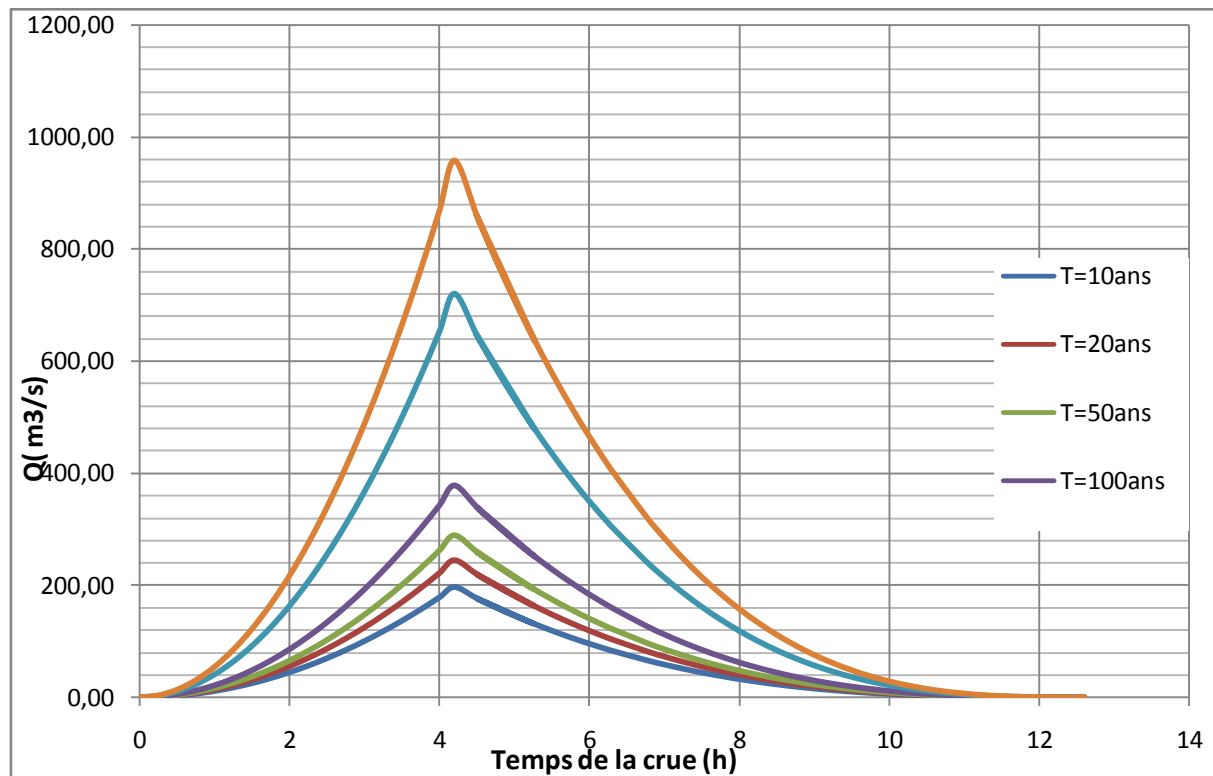


Figure II.16 : Hydro grammes des crues.

I.6.4 Choix de fréquence de la crue du projet et de chantier :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction, on se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages (CNAGB).

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).

- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.33 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois . Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.

Tableau II.34 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Élevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie-perméabilité...etc.)

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a * I_d * I_r .$$

Avec : **I_a** : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les Difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et Géotechniques).

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

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'emménagement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% ($T = 10000$ ans)

$$Q_{0.01\%} = 958,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydro gramme de la crue de projet ($Q_{0,01\%}$) et celui tracé il est donné dans la Figure II.17

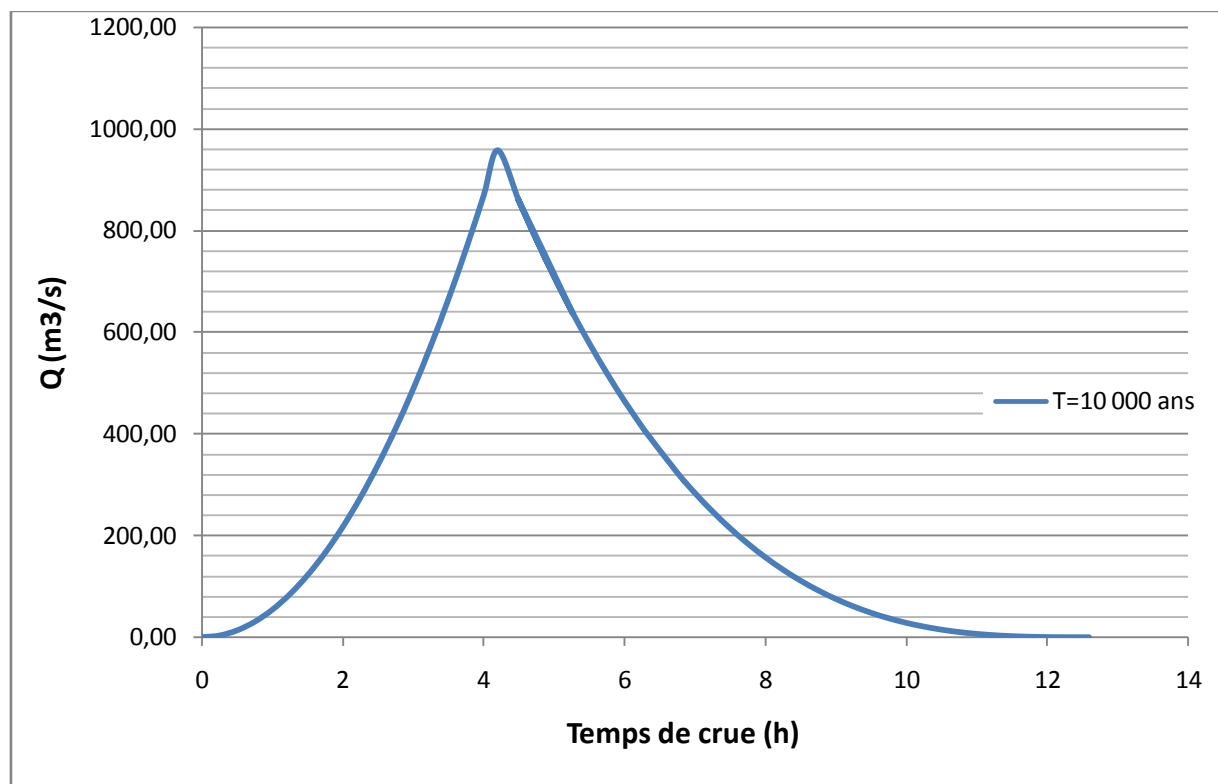
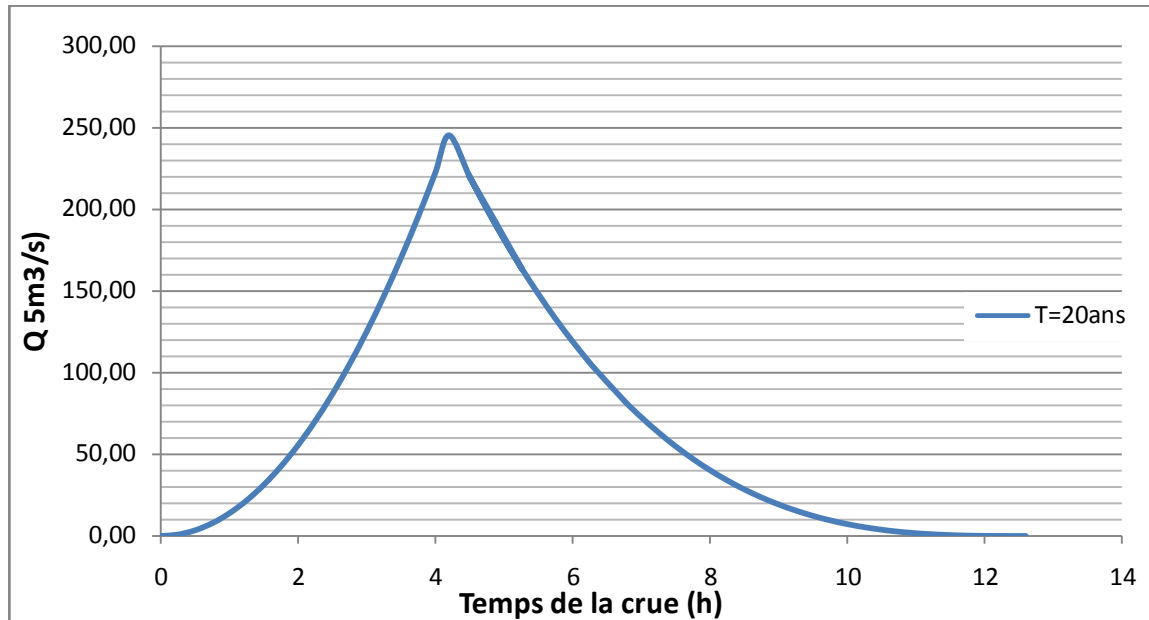


Figure II.17 : Hydro gramme de crue de projet $Q_{0,01\%}$.

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour ($T = 20$ ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 245,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Figure II.18 :** Hydro gramme de crue de projet $Q_{\text{crue travaux}}$.

II.7 Régularisation :

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de L'Oued Allalah, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Donc le but consiste à déterminer les paramètres de la retenue et un mode d'exploitation, permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux. Pour la satisfaction des consommateurs. La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

Pour la définition du volume de la retenue collinaire. On a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des masses d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

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

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- *-La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- *- La répartition mensuelle de l'apport ($A 80\% \text{ Hm}^3$).
- *-La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

II.7.1 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la cote de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 165.00m et la cote maximale de 716.00m, soit hauteur près de 20 mètres. L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{II.52})$$

$$\Delta V_i = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H \quad (\text{II-53})$$

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 suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.

côte (m)	H (m)	S (Ha)	S moy (Ha)	ΔH (m)	ΔV (Mm3)	Vh (Mm3)
25	0	0	0,46875	5	3.125	0
30	5	0,9375				3.125
			2,8125	5	0,1406	3.2656
35	10	4,6875				
			6,25	5	0 ,3125	3.5781
40	15	7,8125				
			8,59375	5	0,4297	4.0078
45	20	9,375				
			11,71875	5	0,5859	4,5937
50	25	14,0625				
			16,09375	5	0,8047	

55	30	18,125				5.3984
			20	5	1	
60	35	21,875				6,3984
			24,6875	5	1,2344	
65	40	27,5				7,6328
			30	5	1,5	
70	45	32,5				9.1328
			34,84	5	1,742	
75	50	37,1875				10,8748
			40	5	2	
80	55	42,8125				12,8748
			46,25	5	2,3125	
85	60	49,6875				15 ,1873
			52,8125	5	2,6406	
90	65	55,9375				17,8279
			58,28125	5	2,9406	
côte (m)	H (m)	S (Ha)	S moy (Ha)	ΔH (m)	ΔV (Mm3)	Vh (Mm3)
95	70	60,3545	66,5625	5	3,3281	
100	75	72,5				24,0966
105	80			5	0,1406	

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques :

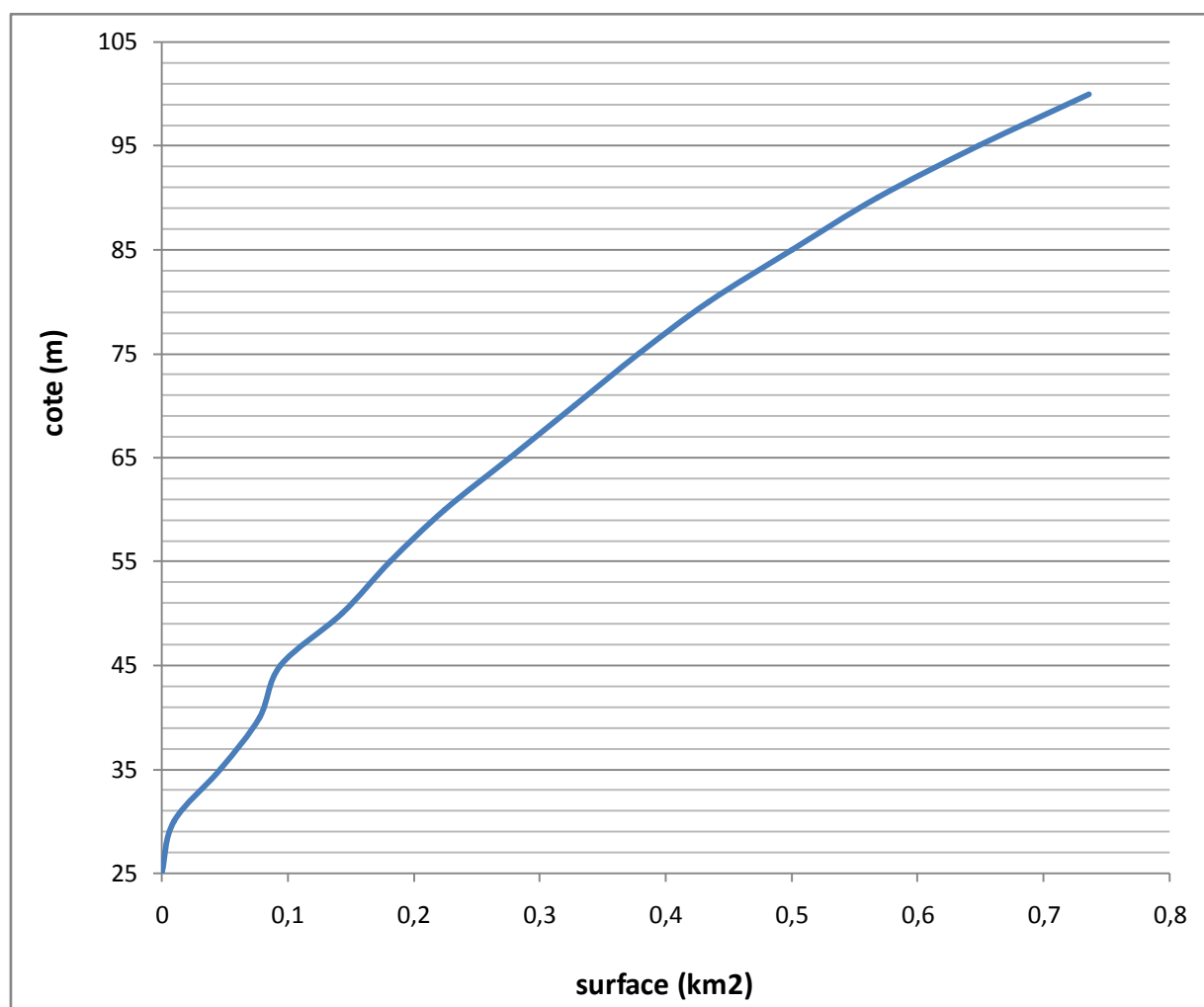


Figure II.19 : Courbes Surface - Hauteur.

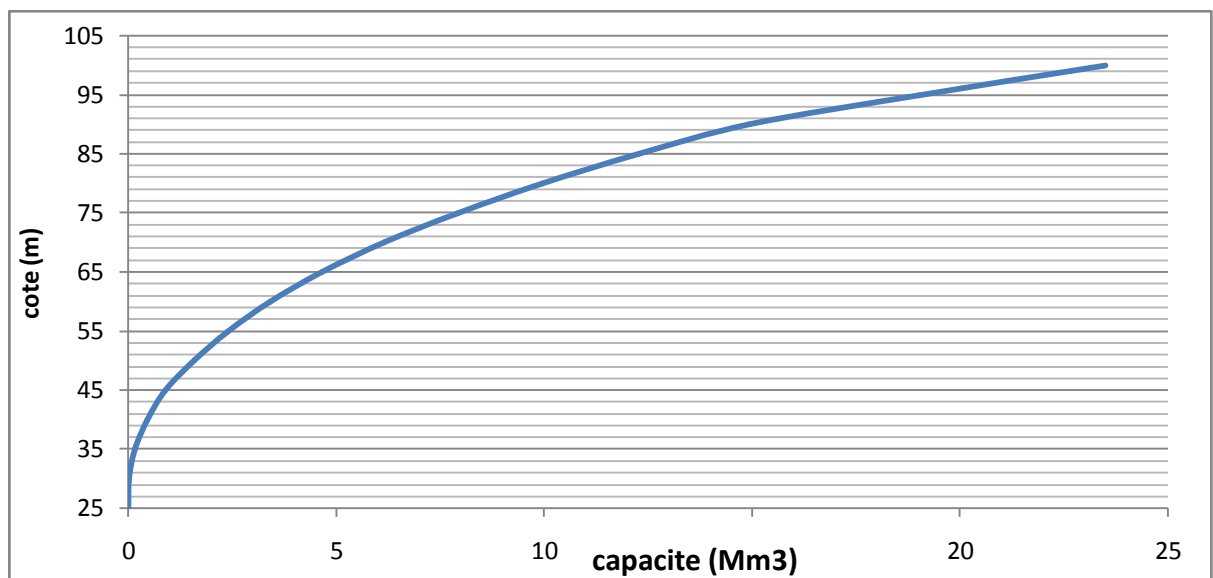


Figure II.20 : Courbes Capacité -Hauteur.

II.7.2 Répartition des besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued **Allalah** est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition des besoins est comme suit :

La surface qu'on a à irriguer est de 700 Ha.

Tableau II.36 : Répartition mensuelle des besoins.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
Besoin en (%)	4,71	2,00	0,43	0,0	0,0	0,14	1,71	7,13	18,54	24,82	26,25	14,27
U_{irr} (Mm ³)	0,23	0,10	0,02	0,0	0,0	0,01	0,08	0,35	0,91	1,22	1,29	0,70

II.7.3 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm³) :

Tableau II.37 : Répartition mensuelle des apports.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,78	14,53	19,29	15,05	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

II.7.4 Calcul du volume utile :

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

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

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

➤ **Procédé de calcul:**

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad (II-54)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.7.4.1 Régularisation annuelle :**A /Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :**

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

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

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

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

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

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

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

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

Tableau II.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	0,327	0,10	0,23	2,34	2,34			2,34	
				2,57	2,57		2,11	2,34	0,23
Novembre	1,068	0,02	1,05	3,62	3,62		1,29	2,34	1,05
Décembre	1,396	0,00	1,40	5,02	5,02		0,94	2,34	1,4
Janvier	1,141	0,00	1,14	6,16	6,16		2,08	2,34	0,26
				7,66	6,21	1,45	3,22	3,22	
Février	1,514	0,01	1,50	7,31	6,21	1,1	4,72	4,72	
Mars	1,181	0,08	1,10	6,6	6,21	0,39	5,82	5,82	
				5,63	5,63		6,21	6,21	
Avril	0,738	0,35	0,39	4,47	4,47		5,63	5,63	
Mai	0,327	0,91	-0,58	3,38	3,38		4,47	4,47	
				2,49	2,49		3,18	3,18	
Juin	0,003	1,22	-1,16	2,34	2,34		2,49	2,49	
Juillet	0,058	1,29	-1,29						
Aout	0,013	0,70	-0,69						
sept	0,085	0,23	-0,15						
						2,94	2,34	2,34	2,94

Du tableau (II.38) on à:

$$V_s = 6,81 \text{ M m}^3$$

$$V_d = 3,87 \text{ M m}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

Alors :

$$V_u = 3,87 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \quad (II.55).$$

D'où :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 3,87 + 2,34 = 6,21 \text{ Mm}^3 \quad V_{NNR} = 6,21 \text{ Mm}^3$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer.

B/ Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ♦ Pertes par évaporation.
- ♦ Pertes par infiltration.

1) Pertes par évaporation :

$$\text{On a: } V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (II.56)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,j} + V_{rf,j+1}}{2} \right] \quad (II.57)$$

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

2) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (II.58)$$

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

Avec : δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette

$$\delta = (0.5 \div 1.5) \quad \text{on prend } \delta = 0.75$$

Tableau II.39 : Les pertes dans la retenue.

mois	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avr	mai	juin	juil.	Aout	sept
V_{moy} Mm^3	2,455	3,095	4,32	5,59	6,91	7,485	6,955	6,115	5,05	3,925	2,935	2,415
S_{moy} (Km^2)	0,0074	0,0931	0,1186	0,1845	0,2066	0,2162	0,2073	0,1933	0,1635	0,0909	0,0088	0,0073
Es (m)	0,0842	0,062	0,0417	0,037	0,0448	0,069	0,085	0,1185	0,1669	0,2071	0,1825	0,1505
V_{inf} Mm^3	0,0184	0,0232	0,0324	0,0419	0,0518	0,0561	0,0522	0,0459	0,0379	0,0294	0,0220	0,0181
V_{evp} Mm^3	0,0006	0,0058	0,0049	0,0068	0,0093	0,0149	0,0176	0,0229	0,0273	0,0188	0,0016	0,0011
$\Pi \text{ Mm}^3$	0,0190	0,0290	0,0373	0,0487	0,0611	0,0710	0,0698	0,0688	0,0652	0,0482	0,0236	0,0192
$W-(U + \pi)$	0,208	1,019	1,3587	1,0923	1,4429	1,03	0,3182	-0,6518	-1,2272	-1,3332	-0,7106	-0,1642

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.40 : Calcul du volume utile en tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Pertes	A _{80%} - (U _{80%} +P)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
OCT	0.327	0,10	0,0190	0,208	2,34	2,34			2,34	
					2,548	2,548		2,132	2,34	0,208
Nov	1.068	0,02	0,0290	1,019	3,567	3,567		1,321	2,34	1,019
					4,9257	4,9257		1,1849	2,34	1,1551
Déc	1.396	0,00	0,0373	1,3587	6 ,018	6 ,018		2,5436	2,5436	0
					7,4609	6,427	1,0339	3,6359	3,6359	
Jan	1.141	0,00	0,0487	1,0923	7,457	6,427	1,03	5,0788	5,0788	
					6,7452	6,427	0,3182	6,1088	6,1088	
Fév	1,514	0,01	0,0611	1,4429	5,7752	5,7752		6,427	6,427	
					4,548	4,548		5,7752	5,7752	
Mar	1,181	0,08	0,0710	1,03	3,2148	3,2148		4,548	4,548	
					2,5042	2,5042		3,2148	3,2148	
Avr	0,738	0,35	0,0698	0,3182	2,34	2,34		2,5042	2,5042	
							2,3821	2,34	2,34	2,3821
Mai	0,327	0,91	0,0688	-0,6518						
Jun	0,003	1,22	0,0652	-1,2272						
Jun	0,058	1,29	0,0482	-1,3332						
Aou	0,013	0,70	0,0236	-0,7106						
Sep	0,085	0,23	0,0192	-0,1642						

$$\left. \begin{array}{l} V'_s = 6,4691 \text{ Mm}^3 \\ V'_d = 4,087 \text{ Mm}^3 \end{array} \right\}$$

$$\text{D'où : } V'_u = V'_d = 4,087 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V'_{NNR} = 6,427 \text{ Mm}^3$$

Estimation de l'erreur :

$$1\% < \zeta < 5\%$$

$$\text{On a: } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 = 4,23\% \quad (\text{II.59})$$

II.7.4.2 Régularisation interannuel :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années, il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle.

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

1-Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaïdzé:

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \quad (\text{II.60})$$

Avec:

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel (5,56 Mm³)

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s W_o$

$$V_u = 4,087 \text{ Mm}^3.$$

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaïdzé, cette composante β_{plur} est fonction de : ($P\%$, α , C_v , C_s , r)

α : Coefficient de régularisation.

$P\%$: Probabilité de garantie

C_s : Coefficient d'asymétrie

C_v : Coefficient de variation de la série des apports annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau II.41: Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$.

module spécifique $M_0(l/s.km^2)$	>20	20 - 10	10 – 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 1,54 l/s/Km^2 < 1$ donc : **$r=0,4$**

Donc on est dans le cas où $C_s = 2 C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnent pour :

$P=95\%$

$\alpha=0,9$

$C_v = 0,91$

$C_s = 2C_v = 1,82$

$\beta_{plur} = 0,36$

$V_{plur} = \beta_{plur} W_o = 0,36 * 5,56 = 2 \text{ Mm}^3$

Donc : $V_{u_{int}} = V_s + V_{plur} = 4,087 + 2 = 6,087 \text{ Mm}^3$

$V_{u_{int}} = 6,087 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}}$ implique que :

$V_{NNR} = 2,34 + 6,087 = 8,427 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = 8,43 \text{ Mm}^3$

2. Calcul du volume utile interannuel par la méthode KRISTEKLY -MENKEL:

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

On a : $V_{u_{int}} = V_s + V_{int}$ (II-61)

Le volume interannuel dont la relation :

$V_{u_{int}} = \beta_{plur} . W_o$ (II-62)

$\beta_{plur} = \max(D) = \max[(\alpha - Kp\%).n]$ (II-63)

Avec

α : Coefficient de régularisation

$Kp\%$: Coefficient de l'hydraulicité

$Kp\% = Fp\% C_v^{(n)} + 1$ (II-64)

Avec : C_v : Coefficient de variation

$Fp\%$: la probabilité en fonction de $P\%$ et C_s

$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}}$; $C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$ (II-65)

Donc : $\beta_{plur} = \max[(\alpha - Kp\%).n]$ (II-66)

Tableau II.42: résultats de calcul du coefficient de débit.

n	n ^{0.5}	CV	cs	F80%	KP=CV.FP+1	$\alpha=0,9$
1	1	0,633	1,266	-0,85	0,462	0,4381
2	1,41421356	0,448	0,895	-0,85	0,620	0,5609
3	1,73205081	0,365	0,731	-0,85	0,689	0,6319
4	2	0,317	0,633	-0,85	0,731	0,6761
5	2,23606798	0,283	0,566	-0,85	0,759	0,7031
6	2,44948974	0,258	0,517	-0,85	0,780	0,7179
7	2,64575131	0,239	0,479	-0,85	0,797	0,7235
8	2,82842712	0,224	0,448	-0,85	0,810	0,7218
9	3	0,211	0,422	-0,85	0,821	0,7142
10	3,16227766	0,200	0,400	-0,85	0,830	0,7015
11	3,31662479	0,191	0,382	-0,85	0,838	0,6845
12	3,46410162	0,183	0,365	-0,85	0,845	0,6639
13	3,60555128	0,176	0,351	-0,85	0,851	0,6400
14	3,74165739	0,169	0,338	-0,85	0,856	0,6132
15	3,87298335	0,163	0,327	-0,85	0,861	0,5839
16	4	0,158	0,317	-0,85	0,865	0,5522
17	4,12310563	0,154	0,307	-0,85	0,870	0,5184
18	4,24264069	0,149	0,298	-0,85	0,873	0,4828
19	4,35889894	0,145	0,290	-0,85	0,877	0,4453
20	4,47213595	0,142	0,283	-0,85	0,880	0,4062
21	4,58257569	0,138	0,276	-0,85	0,883	0,3657
22	4,69041576	0,135	0,270	-0,85	0,885	0,3237
23	4,79583152	0,132	0,264	-0,85	0,888	0,2804
24	4,89897949	0,129	0,258	-0,85	0,890	0,2359
25	5	0,127	0,253	-0,85	0,892	0,1903

D'après le tableau (II.42) de calcul dans l'annexe II.4 .on trouve : $\beta_{\text{plur}} = 0,7235$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plu}} W_o = 5,563 * 0,7235 = 4,03 \text{ Mm}^3 \quad V_{\text{plur}} = 4,03 \text{ Mm}^3.$$

le calcul le volume saisonnier par la loi suivante :

$$V_{\text{sais}} = (\beta_s) W_o$$

W_o : l'apport moyen interannuel (5,56 Mm³)

β_s : composante saisonnière

$$B_s = \alpha * (T_{\text{et}} - W_{\text{et}}) \quad (\text{II-67})$$

- $T_{\text{et}} = \text{Nét}/12$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.

- Nét : Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

$$W_{\text{et}} = \frac{\sum_{i=1}^{\text{nét}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} : \text{Volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.}$$

W_m : Apport pendant la période d'étiage.

W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

Tableau II.43 : Répartition mensuelle des apports.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
$A_{80\%} (Mm^3)$	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

$$A_0 = \sum \frac{A_i}{12} = 0,654 Mm^3$$

$$A_0 = 0,654 Mm^3$$

$$N_{et} = 6$$

Donc: $T_{et} = \frac{6}{12} = 0,5$

$$W_{et} = 0,815 / 7,853 = 0,104$$

$$B_s = 0,9 * (0,5 - 0,104) = 0,356$$

$$Vsais = (\beta_s) W_o = 0,356 * 5,56 = 1,98 Mm^3$$

$$Vsais = 1,98 Mm^3$$

Donc :

$$V_{u_{int}} = V_s + V_{int} = 1,98 + 4,03 = 6,01 Mm^3$$

Volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V'_m + V_U$

$$V_{NNR} = 2,34 + 6,01 = 8,35 Mm^3$$

$$V_{NNR} = 8,35 Mm^3$$

$$NNR = 76,06 \text{ m.NGA}$$

Tableau II.44 : récapitulatif des résultats de la régularisation.

Dénomination	Quantité
Cote au niveau mort (▼NVM)	54,46
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	76,06
Volume mort (Mm^3)	2.34
Volume utile (Mm^3)	6,01
Volume normal de la retenue (Mm^3)	8,35
Cote de fond (▼fond)	25

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité.

Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul du laminage des crues. Le calcul de laminage de crues se fait après le choix de la crue de projet.



Chapitre III :

Laminage des crues

CHAPITRE III : LAMINAGE DES CRUES

III) Généralités :

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue Cette relation peut être formulée comme suite :

$$Q \times dt = q \times dt + S \times dh \quad (\text{III.01})$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant -t- est :

$$Q - q = S \times \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.02})$$

Avec:

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,... Nous traitons dans ce travail les méthodes de Kotcherine et Hildenblat.

III.1) La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

1-l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.

2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.

3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;

4-les pertes par infiltration et évaporation sont concédèrent comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.03})$$

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

b: largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (\text{III.04})$$

H_0 :charge globale.

V_0 :vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad (\text{III.05})$$

Avec: $S = b.H \quad (\text{III.06})$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

III.1.1) Données initiales :

Tableau III.1 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

$g \text{ (m}^2/\text{s)}$	9.81
$Q_{0.01\%} \text{ (m}^3/\text{s)}$	958
$V_{cr} \text{ (Mm}^3\text{)}$	21,727
m	0.49

III.1.2) Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b :

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- 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,
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydro gramme ayant une forme triangulaire :

$$V_f = 0.5 \times Q_{\max p\%} \times T \quad (\text{III.07})$$

- A l'aide de la formule $q_{\max p\%} = Q_{\max p\%} \times (1 - \frac{V_f}{V_{cr}})$ (III.08)
- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d .

Les calculs sont présentés dans le tableau qui suit.

Tableau III.2 : Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b .

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de H_d (Méthode de KOTCHERINE)																
H_d (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	V_f (Mm3)	$q_{max,p\%} = Q_{max,p\%}(1 - V_f/V_{cr})$	$q_{max,p\%} = m.b\sqrt{2g} \cdot H_d \text{ Puis}(3/2) \quad (m^3/s)$											
					b (m)											
					20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,4	76,46	8,7	0,35	942,57	10,98	16,47	19,22	21,96	24,71	27,45	30,20	32,94	35,69	38,44	41,18	43,93
0,8	76,86	11,49	3,59	799,71	31,06	46,59	54,36	62,12	69,89	77,65	85,42	93,18	100,95	108,71	116,48	124,24
1,2	77,26	14,02	5,67	707,99	57,06	85,59	99,86	114,12	128,39	142,66	156,92	171,19	185,45	199,72	213,98	228,25
1,6	77,66	16,83	8,48	584,09	87,85	131,78	153,74	175,71	197,67	219,63	241,60	263,56	285,52	307,48	329,45	351,41
2	78,06	19,22	10,87	478,71	122,78	184,17	214,86	245,56	276,25	306,95	337,64	368,33	399,03	429,72	460,42	491,11
2,4	78,46	22,76	14,41	322,63	161,40	242,09	282,44	322,79	363,14	403,49	443,84	484,19	524,54	564,89	605,23	645,58
2,8	78,86	26,02	17,67	178,88	203,38	305,07	355,92	406,76	457,61	508,46	559,30	610,15	660,99	711,84	762,68	813,53
3,2	79,26	29,26	20,91	36,02	248,49	372,73	434,85	496,97	559,09	621,21	683,33	745,46	807,58	869,70	931,82	993,94

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau III.3 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Wd
20	0,4	10,98	8	1,37	350000
30	0,8	46,59	24	1,94	3590000
35	1,2	99,86	42	2,38	5670000
40	1,6	175,71	64	2,75	8480000
45	2	276,25	90	3,07	10870000
50	2,4	403,49	120	3,36	14410000
55	2,8	559,30	154	3,63	17670000
60	3,2	745,46	192	3,88	20910000
65	3,6	963,64	234	4,12	23410000
70	4	1215,44	280	4,34	28700000
75	4,4	1502,40	330	4,55	30910000
80	4,8	1825,99	384	4,76	35060000

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (20 à 80) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III.4 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b .

hauteur	vitesse	hauteur total	La largeur déversant $b(m)$											
m	m/s	m	20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,4	1,37	0,50	15,35	23,02	26,86	30,69	34,53	38,37	42,20	46,04	49,88	53,72	57,55	61,39
0,8	1,94	0,99	42,76	64,14	74,83	85,52	96,21	106,90	117,59	128,28	138,97	149,66	160,35	171,04
1,2	2,38	1,49	78,95	118,43	138,16	157,90	177,64	197,38	217,11	236,85	256,59	276,33	296,06	315,80
1,6	2,75	1,99	121,86	182,79	213,25	243,72	274,18	304,65	335,11	365,57	396,04	426,50	456,97	487,43
2	3,07	2,48	169,53	254,30	296,68	339,07	381,45	423,83	466,21	508,60	550,98	593,36	635,75	678,13
2,4	3,36	2,98	223,31	334,96	390,79	446,61	502,44	558,26	614,09	669,92	725,74	781,57	837,40	893,22
2,8	3,63	3,47	280,59	420,88	491,03	561,18	631,32	701,47	771,62	841,77	911,91	982,06	1052,21	1122,35
3,2	3,88	3,97	343,37	515,05	600,90	686,74	772,58	858,42	944,27	1030,11	1115,95	1201,79	1287,63	1373,48

Tableau III.5 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.

h	Vch	q	5	10	15	20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,50	350000	942,5679	3,84	7,67	11,51	15,35	23,02	26,86	30,69	34,53	38,37	42,20	46,04	49,88	53,72	57,55	61,39
0,99	3590000	799,7108	10,69	21,38	32,07	42,76	64,14	74,83	85,52	96,21	106,90	117,59	128,28	138,97	149,66	160,35	171,04
1,49	5670000	708,0000	19,74	39,48	59,21	78,95	118,43	138,16	157,90	177,64	197,38	217,11	236,85	256,59	276,33	296,06	315,80
1,99	8480000	584,1023	30,46	60,93	91,39	121,86	182,79	213,25	243,72	274,18	304,65	335,11	365,57	396,04	426,50	456,97	487,43
2,48	10870000	478,7231	42,38	84,77	127,15	169,53	254,30	296,68	339,07	381,45	423,83	466,21	508,60	550,98	593,36	635,75	678,13
2,98	14410000	322,6384	55,83	111,65	167,48	223,31	334,96	390,79	446,61	502,44	558,26	614,09	669,92	725,74	781,57	837,40	893,22
3,47	17670000	178,8995	70,15	140,29	210,44	280,59	420,88	491,03	561,18	631,32	701,47	771,62	841,77	911,91	982,06	1052,21	1122,35
3,97	20910000	36,0423	85,84	171,68	257,53	343,37	515,05	600,90	686,74	772,58	858,42	944,27	1030,11	1115,95	1201,79	1287,63	1373,48

Après la détermination du débit de crues correspondant à chaque lame h_d , on suit le procédé suivant :

Construire le graphe débit à évacuer en fonction de la lame de l'eau déversante $h_d = f(q_{\max p\%})$

Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d , en se donnant différents largeurs de déversoir b à l'aide de la formule :

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \quad (III.9)$$

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

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \quad (III.10)$$

T_b : temps global de la crue.

Valeurs inconnues suivantes : $q_{\max}$ et h_d relatives à chaque largeur de déversoir b .

D'après le tableau III.4, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure(III.1) la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau (III.5), on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque la largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique.

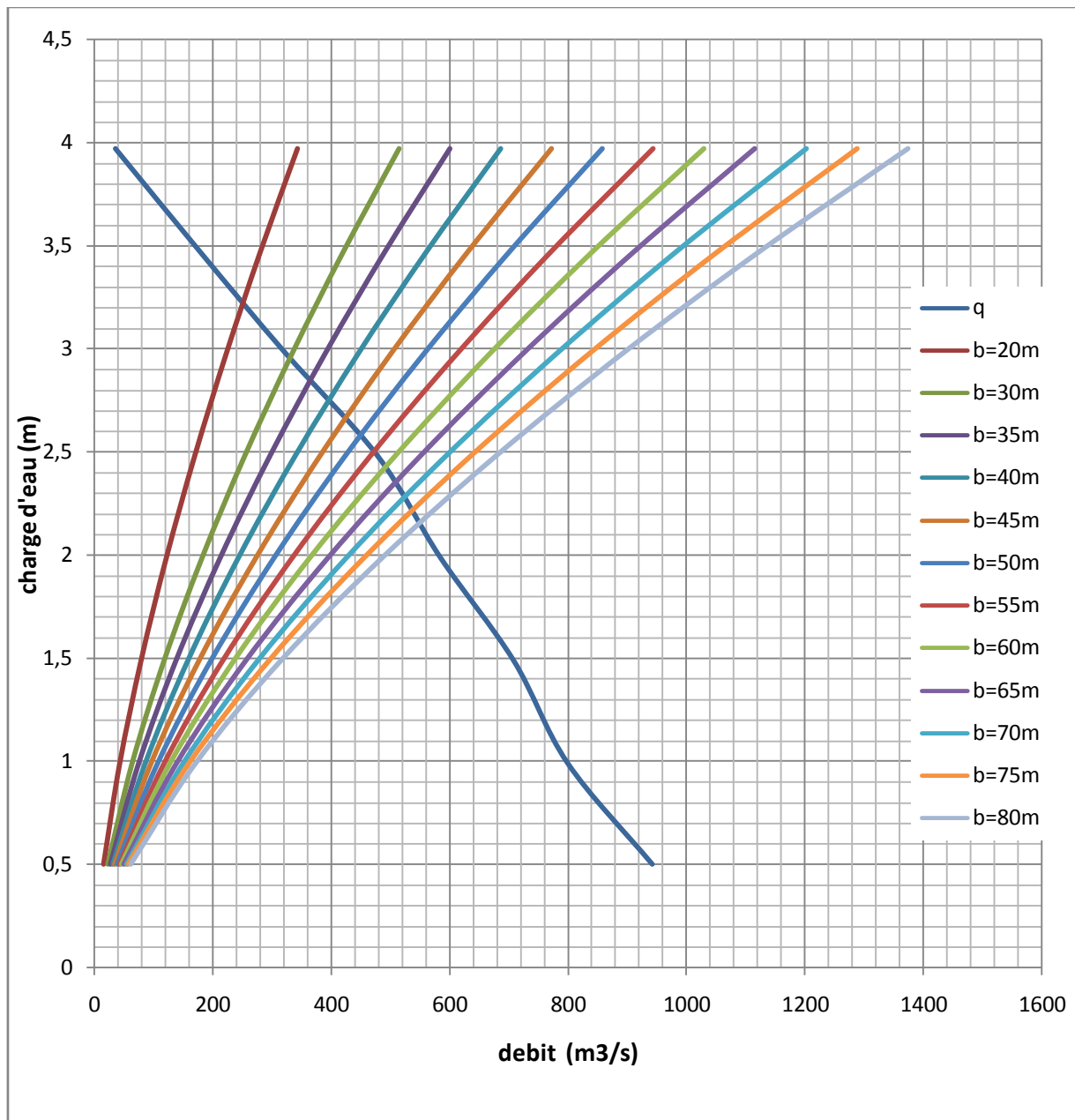
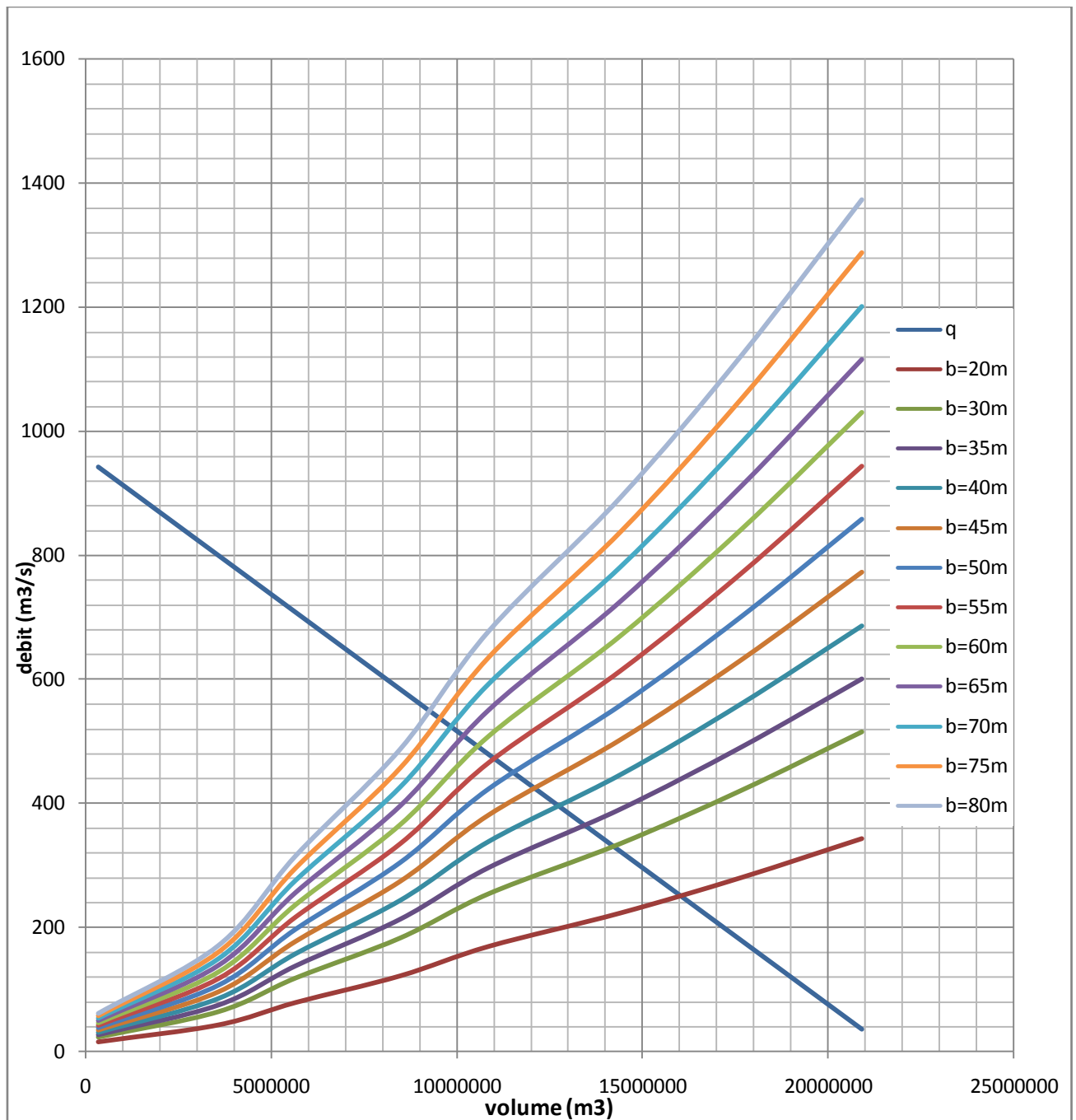


Figure III.1 : Courbes de $H = f(Q, q)$.

Figure III.2 : COURBES $V=f(Q,q)$.

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

Les résultats tirés à partir de ces courbes sont résumés dans le tableau N°III.04 et la figure N°III.04.

Tableau III.6 : Les $q_{\max p\%}$ et h_d pour les différents valeurs de b .

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	V_{forcé}(Mm³)
20	3.25	79,31	250	16,05
30	2.95	79,01	331.25	14,2904
35	2.85	78,91	363.69	13,4847
40	2.75	78,81	394.43	12,7510
45	2.61	78,67	423.06	12,0967
50	2.58	78,64	447.49	11,5304
55	2.51	78,57	469.11	11,0116
60	2.43	78,49	489.58	10,5880
65	2.35	78,41	505.8	10,1809
70	2.27	78,33	520.81	9,8491
75	2.22	78,28	538.44	9,5477
80	2.17	78,23	544.97	9,2738

III.2) Étude 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.2.1) Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcule 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 :

$$V_B = \sum V_i \quad (\text{III.11})$$

$$\text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (\text{III.12})$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i : \text{Section transversale correspondante à la coupe } i \left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \quad (\text{III.13})$$

$$B_i : \text{Largeur de base} \quad [B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \quad (\text{III.14})$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + t] \quad (\text{III.15})$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.2.1.1) Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.16})$$

Avec : H : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.17})$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 1,26 km].

AN : H=0,86m R=1,16m

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \quad (\text{III.18})$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 23 Km/h.

H=0,532m R=0,86m

c) Formule de Mallet-paquant :

$$\text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.19})$$

AN : H=0,87m R=1,18m

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.20})$$

AN : R=1,34m

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.16 + 1.18 + 1.34 + 0.86}{4} = 1.14 \text{ m}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : R = 1,15 m

III.2.1.2) Le tassement :

On calcule le tassement d'après les formules suivantes :

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

Avec:

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.5 m.

T=0,5m

III.2.1.3) La largeur en crête :

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

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

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

1) Formule de KNAPPENT :

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \quad (III.21)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (III.22)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (III.23)$$

4) Formule pratique (pratique) :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (III.24)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. \quad (III.25)$$

Avec : NNR=76,06 m R=1,15m t=0,5 m

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

Tableau III.7: Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.

b (m)	H (m)	N_{PHE} (m)	q (m³/s)	V_{forsé} (Mm³)	Cote de la crête (m)	H_b(m)	Largeur en crête du barrage (m)				b_{cr} moyenne
							KNAPIEN	PREECE	SIMPLIF	pratique	
20	3,25	79,31	250	16,05	80,96	55,96	12,343	9,229	10,770	12,468	11,20
30	2,95	79,01	331.25	14,2904	80,66	55,66	12,310	9,207	10,745	12,434	11,17
35	2,85	78,91	363.69	13,4847	80,56	55,56	12,299	9,199	10,737	12,423	11,16
40	2,75	78,81	394.43	12,7510	80,46	55,46	12,288	9,192	10,729	12,412	11,16
45	2,61	78,67	423.06	12,0967	80,32	55,32	12,272	9,182	10,717	12,396	11,14
50	2,58	78,64	447.49	11,5304	80,29	55,29	12,269	9,179	10,714	12,393	11,14
55	2,51	78,57	469.11	11,0116	80,22	55,22	12,261	9,174	10,709	12,385	11,13
60	2,43	78,49	489.58	10,5880	80,14	55,14	12,252	9,168	10,702	12,376	11,12
65	2,35	78,41	505.8	10,1809	80,06	55,06	12,243	9,162	10,695	12,367	11,12
70	2,27	78,33	520.81	9,8491	79,98	54,98	12,235	9,156	10,689	12,358	11,11
75	2,22	78,28	538,44	9,5477	79,93	54,93	12,229	9,153	10,685	12,352	11,10
80	2,17	78,23	544.97	9,2738	79,88	54,88	12,223	9,149	10,680	12,347	11,10

On opte pour une largeur de crête égale à :

$$b_{cr} = 11 \text{ m}.$$

✓ **Pentes des talus:**

Amont: $m_1 = 1 : 1,65$ Aval: $m_2 = 1 : 1,65$

✓ **Calcul du coût de la digue:**

On calcule 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 :

$$V_B = \sum V_i \quad (\text{III.27})$$

Avec
$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (\text{III.28})$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \quad (\text{III.29})$

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \quad (\text{III.30})$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t] \quad (\text{III.31})$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.2.1.4) Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

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

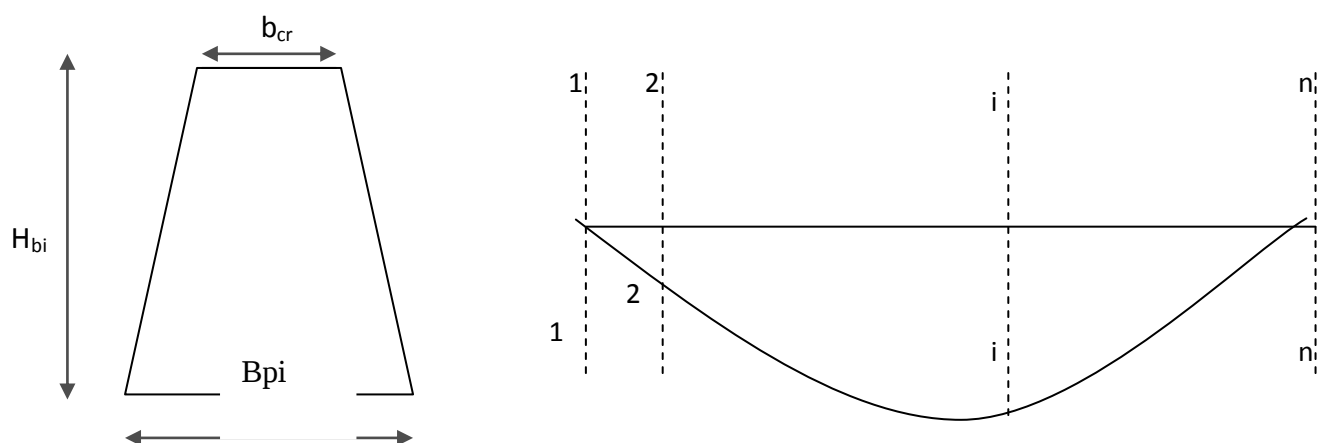


Figure III.3 : profil longitudinal de l'axe du barrage.

Tableau III.8 : volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.

Digues	coup N°	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _m (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	V _T (m ³)
Digue N°1 b _d =20 h _d =3.25 H _B =55,96	1	0	11,00	0	0	0	0,00	310060,33
	2	8,96	20,67	141,88	70,94	47,26	3352,62	
	3	30,96	48,53	921,52	531,70	63,98	34018,17	
	4	55,96	78,83	2513,44	1717,48	70,38	120876,24	
	5	23,96	40,04	611,49	1562,47	86,48	135122,41	
	6	0,0	11,00	0	305,75	54,59	16690,89	
Digue N°2 b _d =30m h _d =2,95 H=55,66m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	306304,07
	2	8,66	21,50	140,73	70,37	47,26	3325,69	
	3	30,66	48,16	906,92	523,83	63,98	33514,64	
	4	55,66	78,46	2489,67	1698,23	70,38	119521,43	
	5	23,66	39,68	599,54	1544,61	86,48	133577,87	
	6	0,0	11,00	0	299,77	54,59	16364,44	
Digue N°3 b _d =35m h _d =2,85 H _B =55,56m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	304966,69
	2	8,56	21,37	138,54	69,27	47,26	3273,70	
	3	30,56	48,04	902,13	520,34	63,98	33291,35	
	4	55,56	78,34	2481,87	1692	70,38	119082,96	
	5	23,56	39,55	595,48	1538,68	86,48	133065,05	
	6	0,0	11,00	0	297,74	54,59	16253,63	
Digue N°4 b _d =40m h _d =2,75 H _B =55,46m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	303637,99
	2	8,46	21,25	136,42	68,21	47,26	3223,60	
	3	30,46	47,92	897,35	516,89	63,98	33070,62	
	4	55,46	78,22	2474,07	1685,71	70,38	118640,27	
	5	23,46	39,43	591,54	1532,81	86,48	132557,41	
	6	0,0	11,00	0	295,77	54,59	16146,08	

Digue N°5 b=45m H _d =2,61m H=55,32m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	301775,78
	2	8,32	21,08	133,45	66,73	47,26	3153,66	
	3	30,32	47,75	890,65	512,05	63,98	32760,96	
	4	55,32	78,05	2463,12	1676,89	70,38	118019,52	
	5	23,32	39,26	586,03	1524,58	86,48	131845,68	
	6	0,0	11,00	0	293,02	54,59	15995,96	
Digue N°6 b=50m H _d =2,58m H _B =55,29m	1	0,0	11,00	0	0	0,0	0,00	301373,32
	2	8,29	21,05	132,85	66,43	47,26	3139,48	
	3	30,29	47,71	889,16	511,01	63,98	32694,42	
	4	55,29	78,01	2460,68	1674,92	70,38	117880,87	
	5	23,29	39,23	584,93	1522,81	86,48	131692,61	
	6	0,0	11,00	0	292,47	54,59	15965,94	
Digue N°7 b _d =55m h _d =2,51m H _B =55,22m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	300456,13
	2	8,22	20,96	131,36	65,68	47,26	3104,04	
	3	30,22	47,63	885,90	508,63	63,98	32542,15	
	4	55,22	77,93	2455,36	1670,63	70,38	117578,94	
	5	23,22	39,14	582,13	15 18,75	86,48	131341,5	
	6	0,0	11,00	0	291,07	54,59	15889,51	
Digue N°8 b _d =60m h _d =2,43 H _B =55,14m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	299394,79
	2	8,14	20,87	129,71	64,86	47,26	3065,28	
	3	30,14	47,53	882,05	505,88	63,98	32366,20	
	4	55,14	77,83	2449,04	1665,55	70,38	117221,41	
	5	23,14	39,05	579,08	1514,06	86,48	130935,91	
	6	0,0	11,00	0	289,54	54,59	15805,99	
Digue N°9 b=65m H _d =2,35m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	298325,68
	2	8,06	20,77	128,03	64,02	47,26	3025,59	

H=55,06m	3	30,06	47,43	878,20	503,12	63,98	32189,62	
	4	55,06	77,73	2442,74	1660,47	70,38	116863,88	
	5	23,06	38,95	575,92	1509,33	86,48	130526,86	
	6	0,0	11,00	0	287,96	54,59	15719,74	
Digue N°10 b=70m H _d =2,27m H _B =54,98m	1	0,0	11,00	0	0	0,0	0,00	297291,38
	2	7,98	20,67	126,36	63,18	47,26	2985,89	
	3	29,98	47,34	874,52	500,44	63,98	32018,15	
	4	54,98	77,64	2436,71	1655,62	70,38	116522,54	
	5	22,98	38,85	572,78	1504,75	86,48	130130,78	
	6	0,0	11,00	0	286,39	54,59	15634,03	
Digue N°11 b _d =75m h _d =2,22m H _B =54,93m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	296636,53
	2	7,93	20,61	125,33	62,67	47,26	2961,78	
	3	29,93	47,28	872,16	498,75	63,98	31910,03	
	4	54,93	77,58	2432,85	1652,51	70,38	116303,65	
	5	22,93	38,79	570,84	1501,85	86,48	129879,99	
	6	0,0	11,00	0	285,42	54,59	15581,08	
Digue N°12 b=80m H _d =2,17m H _B =54,88m	1	0,0	11,00	0	0	0,0	0,00	285381,72
	2	7,88	20,55	124,31	62,16	47,26	2937,68	
	3	29,88	47,21	869,66	496,99	63,98	31797,42	
	4	54,88	77,51	2428,71	1498,83	70,38	105487,66	
	5	22,88	38,73	568,95	1498,95	86,48	129629,20	
	6	0,0	11,00	0	284,48	54,59	15529,76	

Digue en enrochement on admet Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 800DA.

Tableau III.9 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

digue	b (m)	h _d (m)	V _{totale} (m ³)	coûts(10 ⁶ DA)
1	20	3.25	310060,33	256,048
2	30	2.95	306304,07	249,043
3	35	2.85	304966,69	245,973
4	40	2.75	303637,99	242,91
5	45	2.61	301775,78	240,021
6	50	2.58	301373,32	238,099
7	55	2.51	300456,13	236,365
8	60	2.43	299394,79	234,516
9	65	2.35	298325,68	231,071
10	70	2.27	297291,38	229,833
11	75	2.22	296636,53	226,309
12	80	2.17	285381,72	225,305

III.2.2) 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 leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III.2.2 .1) Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». 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 Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \quad (\text{III.32})$$

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: $V_{\text{dev}} = S.b$

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

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 32000DA.

Tableau III.10 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs Déversantes.

profil	b (m)	h_d (m)	S (m^2)	V (m^3)	coûts(10^6 DA)
1	20	3,25	94,55	1891	60,512
2	30	2,95	77,9	2337	64,784
3	35	2,85	72,68	2544	65,4016
4	40	2,75	67,69	2707,6	66,6432
5	45	2,61	60,97	2744	67,7968
6	50	2,58	59,58	2979	68,328
7	55	2,51	56,39	3101	69,2464
8	60	2,43	52,86	3172	70,4912
9	65	2,35	49,43	3213	72,8144
10	70	2,27	46,12	3228	73,3088
11	75	2,22	44,11	3308	75,864
12	80	2,17	42,15	3372	77,904

III.2.2 .2) Coût du coursier :

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes:

- La longueur du coursier est : L = 116 m

- La hauteur du mur : $H = h_{cr} + R$ (III.33)

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gb^2}} \text{ (m).} \quad \text{(III.34)}$$

$$R = 1,15m$$

- la largeur du coursier est : $L = Q^{0,4}$ (III.35)

-L'épaisseur est : e = 0,5m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes.

Largueur déversant b (m)	Débit déversant q (m ³ /s)	Largueur du coursier L(m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
20	250	9,10	1055,6	527,8	16,89
30	331.25	10,19	1182,04	591,02	17,91
35	363.69	10,58	1227,28	613,64	19,64
40	394.43	10,92	1266,72	633,36	20,27
45	423.06	11,23	1302,68	651,34	20,84
50	447.49	11,49	1332,84	666,42	21,33
55	469.11	11,71	1358,36	679,18	21,73
60	489.58	11,91	1381,56	690,78	22,1
65	505.8	12,07	1400,12	700,06	22,4
70	520.81	12,21	1416,36	708,18	22,66
75	538,44	12,34	1431,44	715,72	22,9
80	544.97	12,43	1441,88	720,94	23,07

III.2.2 .3) Coût du bassin de dissipation :

La dissipation se faite par un Bassin d'amortissement d'une longueur **l=60m** et de largeur **b**

L'épaisseur de bassin est égale à : **e=0,5 m**

Le prix du mètre cube du béton est estimé à 32000DA.

Tableau III.12 : Coût du Bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes.

Largueur déversant b (m)	Largueur du BASSIN B(m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
20	9,10	546,00	273,00	8,74
30	10,19	611,40	305,70	9,78
35	10,58	634,80	317,40	10,16
40	10,92	655,20	327,60	10,48
45	11,23	673,80	336,90	10,78
50	11,49	689,40	344,70	11,03
55	11,71	702,60	351,30	11,24
60	11,91	714,60	357,30	11,43
65	12,07	724,20	362,10	11,59
70	12,21	732,60	366,30	11,72
75	12,34	740,40	370,20	11,85
80	12,43	745,80	372,90	11,93

Tableau III.13 : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs)déversantes.

N°	b (m)	h _d (m)	Coûts(MDA)
1	20	3.25	86,142
2	30	2.95	92,474
3	35	2.85	95,2016
4	40	2.75	97,3932
5	45	2.61	99,4168
6	50	2.58	100,688
7	55	2.51	102,2164
8	60	2.43	104,0212
9	65	2.35	106,8044
10	70	2.27	107,6888
11	75	2.22	110,614
12	80	2.17	112,904

III.2. 3) Calcul du coût approximatif du barrage:**Tableau III.14 :** Tableau récapitulatif des prix totaux.

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
20	86,142	256,048	342,19
30	92,474	249,043	341,517
35	95,2016	245,973	341,1746
40	97,3932	242,91	340,3032
45	99,4168	240,021	339,4378
50	100,688	238,099	338,787
55	102,2164	236,365	338,5814
60	104,0212	234,516	338,5372
65	106,8044	231,071	337,8754
70	107,6888	229,833	337,5218
75	110,614	226,309	336,923
80	112,904	225,305	338,209

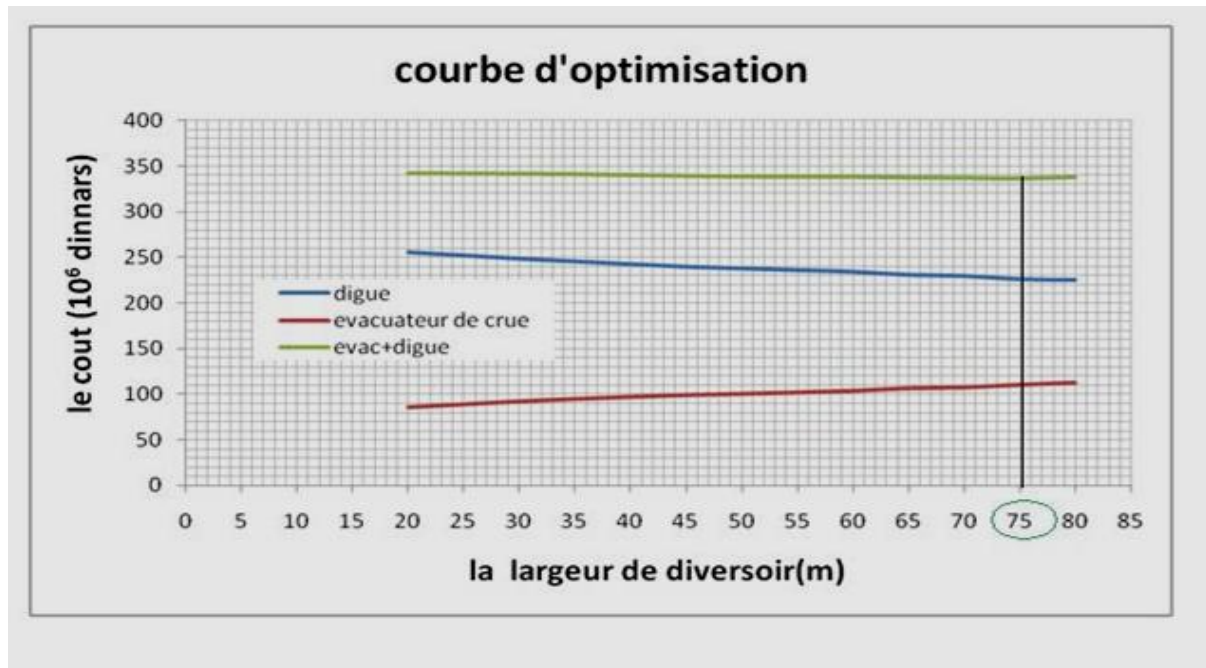


Figure III.4 : Courbes d'optimisations.

Conclusion

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du bassin de dissipation (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu des résultats représentés en figure II.23, notre choix a été basé sur le coût total moyen.

La courbe d'optimisation des coûts présente un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale

« $b=75\text{m}$ ».

Donc la hauteur du barrage est :

$H_b = 54,93 \text{ m NGA}$

Et le niveau de crête est :

▼ Crête = 79,93 m NGA

III.3) Laminage pour un déversoir de largeur $b=75$ mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir

Tableau III.15 : Volumes et débit déversant.

Cote (m)	H_d (m)	q (m^3/s)	$1/2.q.T$ (Mm^3)	V (Mm^3)	$v+1/2.q.T$ (Mm^3)
76,06	0	0,0000	0,000000	8,35	8,3500
76,29	0,23	17,9555	0,032320	8,4449	8,4772
76,52	0,46	50,7860	0,091415	8,5382	8,6296
76,75	0,69	93,2998	0,167940	8,6267	8,7946
76,98	0,92	143,6444	0,258560	8,7205	8,9791
77,21	1,15	200,7491	0,361348	8,8140	9,1753
77,44	1,38	263,8915	0,475005	8,9020	9,3770
77,67	1,61	332,5414	0,598575	8,9972	9,5958
77,90	1,84	406,2876	0,731318	9,088	9,8193
78,13	2,07	484,7997	0,872639	9,1772	10,0498
78,28	2,22	538,4387	0,969190	9,2202	10,1894

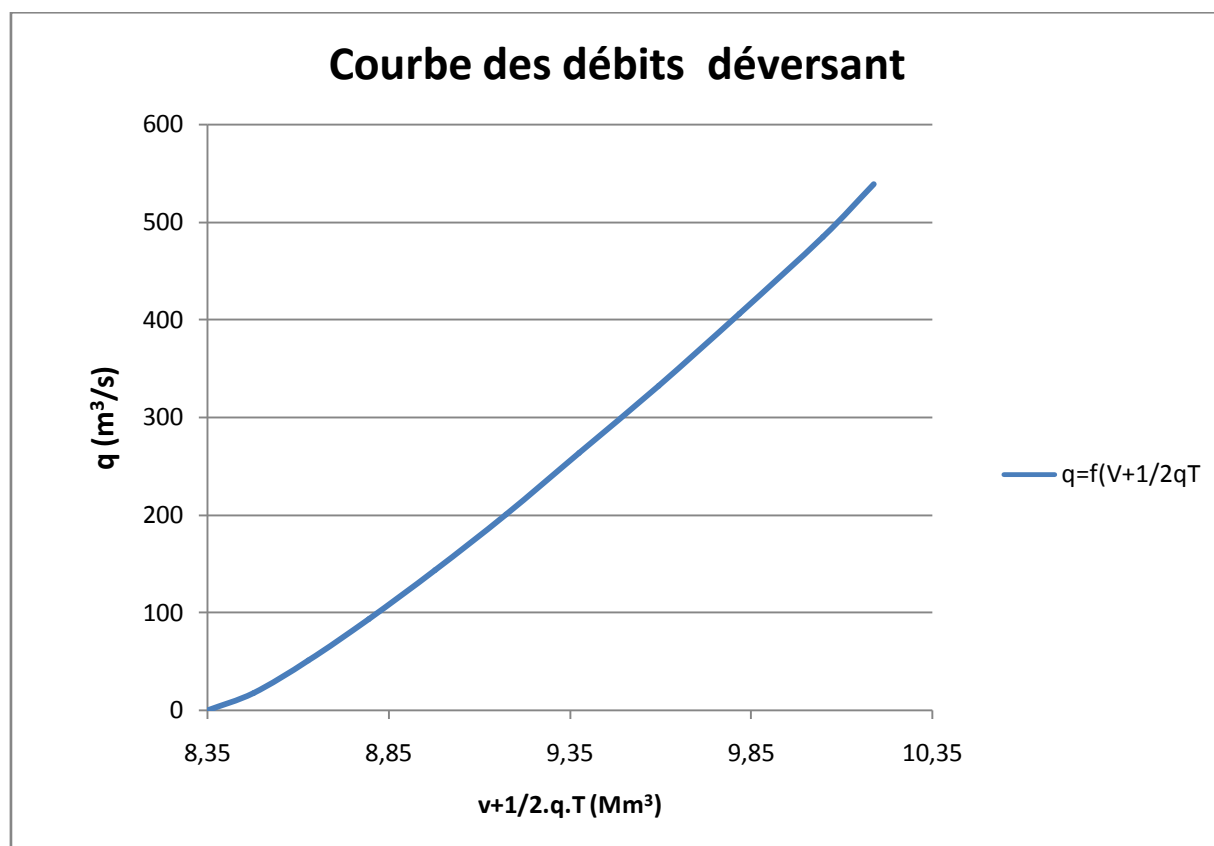
**Figure III.5 : Courbe des débits déversant.**

Tableau III.16 : le laminage (méthode de HINDENBLAT).

Temps (h)	Q(m3/s)	$Q_{moy}(m^3/s)$	$Q_{moy} - q$ (m ³ /s)	$(Q_{moy} - q) \Delta t$ (m ³)	$V + 1/2 \cdot q \cdot \Delta t$ (m ³)	q (m3/s)
0	0	4,4696	4,4696	8045,28	8350000	0
0,5	8,9392	30,1661	29,0345	52262,1	8358045,28	1,13136
1	51,3930	87,2823	78,8025	141844,54	8410307,38	8,47978
1,5	123,1716	171,6131	137,5238	247542,86	8552151,92	34,08929
2	220,0545	279,3155	184,6237	332322,66	8799694,78	94,69618
2,5	338,5764	412,4209	224,2066	403571,88	9132017,44	188,2143
3	486,2653	505,4115	197,2903	355122,49	9535589,32	308,12123
3,5	524,5576	593,2285	162,7776	292999,73	9890711,81	430,45087
4	661,8994	809,9497	280,3441	504619,31	10183711,54	529,60564
4,2	958	876,4577	346,952	624513,708	10184011,54	532,9987
4,5	794,9154	723,3273	190,3286	342591,48	10186611,54	535,4587
5	651,7392	588,1483	52,6896	94841,28	10189400	538,4387
5,5	524,5575	494,4498	-43,9889	-79180,02	10110219,98	503,9798
6	464,3421	415,879	-88,1008	-158581,449	9951638,53	451,5736
6,5	367,4159	324,9988	-126,5748	-227834,68	9723803,85	373,27068
7	282,5816	248,1422	-125,12848	-225231,27	9498572,58	301,36022
7,5	213,7029	184,3035	-117,056724	-210702,1032	9287870,48	235,542445
8	154,9041	132,8763	-102,66614	-184799,06	9103071,42	173,30039
8,5	110,8484	92,3591	-85,941294	-154694,329	8948377,09	133,470952
9	73,8699	60,7703	-72,700652	130861,1736	8817515,916	99,205791
9,5	47,6706	36,6024	-62,60339	-112686,1038	8704829,81	66,775729
10	25,5342	18,7051	-48,070629	-86527,1322	8618302,678	47,080974
10,5	11,8759	9,0855	-37,995474	-68391,8532	8549910,825	33,734123

11	6,2951	5,6525	-28,081623	-50546,9214	8499363,904	22,586946
11,5	5,0098	4,3405	-18,246446	-32843,6028	8466520,30	16,316342
12	3,6712	1,8356	-14,480742	-26065,3356	8440454,96	12,681335
12,6	0	0	-12,681335	-22826,403	8417628,557	9,379614
13	0	0	-9,379614	-16883,3052	8400745,252	7,020078
13,5	0	0	-7,020078	-12636,1404	8388109,112	5,234874
14	0	0	-5,234874	-9422,7732	8378686,339	4,012026
14,5	00	0	-4,012026	-7221,6468	8371464,692	2,979864
15	0	0	-2,979864	-5363,7552	8366100,937	2,225617
15,5	0	0	-2,225617	-4006 ,1106	8362094,826	1,688604
16	0	0	-1,688604	-3039,4872	8359055,339	1,273365
16,5	0	0	-1,273365	-2292,057	8356763,282	0,953849
17		0	-0,953849	-1716,9282	8355046,355	0,710064
17,5	0	0	-0,710064	-1278,1152	8353768,24	0,521617
18	0	0	-0,521617	-938,9106	8352829,329	0,395727
18,5	0	0	-0,395727	-712,3086	8352117,02	0,295203
19	0	0	-0,295203	-531,3654	8351585,655	0,220641
19,5	0	0	-0,220641	-397,1538	8351188,501	0,157538
20	0	0	-0,157538	-301,5684	8350886,933	0,124163
20,5	0	0	-0,124163	-223,4934	8350663,44	0,09076
21	0	0	-0,09076	-163,368	8350500,072	0,065901
21,5	0	0	-0,065901	-118,6218	8350381,45	0,053086
22	0	0	-0,053086	-95,5548	8350285,895	0,045
22,5	0					

23	0	0	-0,045	-81,8965	8350203,295	0,02727
		0	-0,02727	-49,0867436	8350154,208	0,021
23,5	0	0	-0,021	-37,8000	8350116,408	0,015538
24	0	0	-0,021	-37,8000	8350116,408	0,015538
24,5	0	0	-0,015538	-27,9684	8350088,44	0,011612
25	0	0	-0,011612	-20,9016	8350067,538	0,008877
25,5	0	0	-0,008877	-15,9786	8350051,5594	0,006871
26	0	0	-0,006871	-12,3678	8350038,1916	0,00525
26,5	0	0	-0,00525	-9,4446	8350028,747	0,0042
27	0	0	-0,0042	-7,56	8350021,187	0,0023
27,5	0	0	-0,0023	-4,14	8350017,047	0,0020
28	0	0	-0,002	-3,6	8350013,447	0,0018
28,5	0	0	-0,0018	-3,24	8350009,76	0,0016
29	0	0	-0,0016	-2,88	8350006,88	0,0014
29,5	0	0	-0,0014	-2,52	8350004,36	0,0012
30	0	0	-0,0012	-2,16	8350002,2	0,00106
30,5	0	0	-0,00106	-2,2	8350000	0

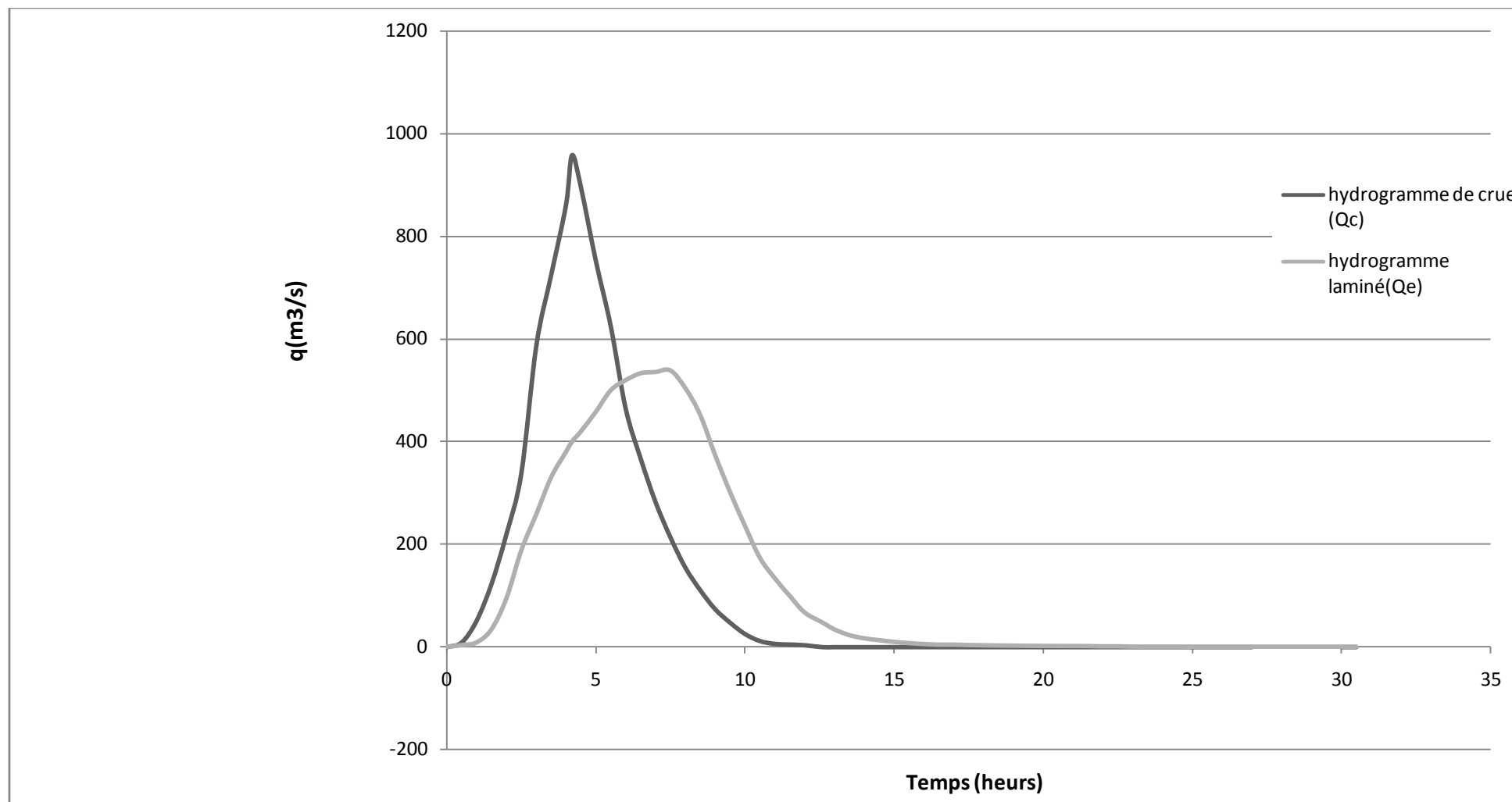


Figure III.6 : Hydro gramme de débits entrant et sortant.

Conclusion :

Étude de laminage des crues nous a permis de trouver caractéristiques du barrage représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
revanche	m	1,15
tassement	m	0,5
largeur de crête	m	11
Largeur de déversoir	m	75.00
La hauteur de charge déverser.	m	2,22
Le débit évacué	m ³ /s	538,44



Chapitre IV :

Étude et dimensionnement de variante

CHAPITRE III : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

IV. Généralités :

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface
 - Evacuateur en charge :
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
2. L'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral :
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et économiques.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

IV.1. Choix du type de l'évacuateur de crues :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondus aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues.

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement est des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables, la prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface.

- Dans notre cas, **on ne peut pas avoir un évacuateur de crues posé sur la digue** à cause de :

- Déformation et déplacement dû aux tassements.

- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de **54,93 m** est un ouvrage instable (risque de déplacement), nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;

- Un ouvrage couteux, n'est pas économique.

- **Le type d'entonnement frontal** sur les rives est impossible de point de vue topographique et technique, parce qu'il se n'adapte aussi au site, puisque la largeur déversant est très importante de **75m**.

- La première solution d'évacuateur qui vient à l'idée consiste à réaliser **un évacuateur de surface (latéral)** suivi d'un coursier, sur l'une des rives du site, pour autant que la topographie et les conditions géotechniques s'y prêtent.

La variante de l'évacuateur latérale sur l'un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- mieux adapté au barrage en enrochement
- Facile à réaliser en coté de digue
- Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton ou évacuateur frontal
- L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement, ($q_{max} = 538,44 \text{ m}^3/\text{s}$).

- **LA solution d'évacuateurs de crue en puits** a été étudiée, par un bureau d'étude Belgrade appelé ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING puisque la fondation est rocheuse, ouvrages a l'avantage d'être relativement compacte et pouvoir être combinés avec la dérivation provisoire .

Cette solution classique est implantée sur les terrasses de rive gauche bordant l'oued, ce qui permet d'éviter masse colluviale, épaisse de 15 à 20 m, formée de blocs rocheux de Grès quartzeux et de quartzites disséminés en surface ou noyés dans les argiles litées avec une base de graviers quartzeux, et de fonder la corolle sur les roches de bonnes qualités où les conditions d'excavation et de fondations sont favorables.

Le milieu favorable aux fondations du barrage et des ouvrages annexes sera situé dans le rocher à une profondeur de **26 m**.

IV.2. Choix de la rive favorable :

IV.2. 1. Rive droite

Le pendage de la rive droite varie mois ; en fond de la vallée le pendage est d'environ 40-45° jusqu'à la cote 75 m (m_1 Argiles et poudingues rouges (Oligocène)) et il est plus raide atteignant 20° - 25° au-dessus de la cote 100 m (probablement les débris résiduels des - q^1 Alluvions).

En rive droite, la zone superficielle d'environ 5 m d'épaisseur est constituée de gros blocs de grès quartzeux, déplacés tant en processus de diagénèse qu'en processus récent colluvial qui a eu lieu sur les pentes abruptes.

IV.2. 2. Rive gauche

La rive gauche à pendage variable: ce pendage est abrupt dans les marnes et atteint 25°-30° jusqu'à la cote 60-65 (m^1 Argiles et poudingues rouges (Oligocène)); un pendage de 15° jusqu'à la cote 100 m (probablement les débris résiduels des - q^1 Alluvions anciennes (niveau inférieur));

La rive gauche présente des caractéristiques semblables, mais dans les parties plus hautes, on observe un matériau épais de 5 à 10 m, formé par un mélange d'ancienne terrasse alluviale (graviers et limons) et d'éboulis argileux de pente.

Conclusion :

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude :

1. évacuateur de crue en puits à la rive gauche où les conditions d'excavation et de fondations sont favorables.

2. évacuateur latéral sur la rive droite puisque vallée étroite à versant abrupt et rocheux

Remarque :

La zone site du barrage de Tarzout se trouve à proximité immédiate de la zone sismique Chélif – Ain Defla et appartient à la zone de sismicité élevée donc L'évacuateurs de crue en puits doit être **non vannée**,

Même l'évacuation des eaux par des vannes de surface toujours posée des problèmes de réalisation et de celui qui peut être dangereuse, le blocage des vannes en position fermée, à la suite d'une panne n'est pas négligeable ; Compte tenu de ces facteurs, les préférences doivent pour des raisons de sécurité, aller à des évacuateurs à seuil libre, sans organe de contrôle.

IV.3. Étude de la 1^{ère} variante Évacuateur latéral à entonnement latéral :

IV.3. 1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

Les évacuateurs latéraux sont conçus dans les barrages où les rives sont très abruptes, pour diminuer les grands volumes d'excavation qu'impliquerait la construction d'un déversoir frontal.

Les évacuateurs latéraux sont composés des éléments suivants :

- a. Canal d'entrée.
- b. Déversoir.
- c. Canal latéral.
- d. Coursier.
- e. Dissipateur d'énergie.
- f. Canal de sortie.

La figure suivante représente des éléments de l'évacuateur de crue.

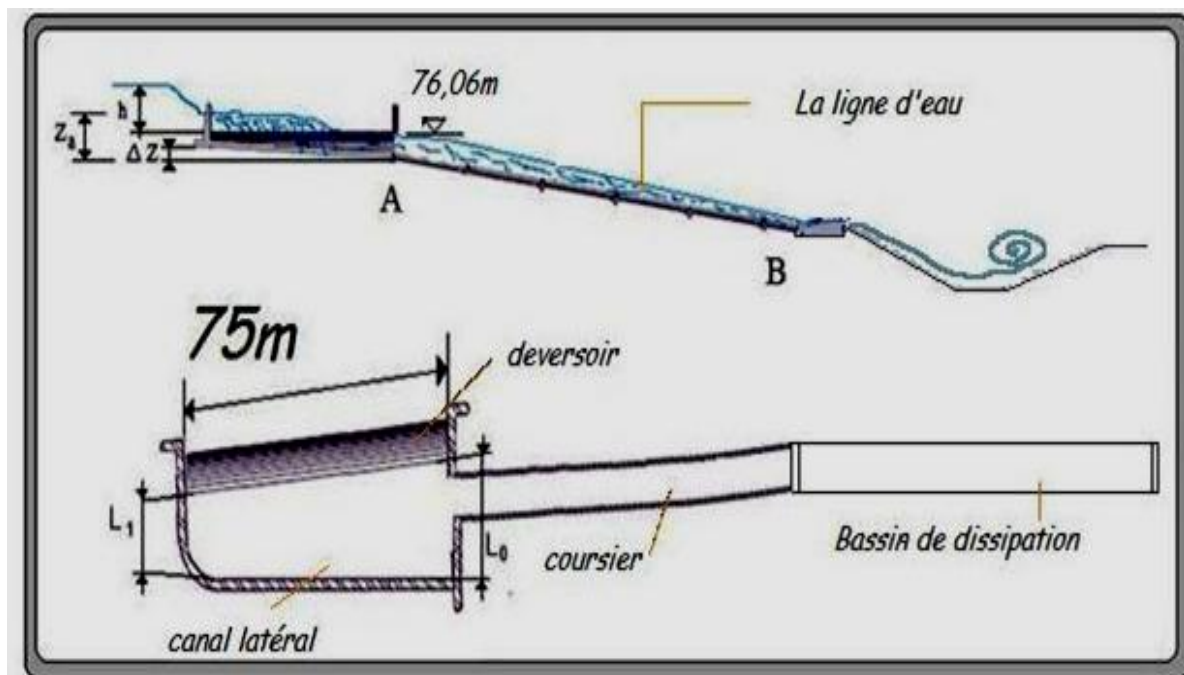


Figure N° IV.1 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

Données de départ :

- ✓ Longueur déversant : $L = 75 \text{ m}$
- ✓ Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 538,44 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Charge hydraulique : $H_o = 2,22 \text{ m}$
- ✓ Côte de la retenue normale : $NNR = 76,06 \text{ m}$

1) CANAL D'ENTRÉE.

Calculs des paramètres du canal d'entrée :

➤ **La vitesse d'approche :**

Elle est donnée par la formule : $V = \frac{Q}{A_c}$ (IV.1)

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

A_c : section mouillée, (m²).

$$A_c = by_c + my_c^2 \quad (IV.2)$$

Y_c = hauteur d'eau dans le canal, (m).

$$Y_c = H_0 + P \quad (IV.3)$$

m = pente du talus.

➤ **Calcul de la pente du talus du canal d'entrée (m₁) et (m₂):**

Quand on ne dispose pas d'information suffisante sur les caractéristiques du sol comme il arrive dans certains cas, V.T.Chow propose l'annexe n la pente du talus du canal d'entrée en fonction de type de matériaux.

D'après le bureau d'étude les excavations à ciel ouvert en rive droite doivent être projetées avec des pentes des talus de l'ordre 1/1. Les talus qui resteront plus longtemps ouvertes doivent être protégés par une couche de béton projeté en vue d'empêcher une altération progressive du rocher.

$$m_1=1$$

$$m_2=1$$

➤ **P : Hauteur de pelle.**

La relation la plus efficace entre la hauteur du seuil et la charge sur le déversoir est obtenue quand la condition suivante est respectée:

$$0.4 < \frac{P}{H_0} \leq 1.6$$

Dans cette méthode, on recommande d'utiliser la relation suivante: $\frac{P}{H_0} = 1,17$

$$P=2,6m$$

H₀ : lame déversant (2,22 m).

AN:

$$Y_c=4,82m$$

$$A_c=360,63m^2$$

$$\Rightarrow V = \frac{538,44}{360,63} = 1,49m/s$$

$$V=1,49m/s$$

➤ **Calcul de la vitesse admissible V_{adm} en fonction du type du matériel.**

Pour des sols grenus (non cohérents ou non cohésifs) et des roches selon l'Hydraulique des canaux, page 158 (voir l'annexe (IV.01)).

$$V_{adm}=2,21 \text{ m/s}$$

$$V=1,49 \text{ m/s} \leq V_{adm}=2,21 \text{ m/s} \text{ (Donc pas de risque de l'érosion.)}$$

➤ **calcul pente du fond(i_0) :**

Pour le calcul, on emploiera la formule de Manning pour régime uniforme.

$$Q_d = \frac{1}{n} A_c R^{2/3} i_0^{1/2} \quad (\text{IV.4})$$

$$i_0 = \left(\frac{n V_{adm}}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (\text{IV.5})$$

$$R = \frac{A_c}{\chi_c}, \text{ (m)} \quad (\text{IV.6})$$

$$\chi_c = b_c + 2 y_c \sqrt{m^2 + 1}, \text{ (m)} \quad (\text{IV.7})$$

Où: Q_d = débit deversant, (m^3/s).
 A_c = section mouillée, (m^2).

Y_c = hauteur d'eau dans le canal, (m).
 m = pente du talus.

R = rayon hydraulique, (m).

χ = périmètre mouillé du canal, (m).

n = coefficient de Manning

P = hauteur du parement en amont, (m).

i_0 = pente du fond.

➤ **Calcul du coefficient de rugosité de Manning " n ".**

Canal d'entrée est un canal ouvert et le coefficient de rugosité de Manning " n " dépend de la géométrie du canal et son état actuel, donc d'après l'annexe(IV.03)

$$n=0,03$$

$$\chi=84,41\text{m}$$

$$R=2,89\text{m}$$

$$i_0 = \left(\frac{0,03 * 2,89}{2,89^{2/3}} \right)^2 = 0,043 \quad \mathbf{i_0=0,043} \text{ c'est la pente du canal.}$$

➤ **Calcul des dimensions du fond du canal.**

Pour commencer le calcul de la pente du fond du canal, il est nécessaire de déterminer la largeur du fond du canal, connaissant la forme de canal (trapézoïdal) avec la formule suivante:

$$B_d = m h + b_d \text{ (M)}$$

$$B_D = 75 - 1 * 2,22 = 72,78 \text{ M}$$

$$\mathbf{b_d=72,78m}$$

2) CALCUL DE DÉVERSOIR :

Le déversoir est la section de contrôle de l'évacuateur où la capacité d'évacuation est définie. Le modèle de déversoir à utiliser dans ce type d'ouvrage sera le déversoir de type WES (pratique), dont le coefficient de débit est de $m = 0,48$.

2.1) Calcul du profil du déversoir Type WES.

A/ Calcul du quadrant amont :

- Calcul de la hauteur du parement amont "P".

$$P = 0.50H_0 = 1,11 \text{ m}$$

- Calcul des paramètres et des coordonnées des points A et B.

$$K = 0.51 \quad (\text{IV.9}) \qquad X_c = 0.220 H_0 \quad (\text{IV.15})$$

$$N = 1.83 \quad (\text{IV.10}) \qquad Y_c = 0.780 H_0 \quad (\text{IV.16})$$

$$X_a = -0.124 H_0 \quad (\text{IV.11}) \qquad R_1 = 0.460 H_0 \quad (\text{IV.17})$$

$$Y_a = 0.017 H_0 \quad (\text{IV.12}) \qquad R_2 = 0.199 H_0 \quad (\text{IV.18})$$

$$X_b = -0.07 H_0 \quad (\text{IV.13})$$

$$Y_b = 0.209 H_0 \quad (\text{IV.14})$$

K et N: coefficients sans dimensions pour le calcul du profil du déversoir dépendant du Coefficient de débit m_0 .

Tableau N° IV.1 : les paramètres du quadrant amont du profil du déversoir Type WES.

Paramètres	K	N	Xa	Ya	Xb	Yb	Xc	Yc	R ₁	R ₂
Valeur	0.51	1.83	-0,28	0,04	-0 ,16	0,464	0,488	1,732	1,021	0,442

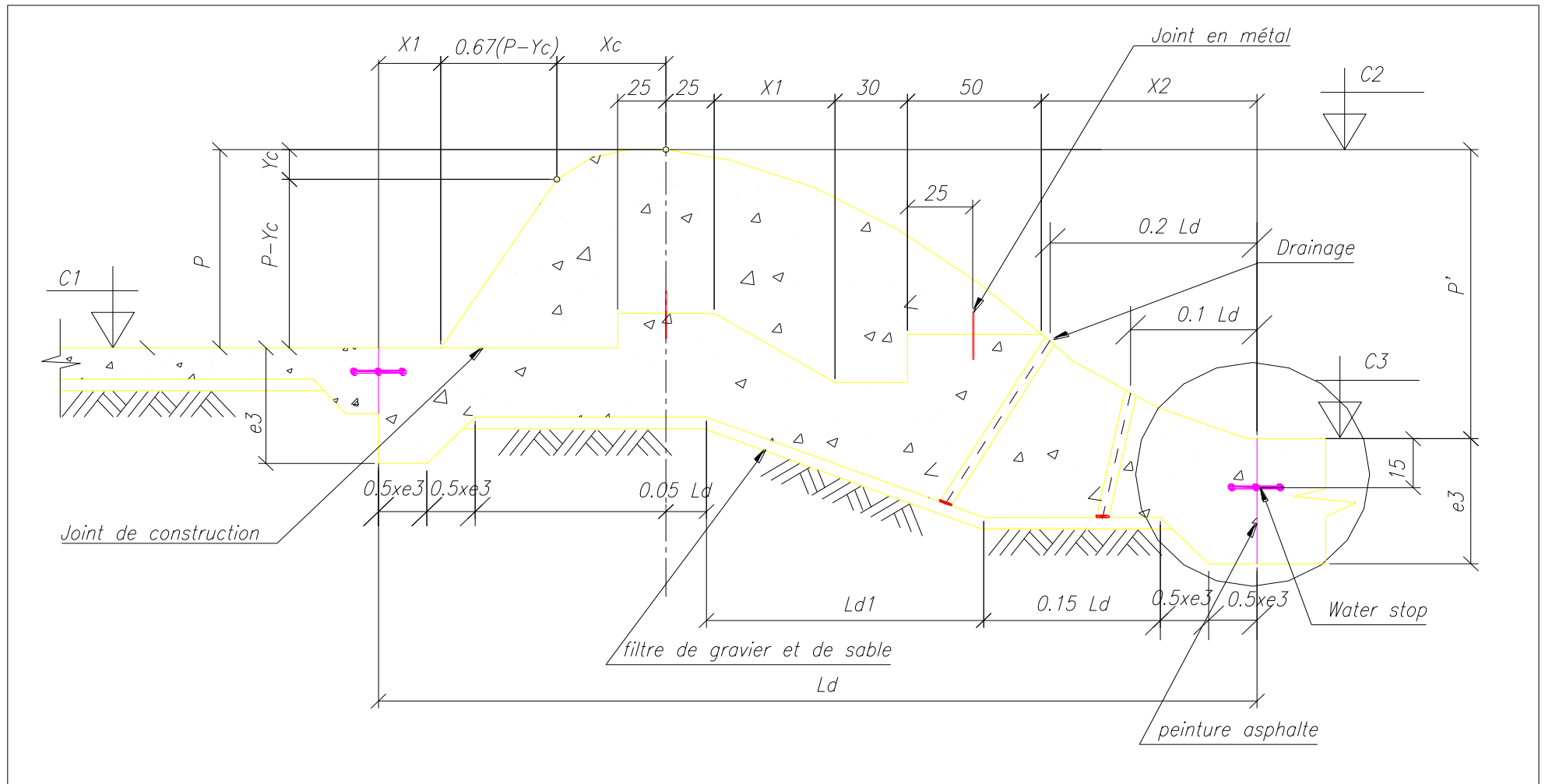


Figure N° IV.2 : Coupe transversale de déversoir type WES.

B/ Calcul du quadrant aval :

➤ Tracé du quart du cercle situé en aval de la crête.

$$Y = 0.51H_0 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.83} \quad (\text{IV.19})$$

Où :

x = Distance horizontale en m.

Y = Distance verticale en m. ($Y \geq P^*$)

P* = Hauteur du parement inférieur.

Les résultats dans le **tableau N° IV.2** sont obtenus en appliquant la formule (IV.19)

Tableau N° IV.2 : Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.

X(m)	0	0.30	0.60	0.90	1.20	1.50	1.80	2.10	2.40	2.70	3.00	3.50
Y(m)	0,0	0,03	0,1	0,22	0,37	0,55	0,77	1,02	1,31	1,62	1,96	2,6

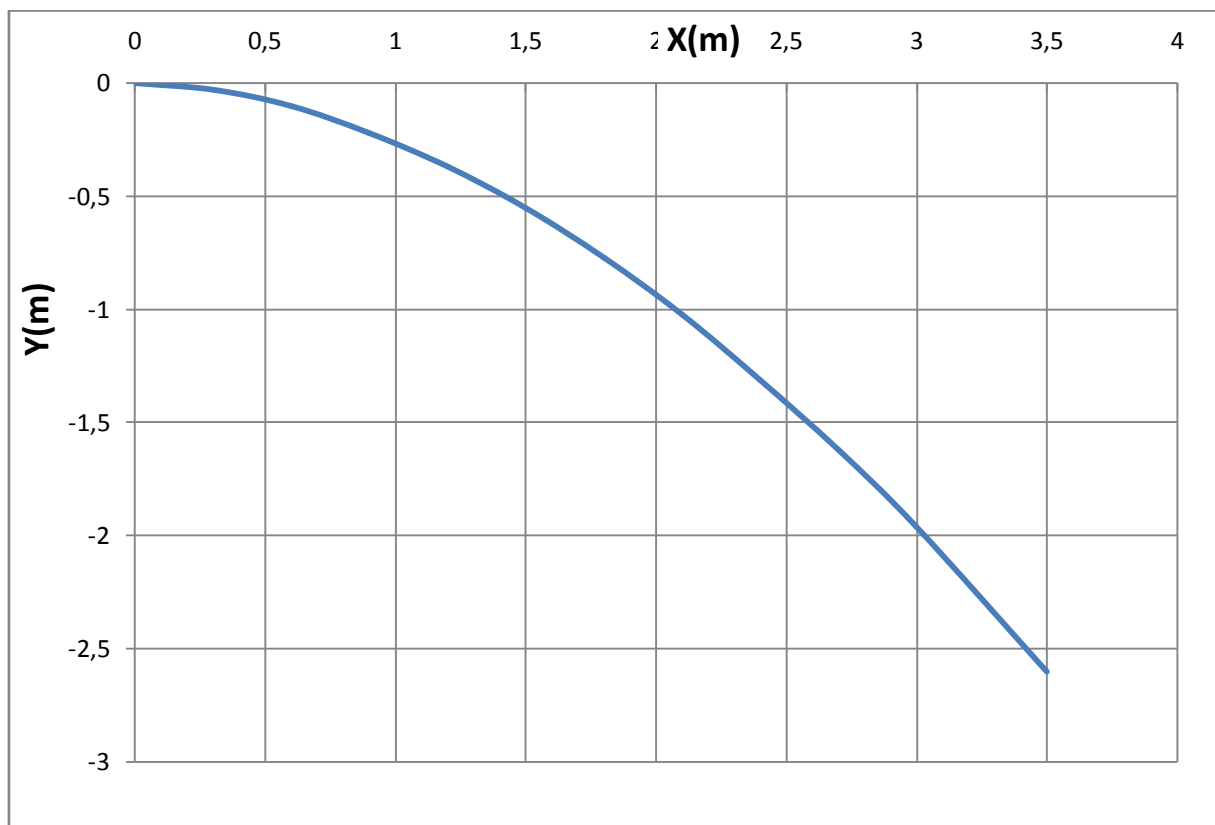


Figure N° IV.3 : profil de quadrant aval.

➤ Calcul de P^* ; ce paramètre est déterminé par les formules (IV.20) et (IV.21).

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18.46 B_d^2 Y_1^2} \right) - H_0 \quad (\text{IV.20})$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88.29 B_d^2}} \quad (\text{IV.21}).$$

Où : Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit du projet (m^3/s).

B_d = Longueur de la lame déversant (m).

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

$$Y_1 = 0.84 \text{ m}, Y = 2.6 \text{ m}.$$

$$P^* = 2.58 \text{ m}.$$

Si $P^* = 2.58 < Y = 2.6$ alors le calcul est bon

2.2) Calcul du rayon de raccordement : Le rayon est donné par la formule (IV.22) ou (IV.23).

Pour $\frac{P^*}{H_0} \leq 19$ on utilise la formule (IV.21).

$$R_{ac} = H_0 \left[1 + 0.25 \frac{P^*}{H_0} - 0.0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2.5} \right] \quad (\text{IV.22}).$$

Pour $\frac{P^*}{H_0} > 19$ on utilise la formule (IV.23)

$$R_{ac} = H_0 \left[2.9 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{0.128} \right] \quad (\text{IV.23})$$

$$P^*/H_0 = 1.16 < 19$$

on utilise la formule (IV.22) on obtient:

$$R_{ac} = 2.86 \text{ m}$$

2.3) Calcul hydraulique du déversoir :

Le calcul hydraulique du déversoir se fait par plusieurs étapes :

a/ On divise la largeur déversant en 7 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site x_i .

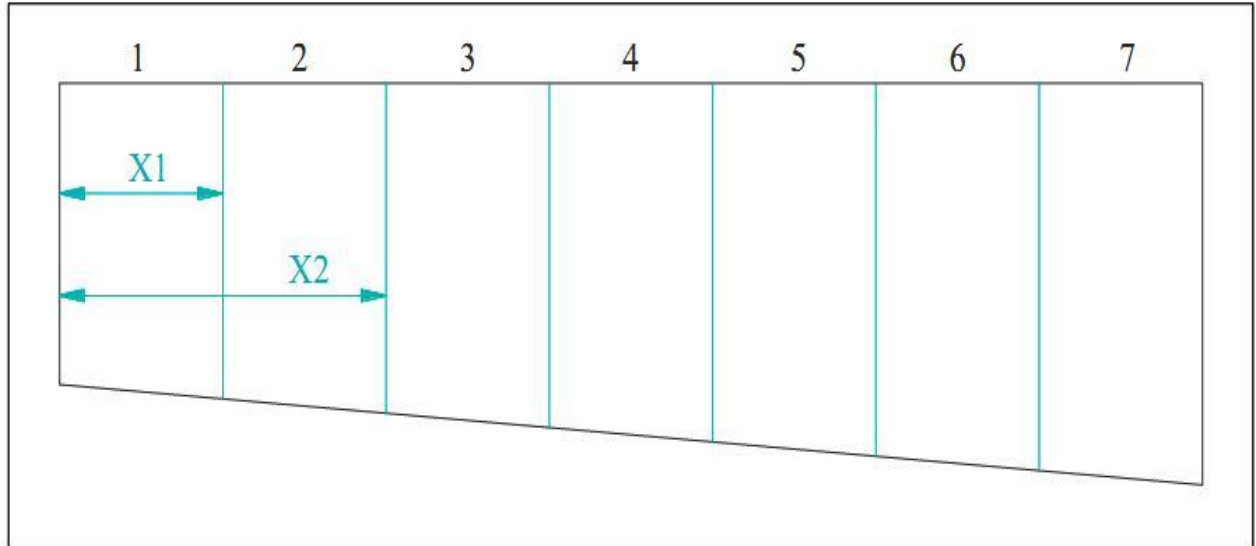


Figure N° IV.4 : Représentation des tranchées.

Le débit spécifique est donné par :

$$q=Q/L ; \quad (IV.24)$$

$$\text{Donc : } q = \frac{Q}{L} = \frac{538,44}{70} = 7,69 \text{ m}^2/S.$$

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

$$\text{On a : } Q_i=q.X_i ; \quad (IV.25)$$

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

$$V_i=V_{in}+a(X_i-1) ; \quad (IV.26)$$

$$A= (V_f-V_{in})/(L-1) ; \quad (IV.27)$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité ;

Nous prenons :

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_{in} = 3,5 \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

$$V_f = 8,5 \text{ m/s.}$$

$$a = \frac{8,5-3,5}{70-1} = 0,072.$$

D'où : $a = 0,072$

c/ Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$$Wi = Qi / Vi \text{ (m}^2\text{)} ; \quad (IV.28)$$

d/ Calcul de la largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par :

$$bi = L_1 + \frac{Xi \times (L_0 - L_1)}{L} \quad (IV.29)$$

On calcul les différent largeur :

$$L_c = Q_{dev}^{0.4} \quad (IV.30)$$

Donc : $L_c = 538,44^{0.4} = 12,37\text{m}$.

On prend directement en fonction de la topographie: $L_c = 20\text{m}$.

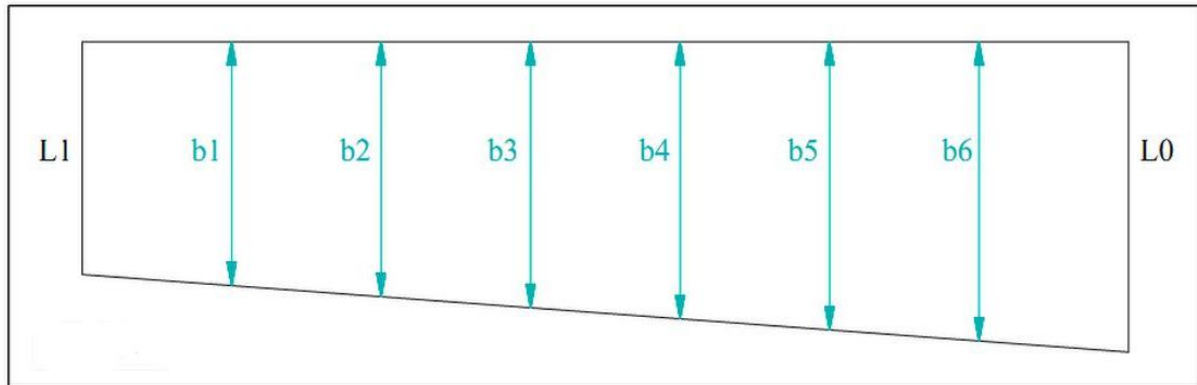


Figure N° IV.5 : les tranches de canal latéral.

On a : selon la topographie on prendre les rapports suivant : $\frac{L_0}{L_c} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$

Donc : $L_0 = 20\text{m}$ et $L_1 = 15\text{m}$

e/ calcul de la profondeur d'eau aux sites :

cette profondeur est donnée par :

$$hi = (- bi + \sqrt{bi^2 + 4m Wi}) / 2m ; \quad (IV.31)$$

Avec : m : pente du profile du versoir assimilé à un plan : $m = 1/3$

f/ calcule de la pente de fond pour chaque sites :

cette pente est donnée par :

$$Ii = Vi^2 / Ci^2 \cdot Ri ; \quad (IV.32)$$

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

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge seront donnée par : $C_i = 1/n \times R_i^{\frac{1}{6}}$ (IV.33)

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

Le tableau représenté en annexe N°IV.3 donne quelques valeurs de « n » en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$ (béton).

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i \quad (\text{m}) ; \quad (\text{IV.34})$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1} \quad (\text{m}) ; \quad (\text{IV.35})$$

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

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux (IV.29) et (IV.30)

Tableau N° IV.3 : hauteurs d'eau et pertes de charge.

N	X_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m ²)	W_i (m)	b_i (m)	h_i (m)	R_i	C_i	I_i	Δh
1	10	76,900	4,148	18,539	15,714	1,152	0,520	71,894	0,002	0,017
2	20	153,800	4,868	31,594	16,429	1,853	0,793	75,134	0,003	0,033
3	30	230,700	5,588	41,285	17,143	2,305	0,956	76,581	0,005	0,051
4	40	307,600	6,308	48,763	17,857	2,604	1,064	77,398	0,007	0,071
5	50	384,500	7,028	54,710	18,571	2,805	1,137	77,914	0,009	0,093
6	60	461,400	7,748	59,551	19,286	2,939	1,189	78,258	0,012	0,117
7	70	538,300	8,468	63,569	20,000	3,026	1,227	78,495	0,014	0,143

Tableau N° IV.4 : cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.

N	Δh	H_i (m)	cote P.E	cote Fond
0	0	0	76,06	76,06
1	0,017	1,152	76,043	74,908
2	0,033	1,853	76,027	74,207
3	0,051	2,305	76,009	73,755
4	0,071	2,604	75,989	73,456
5	0,093	2,805	75,967	73,255
6	0,117	2,939	75,943	73,121
7	0,143	3,026	75,917	73,034

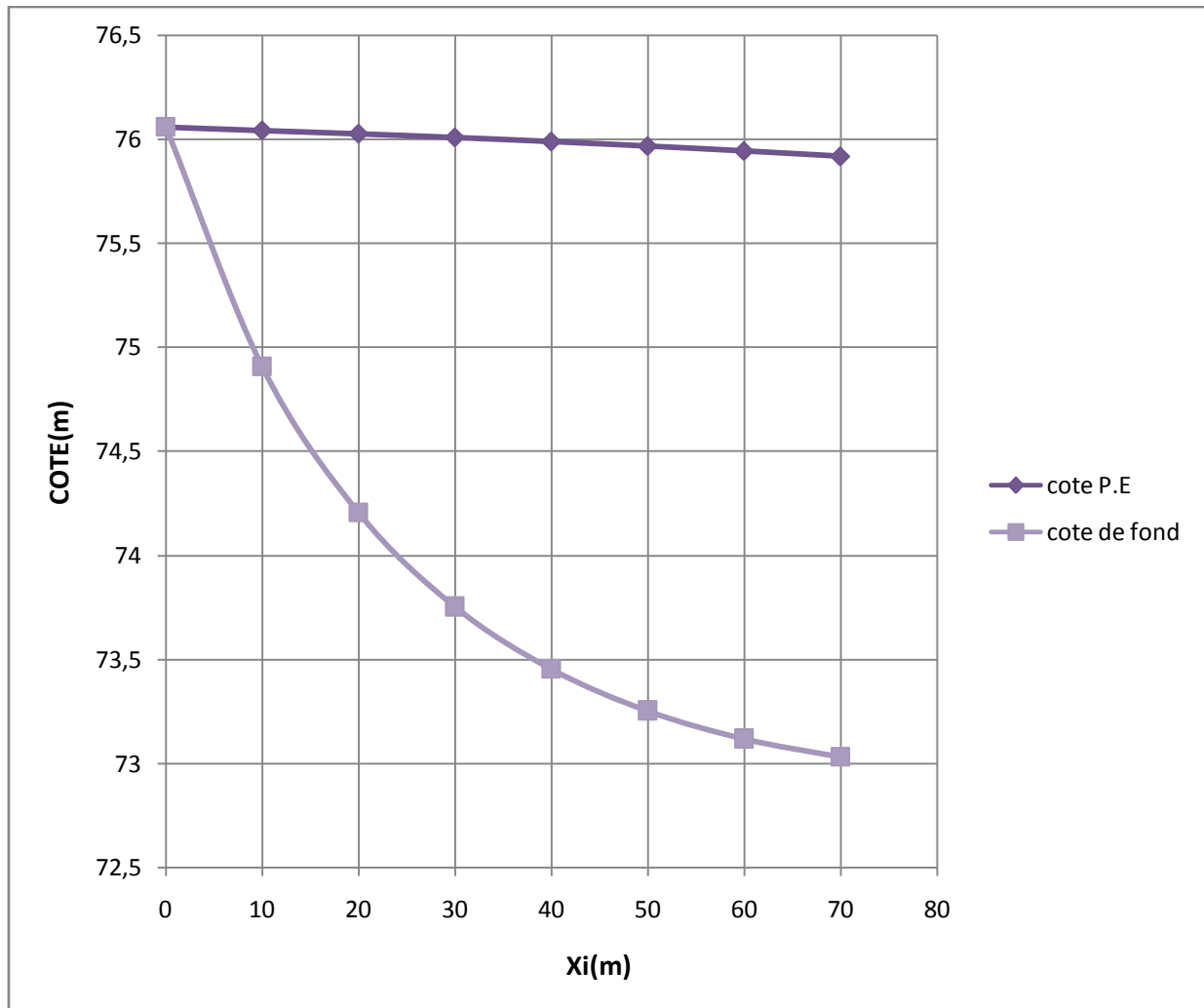


Figure N° IV.6 : cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.

3) calcul hydraulique du coursier :

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont résumés dans le tableau **IV5**.

Et le graphique de la ligne d'eau représente dans **Figure N° IV.7**.

Tableau VI.5 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Descriptif de la ligne d'eau												
no	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	I	Yc	HsC
	m	m	m	m/s	m/m	m	m			m/m	m	m
1	0.00	60,7	2.88	9.35	0.0041	68.034	7.334	1.759	tor	0.150	4.74	6.294
2	26,44	56.73	2.02	13.34	0.0123	67.818	11.084	2.997	tor	0.150	4.74	6.294
3	52,89	52.77	1.69	15.92	0.0214	67.373	14.606	3.908	tor	0.150	4.74	6.294
4	79.33	48,8	1.50	17.93	0.0312	66.679	17.879	4.670	tor	0.150	4.74	6.294
5	105.78	44,83	1.38	19.57	0.0411	65.723	20.890	5.326	tor	0.150	4.74	6.294
6	132.22	40,87	1.29	20.94	0.0510	64.504	23.638	5.897	tor	0.150	4.74	6.294
7	158.67	36,9	1.22	22.11	0.0606	63.027	26.127	6.396	tor	0.150	4.74	6.294
8	185.11	32,93	1.17	23.10	0.0698	61.302	28.368	6.833	tor	0.150	4.74	6.294
9	211.56	28,97	1.12	23.96	0.0784	59.342	30.375	7.215	tor	0.150	4.74	6.294
10	238	25	1.09	24.69	0.0863	57.163	32.163	7.550	tor	0.150	4.74	6.294

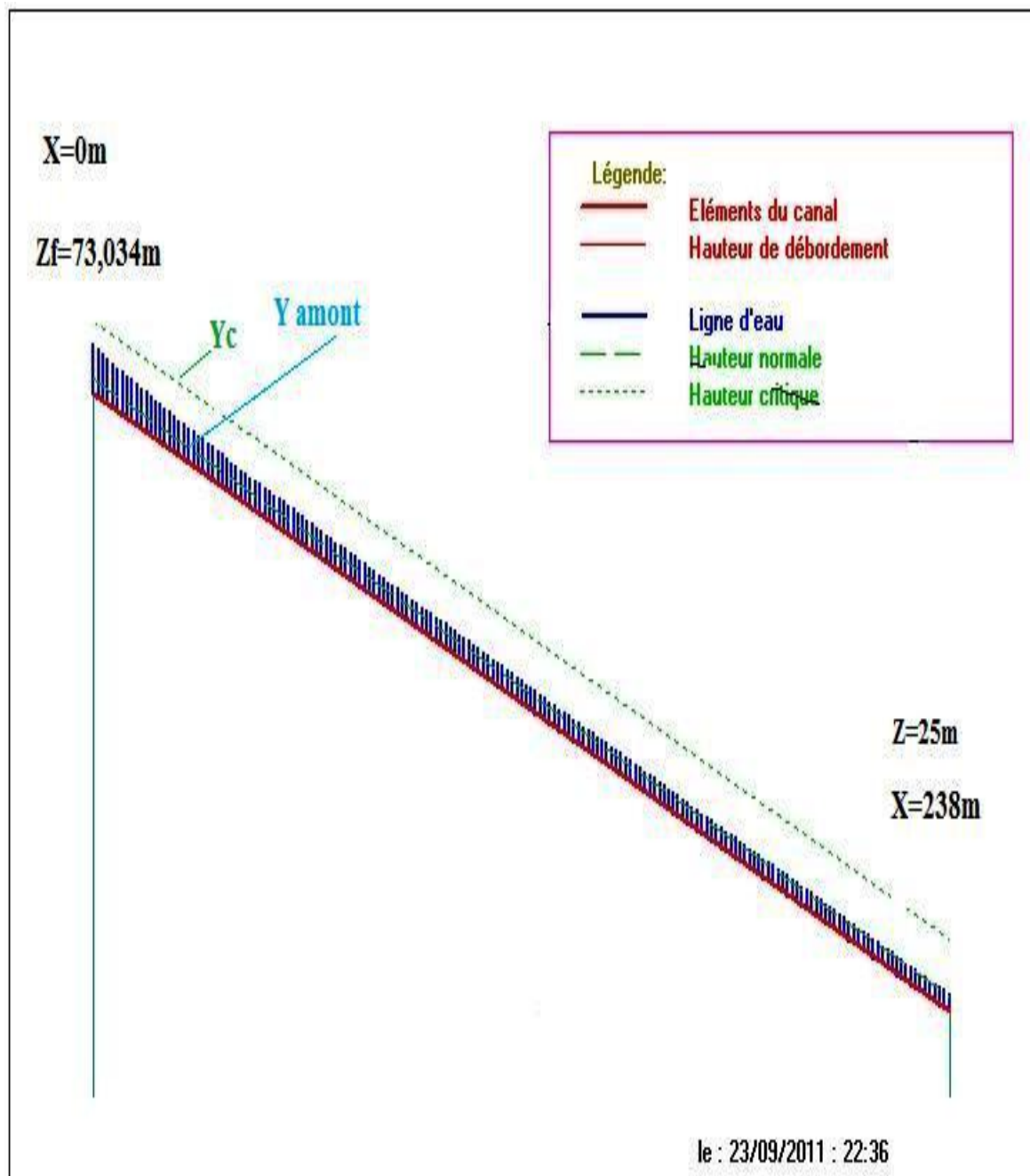


Figure N° IV.7 : graphique de la ligne d'eau.

3) calcul hydraulique du coursier :

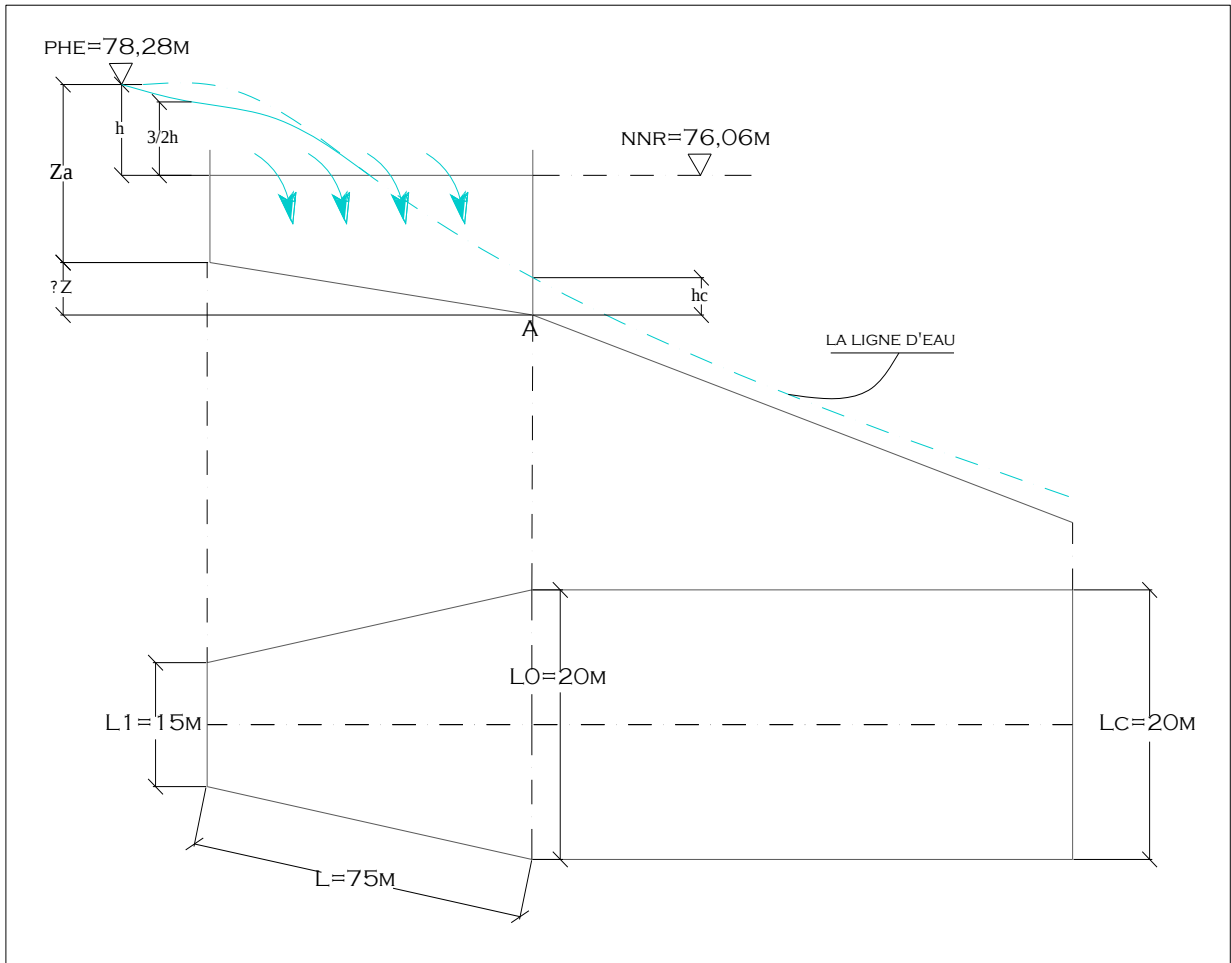


Figure N° IV.8 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :

$$L_1 = 15\text{m}$$

$$L_0 = 20\text{m}$$

$$L_c = 20\text{ m}$$

Et on calcul les rapports :

$$\frac{L_0}{L_c} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{L_1}{L_0} = \frac{15}{20} = 0,75$$

➤ **Calcul y_A (le tirant d'eau au point A)**

On a : $y_A = y_c$

Avec ; Y_c : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente.

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$F_r^2 = \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot S^3} = 1 ; \quad (\text{IV.36})$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{L_0}\right)^2} \quad (\text{IV.37})$$

D'où : $Y_A = 4,20\text{m}$

➤ **Calcul la charge spécifique au point A**

$$H_{S.C} = y_c + \frac{v_c^2}{2g}; \quad (\text{IV.38})$$

$$H_{S.C} = y_c + \frac{Q^2}{2gS^2} = y_c + \frac{Q^2}{2g(y_c.L_0)^2}$$

$$H_{S.C} = 4,20 + \frac{538,44^2}{19,62(4,20 \times 20)^2} = 6,29 \text{ m}$$

➤ **Calcul les paramètres y'_c et L'_c :**

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{S.C} = \frac{2}{3} \times 6,29 = 4,19 \text{ m}$$

$$L'_c = \frac{0,59 Q}{H_{S.C}^{3/2}} = \frac{0,59 \times 538,44}{6,29^{3/2}} = 20,14 \text{ m}$$

➤ **Calcul de U :**

$$U = \frac{m \cdot y'_c}{L'_c} = \frac{0 \times 4,19}{20,12} = 0 \quad (\text{Section rectangulaire})$$

➤ **Calcul de Z_a :**

On impose Z_a de façon que la condition $Z_a < PE - C_A$ soit vérifiée.

Avec :

PE : La cote du plan d'eau.

C_A : La cote du point A.

$$PE - C_A = NNR + \frac{2}{3}h - C_A = 76,06 + \frac{2}{3} \times 2,22 - 69,6 = 7,91 \text{ m}$$

On prend : $Z_a = 7,6 \text{ m}$ (raison de sécurité).

➤ **Calcul de ΔZ :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_a}{y_c} = \frac{7,6}{4,19} = 1,81 \\ U = 0. \\ \frac{L_1}{L_0} = 0,75 \\ \frac{L_0}{L_c} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir de l'abaque (annexe IV.07) on tire le rapport: } \frac{\Delta Z}{y_c} = 0,29$$

$$\Rightarrow \Delta Z = 0,29 \times 4,19 = 1,22 \text{ m}$$

➤ Calcul du tirant d'eau au point B

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale : $j = 0,2 \Delta H$ (IV.39)

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_S(B) = 0,8[H_S(A) + Z_A - Z_B] ; \quad (IV.40)$$

$$H_S(B) = 0,8[6,29 + 69,6 - 37,47] = 30,52 \text{ m}$$

$$H_S(B) = 30,52 \text{ m}$$

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2g \times l \times H_S^{3/2}}} = 0,24$$

$$\eta = \frac{m \times H_S}{l} = 0 \xrightarrow{\text{Abaque (annexe VI.4)}} \frac{y_B}{H_S} = 0,038 \text{ m}$$

D'où : $y_B = 1,16 \text{ m}$

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_B \cdot L_c} = \frac{538,44}{1,16 \times 20} = 23,21 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_2}} = \frac{23,21}{\sqrt{9,81 \times 1,16}} = 6,88$$

4) Dissipateur d'énergie :

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

4.1. Choix de l'ouvrage de restitution :

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique.

Le type d'ouvrage qui adapte pour évacuateur latéral c'est Bassin à ressaut.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} F = 6,88 > 4,5 \\ V = 23,21 \text{ m/s} > 15 \text{ m/s} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{D'après les tests réalisés par } The \text{ Bureau of} \\ \text{Réclamation (USBR) on choisi un bassin de type III.} \end{array}$$

4.2. Conception d'un dissipateur de Type III ($Fr_1 > 4.5$; $V_1 > 15 \text{ m/s}$) :**➤ On calcule la hauteur de l'écoulement d'eau T_a :**

à partir de l'équation suivante:

$$T_a = Y_1(1.469F_{r1} - 0.318); \quad (IV.42)$$

$$T_a = 11,35 \text{ m}$$

➤ **On calcule la hauteur conjugué (Y_2) :**

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \quad (\text{IV.43})$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9,24 \Rightarrow Y_2 = Y_1 \times 9,24 = 1,16 \times 9,24 = 10,72 \text{ m}$$

$$Y_2 = 10,72 \text{ m}$$

➤ **On détermine Longueur de bassin de dissipation :**

$$\frac{L}{Y_2} = 4,18 \quad \text{D'où :} \quad L = 10,72 \times 4,18 = 44,8 \text{ m}$$

$$\text{On prend} \quad L_{\text{Bassin}} = 45 \text{ m}$$

Avec :

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

L : Longueur du ressaut.

➤ **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1,16 \text{ m}$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espace entre deux blocs de chutes successifs.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{20}{1,16 + 1,16} = 8,62 \text{ blocs}$$

Le nombre des blocs de chute : 9 blocs

➤ **Dimensionnement du seuil denté :**

• Hauteur du seuil denté (h_2) :

$$h_2 = 0,2 y_2 = 0,2 \times 10,72 = 2,14 \text{ m}$$

• Epaisseur du seuil denté (a_2) :

$$a_2 = 0,15 y_2 = 0,15 \times 10,72 \approx 1,61 \text{ m}$$

• L'espace entre deux seuils dentés successifs (e_2) :

$$e_2 = 0,15 y_2 = 0,15 \times 10,72 \approx 1,61 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des seuils dentés } n = \frac{b}{2Y_1} = \frac{20}{1,61 + 1,61} = 6,21 \text{ seuils dentés}$$

Le nombre des seuils dentés : $n=7$ seuils dentés

5) Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2 \right) \times K ; \quad (\text{IV.44})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} ; \quad (IV.45) . \\ \sigma = \frac{K \times m}{b} \quad (IV.46). \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = \sqrt[3]{\frac{538,44^2}{9,81 \times 20^2}} = 4,20 \\ \sigma = \frac{4,20 \times 1}{20} = 0,21 \end{array} \right.$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,21}{3} + 0,015 \times 0,21^2 \right) \times 4,2 = 3,91m$$

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} ; \quad (IV.47)$$

Avec :

$$\begin{aligned} S_{cr} &= m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr} \\ P_{cr} &= b + h_{cr} \times 2 \times \sqrt{1 + m^2} \\ R_{cr} &= \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \\ C_{cr} &= \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \end{aligned}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} S_{cr} &= 1 \times 3,91^2 + 20 \times 3,91 = 93,49m^2 \\ p_{cr} &= 20 + 3,91 \times 2 \times \sqrt{1 + 1^2} = 31,06m \\ R_{cr} &= \frac{93,49}{31,06} = 3m \\ C_{cr} &= \frac{1}{0,023} \times 3^{1/6} = 52,24m \end{aligned}$$

$$D'où : I_{cr} = \frac{538,44^2}{93,49^2 \times 52,24^2 \times 3} = 0,004 \text{ m/m} \quad I_{cr} = 0,004 \text{ m/m}$$

➤ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :

$$h_n = 3,6 \text{ m}$$

➤ Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{538,44}{1 \times 3,6 + 20 \times 3,6} = 7,12 \text{ m/s}.$$

$$V = 7,12 \text{ m/s}$$

Remarque :

Le sol du canal est constitué de marne.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = (2,1 \div 3,1) \text{ m/s}$.

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

Tableau N° IV.6 : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

La hauteur critique	3,91 m
La Pente critique	0.00034 m/m
La profondeur normale	3,6 m
Vitesse dans le canal	7,12m/s

IV.3. 2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

➤ Chenal d'écoulement :

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue : $.NNR=76,06 \text{ m}$

Le niveau de la plus hautes eaux : $NPHE=78,28\text{m}$

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 1,15\text{m}$
on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 78,28 - 76,06 + 1,15 = 3,37 \text{ m}.$$

$$H = 3,37\text{m}$$

➤ Le coursier :

Du point de vue hydraulique, la hauteur des parois latérales est déterminée de la manière suivante:

$$h_m = h + BL ; \quad (IV.46)$$

où:

BL = hauteur libre (entre 0.5 et 1.0 m).

h : Le tirant d'eau

1) Hauteur du mur au début du coursier h_m :

$$h_m = 4,26 + 0,5 = 4,76 \text{ m} .$$

$$h_m = 5,76 \text{ m}.$$

2) Hauteur du mur à la fin du coursier :

AN :

$$h_m = 1,16 + 0,5 = 1,66 \text{ m}$$

On prend

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

Donc, le coursier est divisé en deux parties :

L=(0 :130)m la Hauteur du mur est 5,76m

L=(130 :238)m la Hauteur du mur est 2m

➤ **Le bassin de dissipation :**

$$H_m = Y_2 + HL$$

HL = hauteur libre (entre 0.5 et 1.0 m)

On prend HL =0,5m

$$H_m = 10,72 + 0,5 = 11,22\text{m}$$

On prend une hauteur de 11,3 m

V.3. 3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

➤ **Vérification de l'apparition des 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F^2 < 40 \end{array} \right.$$

Avec :

b : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{1,16} = 17,24 > 10 \end{array} \right.$$

$$F^2 = 6,88^2 = 47,33 > 40$$

Les deux conditions 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 affouillement à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle.

Tableau N° IV.7 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		Les dimensions
Déversoir		
	Largeur du seuil déversant	75 m
	Charge déversant	2.22 m
Chenal d'écoulement		
	Largeur	Varie de 15 à 20 m
	Longueur	70 m
Coursier		
	Largeur	20 m
	Longueur	238 m
Bassin de dissipation		
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III
	Longueur	45 m
	Largeur	20 m
Murs bajoyers		
	Chenal d'écoulement	3,4 m
	Coursier	5,8 m pour (0÷130) m
		2m pour (130÷238) m
	Bassin de dissipation	11,3 m

IV.4. Étude De La 2^{ème} Variante Évacuateur De Crues En Puits Vertical.

IV.4.1. Description des ouvrages

La tulipe est implantée en rive gauche et se raccorde au tunnel de dérivation provisoire .Le fonctionnement de la tulipe comporte deux phases distinctes :

Régime dénoyé : L'écoulement est à surface libre dans tout l'ouvrage. L'écoulement est contrôlé au niveau de la crête du seuil de la tulipe. La loi de débit est en $H^{3/2}$, il en résulte une débitance assez importante.

Régime noyé: A partir d'un certain seuil, un engorgement apparaît au niveau du puit. Ceci fait que le débit évacué est contrôlé par le tunnel. Le débit s'en trouve réduit et suit une loi en $H^{1/2}$.

Les conditions géomorphologiques du barrage TARZOUT limitent en faveur d'une implantation de l'évacuateur tulipe en rive gauche. La crête du seuil circulaire de la tulipe est calée au niveau de normale de la retenue (76,06 mNGA).

Afin d'être du côté de la sécurité, la variante tulipe est dimensionnée de telle manière à éviter l'engorgement du puits jusqu'à une crue de fréquence 1/10000.

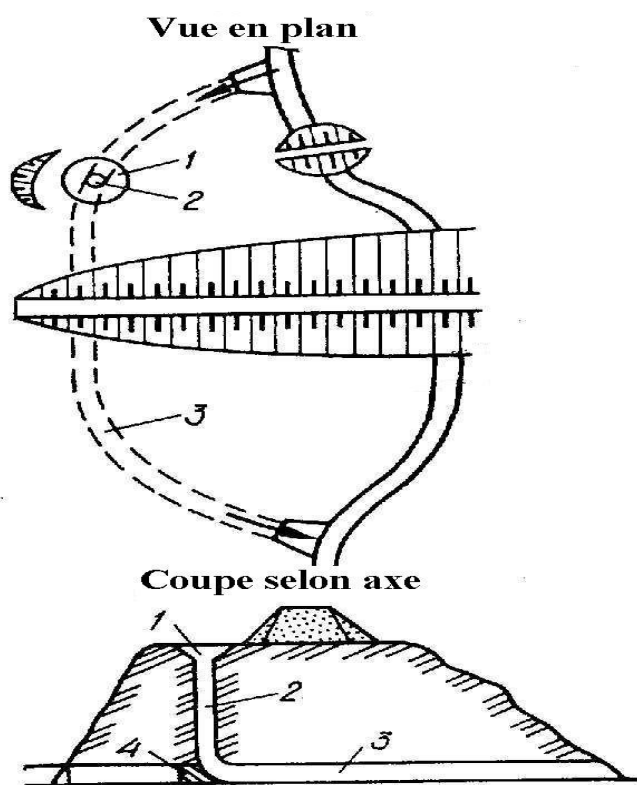


Figure N° IV.9 : Évacuateur en puits :

1-Déversoir tulipe ; 2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- Bouchon de béton

Le déversoir en tulipe peut être avec conique (Fig N° IV.10-a) ou sans tronçon conique (Fig N° IV.10-b).

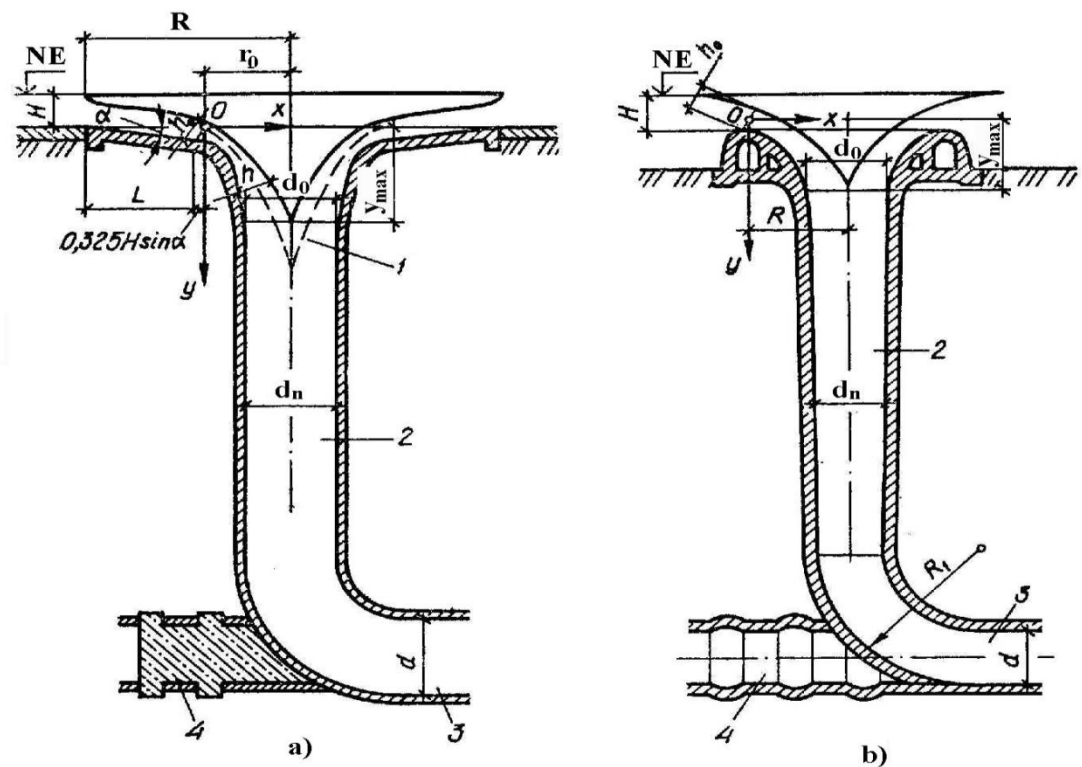


Figure N° IV.10: Déversoir en tulipe de l'évacuateur en puits :

- a-avec tronçon conique ; b- sans tronçon conique ; 1- axe de la veine déversante ;
2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- bouchon en béton

Dans notre cas on fait un dimensionnement de l'évacuateur en puits sans tronçon conique.

IV.4.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

Les tulipes, dans lesquelles le déversoir est une courbe fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle.

Au niveau inférieur, le puits de la tulipe vient se connecter par un coude à la galerie de dérivation provisoire.

IV.4.2.1) Calcul du déversoir en tulipe sans tronçon conique :

Le seuil circulaire en plan sont principalement utilisés dans le déversoir en puits .dans ce type l'alimentation est radiale.

La forme générale du profil du seuil est considérée comme coïncidant avec la face inférieure de la nappe liquide, déchargée par un déversoir à mince paroi, cylindrique, de directrice circulaire.

Le débit d'un déversoir circulaire est assimilé à celui d'un déversoir de surface.

$$q = 2.\pi.r.\mu.\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (IV.48).$$

Avec :

q : Le débit maximal à évacuer $q_{0,01\%} = 538,44 \text{ m}^3/\text{s}$.

μ : Coefficient de débit ; $\mu=0,46$

r : Rayon du déversoir circulaire ;

H : Charge d'eau sur le déversoir ; $H=2.22\text{m}$

$$r = \frac{q}{2.\mu.\pi.\sqrt{2g}.H^{3/2}} = \frac{538,44}{27,83.0,46.2,22^{3/2}} = 12\text{m}$$

Donc : **D=24 m**

Les coordonnées des points de l'axe de la veine pour le tronçon parabolique du déversoir en tulipe se déterminent par l'équation :

$$y = gx^2 / (2v_0^2), \quad (IV.49).$$

La vitesse moyenne sur la crête du déversoir en tulipe est :

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi R h_0}, \quad (IV.50).$$

La profondeur d'eau sur le tronçon conique est prise égale à $h_0=0,75H$

AN: **$h_0=1,67\text{m}$**

$V_0=4,28\text{m/s}$

L'équation parabolique de l'axe de la veine est : **$y=0,27x^2$**

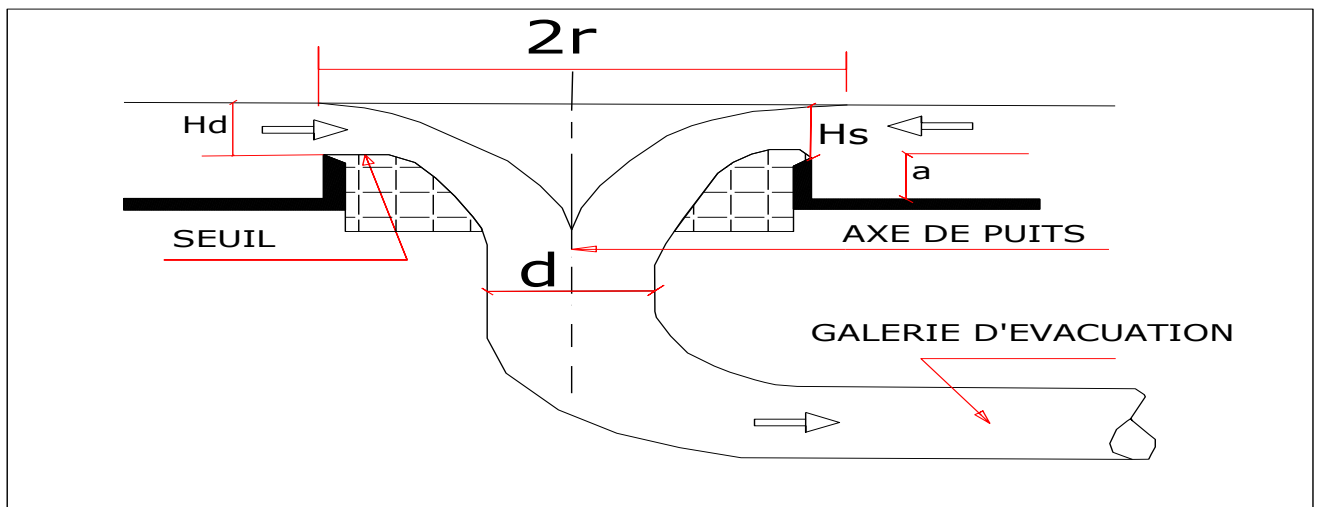


Figure N° IV.11 : Évacuateur de crue en puits verticale.

Pour éviter le passage en charge du cas d'un bis nous conseillons :

$$Y = 5.(\frac{D}{h^2} - h); \quad (IV.51)$$

Y est la hauteur pour la quelle nous passons de D à d ; d reste constant ensuite jusqu'au passage à surface libre.

AN : **Y=12,72m**

IV.4.2.2) Galerie de l'évacuateur en puits.

Admettant le passage en charge à cette distance Y de la crête on peut dimensionner **d** :

$$d = 0,6 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{Y}}} \quad ; \quad (IV.52) .$$

$$\mathbf{d=7,37m}$$

Sur l'axe de la tulipe, le point d'intersection des surfaces extérieures de la nappe d'écoulement est le point de convergence du jet, appelé « croatch » et dont l'ordonnée est y_{max} .

Le diamètre de la tulipe pour y_{max} est :

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_y}} , \quad (IV.53) .$$

La vitesse est :

$$v_{0y} = \varphi \sqrt{2gy_{max}} , \quad (IV.54) .$$

$$\mathbf{v_{0y} = 4,55m/s}$$

$$\mathbf{d_0 = 12,27m/s}$$

Si $d_0=12,27m > d=12m$, on construit un tronçon de transition convergent à variation progressive de la section.

Le diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits est déterminé en supposant que l'écoulement dans la galerie soit à surface libre.

$$R = 0,3Q^{0,4} = 3,71m \quad (IV.55) .$$

$$\mathbf{R=3,71 m}$$

$$2R=7,42m > 7,37m \quad \text{donc la condition est vérifiée} \quad \mathbf{R=3,71 m}$$

➤ **calcul le rayon de courbure du coude:** Le raccordement du puits avec la galerie de fuite s'effectue par un coude de rayon R.

AN:

$$R_1 \leq (2,5 : 4)d; \quad (IV.56).$$

$$R_1 = 2,71 \cdot 7,37 = 20m$$

$$R_1 = 20m$$

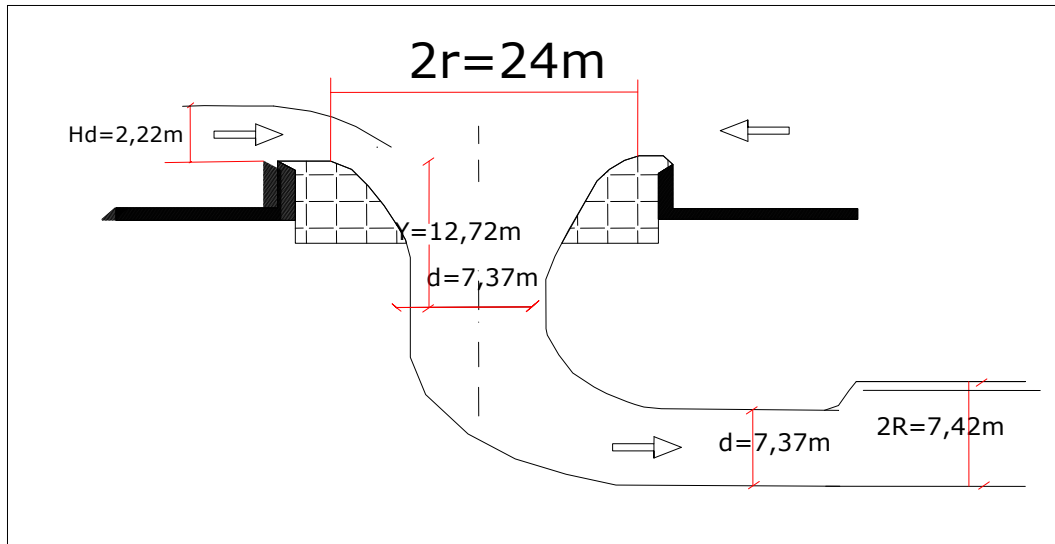


Figure N° IV.12 : Évacuateur de crue en puits de barrage Tarzout.

➤ **Détermination des paramètres de l'écoulement dans la galerie**

Lors des calculs des paramètres de l'écoulement dans les ouvrages évacuateurs de type en galerie ce sont la profondeur critique Y_{cr} et la profondeur normale Y_n qui sont les caractéristiques de critère pour l'analyse des formes de la surface libre de l'écoulement.

1/ calcul La profondeur de l'écoulement uniforme eY_n dans la conduit à surface libre :

La profondeur de l'écoulement uniforme est déterminée à l'aide de la formule de Chézy :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i} ; (IV.57)$$

Avec :

S : aire de la section de l'écoulement en régime uniforme ;

$$C = \frac{R^y}{n} - \text{coefficient de Chézy ; (IV.58)}$$

i ; la pente i est de 0,01838.

n – coefficient de rugosité du lit.

On adopte en général l'indice de la puissance y égal à $1/6$ d'après Manning, à $1/5$ d'après Forhgueymer, soit d'après Pavlovsky qui donne la grandeur de y entre $1/6$ et $1/5$.

Puisque la différence des profondeurs définies avec l'utilisation des formules de Manning et de Pavlovsky se trouve dans la limite de l'exactitude de la mesure de cette profondeur dans l'ouvrage en vraie grandeur, on utilise d'habitude, dans les calculs des écoulements dont le régime est uniforme, la formule de Manning comme plus simple.

Pour le béton avec la qualité moyenne de l'état de la surface, on peut prendre $n = 0,014$.

$$\theta = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{d}{R}\right); \quad (\text{IV.59}).$$

$$\theta = 341,16^\circ$$

$$\theta = 341,16^\circ$$

Calcul la largeur de miroir « B » :

$$B = \left(\sin \frac{\theta}{2}\right) \times D \quad (\text{IV.60})$$

$$B = 1,214 \text{ m}$$

$$\text{Surface mouillée} \quad S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin(\theta/2)) = 39,85 \text{ m}^2; \quad (\text{IV.61}).$$

$$S = 39,85 \text{ m}^2$$

$$\text{Périmètre mouillé} \quad P = R \cdot \theta_{\text{rad}}; \quad (\text{IV.62}).$$

$$P = 22,09 \text{ m}$$

$$\text{Rayon hydraulique} \quad R_H = \frac{S}{P} = \frac{R}{2} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta_{\text{rad}}}\right); \quad (\text{IV.63}).$$

$$R_H = 1,8 \text{ m}$$

Alors pour la galerie de l'évacuateur de crue de l'aménagement hydraulique de Tarzout, on aura :

$$\text{La profondeur de l'écoulement uniforme} \quad Y_n = 3,6 \text{ m}$$

2/ Profondeur critique (Y_c): La profondeur critique pour le lit dont la section transversale est circulaire, est déterminée par itération à l'aide de la formule:

$$\frac{Q^2 \cdot B(Y_c)}{g \cdot S^3(Y_c)} = 1; \quad (\text{IV.64}).$$

Avec:

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ – accélération de la pesanteur.

$$\theta(\text{rad}) = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{Y}{R}\right); \quad (\text{IV.65}).$$

S:Section mouillée $S = \frac{R^2}{2}(\theta_{\text{rad}} - \sin(\theta/2)) \text{ m}^2. ; (\text{IV.66}).$

$$Y = R\left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right) \text{ m.}; \quad (\text{IV.67}).$$

B: largeur de miroir de la surface libre

$$B = 2R \sin \frac{\theta^\circ}{2}; \quad (\text{IV.68}).$$

La profondeur pour la quelle l'équation (1) est vérifiée est la profondeur critique les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.8 : calcul hauteur critique.

Y_c	$\theta(\text{rad})$	$\frac{\theta}{2}(\text{rad})$	S (m^2)	B(m)	$Q^2.L/g.s^3$
3	2,756	1,378	12,212	7,283	118,18
3,5	3,028	1,514	13,96	5,096	55,35
3,6	3,082	1,541	14,331	7,417	74,471
3,65	3,109	1,555	14,515	7,419	71,697
4	3,298	1,649	15,836	7,397	55,05
4,5	3,571	1,785	17,852	7,25	37,66
5,5	4,148	2,074	22,519	6,5	16,824
6	4,47	2,23	25,323	5,865	10,675
6,8	5,11	2,555	31,358	4,107	3,936
7	5,322	2,661	33,446	3,43	2,71
7,3	5,773	2,886	37,994	1,876	1

La hauteur critique est donc $Y_c = 7,3 \text{ m}$

$Y_n = 3,6 \text{ m} < (Y_c = 7,3)$ donc l'écoulement est à surface libre ne posera aucun problème.

Donc nous sommes assurés du passage en régime torrentiel pour l'écoulement à surface libre, le tirant d'eau amont étant $d = 7,37 \text{ m}$

L'énergie à la sortie de la conduite en charge sera donc :

$$H_l = d + \frac{V^2}{2g} = d + \frac{Q^2}{2g(R^2(\alpha_{rad} - \sin \alpha \cos \alpha))^2}; \quad (IV.69).$$

Avec $\alpha = \arccos(1 - \frac{d}{R})$; (IV.70).

$\alpha = 2,98 \text{ radium}$

Donc :

$H_l = 15,30 \text{ m}$

$H_l > 2 \cdot R$ donc l'écoulement à la sortie de la galerie est en charge

Le calcul le type de l'écoulement en charge donne :

$$Z_2 = Z_l + H_l + \left(\eta_c + \frac{\eta_l}{d} + \eta_s - 1 \right) \frac{Q^2}{2gS^2}; \quad (IV.71).$$

Z_l : cote de fond au changement de diamètre (passage en charge à surface libre)

η_c : Coefficient de perte de charge de coude

η_s : Coefficient de perte de charge sortie.

η_l : Coefficient de perte de charge linéaire fois la longueur.

Avec $S = \pi \times \frac{d^2}{4} = 42,66 \text{ m}^2$

$$Z_2 = 26 + 15,3 + \left(1 + \frac{0,2}{7,37} + 0,2 - 1 \right) \frac{538,44^2}{2 \times 9,81 \times 42,66^2}$$

$Z_2 = 43,14 \text{ m}$

$Z_2 = 43,14 \text{ m} < Z_d - Y = 76,06 - 12,72 = 64,34 \text{ m}$

Z_d : cote de déversement de la crête de la tulipe ($Z_d = 76,06 \text{ m}$)

Donc on est dans écoulement de type 1

Nous pouvons dire que l'écoulement sur le déversoir est entièrement dénoyé.

et **$Z_{\text{plan d'eau}} = Z_2 = 43,14 \text{ m}$**

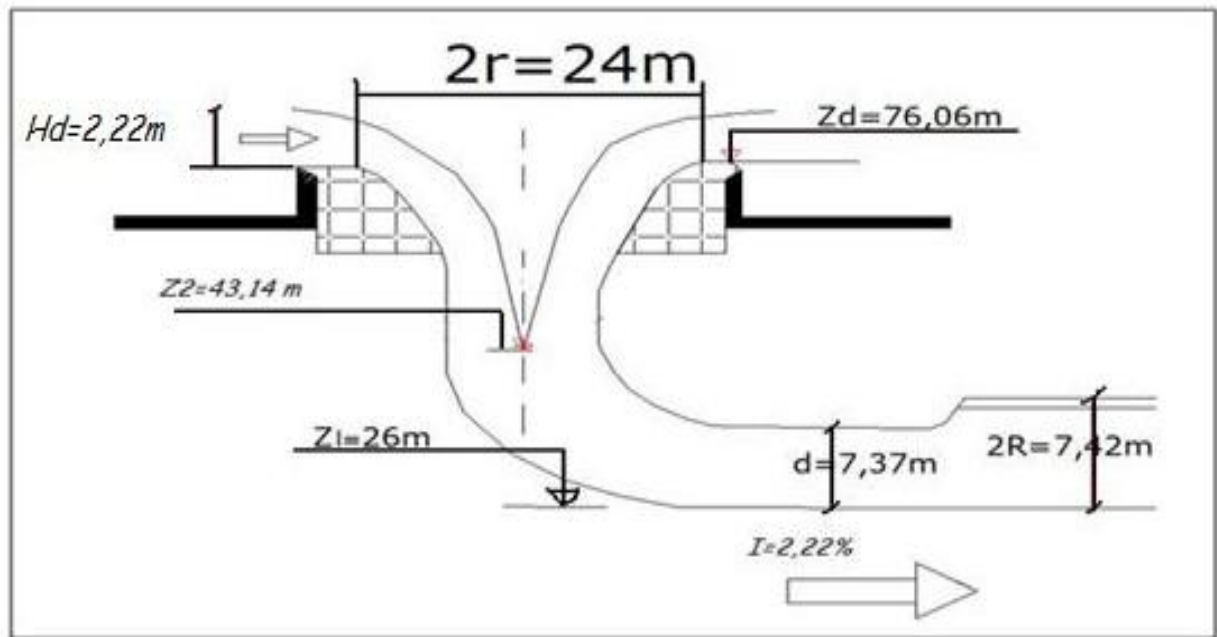


Figure N° IV.13 : l'écoulement entièrement dénoyé sur la crête déversante (type 1).

IV.4.2.3) Évaluation du fonctionnement du bassin d'amortissement

Le bassin d'amortissement est retenu divergent avec une largeur à la sortie.

A ces fins la section de sortie de la galerie doit être raccordée à la section initiale du bassin d'amortissement par un tronçon de transition dont le fond est incliné.

➤ TRANSITIONS.

Transition est l'ouvrage intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin de dissipation, Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au bassin de dissipation.

a) Calcul de la largeur initiale (B_t) de la transition:

Il faut que B_t soit supérieure au diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits $2R = 7,42m$

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants : $B_t = 10m$

b) Calcul de la largeur finale (b_t) de la transition :

La largeur finale du divergent se calcul par la formule ⁽¹⁾ suivante :

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46 \times B_t^2 \times Y_1^2} \right) - H_0; \quad (IV.72).$$

$$b_t = 0.70 \sqrt{\frac{Q_d^2}{gP^{*3}}}; \quad (IV.73).$$

⁽¹⁾ Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{88.29B_T^2}} ; \quad (\text{IV.74}).$$

où:

Qd: débit de projet (m³/s).

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

g: accélération de la gravité (m/s²).

Y₁: hauteur de l'eau au début de la transition (m).

H0=charge d'eau (H0=7,42m)

Y₁=5,73m

P* = 10,51-7,42=3,09m

b_t =22,15m

c)Calcul de la longueur de l'élargissement (L_t) :

$$L_T = 1.60(B_T - b_T) ; \quad (\text{IV.75}).$$

L_T=19,5m

d) Calcul du niveau d'eau à la fin de l'élargissement (Y₂):

La section d'écoulement intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin dissipation est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{gb_t^2}} ; \quad (\text{IV.76}).$$

Y₂ =3,92m

e)La vitesse à la sortie d l'élargissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_2 \cdot b_t} = \frac{538,44}{3,92 \cdot 22,15} = 6,2 \text{ m/s} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times Y_2}} = 2,55 \end{array} \right.$$

➤ Choix du bassin de dissipation :

On a :

$$\left. \begin{array}{l} F = 2,55 < 4.5 \\ V = 6,2 \text{ m/s} < 15 \text{ m/s} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of} \\ \text{Réclamation » on choisi un bassin de type I} \end{array}$$

➤ Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < F_{r1} < 4.5$).

Largeur du bassin : **$b_t = 22,15 \text{ m}$**

a) Calcul du tirant d'eau aval y_2 :

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°II.04), le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 2,2 \Rightarrow y_2 = 2,2 \times y_1 = 2,2 \times 3,92 = 8,62 \text{ m} \quad y_2 = 8,62 \text{ m}$$

- Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 4.0 \Rightarrow L = 4 \times y_2 = 4 \times 8,62 = 34,5 \text{ m} \quad L = 34,5 \text{ m}$$

. Dans ce cas la longueur totale du bassin d'amortissement devient $19,5 + 34,5 = 54 \text{ m}$.

b) Calcul des dimensions des blocs de chute :

$$\text{La hauteur} = 2 \cdot y_1 = 2 \times 3,92 = 7,84 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur : } W = \frac{y_1}{6} = 0,65 \text{ m}$$

$$\text{L'espacement } e = 2,5W = 1,63 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{22,15}{1,63 + 0,65} = 9,71$$

On prend 10 blocs .

IV.5. Choix de la variante favorable :

➤ Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le coût et la durée de réalisation.

➤ les conditions topographique et géologique sont favorables pour les deux variantes.

➤ De point de vue technique, entre la 1^{ère} variante, évacuateur de crues en surface à entonnement latérale en rive droite est plus favorable.

➤ Toutefois, prenant en considération les difficultés techniques d'exécution et d'opération pendant l'exploitation du barrage pour un évacuateur en tulipe,

➤ Pour les évacuateurs en puits (tulipes), le colmatage peut conduire à l'obstruction totale si le diamètre du puits est plus faible que la dimension des corps flottants. Ce risque doit être évalué dans une étude particulière.

➤ au point de vue hydraulique, ce type d'évacuateur en puits présente l'inconvénient de s'engorger; à partir de ce moment, le débit ne croît que faiblement lorsque le plan d'eau monte et la revanche disponible ne peut servir qu'à stocker de l'eau de la crue. En raison des incertitudes sur la valeur des crues de faible fréquence, le point d'engorgement a été fixé assez haut; il n'est pas atteint pour une crue cinq millénaire. Toutefois, il faut remarquer que le point d'engorgement limite le débit passant dans le bassin d'amortissement; il est donc possible de réduire ses dimensions par rapport à une solution de surface.

➤ Dans la zone de passage du tronçon transitoire au puits, une dépression considérable apparaît, et dans la galerie de fuite des régimes transitoires défavorables peuvent avoir lieu. Sur la surface du coude peut apparaître une dépression considérable, et pour sa diminution jusqu'aux limites admissibles, il faut un grand rayon du coude, ce qui aboutit à des solutions non constructives.

➤ Par comparaison à la variante puits, la *variante surface* présente un avantage important du point de vue sécurité hydraulique et Les conditions géologique et géotechnique sont plutôt en faveur de l'évacuateur de surface, pour ce qui est de l'évacuateur en puits, le percement des galeries de 7,42 m de diamètre dans le flanc gauche, constitué d'un rocher parfois très fracturé, peut poser des problèmes d'exécution importants, conduisant à des augmentations de coût et de durée de travaux (Les conditions d'excavations en galerie sont très difficiles et exigeront que les travaux progressent lentement par courts tronçons y compris les travaux d'étalement parallèles) .

➤ On notera enfin que la dérivation provisoire de la variante SURFACE peut être exécutée à ciel ouvert dans les terrasses de la rive gauche.

➤ l' évacuateur de crues latéral à entonnement latéral s'adapte au site du fait que les excavations sont réduites ,mieux adapté au barrage en enrochement, Facile à réaliser en coté de digue ,moins coûteux, Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement.

IV.6. Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crues :

D'après l'étude de comparaison entre les deux variantes précédentes, on peut conclure que la variante choisie est l'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral.

CONCLUSION :

Le barrage de Tarzout est en enrochement, qui est protégés en général par un évacuateur de crues latéral.

Dans ce chapitre, nous avons calculé deux types d'évacuateurs de crues possibles sur les deux rives: un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral et un autre en puits vertical.

➤ La premier variante est l'évacuateur à entonnement latéral, le déversoir est rectiligne avec une longueur de 70 m. L'eau déversée est dirigée vers le coursier par un canal d'une section varie linéairement dont la largeur à la tête de l'évacuateur est de 10 m et égale à 20 m à l'entrée du coursier. L'écoulement dans le coursier commence avec un tirant d'eau de 4,26 m et de 1,16m à la fin. Le mur bajoyer au niveau du coursier est de 5,76m pour les 120 m premier et de 2 m pour le reste du coursier.

L'eau arrive avec une vitesse de 23,21 m/s et un nombre de Froude de 6,88. Le bassin de dissipation de type à ressaut une longueur de 45m et une largeur 20 m , Le mur bajoyer au niveau du bassin de dissipation est de 11,3m.

➤ La deuxième variante est l'évacuateur en puits vertical, Cette solution classique est implantée sur les terrasses de rive gauche bordant l'oued, ce qui permet d'éviter un complexe de blocs rocheux de grès quartzeux et de quartzites disséminés en surface et de fonder la corolle, à la cote 76,06m environ, sur les complexe de marnes et de calcaires compacts, qui sont de bonne qualité et disposés en couches horizontales. Par ailleurs, la galerie servant de dérivation provisoire peut être exécutée sans nécessiter une protection importante contre les crues.

L'ouvrage, sans vanne, se compose d'une corolle qui se prolonge par un puits cylindrique de 24m de diamètre à la crête, débouchant, La corolle est suivie d'un tronçon cylindrique vertical de 12,72 m de diamètre, puis d'un coude de 90° débouchant dans la galerie à écoulement libre, de 116 m de long environ fonctionnant en nappe libre.

Cette galerie, qui caractérise par une zone de transition d'un diamètre de 7,37 m à diamètre de 7,42 m pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, sont construites en tranchée réalisée en partie dans le rocher.

L'évacuateur se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I de 34,5m de long, et une largeur 22,15 m. dont le radier est à la cote 26 m, l'eau arrive avec une vitesse de 6,2 m/s.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes, nous constatons que évacuateur latéral à entonnement latéral est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).



Chapitre V :

Étude Génie Civil

Chapitre v : étude génie civil étude de stabilité et ferraillage

Introduction :

Le dessin et le choix de la structure du ouvrage d'évacuation de crue est l'opération qui suit immédiatement la sélection du type d'évacuateur et l'étude hydraulique de celui ci.

Il est rare que le terrain sur lequel doit être installé l'évacuateur puisse résister à l'érosion par le courant d'eau. Le plus souvent il est nécessaire de prévoir un revêtement peu érodable .on utilise pour cela la maçonnerie et surtout le béton de ciment. Depuis quelques années les bétons bitumineux ont donné lieu à des applications intéressantes.

On peut pratiquement établir des évacuations sur presque tous les types de terrains de fondation à condition que les déformations soient acceptables. Néanmoins la conception des ouvrages dépend étroitement des caractéristiques de fondation.

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

Concept du Béton Armé :

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. De plus, le béton de ciment a un comportement fragile.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé. ⁽²⁾

V) Principes du calcul de génie civil :

Le calcul de génie civil doit passer par le procédé suivant :

V.1) Calcul de stabilité :

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service, pour ce la il faut avoir une stabilité les murs bas, le fond, les revêtements doivent résister aux poussées hydrostatiques, aux charges hydrodynamiques à la poussée des terres et éventuellement à la déformation.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $l_s = 1 \text{ m}$

⁽²⁾ Cours de Béton Armé IUP GCI3 option OS

V.1.1) Stabilité du déversoir :

L'étude de stabilité consiste à déterminer les forces qui s'agissent autour du déversoir.

V.1.1.1) étude d'infiltration

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aide à dimensionner le contour souterrain et de déterminer les sous pressions qui agissent sous le radier

Méthode de BLIGH : Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire.

— Charge au bief amont **H : 2,6m**

1) L'avant radier :

Les étapes à suivre sont :

➤ on peut fixer préalablement la longueur de l'avant radier par l'estimation suivante :

$$L_{ard} = (0 \div 2) H_1; (V.1)$$

Avec L_{ar} : longueur de l'avant radier

H_1 : la charge d'eau au bief amont ($H_1 = 1,11m$)

$$D'où L_{ar} = 1,15 * 2,6 = 3m$$

$$L_{ar} = 3m$$

➤ En suite on fixe l'épaisseur minimale t_{ar1} par :

$$t_{ar1} = (0.4-0.5) m; (V.2) \quad \text{on prend: } t_{ar1} = 0.5 m$$

$$t_{ar1} = 0.5 m$$

➤ On fixe aussi l'épaisseur maximale t_{ar2} par :

$$t_{ar2} = 0.75 + 0.05H; (V.3) \quad \text{avec } H = H_1 - H_2 = 2,6 - 1,68 = 0,92m$$

$$t_{ar2} = 0.5 + 0.05 * 0,92 = 0.55 m$$

$$t_{ar2} = 0,55m$$

2) Le radier :

Les étapes à suivre sont :

➤ on prend la longueur du radier comme étant :

$$\text{Longueur} = (1,25 \div 2,5) H; (V.4)$$

$$L_r = 1,34 H_1 = 1,34 * 2,6 = 3,5 m$$

$$L_r = 3,5m$$

➤ l'épaisseur du radier sera égale à :

- au début $t_{r1} = (0.25-0.30) H_1; (V.5)$

$$t_{r1} = 0.25 H_1 = 0,65 m$$

$$t_{r1} = 0,65m$$

- au bout

$$t_{r2} = (0.13-0.15) H_1; (V.6)$$

$$t_{r2} = 0.14 * 2,6 = 0.36 m$$

$$t_{r2} = 0.36 m$$

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de BLIGH :

$$LR > LCD \quad (V.7)$$

➤ On calcul la longueur réelle du contour déployée L_{rd}

$$L_{rd} = 0.5 + 3,01 + 0,1 + 0,65 + 0,29 + 1,99 + 0,31 + 0,36 + 0,36 = 7,57 m$$

$$L_{rd} = 7,57 m$$

➤ On détermine la longueur nécessaire du contour déployée d'après la formule de BLIGH :

$$L_{cd} = C.H \quad (V.8)$$

Avec C : le coefficient de proportionnalité de la nature du sol de fondation.

Dans notre cas, nous avons : $C = 3$

H : la charge de l'eau sur l'ouvrage

$$\text{Avec : } H = H_1 - H_2 = 2,6 - 1,68 = 0,92m$$

$$L_{cd} = 3 * 0,92 = 2,78m$$

$L_{rd} = 6,76 \text{ m} > L_{cd} = 2,76 \text{ m}$ donc la condition de *BLIGH* est vérifiée

Par ce que la condition de *BLIGH* est vérifiée on doit en suite vérifier l'épaisseur acceptée par la chute de pression h_x .

BLIGH suppose que la répartition des sous pressions est linéaire.

Calcul des sous pressions :

Les sous pressions sont donnés par cette relation :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_r} = \frac{h_x}{l_x} \quad ; (V.9)$$

$$\text{donc } h_x = \frac{H l_x}{L_r}$$

Avec :

L_r : Longueur préalable du contour déployée.

h_x : sous pression au point considéré.

l_x : Distance du bout du radier.

H : Charge sous l'ouvrage.

L'épaisseur nécessaire est déterminée par la relation suivante :

$$t_x = \frac{n h_x \gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \quad ; (V.10)$$

Avec :

t_x : Épaisseur du radier

n : Coefficient de sécurité varie entre (0,84 à 1,25) selon la classe de ouvrage. Dans notre cas on prend : **$n = 0,85$**

γ_w : Poids spécifique de l'eau = 1000 Kgf/m³

γ_b : Poids spécifique du béton = 2400 Kgf/m³

$$h_x = 0,92 / 7,57 * l_x = 0,12 l_x$$

$$h_x = 0,12 * l_x$$

$$t_x = 0,85 \cdot \frac{1000}{2400 - 1000} h_x$$

$$t_x = 0,61 h_x$$

Tableau N° V.01 : les résultats de calcul méthode de *BLIGH*.

N° des pts	l_x (m)	h_x (m)	t_x^n (m)
0	0	0,00	0,00
1	0,5	0,06	0,04
2	3,01	0,36	0,22
3	3,51	0,42	0,26
4	3,61	0,43	0,26
5	4,26	0,51	0,31
6	4,55	0,55	0,33
7	6,54	0,78	0,48
8	6,85	0,82	0,50
9	7,21	0,87	0,53
10	7,57	0,91	0,55

V.1.1.2) détermination des forces qui surgissent autour du déversoir et canal d'entrée :

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

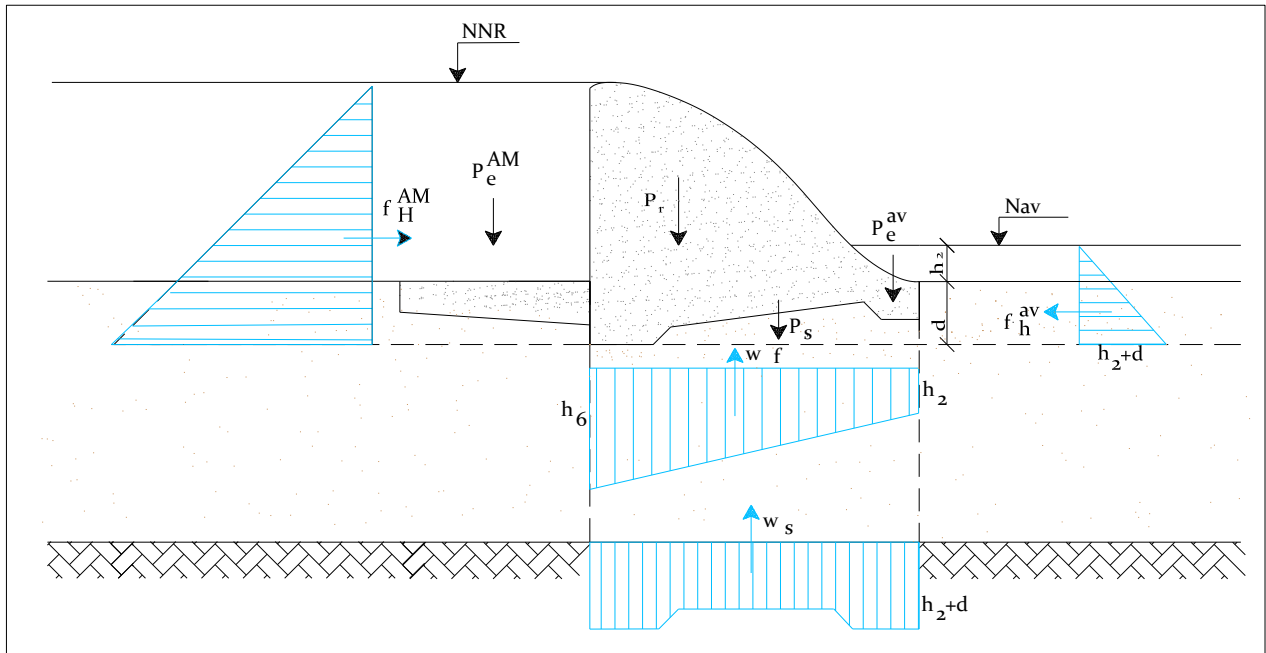


Figure V.1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir.

1. Les forces verticales :

P_e : Poids de l'eau sur le radier.

P_d : Poids propre du seuil déversant.

P_r : Poids propre du rideau.

P_r' : Poids propre du radier.

2. Les forces horizontales :

La Poussée de l'eau qui se trouve derrière le rideau crée une force horizontale qui a tendance à renverser l'ouvrage. Si l'ouvrage est en service (cas d'évacuation des eaux) ; des forces d'hydrodynamique s'exerce sur le rideau et le seuil déversant (dans les deux cotées) ont une résultante dirigées vers le sens inverse de celle de la poussée des terres, c'est-à-dire que la poussée de l'eau est une force stabilisatrice. D'où l'ouvrage subit d'un risque de renversement s'il n'y a pas de l'eau.

Les forces horizontales sont :

F_{e1} et F_{e2} : Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.

F_{e3} : Poussée de l'eau sur le rideau.

F_{t1} : Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions.

Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.

F_s : Force due à la sur charge.

a / Poids du rideau

$$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot I_s \quad (V.11)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_r : Section du rideau $S_r = 5,88 \text{ m}^2$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : **$P_r = 14,11 \text{ Tf}$.**

b / Poids la semelle

$$P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot I_s \quad (V. 12)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_s : Section de la semelle $S_s = 1,446 \text{ m}^2$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : **$P_s = 3,470 \text{ Tf}$.**

c / poids de l'eau aval

$$P_e^{av} = \gamma_w \cdot S_e^{av} \cdot I_s \quad (V.13)$$

Avec : γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

S_e : Section de la colonne d'eau aval : $S_e^{am} = 12,6 \text{ m}^2$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : **$P_e^{av} = 12,6 \text{ Tf}$.**

d / poids de l'eau amont

$$P_e^{am} = \gamma_w \cdot S_e^{am} \cdot I_s \quad (V.14)$$

S_e : Section de la colonne d'eau amont : $S_e^{am} = h_{am} \cdot L_{ar} = 4,82 \cdot 3 = 14,46 \text{ m}^2$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : **$P_e^{am} = 14,46 \text{ Tf}$.**

e / Force hydrostatique amont

$$F_h^{am} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot I_s \quad (V.15)$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 4,82 \text{ m}$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : **$F_h^{am} = 11,616 \text{ Tf}$.**

f/ Force hydrostatique aval

$$F_h^{av} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot I_s \quad (V.16)$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 1,68 \text{ m}$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : **$F_h^{av} = 1,411 \text{ Tf}$.**

g / Force des sous pressions

$$W_T = W_s + W_F \quad ; (V.17)$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot I_s \quad ; (V.18)$$

Avec: $S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} - 0,5 \cdot 6$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 0,65 \text{ m}$.

h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir , $h_{av} = 1,68 \text{ m}$.

L_{rad} : Longueur du radier ; $I_{rad} = 3,5$ m.

AN : $W_s = 5,155$ Tf.

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf

$$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot l_s \quad ; (V.19)$$

Avec : $S_F = I_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$

$$h_2 = \frac{H l_2}{L_r}$$

AN :

$$h_2 = 0,92 (l_2 / 7,57) = 3,5 \cdot (3,51 / 7,57) = 1,623 \text{ m}$$

$$h_6 = 0,92 \cdot (l_6 / 7,57) = 0,92 \cdot (6,85 / 7,57) = 0,832 \text{ m}$$

$$S_F = 4,296 \text{ m}^2$$

$$W_F = 4,296 \text{ Tf.}$$

La force des sous pression est donc :

$$W_T = 9,451 \text{ Tf.}$$

V.1.1. 3) Stabilité au renversement :

Le principe est de vérifier que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A (voir la figure N° V.02) ; sous l'effet des forces horizontales.

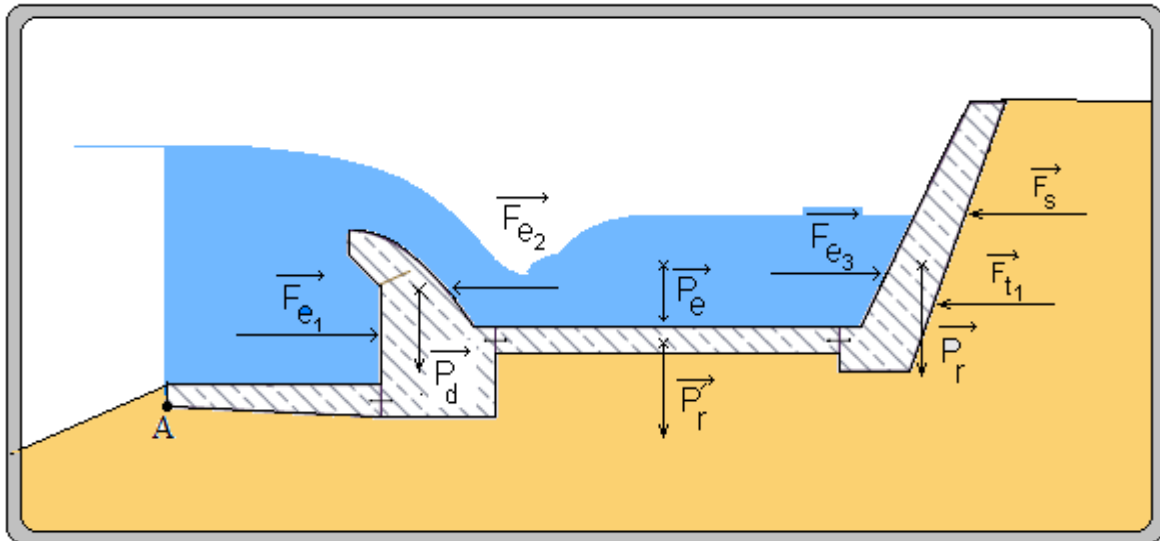


Figure N°V.02 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1,5 \quad ; (V.20)$$

Avec :

1,5 : coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites).

M_r : Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$M_s = P_r \times A + P_s \times B + P_e^{av} \times C + P_e^{am} \times D + F_h^{am} \times E$$

$$M_s = 14,11 \times 4,17 + 3,47 \times 4,65 + 12,6 \times 14 + 14,46 \times 1,5 + 11,616 \times 1,61.$$

$$M_s = 291,766 \text{ Tf.m}$$

Mr = les Moments des forces dis stabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F_h^{av} \times E + W_s \cdot F + W_F \cdot G$$

$$M_r = 1,411 \times 0,56 + 5,155 \times 4,75 + 4,296 \times 4,35$$

$$M_r = 43,964 \text{ Tf.m}$$

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{291,766}{43,964} = 6,636 > 1,5$$

La condition déstabilisée du déversoir est vérifiée

DONC DU POINT DE VUE RENVERSEMENT LE BARRAGE EST STABLE

V.1.1.4) Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\Sigma F_H}{\Sigma F_V} \leq f \quad ; (V.11) \quad \text{avec } f = 0,8$$

$$\text{Avec : } F_H = F_h^{am} - F_h^{av} = 11,616 - 1,411 = 10,205 \text{ Tf}$$

$$F_H = 10,205 \text{ Tf}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_e^{av} + P_e^{am} - W_t = 14,11 + 3,47 + 12,6 + 14,46 - 9,451$$

$$F_V = 35,189 \text{ Tf}$$

$$\frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{10,205}{35,189} = 0,29 < 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

V.1.2) Stabilité des murs bajoyers :

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la poussée des terres et les pressions interstitielles.

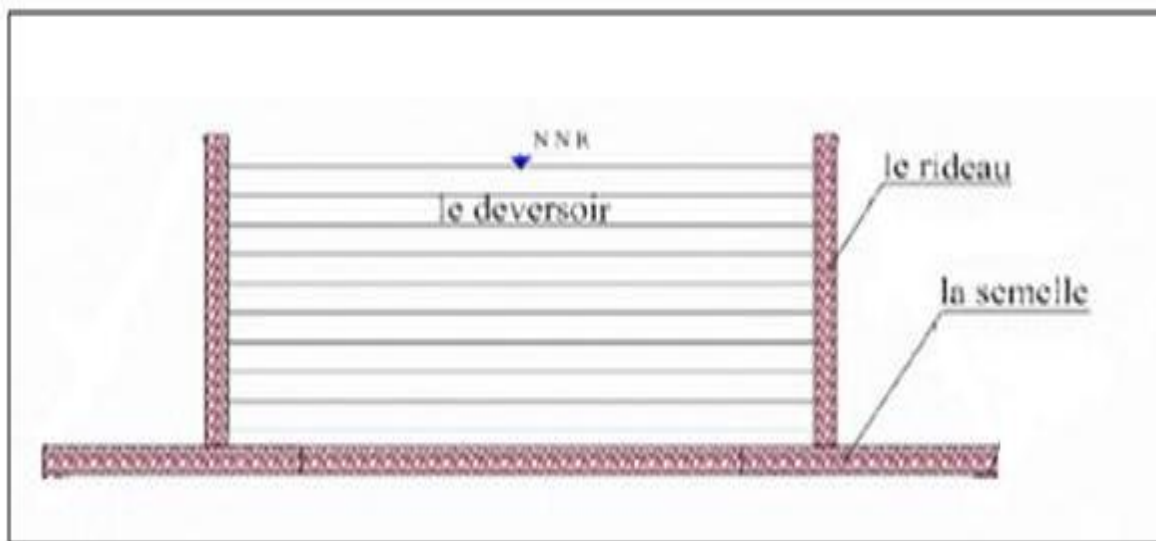


Figure V.03 : Schéma explicatif des murs bajoyers.

Le schéma suivant montre les combinaisons des charges :

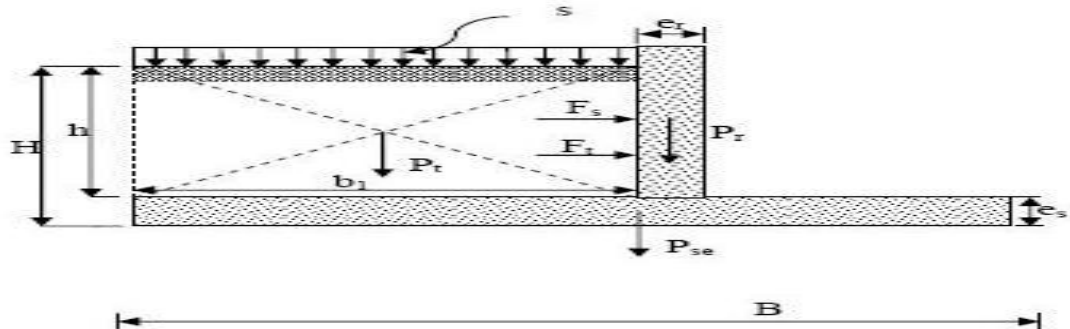


figure V.04 : Schéma explicatif de combinaison des charges.

V.1.2.1) Pré-dimensionnement :

Les dimensions principales de mur bajoyer sont données par les calculs du chapitre précédant. On propose des épaisseurs pour le rideau, la semelle et la bèche puis, on vérifie la stabilité de l'ouvrage, Si la stabilité de mur bajoyer n'est pas vérifiée, on change les dimensions proposées et on refait les calculs.

Tableau V.2: Pré-dimensionnement du mur bajoyer en mètre.

Hauteur total de rideau (h)	5,76
Épaisseur de la semelle (e_s)	0,6
Longueur de la semelle derrière le mur (b_1)	1,5
Longueur total de la semelle (B)	7
Épaisseur inférieure de rideau(e_s)	1
Épaisseur supérieur de rideau (e_r)	0,6

a) Les forces verticales

- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \cdot V_r$;
Avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m
- Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b \cdot V_s$;
Avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m
- Poids des surcharges : $P_{sr} = S_r \cdot b_1$;
Avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$
- Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s \cdot V_t$
Avec : γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,25 \text{ T/m}^3$
 V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m
 γ : Poids volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$
 b_1 et b_2 : Se sont la largeur et la longueur de la bèche respectivement.

b) Les forces horizontales

- Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot \tan(\varphi)$; (V.19)

Avec : $A_p = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$; (V.20)

φ : angle de frottement (30 °)

h: hauteur des terres.

- Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$; (V.21)

Avec : $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

V.1.2.2) Stabilité au renversement :

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au rideau de notre coursier, il y a des sections où le niveau des terres atteindra la hauteur du mur après le remblaiement, on prendra la section la plus haute et si cette dernière est stable au renversement, toutes les autres le sont car le niveau des terres devient inférieur à celle des murs le long du coursier.

Nous allons faire le calcul pour le cas plus défavorable, c'est à dire canal vide.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$M_s/M_r > 2 \quad (\text{V.22})$$

Avec : M_s : moment des forces stabilisatrices par rapport au point O

M_r : Moment des forces déstabilisatrices par rapport au point O

Donc : $P_r = 7,2 \text{ t}$; $P_s = 16,8 \text{ t}$; $P_{sr} = 1,5 \text{ t}$; $P_t = 10,8 \text{ t}$; $P_{be} = 2,5 \text{ t}$; $F_t = 6,91 \text{ t}$; $F_{sr} = 2,09 \text{ t}$

$$M_s = P_r \cdot A + P_s \cdot B + P_{sr} \cdot C + P_t \cdot D + P_{be} \cdot F$$

$$M_s = P_r \cdot 5,5 + P_s \cdot 3,5 + P_{sr} \cdot 5,75 + P_t \cdot 5,75 + P_{be} \cdot 6,5$$

$$M_s = 185,37 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_t \cdot D + F_s \cdot E = F_t \cdot 2,88 + F_s \cdot 3,18$$

$$M_r = 26,55 \text{ t.m}$$

$$M_s / M_r = 6,98$$

donc le mur est stable au renversement.

V.1.2.3) Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$F_H / F_V < f = 0,8; (\text{V.23})$$

Avec : F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$$F_H = F_t + F_s = 6,91 + 2,09 = 9 \text{ t}$$

$$F_H = 9 \text{ t}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t + P_{be} = 7,2 + 16,8 + 1,5 + 10,8 + 2,5 = 38,8 \text{ t}$$

$$F_V = 77,5 \text{ t}$$

$$F_H / F_V = 0,12 < f = 0,8$$

donc le mur est stable au glissement

V.1.2.4) Stabilité au poinçonnement :

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

- $\overline{\sigma_{sol}}$: est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :

- Pénétrömètre dynamique.
- Pénétrömètre statique.
- Pressiomètre.

Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur

Le sol : sous l'effet des forces verticales et Horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2 à la base du radier.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \end{array} \right. \quad (V.24)$$

$$(V.25)$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

$S = b \times B$: Surface de la base du radier.

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_{sol} \end{array} \right. \quad (V.26)$$

$$(V.27)$$

➤ Chenal d'écoulement :

$$N = 14\,650 \text{ kg}$$

$$M_G = 49\,352 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_1 = 0.61 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_2 = 0.47 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

⇒ Le chenal d'écoulement est stable au poinçonnement.

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.74 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_{sol}$ est déterminé à l'aide des essais in situ : pénétrömètre dynamique, pénétrömètre statique.

➤ Coursier :

$$N = 16\,241 \text{ kg}$$

$$M_G = 58\,592 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_1 = 0.71 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_2 = 0.54 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.74 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ Le coursier est stable au poinçonnement.

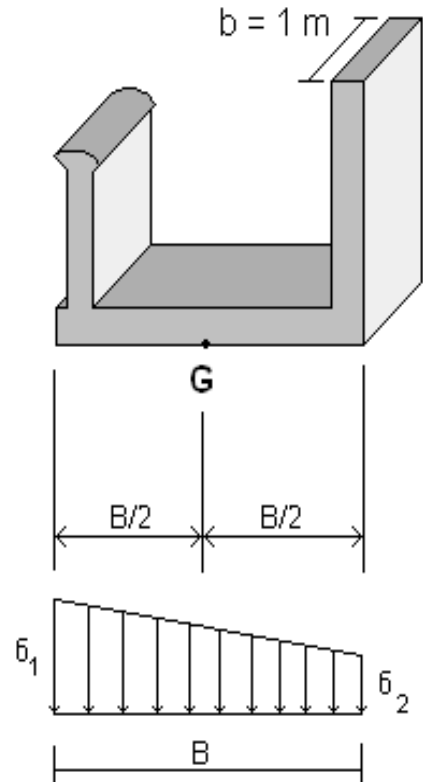


Figure N°V.05: schéma du diagramme des contraintes créer.

➤ **Bassin de dissipation :**

$$N = 19\,430\text{ kg}$$

$$M_G = 71\,142\text{ kg.cm}$$

$$\sigma_1 = 0.68\text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_2 = 0.59\text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.74\text{ kg/cm}^2$$

} ⇒ Le bassin de dissipation est stable au poinçonnement.

V.2. Ferrailage des éléments du l'évacuateur de crue :**V.2.1 Ferrailage du déversoir**

Nous calculons le ferrailage du déversoir en suivant le même procédé du rideau sauf que les charges exercées sont différentes. Pour le déversoir, nous allons trois charges : le poids propre du déversoir et deux charges hydrodynamiques : la première s'exerce de l'extérieur vers l'intérieur ; c'est la poussée de l'eau déversée et l'autre s'exerce dans le sens contraire ; c'est la poussée de l'eau du chenal d'écoulement.

Ce Ferrailage est calculé sur la base du moment d'encastrement exercé à la base, on considère le cas le plus défavorable (pas d'écoulement à l'aval de déversoir)

Donc le moment d'encastrement :

$$M_e = F_h \cdot h/3 \quad (\text{V.28})$$

$$F_h = 11,62\text{ t}$$

$$h = 2,6\text{ m}$$

$$M_e = 30,21\text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \times b \times d^2) \quad (\text{V.29})$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 184,78 bars

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de 1'enrobage = 396 cm

c : 1'enrobage = 4 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,001 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} \quad (\text{V.30})$$

$$\alpha = 0,0013 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \quad (\text{V.31})$$

$$\beta = 0,999$$

La section d'acier :

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) \quad (\text{V.32})$$

Avec : σ_s = la limite d'élasticité garantie

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ en bars.} \quad (\text{V.33})$$

f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bars

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$\gamma_s = 1$ Calculs dans les cas accidentels.

AN:

$$\sigma_s = \frac{4000}{1} ; \quad \sigma_s = 4000 \text{ bars}$$

$$A_{cal} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A}{A_0} + 1 \quad (V.33)$$

A_0 : section barres de diamètre 10 mm : $A_0 = 0,79 \text{ cm}^2$

On prendra $n=5$ barres de diamètre 10 mm

Espacement est de : $e = 20 \text{ cm}$

On prendra 3 barres de diamètre 12 mm : **5T10 e=20cm**

V.2.2 Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces) déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \times B} \pm \frac{6 \times M_G}{L \times B^2} \quad (V.34)$$

B : c'est la longueur du radier et avant radier $B = 650 \text{ cm}$

L : c'est l'épaisseur moyen de radier $L = \frac{0,55 + 0,5}{2} = 0,525 \text{ m} = 52,5 \text{ cm}$

Avec : $N = Pr + Ps + P_e^{av} + P_e^{am} - Wt \quad (V.35)$

$$N = 14,11 + 3,47 + 12,6 + 14,46 - 9,451$$

$$N = 35,19 \text{ t}$$

MG : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$MG = Pr \cdot A + P_e^{am} \times B - P_e^{av} \cdot C + F_h^{av} \cdot D - F_h^{am} \cdot E + Ws \cdot F + WF \cdot B$$

$$MG = 14,6 \times 0,58 + 14,46 \times 1,65 - 12,6 \times 1,85 + 1,41 \times 0,56 - 11,62 \times 0,87 + 5,155 \times 0,61 + 4,296 \times 1$$

$$MG = 35,138 \text{ t.m}$$

Donc : $\sigma_1 = 2,38 \text{ b}$ et $\sigma_2 = 1,72 \text{ b}$

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur.

La charge due au poids de l

Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{(Pr + Ps + P_e^{av} + P_e^{am})}{L \times B} = 0,76 \text{ b}$$

D'où le diagramme dans la Fig N°V.06 suivant :

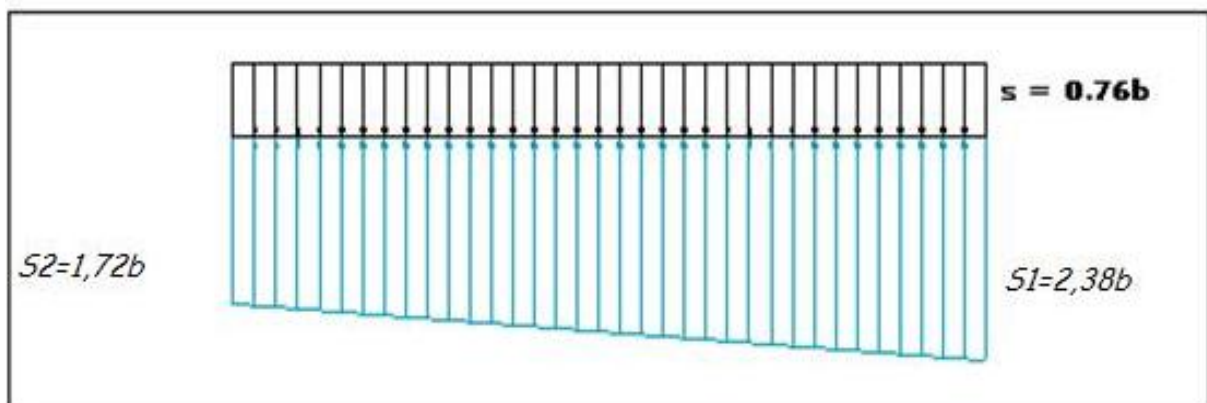
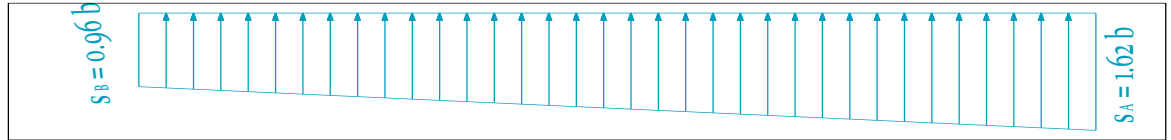


Figure N°V.06 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle *de déversoir*.

Le diagramme résultant fig (V07) suivant :

**Figure N°V.07 :** Diagramme des contraintes résultant sur la semelle *de déversoir*.

Le moment d'encastrement est :

$$M = F \cdot AG \quad (V.36)$$

Avec : Fr: aire du diagramme des pressions = 838,5 kg

$$AG = 2,97 \text{ m}$$

$$M_e = 10,33 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton (184,78 bars)

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminuée de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,025 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,032 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,987$$

La section d'acier :

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) ; \quad A_{cal} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A}{A_0} + 1$$

A_0 : section barres de diamètre 14 mm : $A_0 = 1,54 \text{ cm}^2$

on prendra $n=5$ barres de diamètre 14 mm

Espacement est de : $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prendra 5 barres de diamètre 14 mm : **5T14 $e=20\text{cm}$**

V.2.3) Ferrailage du coursier et chenal d'écoulement:

Le coursier se compose d'un radier et deux murs bajoyer considéré comme des consoles encastrées dans la surface supérieure du radier. Le calcul des murs bajoyer se fait pour un cas critique : c'est la où le coursier est au repos c'est-à-dire que pas de déversement et la poussée

de l'eau est nulle, il reste que la poussée des terres. Le bassin de dissipation se ressemble au coursier.

V.2.3.1) Ferrailage du rideau :

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique. C'est la où l'évacuateur est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

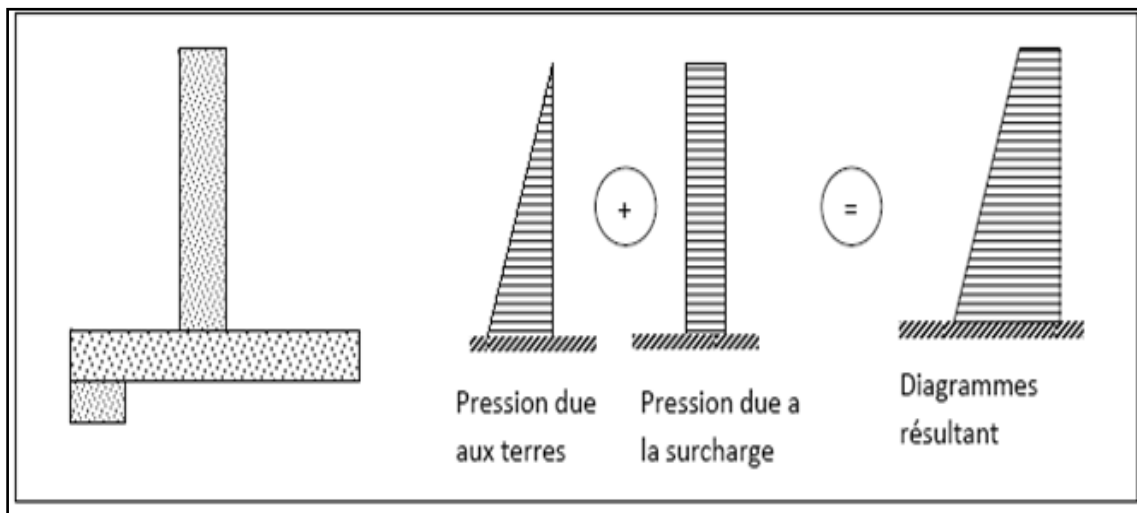


Figure N°V.08 : Diagramme des contraintes sur le rideau.

➤ **Le moment d'encastrement à la base du rideau :**

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L'enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

$$A = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (V.37)$$

φ : L'angle de frottement interne.

γ_t : Poids volumique des terres (t/m^3)

S : Surcharge.

h : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

Soient :

F_t : Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2 / 2 \cdot l_s \quad (V.38)$$

F_t est appliquée à $\frac{h}{3}$ de la base de la radier.

AN : **Ft = 6,91t**

F_s : Force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H \quad (V.39)$$

F_s : Est appliquée à $\frac{h}{2}$ de la base du radier.

AN : **Fsr = 2,09 t**

Le moment résultant égal à :

$$M_{eh} = 1,35 M_{eh}^{Ft} + 1,5 M_{eh}^{Fst} \quad (V.40)$$

Avec :

M_{eh}^{Ft} : Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M_{eh}^{Ft} = F_{th} \cdot \left(e_s + \frac{h}{3}\right) = 17,41 \text{ t.m}$$

M_{eh}^{Fst} : Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_{eh}^{Fst} = F_{sr} h \cdot \left(e_s + \frac{h}{2}\right) = 7,27 \text{ t.m}$$

$$M_{eh} = 1,35 \times 20,18 + 1,5 \times 8,11 = 34,41 \text{ t.m}$$

$M_{eh} = 34,41 \text{ t.m}$

Le moment d'encastrement à $h/2$ du rideau :

Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base du rideau et le moment à la moitié de la hauteur du rideau et nous supposons que la partie du rideau qui se trouve au dessus de $\frac{h}{2}$ est encastree dans la partie qui se trouve au dessus ($M_{h/2}$).

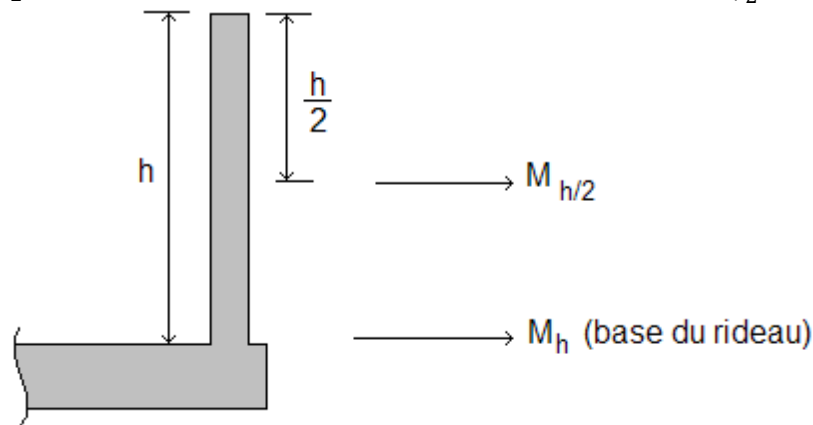


Figure N°V.09 : Le moment d'encastrement à $h/2$ du rideau.

$$M_{eh/2} = 1,35 M_{eh/2}^{Ft} + 1,5 M_{eh/2}^{Fst}$$

$$M_{eh/2}^{Ft} = \frac{F_{th}}{4} \cdot \left(e_s + \frac{h}{6}\right) = 2,69 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2}^{Fst} = \frac{F_{sr} h/2}{2} \cdot \left(e_s + \frac{h}{4}\right) = 2,13 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2} = 1,35 \times 2,69 + 1,5 \times 2,13 = 6,83 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2} = 6,83 \text{ t.m}$$

On Remarque que : $M_{eh/2} < M_{eh}$

Calcul des aciers :

On a: $\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) ; (V.41)$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \quad (V.42)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. (184,78 bars)

b : Longueur de la tranche (100 cm)

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage

$d = 47 \text{ cm}$

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,016$

On remarque que $\mu < 0,186$

on a :

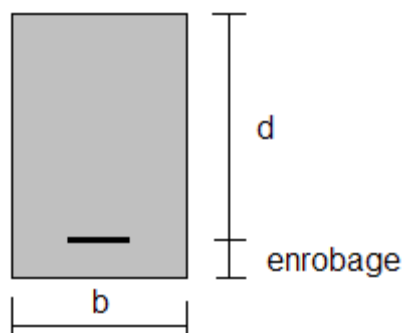
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,0202 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,992$$

La section d'acier :

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} ; \text{en cm}^2 \quad (V.44)$$

$$A = 3,66 \text{ cm}^2$$



$$n = \frac{A}{A_0} + 1$$

A_0 : section barres de diamètre 12 mm : $A_0 = 1,13 \text{ cm}^2$

On prendra $n=5$ barres de diamètre 12 mm avec un espacement de 20 cm ($e=20\text{cm}$)

- Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \text{ , } E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ bar, } f_e = 4000 \text{ bar} \quad (\text{V.46}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{1000 \varepsilon_l + 3.5} \quad (\text{V.47}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \quad (\text{V.48}) \end{array} \right.$$

$$\text{AN : } \varepsilon_l = 0,002$$

$$\alpha_l = 0,636$$

$$\mu_l = 0,379$$

Si $\mu = 0,022 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

V.2.3.2) Ferrailage de la semelle :

Avant de calculer le ferrailage de la semelle, nous calculons les forces qui s'exercent sur sa base et les contraintes engendrées par la réaction des fondations.

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges. fig V.5

Les différentes charges verticales qui s'exercent sur le radier créent les contraintes σ, σ' et σ'' (en appliquant les coefficients de sécurité, 1.35 pour les charges permanentes et 1.5 pour les surcharges).

➤ **Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)**

$$\sigma = \frac{1,35 \times (Pt + Pr) + 1,5 \times (Psr)}{100 \times B'} = \left(\frac{1,35 \times (10,8 + 7,2) + 1,5 \times (1,5)}{100 \times 1,5 \times 10^2} \right) \times 10^3$$

$$\sigma = 1,77 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Contraintes σ_s dues aux poids de la semelle :**

$$\sigma_s = \frac{1,35 \times (P_s)}{100 \times B} = \left(\frac{1,35 \times (16,8)}{100 \times 7 \times 10^2} \right) \times 10^3$$

$$\sigma_s = 0,324 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Contraintes de réaction du sol :**

A la base du radier s'exercera alors des contraintes ascendantes dues à la réaction du sol qui sont :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100 \times B} \pm \frac{6 \times M'_G}{100 \times B^2} \quad (\text{V.49})$$

Avec : $N = 1,35 \times (Pt + Pr + Ps) + 1,5 \times (Psr) \quad (\text{V.50})$

Avec : M'_G : Moment des forces verticales et horizontales / G.

G : Centre de gravité de la semelle.

$$M'_G = 1,35 (10,8 \times 2,76 + 7,2 \times 1,71 - 6,91 \times 2 - 2,09 \times 2) + 1,5 (1,5 \times 2,76)$$

$$M'_G = 38,77 \text{ t.m}$$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la Fig N°V.10

Ce qui donne :

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{1,35 \times (10,8 + 7,2 + 16,8) + 1,5 \times (1,5)}{100 \times 7} \pm \frac{6 \times 38,77}{100 \times 7^2} \right) \times 10$$

$$\sigma_{1,2} = 0,703 \pm 0,475$$

$$\sigma_1 = 1,178 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 0,228 \text{ b}$$

On calcul la force résultante, c'est l'air du diagramme des contrainte ascendant. On calcul le moment globale M_C du radier puis la section des aciers A.

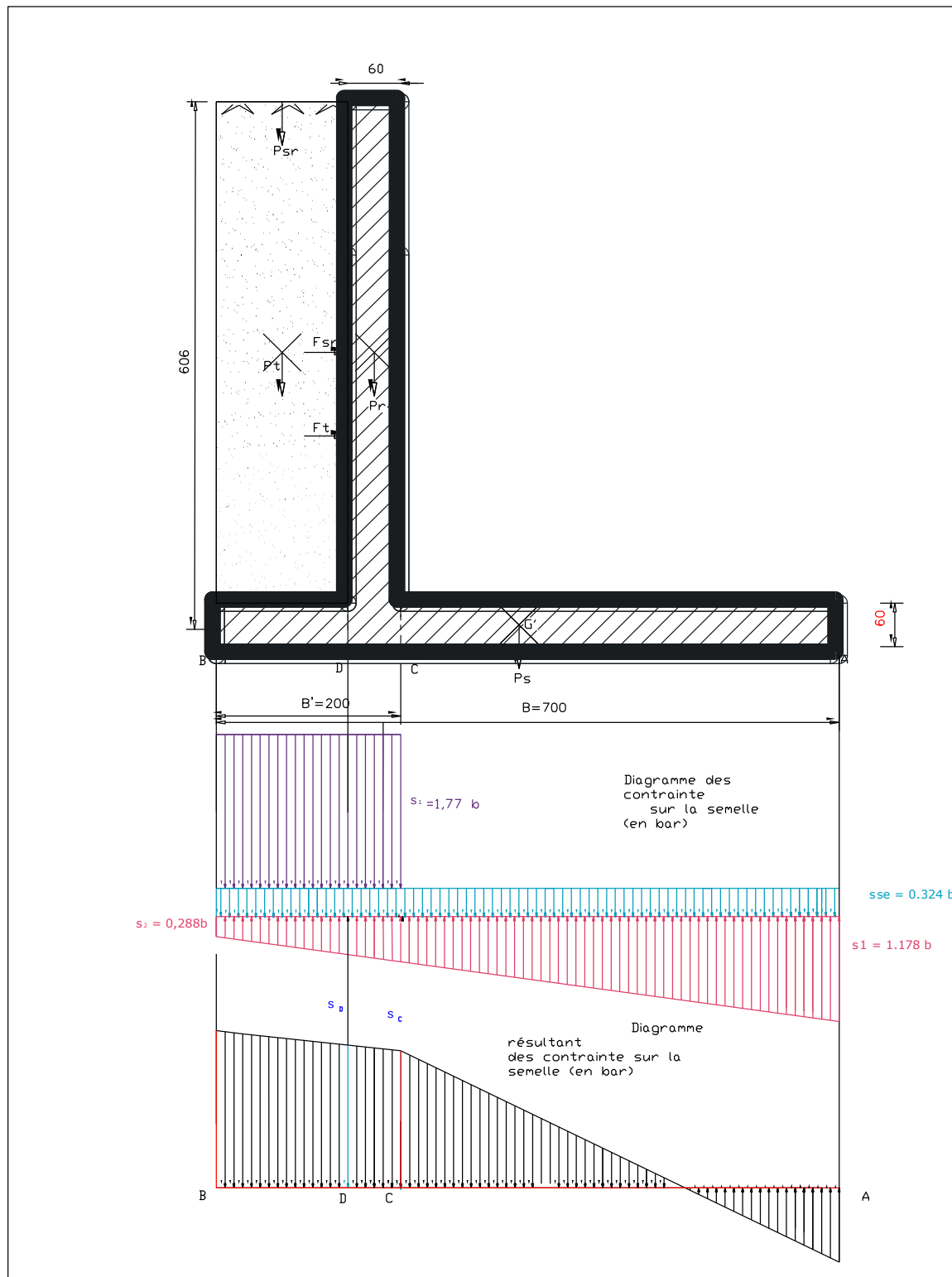


Figure N°V.10 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle.

➤ **Détermination des réactions du sol σc et σd :**

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement :

$$\sigma c = 1,57 b \quad \text{et} \quad \sigma d = 1,64 b$$

➤ **Étude de la partie CA :**

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_a \times (500 - a/3) - F_b \times b/3$$

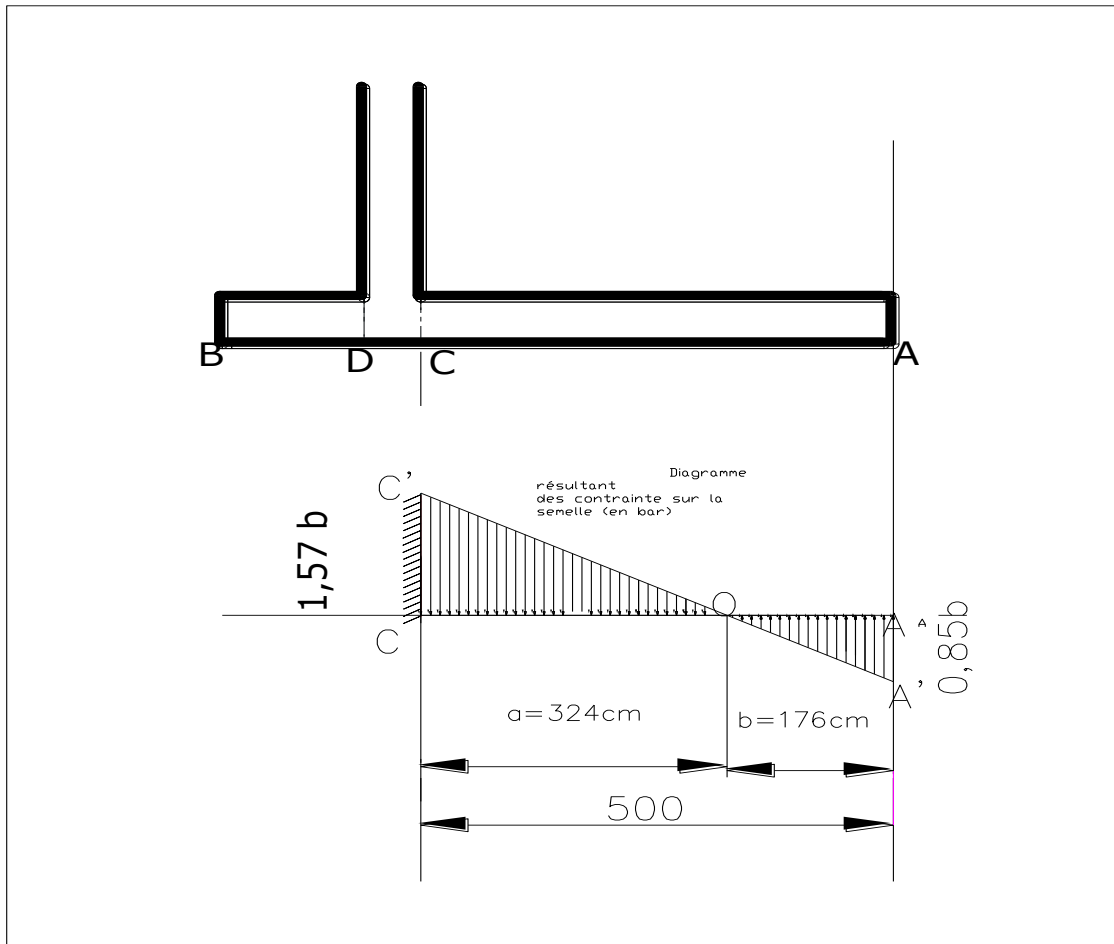


Fig N° V.11 : diagramme de contrainte de la partie CA.

Calcul de a et b :

$$a = 324 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 176 \text{ cm} \quad (\text{graphiquement})$$

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OCC}' = 25434 \text{ kg}$.

Dans la partie OA :

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OAA}' = 7480 \text{ kg}$.

Donc le moment d'encastrement égal à :

$$M_c = 7480 \times \left(500 - \frac{176}{3} \right) - 25434 \times \frac{324}{3} = 554301,33 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_c = 5,54 \text{ t.m}$$

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

➤ **Calcul des aciers des la partie CA :**

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton. = 184,78 bars

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminuée de l'enrobage = 57 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,009 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,012 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,995$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A = \max[A_{min}, A_{calcul \acute{e}}] \quad (V.45)$$

On calcule les aciers minimum :

$$A_{min} = \frac{0,5}{100} \times S \quad (V.46)$$

$$A_{min} = \frac{0,5}{100} \times b \times d ; A_{min} = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) ; A_{cal} = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$A = 28,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 10 barres de diamètre 20 mm : **10 T20 e=10cm**

➤ **Étude de la partie BD :**

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement

$$M_D = F_R \cdot g$$

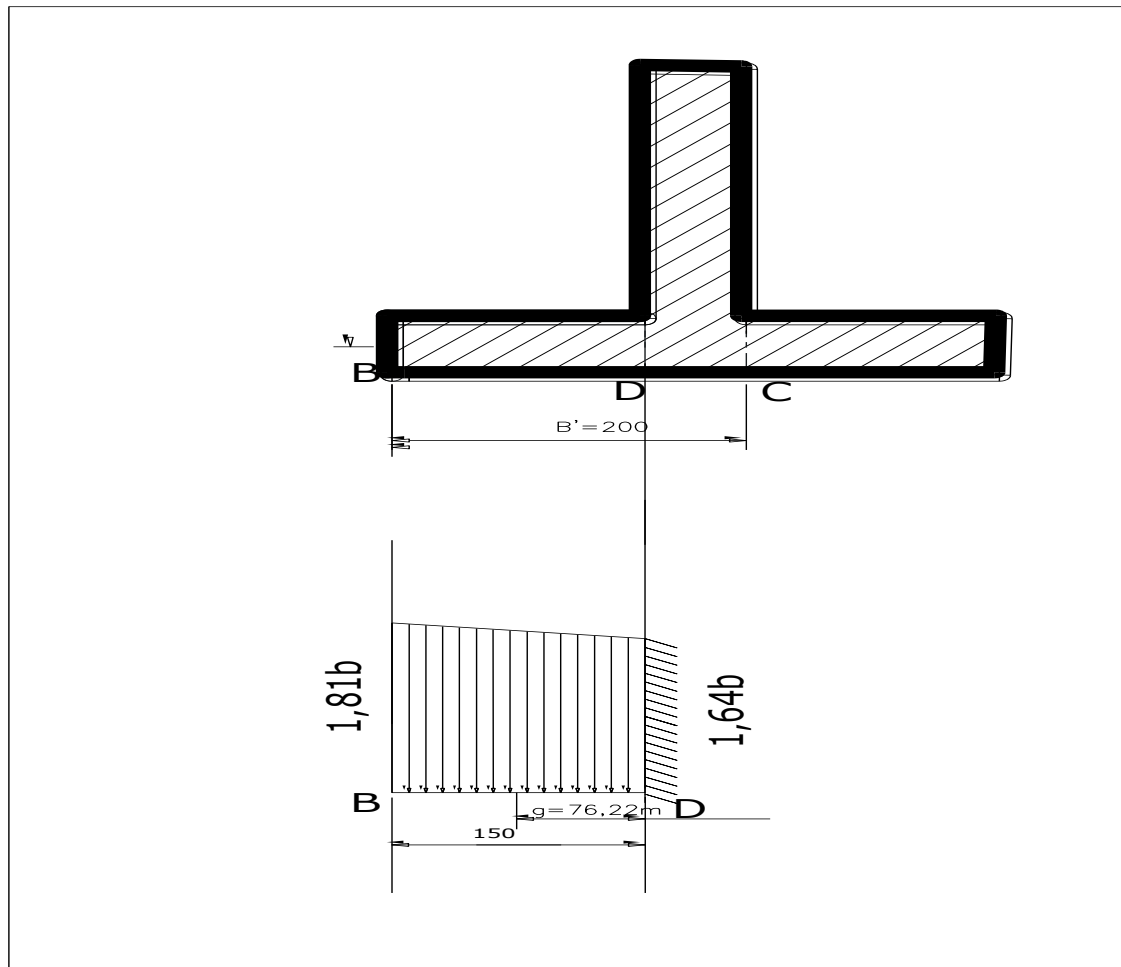


Fig N° V.12 : diagramme de contrainte de la partie BD.

Avec : F_r : aire du diagramme des pressions = 25833kg et $g = 76,22$ cm

Donc : **$MD = 19,69$ t.m**

Calcul des aciers de la partie BD :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \times b \times d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton. = 184,78 bars

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminuée de l'enrobage = 57 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : **$\mu = 0,033 < 0,186$**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,042 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,983$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A = \max[A_{min}, A_{calculé}]$$

On calcule les aciers minimum :

$$A_{min} = \frac{0,5}{100} \times S$$

$$A_{min} = 0,5 \times b \times d / 100 ; \mathbf{A_{min} = 28,5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) \quad ; \quad A_{cal} = 8,79 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 28,5 \text{ cm}^2$

On prendra 10 barres de diamètre 20 mm : **10T20e=10cm**

Remarque :

Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.

L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.

Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12 m) ; la continuité sera avec d'un autre barre dont la longueur d'entraînement est égal à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différents).

Tout les armatures utilisées pour le ferrailage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante ($f_e = 4000 \text{ bars}$) par rapport au acier lisse ($f_e = 2350 \text{ bars}$).

La réalisation de coursier se fait par bloc de 14,2 m pour les murs bajoyers le radier lies entre aux par des joints.

V.2.4) Ferrailage du bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation se ressemble au coursier, il se compose d'un radier et deux murs bajoyer considéré comme des consoles encastrées dans la surface supérieure du radier. Le calcul des murs bajoyer se fait pour un cas critique : c'est la ou le bassin de dissipation est au repos c'est-à-dire que pas de déversement et la poussée de l'eau est nulle, il reste que la poussée des terres.

Les blocs de chute sont considérés comme des consoles encastrées dans le radier du coursier. Les charges exercées sur un bloc de chute sont : le poids propre du bloc et la force hydrodynamique de l'eau. La section d'encastrement est subit à la traction du coté poussée de l'eau et à la compression de l'autres coté. D'où on aura une seule nappe des armatures verticales pour consolider les fibres qui ont en traction.

Le seuil terminal est aussi considéré comme une console encastrée dans le radier du bassin de dissipation. Elle subit aussi au poids propre du béton armé et la poussée de l'eau.

V.2.5) Calcul le poids des barres Connaissant le nombre total des barres, on peut connaître son poids.

Tableau V.3. Acier pour béton armé.

D (mm)	4	5	6	8	10	12	14	16	20	40
P(Kg)	0,029	0,154	0,222	0,395	0,499	0,888	0,208	1,579	2,466	9,864

On peut résumer le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crues dans le tableau suivant :

Tableau N° V.07: le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue.

		nombre des barres / m	Diamètre (mm)	Longueur (m)		L'espacemen t (cm)	Nombre total		Poids (Kg)
déversoir		5	12	6,5		20	225		199,8
		5	8	75		20	32		948
semelle de déversoir		5	16	6,5		20	450		4618,58
		5	8	75		20	13		385,16
Chenal d'écoulement	Rideau	5	16	3,4		20	300		1610,58
		5	8	75		20	17		799,88
	semelle	10	20	15		10	750		1849,5
		5	8	75		20	75		29,63
coursier	Rideau	5	16	5,8	2	20	520	432	5842,30
		5	08	130	108	20	46	16	3044,66
	semelle	10	20	20		10	2380		117381,60
		5	16	238		20	100		37580,20
bassin de dissipation	Rideau	5	16	11,3		20	180		3211,69
		5	08	45		20	57		22,52
	semelle	10	20	20		10	450		22194
		5	16	45		20	100		7105,50

V.3) Détails constructifs :**1. Revêtement du fond du coursier :**

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l'eau, aux forces d'entraînement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge), aux forces dynamiques du courant, aux sous pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soutènement dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

En réalité il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes les forces, aussi la plupart du temps, les épaisseurs de béton sont elles les résultats de règles empiriques.

Dans le cas de fondations rocheuses comme la notre, le minimum d'épaisseur, donnée pour avoir une résistance raisonnable à la fois aux efforts extérieurs et l'usure par abrasion est de l'ordre de 20 cm.

On prévoit des barres d'ancrage section liée dans des trous forés dans chaque élément de canal est ainsi fixé à la fondation et ne peut se déplacer sous l'effet des expansions et des contractions.

De ce fait, ces nombreuses petites fissures se développent, il est donc nécessaire d'armer le béton pour lier l'ensemble, mieux répartir la fissuration et d'éviter leur ouverture trop profond.

La profondeur et l'espacement de l'ancrage dépendent de la nature du rocher et de sa qualité, il est nécessaire pour éviter l'apparition des sous pressions.

2. Joint :

Sur terrain rocheux, il suffit de placer un joint transversal. Sa dilatation et son retrait tous les 14,2 m. Certains concepteurs n'en prévoient pas, comptant sur la figuration généralisée, elle même limitée par l'armature pour absorber les variations dimensionnelles.

Au niveau de chaque joint, il faut toujours faire en sorte que le niveau de l'extrémité de la dalle amont soit légèrement surélève par rapport à celui de la dalle aval pour qu'il ne se crée par de pression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint.

V.4) Recommandations :

- La résistance admissible du béton ne doit pas dépassée 250 bars pour la compression et 21 bars pour la traction.
- Si le bétonnage se fait en été, on doit ajouter un adjuvant de type accélérateur de prise pour éviter la diminution du pourcentage de l'eau dans le béton par l'évaporation et l'apparition des fissures.
- Le coffrage à utiliser est métallique parce qu'il a l'avantage de laisser une surface lisse après le décoffrage, en plus, un coffrage en bois absorbe une quantité d'eau et il ne peut pas assurer une bonne étanchéité ; c'est-à-dire on aura une perte de coulis de ciment.
- Le temps dans lequel le béton reste dans un malaxeur utilisé pour le transport ne doit pas dépasser 30 min.
- L'évacuateur de crue doit être réalisé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg de ciment/m³ de béton. Le but de cette couche est d'éliminer la filtration de l'eau du béton lors de la mise en œuvre.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue par le calcul de toutes les forces et les contraintes qui agissent sur notre ouvrage. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Nous avons calculé aussi le ferrailage de l'ouvrage en utilisant les méthodes manuelles que nous avons étudiées les années précédentes.

Nous avons trouvé que les diamètres des barres à utiliser sont : 12, 16 et 20 mm et nous avons pris un diamètre de 8 et 16 mm pour les aciers de répartition. Tous les aciers que nous avons besoin sont accessibles sur le marché.

La représentation des aciers est faite sur la planche N°07.



Chapitre VI :

Organisation De chantier

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI. Introduction :

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

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

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

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans des bonnes conditions.

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

Notre étude consistera donc à organiser notre chantier du l'évacuateur de crue de Barrage Tarzout tout en assurant :

- Un meilleur choix de la main d'œuvre et des matériaux.
- La rapidité d'exécution 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.

VI. 1 Les données initiales d'exécution de l'aménagement de barrage Tarzout :

La durée d'exécution totale de l'ensemble de l'aménagement sera déterminée par la durée d'exécution du barrage, étant donné que le barrage est l'ouvrage qui nécessite la mise en place d'une quantité de matériaux la plus importante (environ un million de mètre cube de remblais).

Les données hydrologiques disponibles montrent que les conditions climatiques ne seront pas un facteur limitant intervenant dans la construction. Partant de ce fait, l'exécution des travaux pourra se dérouler pendant toute l'année.

Les matériaux qui seront employés pour les remblais du barrage peuvent être exploités à proximité immédiate du site du barrage (terrasse de l'oued et alluvions). Quant à la fabrication du béton, il pourra être confectionné à pied d'œuvre (la décision sur la manière d'approvisionnement en béton sur le chantier sera prise au niveau de future phase d'études).

VI. 2 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 sur le site du barrage.

VI. 2.1 Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne morale qui est l'**ANBT** pour 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 le gestionnaire.

VI. 2.2 Le maître d'œuvre :

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'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI. 2.3 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.

VI. 3 Travaux de réalisation**VI. 3.1 Travaux de préparation:****- installation du chantier**

Installation pour les personnels de l'Entreprise.
Construction de cantonnement de sécurité.
Construction de logements de l'administration.
Construction bureaux et laboratoire.
Construction ateliers et magazine.
Installation station de concassage.
Installation de bétonnage.

Terrassement au niveau des installations de chantier :

- a) Exécution des voies d'accès
- b) Exécution des plates formes :

VI. 3.2 Réalisation de l'évacuateur de crue :

- on réalise l'évacuateur de crue avant le barrage.

➤ Étape de réalisations

- 1) excavation de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide d'une pelle :
- 2) Implantation des axes des différents ouvrages d'évacuateur de crue.
- 2) aménagement du fond du canal
- 3) aménagement des filtres et des drains
- 4) ferrailage, coffrage, bétonnage
- 5) protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

➤ **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 ponts 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) L'excavation du déblai :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue :

Fouille en grande masse pour les fondations du bassin d'amortissement, y compris le chargement, le transport et la mise en dépôt des matériaux excavés.

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 choix du procédé d'exécution dépend de la nature du sol qui est forme généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est a dire pelle-retro.

VI. 3.3 Le procédé d'exécution:

Utilisation des méthodes de dynamitage périphérique contrôlée pour obtenir des parois stables, avec minimum de sur excavations et minimum de fissuration du roc laissé en place;

Il ya deux procédés d'exécution de travaux de terrassement frontale et latérale, vue la largeur du coursier, de 20 m donc on choisit la deuxième procédé qui est latéral puisque la hauteur du creusage importante on choisira la pelle d'une hauteur de 9,5 m.

V.4 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

V.4 .1 Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

V.4.2 Les engins à utiliser :**➤ Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai– enrochement ...).

- Pelle hydraulique sur chenilles : excavation et chargement des matériaux.
- Chargeur sur chenilles : chargement et remblayage des matériaux.
- Camions : transport des déblais.
- Niveleuse : pour assurer le nivellement des fondations de l'évacuateur de crues et la finition des talus.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

➤ Les engins nécessaires pour Le bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (bassin de dissipation, murs bajoyé).

- Pompe à béton,
- Malaxeur : transport du béton de la centrale à béton à la pompe à béton.
- Centrale à béton : préparation du béton.

- Un compresseur : nettoyage du milieu la ou il va y avoir du béton.
- La grue : utiliser pour la mise en place du coffrage et le ferrailage.

V.5 Exécution des travaux de bétonnage :**V.5 .1 Généralités :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement une opération très importante lors de l'exécution du barrage, 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 utilisées.

V.5 .2 Exécution des coffrages :

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent 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 tous autres éléments spéciaux 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.

VI-6. Programme des travaux :

Un programme d'exécution des travaux sous la forme d'un diagramme de Gantt. Le programme est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 6 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued au début du premier hiver (en supposant que la mobilisation commencera au début de l'année).
- Le remblai sera posé à un taux moyen d'à peu près 2 000 m³/jour.
- La fermeture de la dérivation provisoire se réalisera au début de l'hiver de la deuxième année de construction.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans la planche N ..., ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne. Pour les rendements les plus caractéristiques.

VI-7. Planification :**VI-7-1.Définition :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

Installation des postes de travail ;

Observations instantanées ;
 Analyse des tâches ;
 Définition des objectifs et des attributions ;
 Simplification des méthodes ;
 Stabilisation des postes de travail.

VI-7-2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

V.8 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.
- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.9 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	2
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	9
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassin d'amortissement d'E.C	J	1
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduite	M	2
Travaux de finition	N	2

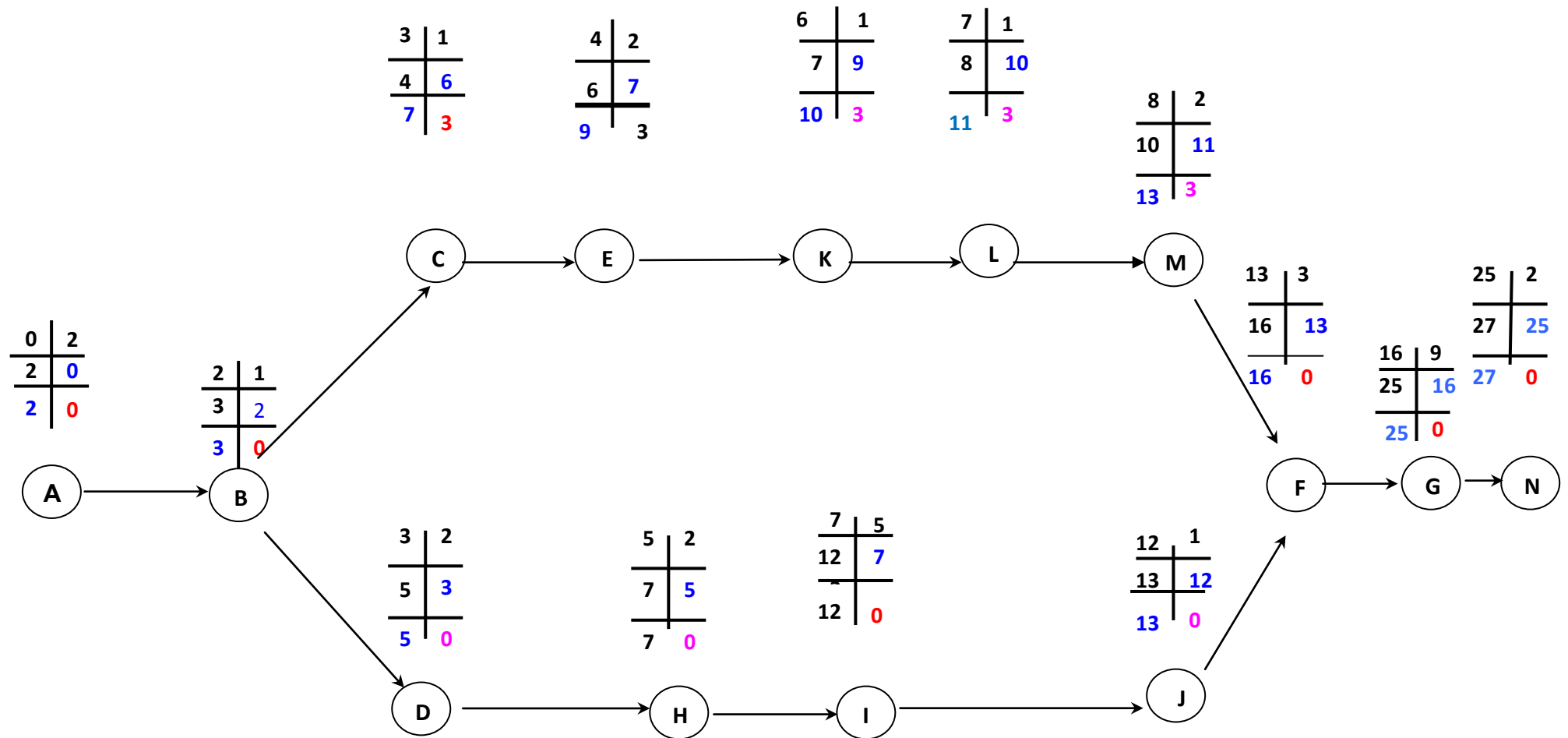


Figure (VI.1) : Réseau à nœud.

Tableau n° VI-04 : programme des travaux pour la réalisation du retenue de Tarzout.

TRAVAUX		CALENDRIER											
		1 ^{ère} année				2 ^{ème} année				3 ^{ème} année			
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Travaux routiers	Ordre de déroulement des travaux	2											
Installation de chantier			1										
Pré batardeau				1									
Tunnel de dérivation			1	1									
Batardeau				3									
Excavation du barrage						3							
Recharges du barrage							9						
Excavation de l'évacuateur de crue			2										
Construction de l'évacuateur de crue				5									
Bassin d'amortissement de E.C						1							
Puits des vannes				1									
Embouchure vidange					1								
Prise d'eau et conduite					3								
Travaux de finition										2			

VI.10 Détermination du chemin critique :

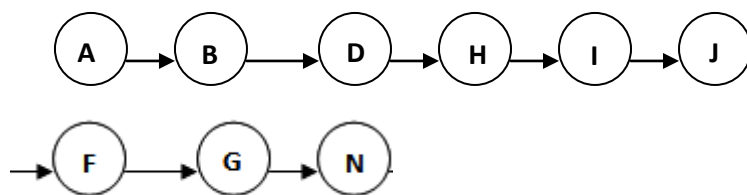
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° V-05 : Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	4	6	7	3
D	2	3	5	3	5	0
E	2	4	6	7	9	3
F	3	13	16	13	16	0
G	9	16	25	16	25	0
H	2	5	7	5	7	0
I	5	7	12	7	12	0
J	1	12	13	12	13	0
K	1	6	7	9	10	3
L	1	7	8	10	11	3
M	2	8	10	11	13	3
N	2	25	27	25	27	0

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 2+1+2+2+5+1+3+9+2=27 \text{ moi}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à 27 mois.

Conclusion :

Le planning de construction proposé prévoit que tous les ouvrages d'évacuateur d'ebarrage Tazout seront achevés en 36 mois

Grâce à une organisation des travaux qui devra être préparée avec soin et qui comprendra la main d'œuvre spécialisée, la mécanisation adéquate, ainsi que l'emploi d'un nombre suffisant de travailleurs et d'engins, compris l'approvisionnement en matériaux de construction, les délais de construction proposés seront réels et réalisables.



Chapitre VII

Devis Estimatif Et Quantitatif

CHAPITRE VII : AVANT-METRE ET DEVIS ESTIMATIF**VII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif :**

Avant-métré c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage. L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes.

Le devis estimatif est un document présentant les prix des ouvrages à réaliser, détaillés dans les devis descriptif et quantitatif et le devis quantitatif est un document préparatoire à l'établissement du devis estimatif, présentant l'inventaire des matériaux et produits (détaillés dans le C.C.T.P.) à mettre en œuvre. ⁽³⁾

L'avant-métré détaillé des ouvrages se fait sur la base des plans d'APD dont la liste est donnée sous forme des tableaux.

Les prix adoptés pour le devis estimatif découlent principalement du marché de construction du barrage Tarzout.

Le devis a toutefois peut être complété par des prix qui n'existent pas dans le marché ci-dessus, à savoir :

- Excavation en terrain en tranchée,
- le transport pour les argiles.

Les estimations des coûts ont été majorées de 5% pour tenir compte des aléas et imprévus.

Pour notre travail on s'intéresse à l'évacuateur de crue.

VII.2 Estimation du corps de l'évacuateur de crue :

La réalisation du corps de l'évacuateur de crue du barrage de Tarzout est composée des parties suivantes :

- ✓ Le décapage et les terrassements de l'assiette d'assise.
- ✓ Ferrailage et détonnage de la semelle de déversoirs le coursier et le bassin de dissipation
- ✓ Ferrailages et bétonnages des murs bajoyers
- ✓ Installation de chantier

Le devis estimatif inclut les coûts suivants :

1) Coûts des travaux de génie civil :

- Béton et armatures
- Coffrages.

2) Excavation et soutènement ;**3) Remblais ;****4) Installation de chantier ;****5) Frais administratifs ;**

⁽³⁾ <http://www.infociments.fr/glossaire>

6) Frais d'ingénierie.

VII.3. Calcul devis quantitatif et estimatif :

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage.

VII.3.1 ferrailage :

Pour connaitre le cout de ferrailage il faut connaitre son poids
D'après le tableau N° (V.03), on peut déduire le poids total des barres utilisé pour notre évacuateur de crue.

D'où le poids total : $P = 208493,51 \text{ Kg}$

Donc le cout : $C = P_{\text{total}} \times \text{prix unitaire}$

$$C = 208493,51 \times 60 = 12509610,6 \text{ DA}$$

$$P_{\text{total}} = 12509610,6 \text{ DA}$$

VII.3.2 Coffrage :

Comme c'est un ouvrage annexe il faut au maximum préserver la sécurité c'est pour cela que le coffrage est deux types,

1^{er} coffrage utilisé dans la surface ou l'écoulement passé est du type C1, avec finition excellente.

2^{ème} coffrage utilisé sur les surfaces normales il est du type C2, finition normale.

➤ Le coffrage pour type C1 : 1 m^2 est de 400 DA

➤ Le coffrage pour type C2 : 1 m^2 est de 700 DA

$$\text{Le cout} = S_1 \times \text{cout1} + S_2 \times \text{cout2} = 3375 \times 400 + 1902 \times 700 = 2681400 \text{ DA}$$

$$P_{\text{total}} = 2681400 \text{ DA}$$

VII.3.3 Coût du béton :

Pour le cas d'un évacuateur, il faut assurer au maximum la sécurité c'est pour cela qu'il faut un bon dosage pour le cas de 1' évacuateur il est de 350 Kg/m³.

➤ Le volume de béton est de 29539,55 m³.

➤ Le Poids du sec du ciment est de 50 kg

Pour 1 m³ de béton de 350 Kg/m³ le prix est de 23000 DA/ m³ (voir annexe N° VI .01).

Le prix total :

$$P_{\text{total}} = V_{\text{béton}} \times P_u = 20539,55 \times 23000 = 472409650 \text{ DA}$$

$$P_{\text{total}} = 679409650 \text{ DA}$$

VII.3.4 Coût de l'excavation :

Selon les donnes géologiques, la fondation de l'évacuateur est essentiellement composée d'argilite et du gré d'ou le prix pour 1 m³ de matériaux a excavé est de 250 DA

Le prix total est de :

$$P_{\text{total}} = V_{\text{excavé}} \times P_u = 445776 \times 250 = 111444000 \text{ DA}$$

$$P_{\text{total}} = \mathbf{111444000 \text{ DA}}$$

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation grossière du coût de l'évacuateur de crue.

Tableau (VII.01) : Devis quantitatif et estimatif d'évacuateur de crue .

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Q	P.U	MONTANT
01	Travaux d' Excavation :	m ³	445776	250	111444000,00
02	Drainage sous évacuateur en tuyau PVC (06 bars) perforé à 13, sable de carrière de 0.1m, gravier 20/25.	m ³	1709	1 000	1 709 000,00
03	Béton de propreté pour le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation dosé à 150 Kg/m ³ .	m ³	1940	3 000	5 820 000,00
04	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³	m ³	20539,55	23 000	679409650,00
05	Enduit étanche mise en œuvre sur les parois d'une épaisseur de 2 cm en trois couches.	m ²	3090	500	1545 000,00
06	Enduit en ciment.	m ²	300	400	120 000,00
07	Couvre joint en bitume.	m ²	1260	400	504 000,00
08	Joints type water-stop.	ml	2020	1 300	2 626 000,00
09	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour radier.	m ³	340	1 800	612 000,00
10	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour canal d'évacuation.	m ³	100	2 000	200 000,00
11	ferraillage	Kg	208493,51	60	12509610,6
12	Coffrage	m ³	3375 1902	S1(400) S2(700)	2 681 400,00
				Prix Total	60 289 661.00

Remarque :

Le tableau suivant donne les coûts de construction de l'évacuateur de crue latéral auxquels ont été ajoutés un montant de 10% des travaux pour prendre en compte les installations de chantier et les travaux préparatoires. Les frais administratifs sont estimés globalement à 4% du total des coûts de construction et des travaux préparatoires. Les frais d'ingénierie constituent un surplus de 10% du montant total de construction. Les coûts d'expropriation ne sont pas pris en compte à ce stade de l'étude.

Ce tableau va présenter le prix total de notre évacuateur de crue

Tableau (VII.02): coûts total de l'évacuateur de crue latéral.

Désignation	Prix (DA)
L'évacuateur de crue	60 289 661.00
Travaux préparatoires et installation (10% du coût de sous construction)	6 028 966,10
Frais administratifs (4% du coût de construction)	11586.44
Frais d'ingénierie (10% du coût de sous construction)	6 028 966 ,10
Coût Total de total de l'évacuateur de crue latéral	72 359 179

Conclusion :

Le coût estimatif global de l'évacuateur de crue latérale du barrage de Tarzout est de

72 359 179 DA.



Chapitre VIII

Protection et sécurité du travail

Chapitre XIII : Protection et sécurité de travail**VIII. Introduction :**

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VIII.1 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.1.1 Causes humaines : Ces causes peuvent être :

➤ Défaut de surveillance : Tout accident est dû à une combinaison de causes ; parmi celles-ci, le manque de surveillance de l'ouvrage est presque toujours invoqué : système d'auscultation mal conçu, hors service ou tout simplement non exploité. Les grands exploitants de barrages estiment qu'une auscultation systématique, régulièrement et instantanément interprétée constitue, avec la surveillance visuelle, la base de la sécurité de leurs ouvrages.

- Le plus fréquent est une défaillance des vannes d'évacuation des crues, qu'on ne peut ouvrir à temps pour laisser passer l'eau. Les raisons sont multiples, la plus fréquente est la défaillance de l'alimentation en énergie (lignes coupées par la crue, groupes de secours hors service).
- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2 Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier :

De nombreux problèmes se présentent lors de la construction des barrages qui, sans mettre en cause la sécurité publique, ces problèmes dues aux Conditions dangereuses dans le chantier suivantes :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Éclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII.3 Actions dangereuses :

Il existe dans le monde un nombre impressionnant d'aménagements hydrauliques dont la rentabilité est fortement diminuée par un élément qui a été mal estimé lors du projet, parmi ces actions :

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.4 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.5 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 intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

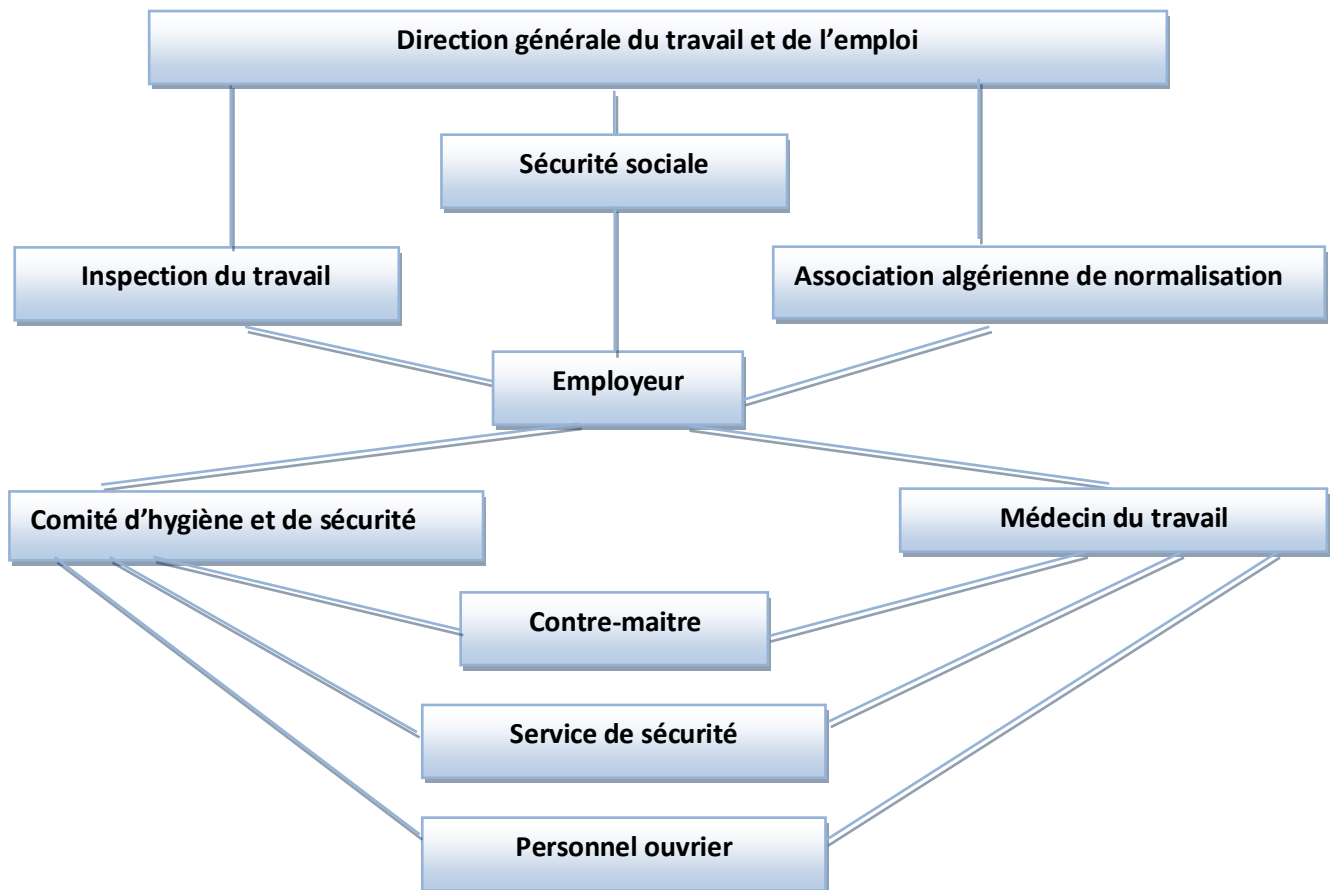


Figure VIII.1 : personnes intéressées au service de la sécurité.

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail.

Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaitre revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

Études, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtsiers ;

Protection des membres inférieurs, Protection des yeux, Protection du tronc, Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Être pratique et confortable ;
- Être solide ;
- Être d'un entretien facile.

VIII.5.1. Principes fonctions du service de sécurité :

a) Études :

- 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.
- Équipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.5. 2.Instructions structurelles sur la sécurité :

VIII.5.2.1 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.5.2.2 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.

➤ **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 cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, 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.6 Progrès récents en matière de sécurité :

Les progrès dont témoignent de manière indiscutable les statistiques mondiales résultent d'efforts réalisés dans tous les domaines, à la lumière des enseignements tirés des échecs passés :

- les techniques de base des projets sont plus sûres, notamment en matière d'hydrologie, de reconnaissances géotechniques, des moyens de calcul ;
- les techniques de construction, plus mécanisées, se prêtent mieux à un contrôle strict de la qualité de réalisation ;
- les connaissances scientifiques et techniques sont très largement véhiculées par les organisations professionnelles internationales et tendent à niveler vers le haut la qualité des projets dans le monde entier ;
- les moyens et les pratiques de la surveillance, et notamment l'auscultation, sont plus efficaces et mieux mis en œuvre ;
- des moyens d'alerte sont progressivement mis en place dans tous les pays. La tâche n'est pas achevée, et l'abaissement de la probabilité de rupture jusqu'à la valeur actuelle de $1 \cdot 10^{-5}$ par an environ pourrait encore être accentué.

VIII.7 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (XIII-1) : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés	Mesures A PRENDRE
Prévenir les risques d'accidents par chutes, et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard.
Limitier les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Éviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
Éliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Remarque :

Dans notre cas, puisque nous avons un évacuateur de crue latéral qui est visitable, donc nous n'avons pas besoin de calculer le débit d'air ni l'éclairage dans ce dernier.

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.

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable, pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

L'objet de la protection et sécurité de travail sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier.

CONCLUSION GENERALE

La willaya de Chlef est une région agricole et la construction des barrages comme celle de TARZOUT sur Oued TARZOUT ; favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue du barrage de TARZOUT, nous avons fait : une mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité (déjà réaliser), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix et calcul hydraulique de l'évacuateur de crue de la variante choisie un calcul de génie civil, une étude de planification et nous avons terminé par un devis estimatif et quantitatif.

L'implantation des constructions en zone de forte sismicité nécessite une attention particulier surtout lorsque la hauteur de la digue devienne très importante.

D'après les résultats trouvés, le barrage de TARZOUT est barrage en enrochement contient un noyau central en argile avec excavation totale du dépôt alluvionnaire. La hauteur du barrage est de 59,93 m. Le volume normale de la retenue est de 76,06 Mm³ et le volume mort est de 2,34 Mm³.

Nous avons trouvé par une étude de choix de la crue de projet et une étude de laminage de crue :

- Une crue de projet avec une période de retour de 10 000 ans.
- Un débit de crue de 958 m³/s.
- Une largeur du seuil déversant de 75 m.

L'évacuateur de crue choisie est de type latéral à entonnement latérale, il se compose d'un chenal d'écoulement d'une largeur varie linéairement de 15 à 20 m, un coursier d'une section rectangulaire, une longueur de 238 m et une largeur de 20 m.

L'étude de stabilité et de résistance passe par en pré dimensionne des éléments, calcul et ferrailage des éléments secondaires, étude dynamique et sismiques de la structure, ferrailage des éléments de structure.

Les armatures à utiliser ont un diamètre de : 12,16 et 20 mm de diamètre (voir la représentation des aciers dans la planche N°07). Ce sont des barres de type acier tors ont une limite d'élasticité de 4000 bars.

Le planning des travaux de construction du L'évacuateur de crue de TARZOUT a été réalisé en respectant aussi bien les contraintes climatiques que les contraintes géologiques et topographiques du site.

Le coût de réalisation de l'évacuateur de crue donné par le devis quantitatif et estimatif est de **72 359 179 DA**.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Agustin Alvarez Garcia, 2004. (Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues). Agence Nationale des barrages et transferts (Alger) et Tecnica Hidraulica.S.A(Espagnole).

B. Touaibia. Mais 2004(Manuel pratique d'hydrologie) ; ENSH.

B. Touaibia et B. BENLAOUKLI;2004.(Introduction au dimensionnement des retenues collinaires).ENSH;Blida .

Comité Français des barrages et réservoirs (CFBR) ; Juillet 2010.Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages.

ENERGOPROJECT HIDROINZENJERING, 2002.Etude de faisabilité du barrage de Tarzout sur Oued Tarzout (W. Chlef) Un bureau d'étude SERBE pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.

J. Perchat; 1993.(Béton armé : règles BAEL) .

Groupe de travail spécialisé (GTS).document technique réglementaire DTR B C 2 48.(Règles Parasismiques Algériennes RPA99 / VERSION 2003).

LENCASTRE Armando, 1991. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal. Hydraulique générale. Éditions Eyrolles, pour l'édition en langue française(1996).

M. Hassane.(Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue). ENSH ; Blida ; 1995.

M. Hassane. (Formulaire de calcul des aménagements). ENSH ; Blida ; 1998.

M. Hassane. (Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue). ENSH ; Blida ; 2004.

M. Hassane. Dimensionnement des évacuateurs de crues en puits.

M. K. Mihoubi;1999. (Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir ;(Cas d'une fondation non rocheuse)). ENSH; Blida.

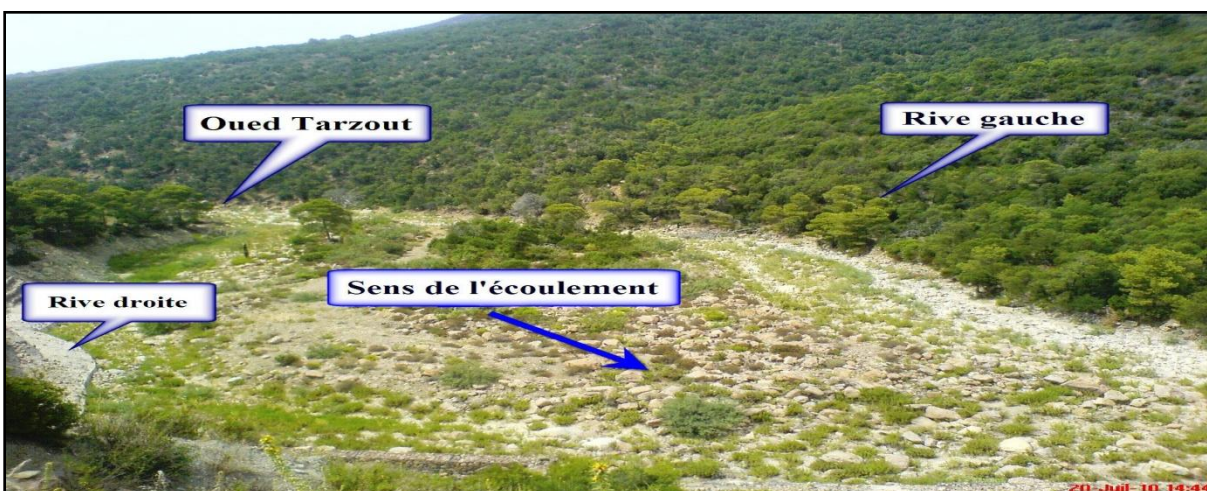
U. S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR; December 1990.(Design of small dams).Technique des barrages en aménagement rural.



Annexes



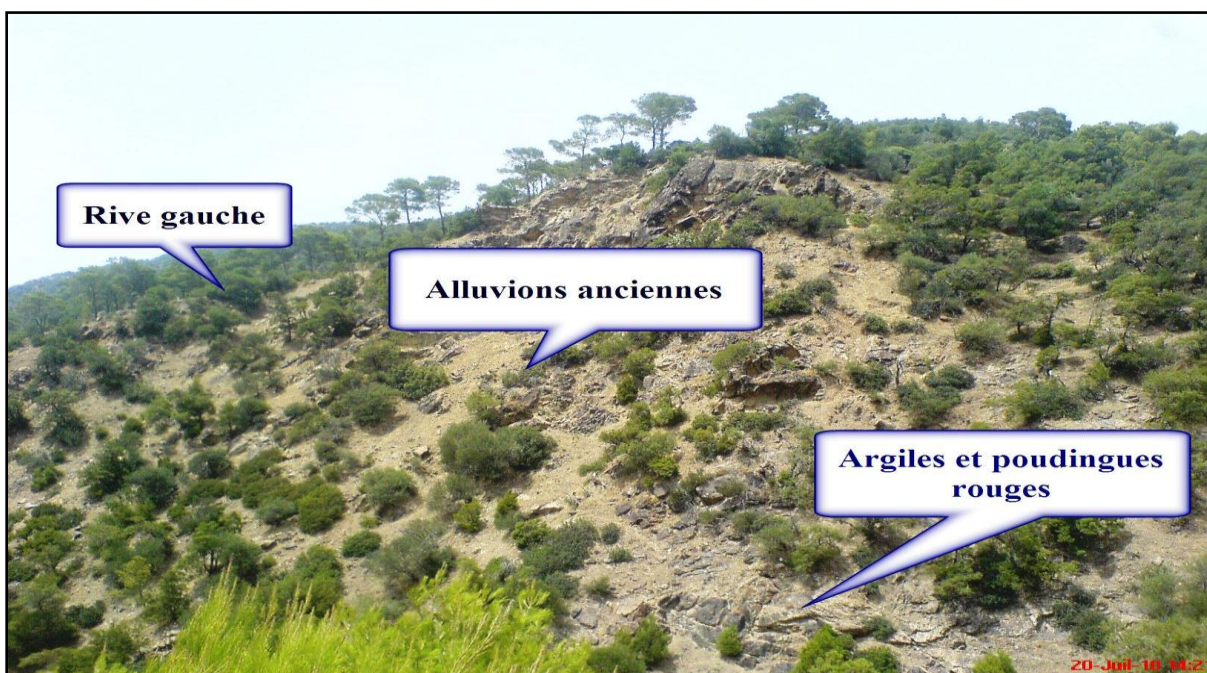
Annexe N°I.01 :les Reperes de barrage Tarzout.



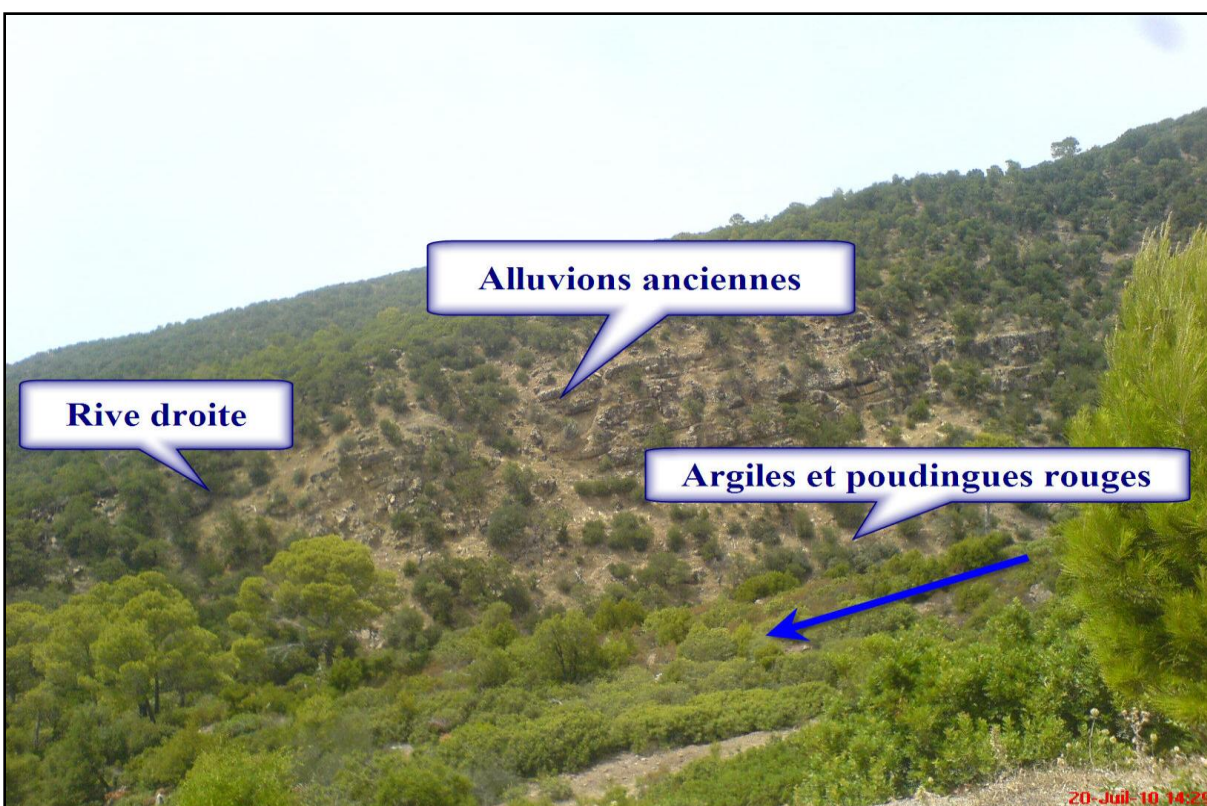
Annexe N°I.02 : vue aval-amont de site de barrage Tarzout.



Annexe N°I.03 : vue amont-aval de site de barrage Tarzout.



Annexe N°I.04 : vue de la rive gauche



Annexe N°I.05 : vue de la rive droite.

Annexe N^oI.6 : les fiches techniques des sondages de reconnaissance

SONDAGE TF-1

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
EMPLACEMENT : AXE – RIVE GAUCHE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 80 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 450
Y = 350 296
COTE APPROXIMATIVE: Z = 100
DIAMETRE FINAL DU TROU: 86 mm
ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR : de 3 m à 80 m
TRANCHES (3m) : 4
PRESSION : de 3m à 15m 0-1-2-3-2-1-0 bars
TRANCHES (5m) : 1
PRESSION : de 15m à 20m 0-2-4-6-4-2-0 bars
TRANCHES (5m) : 12
PRESSION : au-delà de 20m 0-3-6-10-6-3-0 bars
PIEZOMETRE : OUI (80.0 m)
ECHANTILLONS : DE ROCHES 2 - *Echantillons impacts de roches (Ei-r):*
- **m₁-Argiles et poudingues rouges (Oligocène)** et
- **e_a²-Argiles et quartzites (Medjanien)**
1 - *Echantillon de roches (T) :*
- **m₁-Argiles et poudingues rouges (Oligocène)**
DE SOLS : IMPACTS 2 - *Petits échantillons impacts (Pi) :*
- **q¹-Alluvions anciennes et**
- **d₁-Déluvium**
REMANIES 4 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*
- **q¹-Alluvions anciennes et**
- **d₁-Déluvium**

SONDAGE TF 2

SITE DU BARRAGE : TARZOUT

EMPLACEMENT : AXE – RIVE GAUCHE

FORAGE : PAR ROTATION

INLCINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL

DIRECTION/PENDAGE:..... 20/60

PROFONDEUR : 75 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 550
Y = 350 330

COTE APPROXIMATIVE: Z = 72.50

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

ESSAIS LUGEON :

PROFONDEUR : de 3 m à 80 m

TRANCHES (3m) : 2

PRESSION : de 3m à 9m 0-1-2-3-2-1-0 bars

TRANCHES (3m) : 2

PRESSION : de 9m à 15m 0-2-4-6-4-2-0 bars

TRANCHES (5m) : 12

PRESSION : au-delà de 15m 0-3-6-10-6-3-0 bars

PIEZOMETRE : OUI (55.0 m)

ECHANTILLONS :

DE ROCHES..... 2 - Echantillons impacts de roches (Ei-r)
 - m_1 -Argiles et poudingues rouges
 (Oligocène) et
 - e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)

1 - Echantillon de roches (T) :
 - e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)

DE SOLS : IMPACTS 1 - Petits échantillons impact (Pi) :
 - q^1 -Alluvions anciennes et
 - d_1 -Déluvium

REMANIES 2 - Petits échantillons remaniés (Pr) :
 - q^1 -Alluvions anciennes et
 - d_1 -Déluvium

D’EAU 1 - Echantillons d'eau (L)

SONDAGE TF-3

SITE DU BARRAGE : TARZOUT

EMPLACEMENT : AXE – FOND DE VALLEE

FORAGE : PAR ROTATION

INLCINAISON SUR LA VERTICALE :..... SONDAGE VERTICAL

DIRECTION (azimut) : /

PROFONDEUR : 65 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 670

$$Y = 350\,371$$

COTE APPROXIMATIVE: Z = 29.7

DIAMETRE FINAL DU TROU:..... 86 mm

ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR:..... de 10 m à 65 m

TRANCHES (5m) :.....2

PRESSION : de 10m à 20m 0-1-2-6-2-1-0 bars

TRANCHES (5m) :.....9

PRESSION : au-delà de 20m 0-3-6-10-6-3-0 bars

ECHANTILLONS : DE ROCHES..... 1 - *Echantillon impact de roches (Ei-r) :*

- e_a^2 - Argiles et quartzites (Medjanien)

1 - *Echantillon de roches (T) :*

- e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)

D' ALLUVIONS ACTUELLES:

GRAVIERS ET SABLES :

REMANIES..... 2 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*

- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires

DE SOLS :

IMPACTS..... 2 - *Petits échantillons impacts (Pi) :*

- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires

REMANIES 3 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*

- **a_h² -Dépôts alluvionnaires**

SONDAGE TF-4

SITE DU BARRAGE :	TARZOUT
EMPLACEMENT :	AXE – RIVE DROITE
FORAGE :	PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE :	SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) :	/
PROFONDEUR :	70 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES:	X = 351 779 Y = 350 410
COTE APPROXIMATIVE:	Z = 76
DIAMETRE FINAL DU TROU :	86 mm
ESSAIS LUGEON :	PROFONDEUR:..... de 5 m à 70 m
	TRANCHES: (5m):..... 2
	PRESSION: de 5m à 15m 0-2-4-6-4-2-0 bars
	TRANCHES: (5m):..... 10
	PRESSION: au-delà de 15m 0-3-6-10-6-3-0 bars
PIEZOMETRE :	OUI (55 m)
ECHANTILLONS :	DE ROCHES..... 1 – Echantillon impact de roches (Ei-r) - e _a ² -Argiles et quartzites (Medjanien)

SONDAGE TF-5

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
EMPLACEMENT : AXE – RIVE DROITE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 80 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 462
Y = 350 434
COTE APPROXIMATIVE: Z = 100
DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR : de 4 m à 80 m
TRANCHES : (3m): 2
PRESSION : de 4m à 10m 0-2-4-6-4-2-0 bars
TRANCHES : (5m): 14
PRESSION : au-delà de 10m 0-3-6-10-6-3-0 bars
PIEZOMETRE : OUI (80 m)
ECHANTILLONS : DE ROCHES 2 - *Echantillons impacts de roches (Ei-r) :*
- **m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène) et**
- **e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)**
2 - *Echantillons de roches (T) :*
- **m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène) et**
- **e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)**
D'EAU 1 - *Echantillons d'eau (L)*

SONDAGE TF-6

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
EMPLACEMENT : AMONT - FOND DE VALLEE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 20 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 500
Y = 350 457
COTE APPROXIMATIVE: Z = 32.0
DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
ECHANTILLONS : D' ALLUVIONS ACTUELLES:

GRAVIERS ET SABLES :

REMANIES 2 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*
- a_b^2 - **Dépôts alluvionnaires**

DE SOLS :

IMPACTS 2 - *Petits échantillons impacts (Pi) :*
- a_b^2 - **Dépôts alluvionnaires**

REMANIES 3 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*
- a_b^2 - **Dépôts alluvionnaires**
1 - *Echantillon de sols (T) :*
- a_b^2 - **Dépôts alluvionnaires**

SONDAGE TF-7

SITE DU BARRAGE : TARZOUT

EMPLACEMENT : AMONT – RIVE GAUCHE

FORAGE : PAR ROTATION

INLCINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL

DIRECTION (azimut) : /

PROFONDEUR : 40 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351489

$$Y = 350\,389$$

COTE APPROXIMATIVE: Z = 61.5

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR : de 6 m à 40 m

TRANCHES (3m) :..... 3

PRESSION : de 6m à 15m 0-2-4-6-4-2-0 bars

TRANCHES (3m) :..... 5

PRESSION : au-delà de 15m..... 0-3-6-10-6-3-0 bars

PIEZOMETRE : OUI (40 m)

ECHANTILLONS : DE ROCHES..... 1 – *Echantillon impact de roches (Ei-r)*

- e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)

SONDAGE TF-8

SITE DU BARRAGE : TARZOUT

EMPLACEMENT : AVAL – RIVE GAUCHE

FORAGE : PAR ROTATION

INLCINAISON SUR LA VERTICALE :..... SONDAGE VERTICAL

DIRECTION/PENDAGE :.....315/60

PROFONDEUR :..... 40 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 626
Y = 350 256

COTE APPROXIMATIVE: Z = 57.5

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR :..... de 6 m à 35 m

TRANCHES (3m) :..... 3

PRESSION : de 6m à 15m 0-2-4-6-4-2-0 bars

TRANCHES (5m) :..... 5

PRESSION : au-delà de 15m..... 0-3-6-10-6-3-0 bars

PIEZOMETRE :..... OUI (40 m)

ECHANTILLONS : DE ROCHES..... 1 – Echantillon impact de roches (Ei-r)
- e_a²-Argiles et quartzites (Medjanien)

SONDAGE TF-9

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
EMPLACEMENT : AVAL – RIVE GAUCHE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 20 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 702
Y = 350 182
COTE APPROXIMATIVE: Z = 29.5
DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm
PIEZOMETRE OUI (10 m)
ECHANTILLONS : DE ROCHES..... 1 - *Echantillon impact de roches (Ei-r) :*
- e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)
D' ALLUVIONS ACTUELLES:
GRAVIERS ET SABLES :
REMANIES..... 2 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*
- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires
DE SOLS : IMPACTS 6 - *Petits échantillons impacts (Pi) :*
- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires
REMANIES 4 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*
- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires

Annexe N°II.01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	126,4	6,3	46,8	125,2	178,0	77,5	288,4	16,5	7,6	0,0	0,0	884,2
1954/55	0,0	23,1	27,1	69,7	259,1	88,5	80,0	76,3	0,0	33,6	8,5	2,5	493,8
1955/56	0,0	42,8	30,8	53,5	99,7	215,0	20,3	3,5	3,5	0,0	0,0	0,0	469,1
1956/57	11,5	70,6	46,4	37,7	65,2	0,0	36,3	83,4	23,7	25,4	0,0	0,0	400,2
1957/58	5,0	106,5	186,0	205,5	210,5	32,0	33,33	86,33	0,5	6,0	2,5	0,0	861,06
1958/59	0,0	123,5	196,5	89,0	43,5	87,8	42,33	30,33	85,0	28,5	0,0	1,0	697,06
1959/60	66,5	83,5	106,4	83,0	83,0	42,0	59,33	42,33	30,0	3,5	0,3	0,3	554,86
1960/61	9,0	5,5	15,0	124,5	202,0	0,0	22,83	48,83	2,5	28,0	3,0	0,5	400,06
1961/62	2,0	36,5	105,3	34,0	54,0	212,0	114,83	63,33	14,2	53,5	0,0	0,0	654,86
1962/63	0,0	8,0	151,0	71,8	83,0	141,5	37,33	34,33	81,0	10,5	0,5	0,0	575,86
1963/64	27,1	16,0	47,0	249,4	96,2	74,4	81,23	119,93	0,2	14,8	0,0	0,4	696,26
1964/65	0,0	79,6	45,7	109,5	173,0	60,6	41,63	102,63	0,2	13,5	0,0	0,0	584,06
1965/66	3,2	54,7	32,3	55,6	27,0	0,2	71,03	58,93	80,7	4,7	0,0	0,0	318,06
1966/67	28,2	130,1	81,1	12,9	32,9	72,6	25,03	237,03	13,5	33,2	0,0	3,4	632,86
1967/68	9,7	96,4	87,7	297,5	11,6	69,3	81,53	61,73	139,3	0,2	0,0	0,0	839,66
1968/69	4,0	0,0	58,6	123,9	49,2	56,9	60,03	100,33	35,0	23,1	0,0	0,0	455,26
1969/70	26,8	323,0	41,5	179,2	76,5	1,0	66,73	72,53	33,7	5,0	0,0	0,0	860,76
1970/71	3,0	121,3	0,0	130,6	188,3	15,6	105,43	61,73	115,7	3,5	4,3	0,0	545,96
1971/72	48,5	48,0	177,5	110,2	220,2	96,5	220,33	102,83	103,0	17,3	0,0	0,2	881,56
1972/73	173,7	94,0	28,2	86,5	137,5	111,0	88,33	28,83	0,0	27,5	2,0	1,0	596,46
1973/74	90,4	50,8	9,4	191,4	12,6	123,4	185,7	126,9	0,3	6,8	0,0	0,0	797,7
1974/75	30,4	149,6	39,3	1,1	32,8	26,6	162,7	46,0	33,5	4,3	0,0	5,5	531,8
1975/76	1,4	1,8	167,2	65,9	58,5	211,9	11,0	81,3	55,7	8,4	0,0	2,5	665,6
1976/77	12,5	109,3	28,0	49,0	73,3	3,3	28,7	21,6	89,7	0,0	0,0	1,9	417,3
1977/78	11,7	8,3	114,2	49,9	67,9	17,5	46,7	89,3	35,8	0,0	0,0	0,0	441,3
1978/79	0,0	209,5	65,3	52,0	30,4	236,7	122,7	54,7	4,3	0,0	0,0	0,0	471,9
1979/80	86,6	22,9	53,4	128,3	111,4	44,1	73,9	19,5	18,5	0,0	0,0	0,0	558,6
1980/81	6,0	14,0	19,0	244,7	46,5	73,4	46,2	89,1	10,0	6,5	0,0	1,5	579,3

1981/82	5,5	0,0	0,0	39,0	39,5	82,5	27,0	18,0	21,5	0,0	0,5	0,4	385,2
1982/83	22,7	65,7	146,4	79,4	0,0	89,6	18,5	3,3	2,3	0,0	0,0	13,0	494,5
1983/84	0,0	4,7	64,2	55,6	59,4	49,4	39,7	8,5	103,6	5,1	0,0	0,4	433,6
1984/85	6,3	64,3	16,0	88,4	76,1	20,2	129,8	18,7	77,8	0,0	0,0	0,0	584,9
1985/86	2,2	69,4	119,3	58,2	84,1	63,8	88,5	11,2	1,0	1,9	11,3	0,0	523,4
1986/87	48,1	28,9	100,1	111,8	27,5	249,4	14,4	2,7	20,2	2,7	0,0	5,1	610,9
1987/88	0,0	8,4	56,7	53,9	125,8	22,4	53,8	25,5	77,2	5,4	0,0	0,0	429,1
1988/89	21,3	9,6	64,4	231,6	10,0	12,7	130,5	71,7	0,4	26,7	0,0	0,0	578,9
1989/90	13,9	2,7	40,9	23,0	35,6	0,0	41,0	25,0	51,1	0,0	0,0	0,0	233,2
1990/91	0,0	112,8	73,3	100,4	93,7	106,6	147,9	14,4	29,2	29,0	0,0	0,0	707,3
1991/92	0,0	110,0	79,7	14,2	143,5	26,8	136,9	47,3	31,7	30,7	5,9	0,0	626,7
1992/93	0,0	51,8	53,0	62,7	10,5	69,9	11,7	58,2	23,4	0,0	0,0	0,4	341,6
1993/94	13,6	28,0	29,5	18,8	41,2	81,0	3,8	33,8	13,0	0,0	0,0	0,0	262,7
1994/95	30,7	70,3	24,7	47,9	82,2	52,7	100,6	12,9	0,0	1,7	0,0	26,5	450,2
1995/96	57,2	2,4	43,9	23,7	44,9	106,1	64,2	73,6	31,0	0,0	14,9	0,0	461,9
1996/97	25,5	16,1	11,7	33,9	41,6	12,2	0,0	150,2	6,9	0,0	0,0	11,7	309,8
1997/98	31,2	50,6	127,3	46,0	14,7	35,1	29,1	57,6	69,3	0,0	0,0	2,2	463,1
1998/99	12,3	29,0	26,5	24,7	199,5	91,5	56,5	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	443,2
1999/00	30,6	15,4	94,8	260,2	28,1	0,0	7,3	19,3	27,7	0,0	0,0	0,0	483,4
2000/01	37,5	137,9	60,4	25,1	65,9	33,0	0,0	25,5	17,8	0,0	0,0	0,0	403,1
2001/02	6,2	0,0	296,5	30,6	37,5	2,2	62,9	39,4	42,3	0,0	0,0	0,0	517,6
2002/03	0	15,6	71,4	12,4	117,6	61,4	13,4	40,1	30,7	0	0	0	362,6
2003/04	0	29,9	66	60,8	32,4	58,6	37,2	34,2	24,6	7,8	0	0	351,5
2004/05	0	31,7	63,3	105,5	7,6	133,3	38,3	1,2	0	0	0	0	380,9
2005/06	48,1	24,9	99,9	136,2	126,4	110,8	8,8	6,4	131,8	18,6	0	0	711,9
2006/07	11,6	0	3,2	188	19,5	50,1	72,2	129	8,4	0	0	0	482
2007/08	28,3	75,4	213,9	23,2	14,4	33,2	55,8	10,6	48,5	16,5	8,5	0	528,3
2008/09	12,3	12,9	186,5	110,6		15,8	56,6	52,9	3,4	0	0	0	451
2009/10	25,2	0	27,5	118,8	42	82,8	49,3	29,1	27,5	13,3	0	53,5	469
Moyenne	19,6	44,0	60,7	76,1	68,9	73,5	60,4	54,7	23,9	5,9	1,1	2,5	532,4

Annexe N°II.02 : Pluies maximales journalières (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	39,8	3,6	15,7	48,5	108,9	21,5	96,8	8,7	7,6	0	0	108,9
1954/55	0	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	6,8	8,5	2,5	115,3
1955/56	0	13,3	19,1	19,4	21,6	52,7	11,8	3,5	3,5	0	0	0	52,7
1956/57	11,5	20	20,1	10	23	0	26,7	22,5	11,4	22,1	0	0	26,7
1957/58	3,5	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	4	0	0	115,3
1958/59	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1959/60	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1960/61	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	0	36,9
1961/62	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1962/63	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0,3	0	34,4
1963/64	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	27,2
1964/65	14	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	5,5	59,6
1965/66	44,1	5,4	13,8	69	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	2,5	69
1966/67	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	9	0	0	152,5
1967/68	9	11	33	55	5,1	25,3	119	21	0,4	11,2	0,3	0	119
1968/69	44,1	0	15,2	6,5	2,7	5,3	9,7	40	18	5	0	0	44,1
1969/70	0	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1970/71	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	65	7,2	1,4	2	3	0	0	65
1971/72	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	66	19	5	3	0	0	66
1972/73	27	28	16	40,8	21,2	77	7,2	21	0,4	11,2	0,3	0	77
1973/74	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1974/75	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	5,5	36,9
1975/76	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	2,5	79,9
1976/77	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0	1,9	34,4
1977/78	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	47,9
1978/79	22	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	0	59,6
1979/80	44,1	5,4	13,8	54,2	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	0	54,2
1980/81	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	0	0	0	152,5
1981/82	3	0	0	29,5	11	24	11	10,5	9	0	0	0	29,5

1982/83	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	8	1,8	2,3	0	0	11,5	42,7
1983/84	0	3,1	31	27,3	31,3	36,9	4,8	12,7	21,7	1	0	0	36,9
1984/85	17,7	50	16	36,9	4,8	12,7	21,7	0	44	4,8	0	0	44
1985/86	13,9	37	41,3	56	106,3	93,6	17,9	9,9	106,3	106,3	99,6	99,6	106,3
1986/87	24,7	7,5	47	35,4	12,9	85,6	9,2	2,7	13,6	1,4	0	3,7	85,6
1987/88	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	50,3	12	61,4	4	0	0	61,4
1988/89	17,7	6,2	43,6	122	5,5	7,2	92,1	28,8	0,4	26,7	0	0	122
1989/90	13,9	2,7	15,9	10,6	10,7	0	20,7	12,7	36,2	0	0	0	36,2
1990/91	0	45,6	37,5	36,8	37,1	18,3	59,9	8,1	26,2	26,5	0	0	59,9
1991/92	0	64,3	36,6	6,3	49,8	17,5	45,4	24,9	22,6	22,5	5,9	0	64,3
1992/93	0	20,3	26	20,8	10,1	36,9	4,8	12,7	21,7	0	0	0,4	36,9
1993/94	7,5	10,2	9,1	14,4	16,7	29	3,8	9,8	11,8	0	0	0	29
1994/95	20,5	27,9	20,7	29,6	15,8	27	37,9	6,5	0	1,6	0	25,5	37,9
1995/96	31,4	2,4	31,8	12,3	9,1	17,7	19,8	20,9	21,3	0	14,9	0	31,8
1996/97	25,5	11,2	5,2	11	15,8	7,3	0	69,2	2,4	0	0	6,9	69,2
1997/98	17,4	32,6	25	14,9	6,4	10,2	23,1	30,2	23,7	0	0	2,2	32,6
1998/99	9,8	24,6	8	6	98	24	24,4	3,2	0	0	0	0	98
1999/00	24,2	9,8	19,8	86,2	12,4	0	5,9	4,7	26,3	0	0	0	86,2
2000/01	22,8	24,6	27,9	12	15,2	14,1	0	10,9	6,5	0	0	0	27,9
2001/02	3,2	0	166,5	12,8	24,8	2,2	19,3	16,4	30,8	0	0	0	166,5
2002/03	0	10,5	50,4	6,6	29,2	14,7	7,1	14,1	23,7	0	0	0	50,4
2003/04	0	18,1	22,6	22,8	13,6	23,1	25,3	12,3	23	5,4	0	0	25,3
2004/05	0	19,6	28,5	29,3	6,5	40	12,6	0,8	0	0	0	0	40
2005/06	10	10	23,8	33,8	55,8	39,9	5,2	4,1	87,7	17,8	0	0	55,8
2006/07	6,6	0	2,1	43,1	10,2	10,6	18,8	33,5	8,4	0	0	0	43,1
2007/08	20,1	49	91,1	9	10,7	20,5	14,9	6,6	12,4	8,6	6,5	0	91,1
2008/09	5,6	5,5	82,1	26,5		7,3	16	17,1	3,4	0	0	0	82,1
2009/10	8,8	0	20,4	56,1	12,7	40,5	25,3	18,4	16,6	12,4	0	33,3	56,1

Source : A.N.R.

**Annexe N°II.03 : Série des apports (Mm³) et des débits maximaux (m³/s) de la station SIDI
AKACHA(020207).**

année		sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
83 - 84	Q max	0,00	0,01	25,75	4,89	12,66	28,00	7,78	0,59	11,36	0,14	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,00	0,00	1,00	0,55	1,04	1,61	0,68	0,10	0,56	0,05	0,01	0,00	5,60
84 - 85	Q max	0,01	12,66	1,29	14,60	11,10	1,19	52,73	23,50	4,15	0,01	0,00	0,00	52,73
	Apport	0,00	0,60	0,16	1,14	2,01	0,28	4,59	0,63	0,63	0,01	0,00	0,00	10,06
85 - 86	Q max	7,09	30,25	36,23	4,86	54,45	162,20	19,42	0,93	0,07	0,74	0,01	0,00	162,20
	Apport	0,06	0,72	1,93	0,58	4,21	15,47	3,12	0,63	0,06	0,05	0,01	0,00	26,83
86 - 87	Q max	0,00	127,28	16,70	153,20	38,13	133,04	1,80	0,23	0,06	0,03	0,03	0,03	153,20
	Apport	0,00	2,24	0,69	13,13	1,60	20,10	1,65	0,35	0,12	0,07	0,07	0,07	40,10
87 - 88	Q max	0,03	0,67	21,46	2,10	28,00	0,23	25,75	3,12	17,38	0,01	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,07	0,09	1,64	0,42	3,21	0,19	1,06	0,14	0,68	0,02	0,01	0,00	7,53
88 - 89	Q max	0,00	0,00	9,20	96,00	0,05	0,12	51,00	2,66	0,07	4,14	0,01	0,00	96,00
	Apport	0,00	0,00	0,25	4,47	0,07	0,08	2,37	0,25	0,04	0,13	0,01	0,00	7,68
89 - 90	Q max	3,12	0,48	16,70	0,18	16,70	0,01	0,01	130,88	48,38	0,00	0,00	0,00	130,88
	Apport	0,22	0,04	0,11	0,04	0,84	0,01	0,00	2,01	0,24	0,00	0,00	0,00	3,51
90 - 91	Q max	0,04	12,60	57,90	35,75	31,48	27,25	71,60	2,10	0,50	0,93	0,01	0,00	71,60
	Apport	0,00	0,47	2,30	2,24	2,41	2,50	6,28	0,78	0,22	0,09	0,02	0,00	17,31

91 - 92	Q max	0,04	12,60	10,70	0,00	42,60	4,14	26,50	16,70	8,24	0,04	0,00	0,00	42,60
	Apport	0,01	0,24	0,29	0,01	3,82	0,17	2,14	1,29	0,39	0,02	0,01	0,00	8,39
92 - 93	Q max	0,00	0,01	14,00	10,45	19,42	14,81	6,00	18,74	16,70	0,00	0,00	0,00	19,42
	Apport	0,00	0,00	0,40	0,79	0,38	0,55	0,45	0,66	0,72	0,01	0,00	0,00	3,96
93 - 94	Q max	0,00	3,28	0,44	1,80	14,00	17,72	0,74	5	0,80	0,80		0,00	17,71
	Apport	0,00	0,10	0,03	0,11	0,73	1,76	1,83	0,50	2,04	2,04	0,00	0,00	9,14
94 - 95	Q max	2,02	28,75	35,75	120,80	51,00	27,25	62,50	23,50	0,01	0,00	0,00	68,80	120,80
	Apport	0,14	0,99	2,20	1,68	3,45	0,79	6,00	0,22	0,01	0,01	0,00	0,44	15,93
95 - 96	Q max	90,10	4,50	28,00	31,48	10,45	33,85	66,00	16,70	12,04	0,10	0,01	0,01	90,10
	Apport	2,81	0,14	1,37	1,19	0,89	5,80	8,87	1,99	0,74	0,07	0,02	0,02	23,91
96 - 97	Q max	0,00	0,00	0,46	0,00	8,10	3,70	0,00	339,20	7,38	0,00	0,00	0,00	339,20
	Apport	0,01	0,01	0,01	0,01	0,32	0,14	0,01	10,45	0,20	0,01	0,01	0,01	11,17
97 - 98	Q max	3,00	117,90	121,30	24,14	7,56	7,74	5,01	70,00	35,00	0,00	0,00	0,00	121,30
	Apport	0,10	2,08	5,88	1,46	0,14	0,23	0,11	1,33	1,94	0,01	0,01	0,01	13,29
98 - 99	Q max	0,00	11,40	7,01	2,58	117,90	35,00	86,86	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	117,90
	Apport	0,01	0,32	0,17	0,07	10,28	5,99	5,38	0,17	0,01	0,01	0,01	0,00	22,42
99 - 00	Q max	0	0,52	11,40	239,80	5,01	0,25	1,94	0,07	10,94	0,00	0,00	0,00	239,91
	Apport	0,01	1,37	0,95	21,20	1,58	0,44	0,25	0,01	0,21	0,01	0,01	0,01	26,05
00 - 01	Q max	15,10	212,00	61,74	4,18	15,10	2,44	0,25	38,00	2,44	0,00	0,00	0,00	212,00

	Apport	0,41	4,81	3,08	0,09	1,33	0,76	0,06	0,44	0,10	0,01	0,00	0,00	11,09
01 - 02	Q max	0,58	0,00	357,20	1,20	1,54	0,32	15,04	7,38	3,64	0,00	0,00	0,00	357,20
	Apport	0,02	0,01	18,18	0,49	0,86	0,25	2,80	0,40	0,22	0,00	0,00	0,00	23,23
02 - 03	Q max	0,00	1,67	43,39	5,00	28,60	38,80	1,26	2,85	7,18	0,01	0,01	0,01	43,39
	Apport	0,00	0,18	1,57	0,37	2,55	2,35	0,39	0,40	0,27	0,02	0,01	0,01	8,13
03 - 04	Q max	0,00	0,02	3,15	22,22	0,56	5,71	10,00	2,08	20,65	0,01	0,00	0,00	22,22
	Apport	0,00	0,02	0,41	1,66	0,06	0,43	0,86	0,17	1,20	0,01	0,01	0,00	4,82
04 - 05	Q max	0,00	0,56	39,29	24,60	2,75	14,10	21,57	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	39,29
	Apport	0,01	0,03	0,83	2,30	0,37	2,09	2,14	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	7,77
05 - 06	Q max	0,00	1,51	11,40	35,30	325,50	31,04	1,51	0,26	68,52	0,01	0,01	0,00	325,50
	Apport	0,00	0,03	0,33	3,47	8,89	5,60	0,49	0,02	3,91	0,01	0,02	0,00	22,78
06 - 07	Q max	0,01	0,00	0,00	112,10	2,52	3,64	9,92	92,50	9,07	0,00	0,00	0,00	112,10
	Apport	0,01	0,00	0,00	4,80	0,18	0,49	1,10	10,58	0,27	0,00	0,00	0,00	17,44
07 - 08	Q max	0,14	10,30	73,95	1,98	2,75	26,20	15,94	0,08	0,73	0,00	0,00	0,00	73,95
	Apport	0,01	0,41	4,91	1,36	0,79	0,97	1,21	0,09	0,13	0,00	0,00	0,00	9,87

Source : A.N.R.H

Annexe N°IV.01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d ₅₀ (mm)	V _{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifies, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

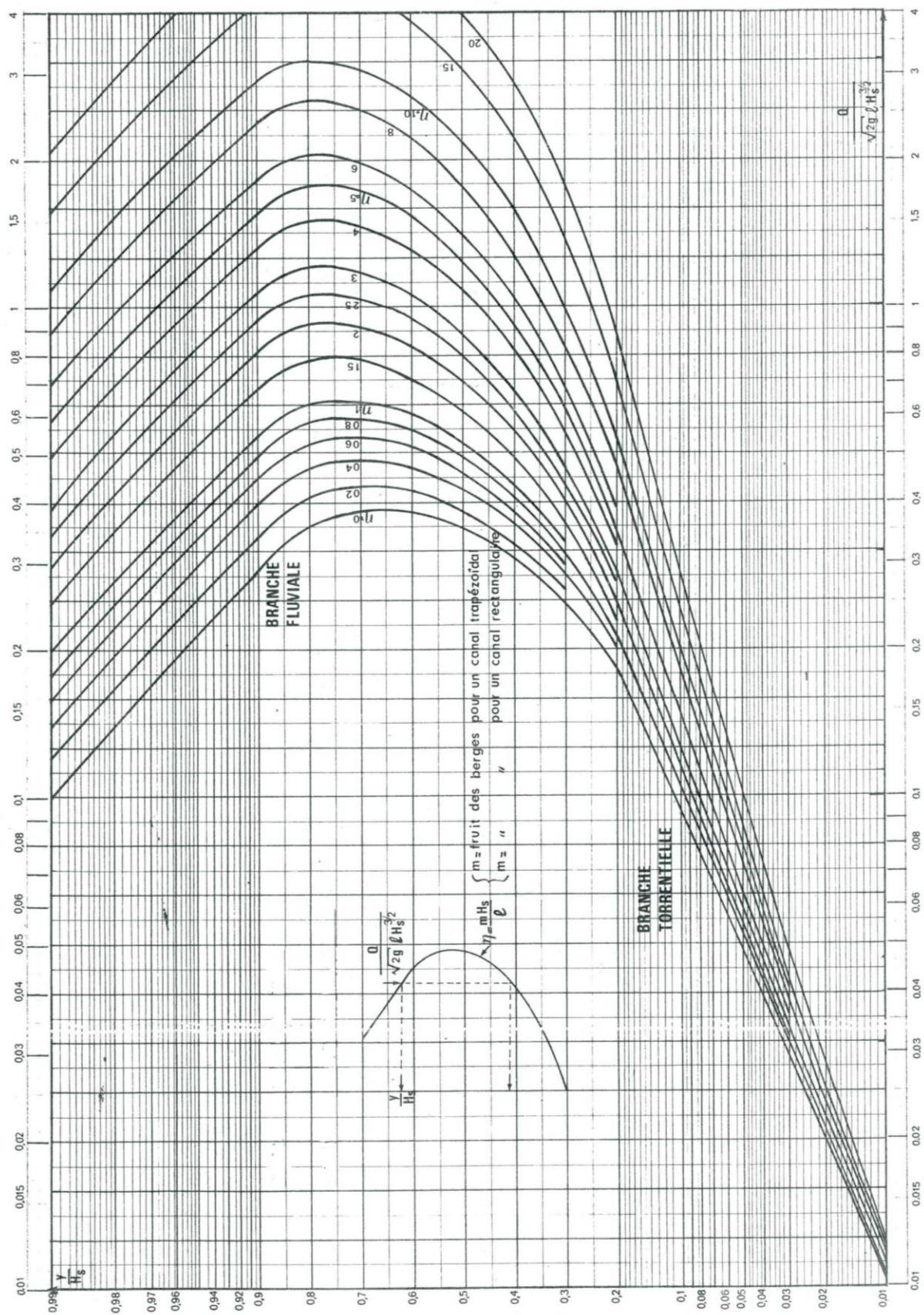
Annexe N°IV.02 : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.

N°	Matériaux	Talus	
		m ₁	m ₂
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

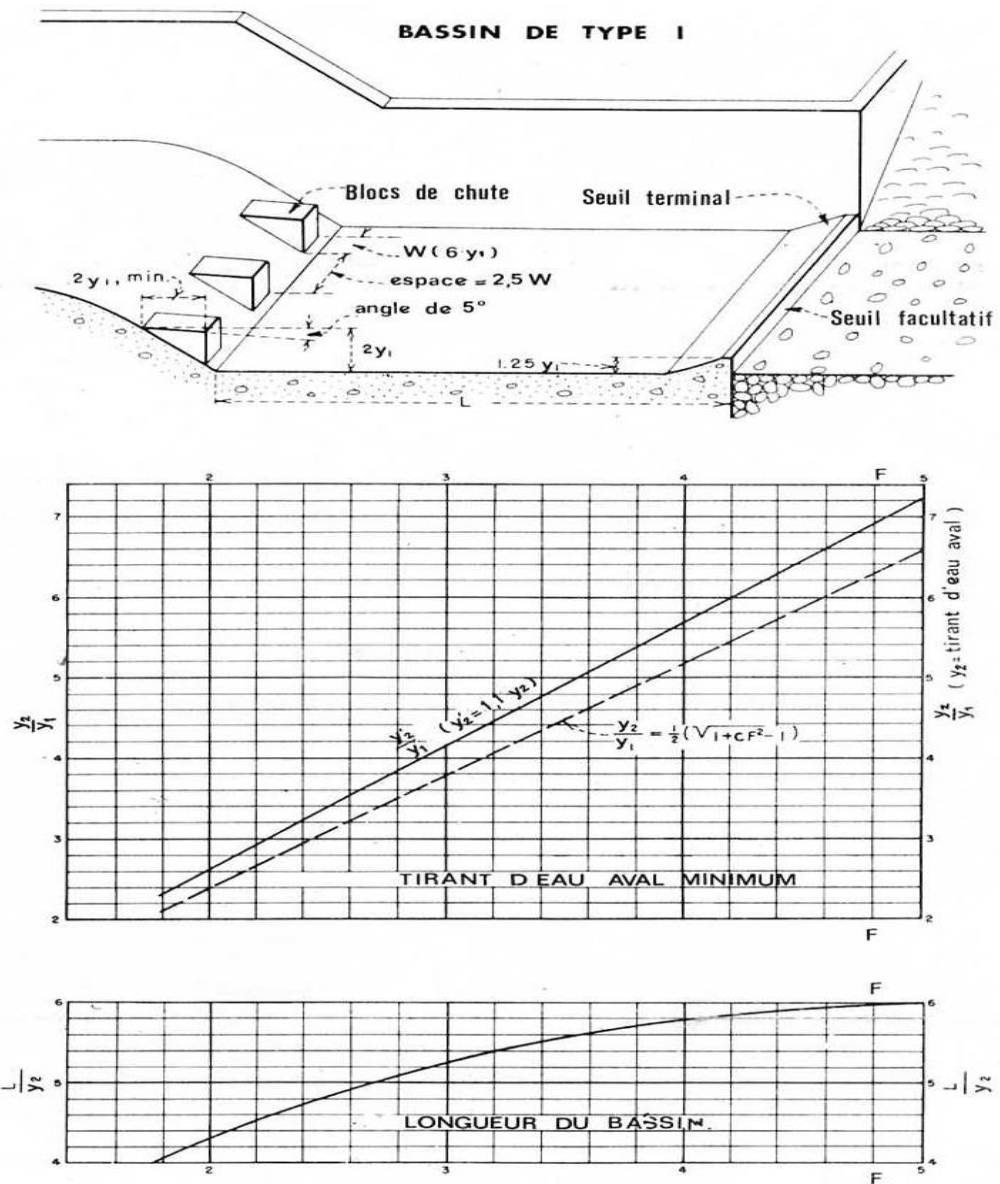
Annexe N°IV.03 : Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canivaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

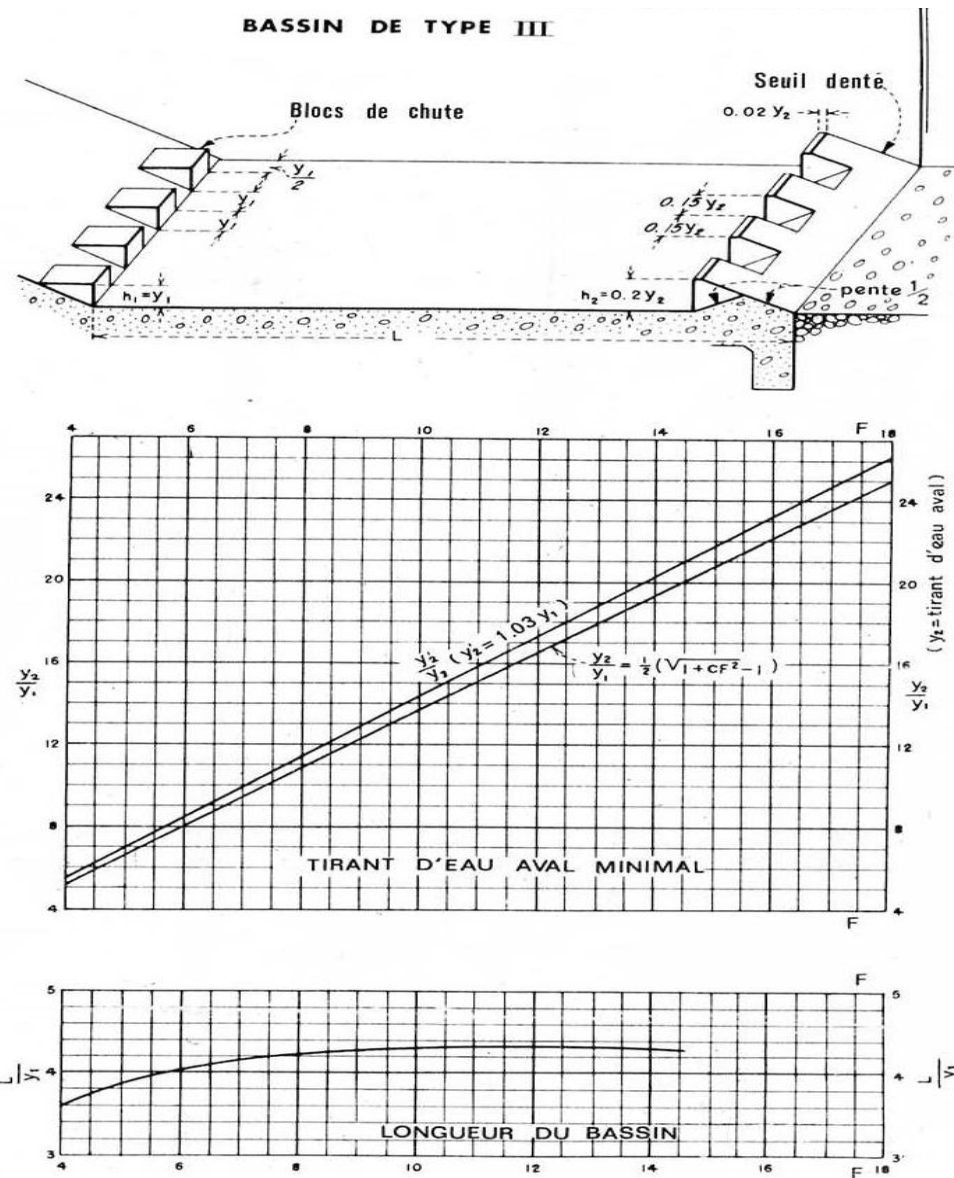
Annexe N° IV.04 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.



Annexe IV.05 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR). (Extrait de « DESIGN OF SMALL DAMS »).

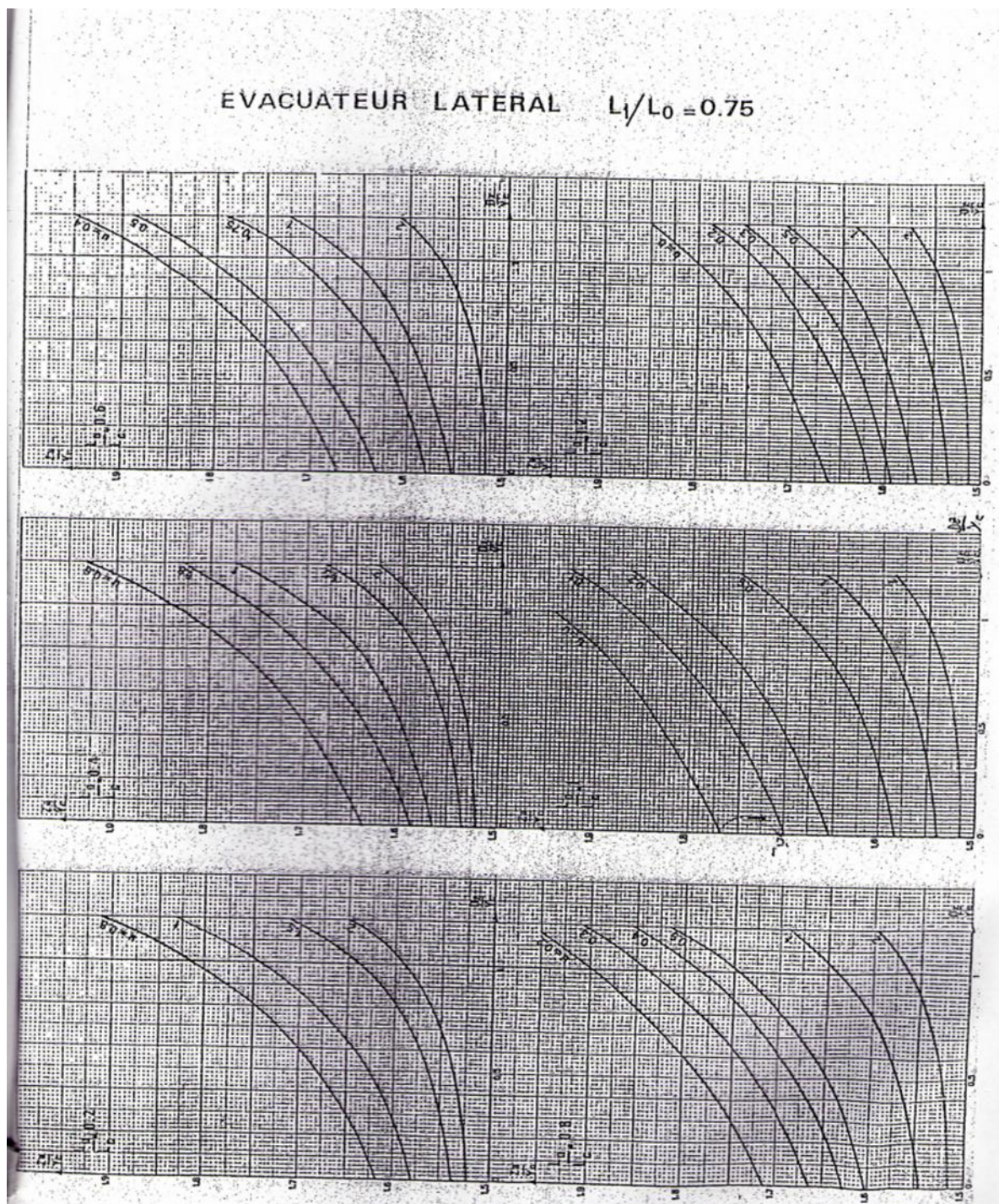


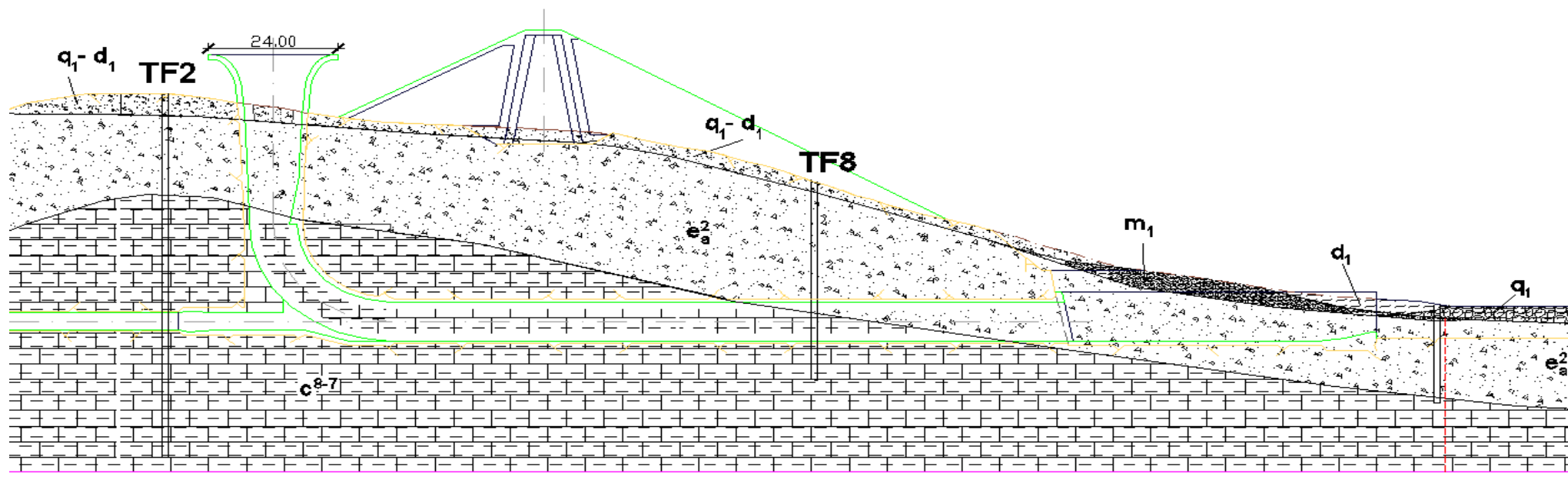
Annexe IV.06: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).



Annexe N°IV.07: Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral.

$$(L_1/L_0 = 0.75).$$





L É G E N D E



Deluvium



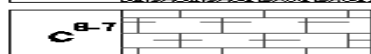
Eboulis de pente-cakioux et blocs dans une matrice argilo-sableuse



Alluvions



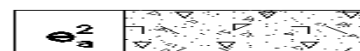
Alluvions anciennes (niveau inferieur)



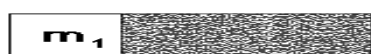
Marnes et calcaires (senonien)



Terase, depots alluvionnaires



Argiles et quartzites (medjanien)

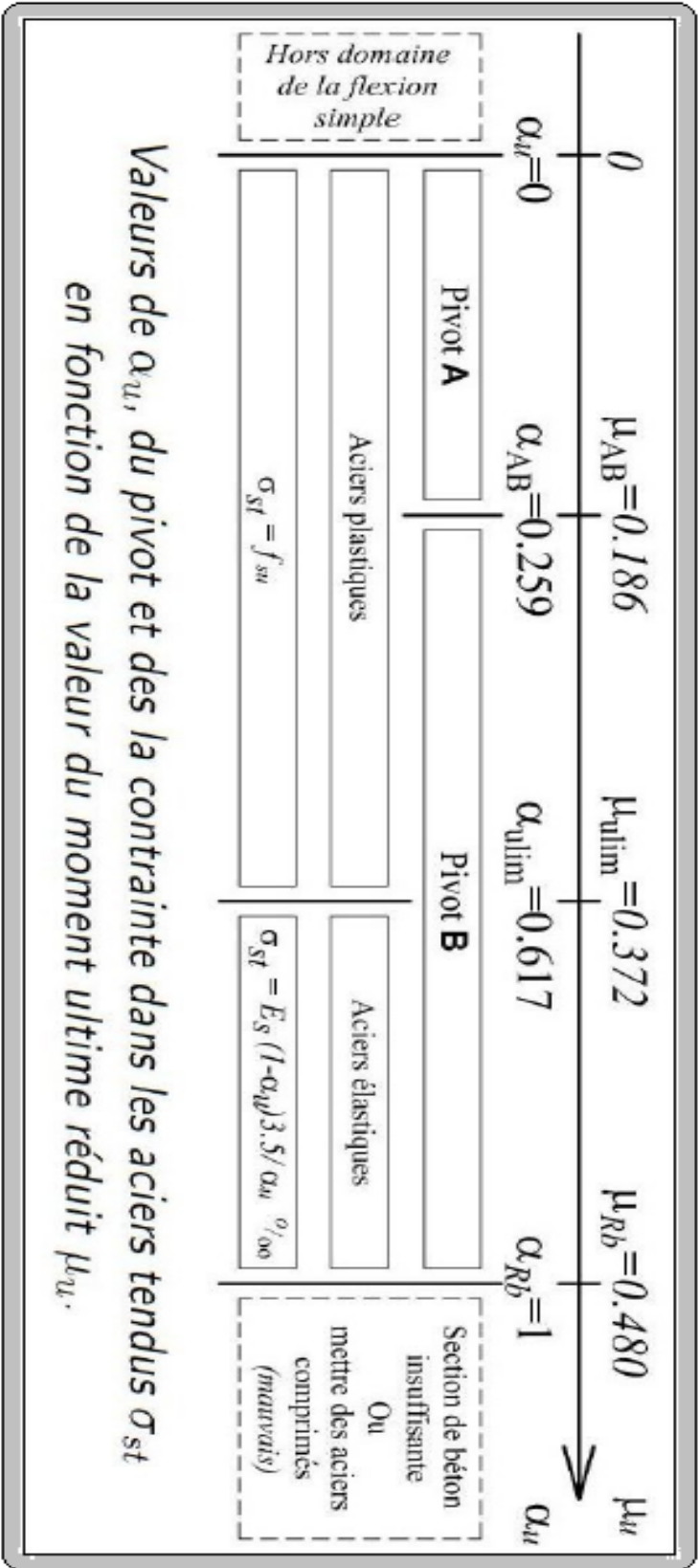


Argiles et poudingues rouges (oligocene)

Annexe N°IV.08: coupe géologique de la 2^{ème} variante.

**Annexe N°V.01 : le coefficient de proportionnalité de la nature du sol de
fondation(C).**

Dénomination du sol	C	Dénomination du sol	C
Sols limoneux	8	Tourbe décomposée	8
Sables fins	6	Tourbe nature	5
Sables moyens	5	Sols lœssiques	4-3.5
Sables grossiers	4	Sables argileux Limons argileux	3.5-3
Galets	3	Sols graveleux	3,5



Annexe N°V.03 : Les appareils des essais de contrôle de qualité de béton.

Essai d'écrasement.



Essai Los Angeles.



Essai de perméabilité.



Ecrasement du ciment.



Essai d'affaissement (cône d'Abrams)



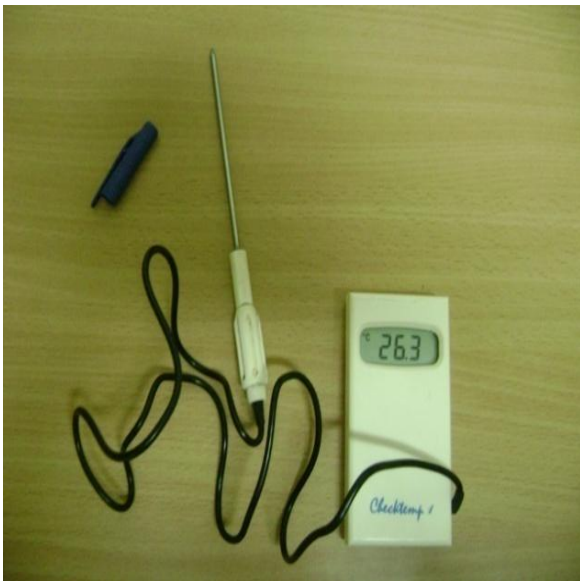
Temps de prise du ciment (appareil Vicat).



Equivalent de sable.



Thermomètre (la température du béton).



Granulométrie par tamisage.



Annexe N°VII.01 : Les unitaires des matériaux.

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	P.U
	Remblaiement avec des alluvions	m ³	529.55
	Exécution du noyau central d'argile	m ³	756.5
	Réalisation de la couche filtrante et drainante	m ³	1210.4
	<u>DEBLAIS :</u>		
01	Décapage terre végétale sous la digue	m ³	40
	Déblai en grande masse	m ³	140
	Evacuation déblais excédentaire à plus de 1 Km	m ³	70
02	Drainage sous évacuateur en tuyau PVC (06 bars) perforé à 13, sable de carrière de 0.1m, gravier 20/25.	m ³	1 000
03	Béton de propreté dosé à 150Kg/m ³	m ³	3 000
04	Béton cyclopéen dosé à 250 Kg/m ³	m ³	5 000
05	Béton armé dosé à 400 Kg/m ³	m ³	23 000
06	Béton ordinaire dosé à 250 Kg/m ³	m ³	5 000
07	Enduit étanche mise en œuvre sur les parois d'une épaisseur de 2 cm en trois couches	m ²	500
08	Enduit en ciment	m ²	400
09	Couvre joint en bitume	m ²	400
10	Joints type water-stop	ml	1 300
11	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour radier	m ³	1 800
12	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour canal d'évacuation	m ³	2 000
13	Forme de pente	m ³	5 000
14	Etanchéité multicouche	m ²	500

Annexe N°VI.01 : Les engins à utiliser pour les travaux de réalisation.

Pelle hydraulique sur chenilles.



Bulldozer.



Niveleuse.



Centrale à béton.



La grue.



Malaxeur.



Camions pour le transport du déblai.



Pompes à béton (Girafe).

